

**INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, EMBALSES
MULTIPROPÓSITO CUENCA SANTA MARÍA
VOLUMEN VÍAS Y DRENAJES**



CANAL DE PANAMÁ

TABLA DE CONTENIDO

1. RESUMEN EJECUTIVO	7
1.1. CRITERIOS DE DISEÑO	7
1.2. DISEÑO DE VÍAS	7
1.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	7
1.4. ANÁLISIS HIDROLÓGICOS	7
1.5. ANÁLISIS HIDRÁULICO	7
1.6. ÍNDICES DE CANTIDADES DE SEÑALIZACIÓN	7
1.7. CONCLUSIONES	8
2. OBJETIVOS	9
2.1. DISEÑO VIAL	9
2.2. DISEÑO DE DRENAJES	9
3. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO	10
4. CONDICIONES EXISTENTES	11
5. METODOLOGÍA DE TRABAJO	12
5.1. DISEÑO VIAL	12
5.2. DRENAJES	12
6. CRITERIOS DE DISEÑO	13
6.1. CRITERIOS DE DISEÑO VIAL	13
6.1.1. VEHÍCULO DE DISEÑO	13
6.1.2. VELOCIDAD DE DISEÑO	14
6.1.3. RADIO MÍNIMO DE GIRO	14
6.1.4. PENDIENTES LONGITUDINALES	14
6.1.6. SECCIONES TRANSVERSALES	16
6.1.7. RESUMEN DE PARÁMETROS DE DISEÑO	16
6.2. CRITERIOS HIDROLÓGICOS	17
6.3. CRITERIOS HIDRÁULICOS	18
7. DISEÑO DE VÍAS	18
7.1. ANÁLISIS DE CONECTIVIDAD	20
7.2. DESCRIPCIÓN DE LOS ALINEAMIENTOS	21
7.2.1. Acceso a pie de presa	21
7.2.2. Acceso a ataguía	22
7.2.3. Accesos sistema de bombeo 1 - tanque	23
7.2.4. Acceso sistema de bombeo 2	24
7.2.4.1. Acceso tanque	24
7.2.4.2. Acceso bocatoma	24

7.2.5. Acceso sistema de bombeo 3 tanque y bocatoma	25
7.2.6. Acceso sistema de bombeo 4	26
7.2.6.1. Acceso tanque	26
7.2.6.2. Acceso bocatoma	26
7.2.7. Vía sustitutiva 1	28
7.2.8. Vía sustitutiva 2	29
8. RESULTADOS DEL DISEÑO GEOMÉTRICO	31
8.1. PLANOS	31
8.2. MEMORIAS DE CÁLCULO	31
8.2.1. Cálculo de cantidades de obra	31
8.2.2. Reportes de alineamiento	32
9. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	33
9.1. CONFIGURACIÓN DE TALUDES	33
9.2. ESTRUCTURA DE PAVIMENTO	33
10. ANÁLISIS HIDROLÓGICOS	34
10.1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	34
10.1.1. Información hidrológica	34
10.1.2. Información cartográfica	34
10.2. METODOLOGÍA	34
10.3. ANÁLISIS DE CAUDALES	34
10.3.1. Caracterización morfométrica de las cuencas	34
10.3.2. Método racional	37
10.3.2.1. Coeficiente de escorrentía	37
10.3.2.2. Intensidad de la precipitación	38
10.3.3. Método directo basado en registros de caudales máximos instantáneos	41
10.4. JUSTIFICACIÓN DE FÓRMULAS EMPLEADAS	44
10.5. APLICACIÓN DE LAS TEORÍAS Y MÉTODOS DE PREDICCIÓN	44
11. ANÁLISIS HIDRÁULICOS	47
11.1. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS	47
11.1.1. Obras De Drenaje Transversal, Alcantarillas Y Box Culvert	47
11.1.2. Funcionamiento Hidráulico	48
11.1.3. Análisis De Obras De Drenaje Transversal, Alcantarillas Y Box Culvert	49
11.2. DRENAJE LONGITUDINAL	51
11.2.1. Cunetas	51
11.2.1.1. Cuneta lateral	52
11.2.1.2. Cuneta Berma	53
11.2.2. Zanjas De Coronación	53
11.2.3. Estructuras Escalonadas	54

11.2.4. Obras mayores	55
12. ESTIMACIÓN DE CANTIDADES DE SEÑALIZACIÓN A PARTIR DE ÍNDICES	56
12.1. CRITERIOS PARA LA ESTIMACIÓN DE CANTIDADES DE SEÑALIZACIÓN	56
12.2. CANTIDADES DE SEÑALIZACIÓN	56
13. CANTIDADES DE OBRAS HIDRÁULICAS	58
14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	59
14.1. DISEÑO VIAL	59
14.2. DRENAJES	59
15. REFERENCIAS	60
16. ANEXOS	61

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Vehículo de diseño

Figura 2. Vías diseñadas zona de obras cuenca Santa María

Figura 3. Vías diseñadas sistemas de bombeo cuenca Santa María

Figura 4. Definición vías sustitutivas

Figura 5. Acceso a pie de presa

Figura 6. Acceso a ataguía

Figura 7. Acceso a tanque - sistema de bombeo 1

Figura 8. Acceso a tanque y bocatoma - sistema de bombeo 2

Figura 9. Acceso sistema de bombeo 3

Figura 10. Acceso bocatoma sistema de bombeo 4

Figura 11. Acceso tanque sistema de bombeo 4

Figura 12. Vía sustitutiva 1 - cuenca Santa María

Figura 13. Vía sustitutiva 2 - cuenca Santa María

Figura 14. Curvas IDF a diferentes periodos de retorno.

Figura 15. Localización estación hidrométrica San Francisco.

Figura 16. Ajusta probabilístico de caudales máximos Estación San Francisco – Río Santa Maria (132-01-03).

Figura 17. Alternativas para localización en planta de alcantarillas

Figura 18. Condiciones de flujo en alcantarillas

Figura 19. Elementos de drenaje longitudinal

Figura 20. Sección cuneta lateral en calzada

Figura 21. Sección cuneta berma

Figura 22. Sección de zanja de coronación

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Radio mínimo de acuerdo con el peralte y coeficiente de fricción

Tabla 2. Pendiente máxima para vías rurales locales

Tabla 3. Criterios de diseño para curvas verticales convexas con base en la distancia de visibilidad de parada

Tabla 4. Criterios de diseño para curvas verticales cóncavas con base en la distancia de visibilidad de parada

Tabla 5. Parámetros mínimos de diseño geométrico

Tabla 6. Periodos de retorno de diseño obras de drenaje.

Tabla 7. Vías diseñadas - cuenca Santa María

Tabla 8. Resumen volúmenes de explanación

Tabla 9. Resumen volúmenes de pavimento

Tabla 10. Estructuras de pavimento

Tabla 11. Formulaciones empíricas para el cálculo del tiempo de concentración.

Tabla 12. Características morfométricas y tiempos de concentración de las cuencas en estudio para áreas mayor 0.1 km².

Tabla 13. Coeficientes de Escorrentía - Manual de Requisitos y Normas Generales de Panamá.

Tabla 14. Valores de Intensidad en mm/h para diferentes periodos de retorno.

Tabla 15. Descripción de la información de caudales máximos instantáneos recopilada.

Tabla 16. Caudales máximos asociados a diferentes periodos de retorno en la estación San Francisco. Periodo 1955-2015.

Tabla 17. Caudales máximos en m³/s asociados a diferentes periodos de retorno en las cuencas analizadas.

Tabla 18. Caudales máximos en m³/s obtenidos en todas las cuencas analizadas.

Tabla 19. Dimensionamiento obras proyectadas - Cuenca Santa María

Tabla 20. Análisis y revisión hidráulica cunetas cuenca Santa María

Tabla 21. Análisis y revisión hidráulica Zanjas cuenca Santa María

Tabla 22. Dimensiones de las estructuras escalonadas

Tabla 23. Estructuras tipo Puente

Tabla 24. Índices de cantidades de señalización

Tabla 25. Cantidades de obra - Vías cuenca Santa María

Tabla 26. Caudales máximos en m³/s asociados a diferentes periodos de retorno en las cuencas analizadas.

1. RESUMEN EJECUTIVO

El presente informe describe la información, criterios, parámetros, análisis hidrológicos e hidráulicos y procedimientos desarrollados para la ejecución de los diseños viales conceptuales. Igualmente, este informe incluye el diseño hidráulico y el planteamiento de las obras de drenaje necesarias para manejo de la escorrentía en las vías proyectadas en la cuenca Santa María.



1.1. CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios de diseño son descritos y definidos en el documento, de acuerdo con los requerimientos y recomendaciones del “Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos, parámetros recomendados en el diseño del sistema de calles, y drenajes pluviales del Ministerio de Obras Públicas de Panamá MOP”, de la norma AASHTO 2011 y del “Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica”.

1.2. DISEÑO DE VÍAS

En la cuenca Santa María se ejecutó el diseño geométrico de 9.78 km de vías de acceso, los cuales conducen a las obras principales del estudio y se integran con la infraestructura existente. Los diseños se definieron de acuerdo con los parámetros establecidos en el documento *AZU-ING-INF-001 INFORME DE CRITERIOS DE DISEÑO* y a partir de información topográfica del modelo jaxa.

1.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

En este numeral se presentan los parámetros geotécnicos en cuanto a taludes y pavimentos, implementados en el estudio.

1.4. ANÁLISIS HIDROLÓGICOS

El análisis hidrológico de las cuencas interceptadas por los trazados viales propuestos para la cuenca Santa María, se realizó a partir de los lineamientos establecidos en el Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos, parámetros recomendados en el diseño del sistema de calles, y drenajes pluviales de acuerdo a lo exigido en el Ministerio de Obras Públicas de Panamá.

1.5. ANÁLISIS HIDRÁULICO

En diseño hidráulico de las vías de acceso proyectadas para la cuenca Santa María corresponde al diseño de las obras de drenaje longitudinal y transversal para manejo de la escorrentía superficial de 6.75 km vías, las cuales conducen a las obras principales del proyecto y se integran con la infraestructura existente.

1.6. ÍNDICES DE CANTIDADES DE SEÑALIZACIÓN

La estimación de cantidades de señalización, se realizó a partir de índices, para lo cual se tuvo en cuenta trazado preliminar de las vías y las señales estipuladas en el Manual Centroamericano de Dispositivos Uniformes para el Control de Tránsito (2014/2000) en cual fue expedido por la Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA) mediante la Resolución No. 02-2014 (COMITRAN-XXIII); y para el caso de barreras de contención, lo indicado en el Roadside Design Guide. American Association of State Highway and Transportation Officials.



1.7. CONCLUSIONES

- Se realizó un diseño funcional que satisface los requerimientos de acceso a cada uno de los componentes del proyecto y se presenta como resultado, las cantidades de obra necesarias para evaluar la etapa de diseño conceptual.
- En etapas posteriores de diseño se deben tener en cuenta que para los diseños viales presentados se realizaron a partir de topografía tomada del modelo jaxa. Esta topografía presenta menor nivel de precisión respecto a una topografía detallada, por lo tanto, los trazados y cantidades deben ser verificados.
- Se diseñaron vías sustitutivas con especificaciones similares a las de las vías que se afectan por el embalse. Con estas vías se garantiza la conectividad vial que existía antes de la ejecución del proyecto. Se recomienda en el diseño detallado garantizar el empalme con las vías existentes.
- El análisis hidrológico de las cuencas, se realizó a partir de los lineamientos establecidos en el Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos de Panamá. La delimitación de las cuencas interceptadas por los trazados viales propuestos y la caracterización morfométrica de las mismas se realizó a partir del Modelo Digital de Terreno (DTM) Jaxa.
- Los caudales máximos para cuencas con áreas de drenaje menores a 2.5 km² se estimaron a partir del Método Racional, mientras que para cuencas mayores a 2.5 km² se calcularon a partir del método del hidrograma unitario del Soil Conservation Service. Las coberturas de las cuencas analizadas se obtuvieron del "Mapa de cobertura y uso de la tierra 2012 realizado por el Ministerio de Ambiente de Panamá, con apoyo técnico y financiero de la Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura, FAO". (MIAMBIENTE, 2019).

2. OBJETIVOS

2.1. DISEÑO VIAL

- Establecer los criterios apropiados para el diseño geométrico conceptual de las vías de acceso de la cuenca Santa María.
- Presentar los diseños geométricos conceptuales de las vías de acceso a las obras principales y de las vías sustitutivas.
- Generar planos y estimar cantidades de obra como resultado del estudio.

2.2. DISEÑO DE DRENAJES

- Diseñar a nivel conceptual las obras de drenaje necesarias para el manejo de la escorrentía generada hacia los accesos viales de la cuenca Santa María y sus áreas adyacentes, acorde con las recomendaciones del MOP.
- Realizar los análisis hidrológicos aplicables que permitan establecer los caudales de diseño de las obras de drenaje transversal y longitudinal para las vías de acceso proyectadas en la cuenca Santa María.
- Plantear y realizar el diseño hidráulico conceptual de las obras de drenaje transversal necesarias para el manejo del drenaje de las vías de acceso proyectadas en la cuenca Santa María.
- Plantear y realizar el diseño hidráulico conceptual de las obras de drenaje longitudinal necesarias para el manejo del drenaje de las vías de acceso proyectadas en la cuenca Santa María.
- Calcular las cantidades de obras hidráulicas proyectadas para los accesos viales de la cuenca Santa María.

3. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Los diseños viales fueron desarrollados con el fin de obtener una evaluación de la viabilidad y un orden de magnitud de las cantidades de obra requeridas para la construcción de las vías del proyecto en la cuenca Santa María.

Teniendo en cuenta que las obras principales se proyectan en zonas donde en la actualidad no hay intervención, es necesario diseñar caminos que permitan el acceso de personal, equipos y materiales para su construcción. Respecto a los sistemas de bombeo, estos fueron diseñados en zonas cercanas a servidumbres, sin embargo, hay que diseñar ramales que permitan acceder desde las vías existentes más próximas hasta los tanque y bocatomas de cada sistema de bombeo.

En cuanto a la conectividad vial, se requiere diseñar vías sustitutivas en los puntos donde la red vial se ve interrumpida por el área de inundación del embalse.

En relación a los análisis de hidrología e hidráulica, estos se desarrollaron a partir de los alineamientos proyectados para cada uno de los acceso viales, y a partir de estos se continuó con el planteamiento de las obras de drenaje longitudinal y transversal necesarias para manejo de la escorrentía.



4. CONDICIONES EXISTENTES

Teniendo en cuenta que las vías diseñadas son totalmente nuevas y su necesidad se definió durante la etapa de diseño conceptual del proyecto, no hay antecedentes ni diseños previos.

Las vías diseñadas en la presa Santa María se proyectan en zonas donde en la actualidad no hay intervención, respecto a las vías Sustitutivas, existen carretables de bajas especificaciones, que se afectan en un tramo por el reservorio, por lo cual se diseñaron las vías sustitutivas.

5. METODOLOGÍA DE TRABAJO

5.1. DISEÑO VIAL

Para el diseño geométrico de las carreteras se emplearon los parámetros definidos en el documento *AZU-ING-INF-001 INFORME DE CRITERIOS DE DISEÑO*. Estos parámetros fueron seleccionados de acuerdo con las condiciones de operación requeridas y en cumplimiento con lo establecido en los términos de referencia y la normatividad aplicable.

En el planteamiento de los parámetros de diseño geométrico de las vías, se consideró el aprovechamiento de las carreteras existentes y se evaluó el trazado que presente la menor afectación ambiental, con el objetivo de disminuir los costos de las alternativas evaluadas y optimizar los tiempos de diseño.

Una vez establecidos los parámetros de diseño geométrico e identificados los puntos de empalme obligados, con la ayuda del software de diseño Civil 3D, se procedió a ejecutar el diseño de los ejes de las carreteras de acceso, verificando el perfil de acuerdo con los parámetros de la normativa relacionados a las pendientes mínimas, máximas y curvas verticales. El diseño se realizó tomando como base un Modelo Digital de Terreno (DTM) a partir de información Jaxa.

El trazado se definió teniendo en cuenta la cota de salida y llegada de la carretera, pasos obligados como conexión con las demás carreteras existentes y condiciones geotécnicas apropiadas entre otros. Finalmente, a partir de los alineamientos horizontales y verticales seleccionados, se elaboraron planos de alineamiento horizontal y vertical y el análisis de movimiento de tierra por medio del DTM.

El cálculo de los índices de cantidades de señalización fue realizado teniendo en cuenta los diseños en planta y en función de los criterios de diseño establecidos.

5.2. DRENAJES

El diseño del sistema de drenaje de las vías de acceso proyectadas en la cuenca Santa María está en función del diseño geométrico y las condiciones morfométricas de las áreas adyacentes. La ejecución de los diseños de las obras de drenaje se realizó según la siguiente secuencia de actividades:

- Análisis morfométrico de las cuencas aferentes. La delimitación de estas se realizó tomando como base el Modelo Digital de Terreno (DTM) desarrollado a partir de información Jaxa.
- Estimación de los valores de lluvia de diseño.
- Estimación de caudales de diseño.
- Identificación de los sectores y sitios donde se necesita obras de drenaje (transversales y longitudinales) para el manejo de la escorrentía superficial. La identificación de los sitios se realizó tomando como base el Modelo Digital de Terreno (DTM) desarrollado a partir de información Jaxa.
- Dimensionamiento de las obras de drenaje proyectadas.
- Elaboración de planos de cuencas aferentes, de localización en planta de las obras (transversales y longitudinales) y de detalles de las obras.

6.1.2. VELOCIDAD DE DISEÑO

Teniendo en cuenta el tipo de terreno escarpado las características operacionales y funcionales de las carreteras requeridas, se adoptó una velocidad de diseño de 30 km/h, con el fin de asegurar que los vehículos puedan transitar sobre las carreteras en condiciones seguras. A partir de la velocidad de diseño seleccionada, se dimensionaron los elementos geométricos de planta y perfil, verificando que estos cumplan con las dimensiones mínimas especificadas en la normativa aplicable.

6.1.3. RADIO MÍNIMO DE GIRO

El radio mínimo de giro corresponde al valor límite de curvatura que requiere el vehículo de diseño para girar a la velocidad de diseño seleccionada. Con base en las recomendaciones del Manual de la AASHTO de 2011 se adoptará un radio de 21 m, para una carretera con peralte máximo del 6% y un coeficiente de fricción transversal de 0.28 (ver Tabla 1). Cabe resaltar que el radio mínimo de curvatura únicamente se debe utilizar en situaciones extremas donde sea inevitable la aplicación de radios mayores.

Tabla 1. Radio mínimo de acuerdo con el peralte y coeficiente de fricción

Metric					
Design Speed (km/h)	Maxim e (%)	Maxim f	Total (e/100 + f)	Calculated Radius (m)	Rounded Radius (m)
15	4.0	0.40	0.44	4.0	4
20	4.0	0.35	0.39	8.1	8
30	4.0	0.28	0.32	22.1	22
40	4.0	0.23	0.27	46.7	47
50	4.0	0.19	0.23	85.6	86
60	4.0	0.17	0.21	135.0	135
70	4.0	0.15	0.19	203.1	203
80	4.0	0.14	0.18	280.0	280
90	4.0	0.13	0.17	375.2	375
100	4.0	0.12	0.16	492.1	492
15	6.0	0.40	0.46	3.9	4
20	6.0	0.35	0.41	7.7	8
30	6.0	0.28	0.34	20.8	21
40	6.0	0.23	0.29	43.4	43
50	6.0	0.19	0.25	78.7	79
60	6.0	0.17	0.23	123.2	123
70	6.0	0.15	0.21	183.7	184
80	6.0	0.14	0.20	252.0	252
90	6.0	0.13	0.19	335.7	336
100	6.0	0.12	0.18	437.4	437
110	6.0	0.11	0.17	560.4	560
120	6.0	0.09	0.15	755.9	756
130	6.0	0.08	0.14	950.5	951

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011



6.1.4. PENDIENTES LONGITUDINALES

De acuerdo con la norma AASHTO 2011, para garantizar el control del drenaje superficial de las carreteras la pendiente longitudinal mínima no deberá ser inferior al 0,3% en casos donde la superficie sea pavimentada y 0,5% en superficies sin pavimentar.

Por otro lado, la norma AASHTO 2011 recomienda que para velocidades de 30 km/h en vías rurales locales con terreno montañoso se utilice una pendiente longitudinal máxima del 16% con el fin de que el diseño sea flexible y se acomode a la topografía y a las condiciones del terreno existentes.

Tabla 2. Pendiente máxima para vías rurales locales

Type of Terrain	Metric								
	Maximum Grade (%) for Specified Design Speed (km/h)								
	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Level	9	8	7	7	7	7	6	6	5
Rolling	12	11	11	10	10	9	8	7	6
Mountainous	17	16	15	14	13	12	10	10	—

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011

6.1.5. LONGITUD MÍNIMA DE LAS CURVAS VERTICALES

La longitud mínima de las curvas verticales se determina en función del criterio de operación descrito en el manual de la AASHTO de 2011. Con el fin de evitar al usuario la sensación de cambios súbitos debido a un cambio de pendiente longitudinal, se definirá un parámetro K mediante el cual se podrá hacer un control sobre la distancia de visibilidad de parada y obtener la longitud mínima de la curva vertical de acuerdo con la Tabla 3 y con la Tabla 4.

Tabla 3. Criterios de diseño para curvas verticales convexas con base en la distancia de visibilidad de parada

Design Speed (km/h)	Stopping Sight Distance (m)	Metric	
		Rate of Vertical Curvature, K^a	
		Calculated	Design
20	20	0.6	1
30	35	1.9	2
40	50	3.8	4
50	65	6.4	7
60	85	11.0	11
70	105	16.8	17
80	130	25.7	26
90	160	38.9	39
100	185	52.0	52
110	220	73.6	74
120	250	95.0	95
130	285	123.4	124

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011

Tabla 4. Criterios de diseño para curvas verticales cóncavas con base en la distancia de visibilidad de parada

Design Speed (km/h)	Stopping Sight Distance (m)	Metric	
		Rate of Vertical Curvature, K^a	
		Calculated	Design
20	20	2.1	3
30	35	5.1	6
40	50	8.5	9
50	65	12.2	13
60	85	17.3	18
70	105	22.6	23
80	130	29.4	30
90	160	37.6	38
100	185	44.6	45
110	220	54.4	55
120	250	62.8	63
130	285	72.7	73

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011

6.1.6. SECCIONES TRANSVERSALES



Para los accesos a obras y las vías sustitutivas se manejó un ancho de carril de 3,65 m, y un ancho de carril de 3,0 m para los accesos a los sistemas de bombeo, ya que son vías de menor importancia y de uso intermitente.

6.1.7. RESUMEN DE PARÁMETROS DE DISEÑO

Con base en la normatividad vigente adoptada, se definieron los parámetros de diseño tanto en planta como en perfil y sección transversal para los distintos corredores, esto teniendo en cuenta las características físicas y topográficas de la zona de influencia del proyecto. La Tabla 5 resume los parámetros adoptados para el diseño del proyecto.



Tabla 5. Parámetros mínimos de diseño geométrico

Criterio de diseño	Parámetro	Fuente
Vehículo de diseño	WB 19 Dimensiones del vehículo de diseño	Manual de la AASHTO de 2011, pg. 2-23
Velocidad de diseño	30 km/h	
Radio mínimo de giro	21 m	Manual de la AASHTO de 2011, pg. 3-32
Pendientes longitudinales	Pendiente longitudinal mínima: 0.3 % Pendiente longitudinal máxima: 16 %	Manual de la AASHTO de 2011, pg. 3-119, 5-3
Longitud mínima de las curvas verticales Parámetro K	Tasa de curvatura vertical curva en cresta K: 2 Tasa de curvatura vertical curva cóncava K: 6	Manual de la AASHTO de 2011, pg. 3-155, 3-161
Bombeo normal	Carreteras en afirmado: 3 %	Manual de la AASHTO de 2011, pg. 4-6
Secciones transversales	Ancho de carril: 3.65 m Ancho de carril sistemas de bombeo: 3.0 m	

6.2. CRITERIOS HIDROLÓGICOS

Para los análisis hidrológicos e hidráulicos asociados al sistema de drenaje de los acceso viales del proyecto se siguieron las recomendaciones del “Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos, parámetros recomendados en el diseño del sistema de calles, y drenajes pluviales del Ministerio de Obras Públicas de Panamá” y del “Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica”.

Para los análisis hidrológicos se tuvieron en cuenta los siguientes criterios de diseño:

- En la estimación de los caudales de diseño de las obras de drenaje de acuerdo con el MOP, “El método racional se aceptará sólo para cálculos de soluciones pequeñas con áreas de drenaje menores de 250 hectáreas y otros métodos para áreas de drenajes mayores de 250 hectáreas, inclusive”. (Ministerio de obras públicas de Panamá). Por lo tanto, para cuencas con áreas de drenaje menores a 2.5 km² se utilizó el Método Racional, mientras que para cuencas mayores a 2.5 km² los caudales máximos se calcularon por el método directo de transposición de caudales a partir de la información de caudal recopilada en la estación San Francisco ubicada en el río Santa María.
- El periodo de retorno de diseño de las obras de drenaje se adoptó de acuerdo con las recomendaciones del MOP, tal como se presenta en la Tabla 6.

Tabla 6. Periodos de retorno de diseño obras de drenaje.

Estructura	Periodo de retorno (Años)
*Alcantarillas pluviales, los aliviaderos de sistemas pluviales y zanjas de drenajes pluviales	10
Canalización de ríos o quebradas	50
Entubamiento, cajones pluviales, muros de retén en cauces y otras estructuras permanentes	50
Puentes sobre cauces	100

Fuente: Ministerio de obras públicas de Panamá - MOP, pág. 82.

*En el Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en centroamérica (DACGER, 2016) se recomienda que para alcantarillas y zanjas de drenaje se utilice un periodo de retorno de 20 años, dado que con este periodo de retorno se logra un diseño más conservador tomando en cuenta los fenómenos de huracanes de la zona, se decide adoptar la recomendación de este manual.

6.3. CRITERIOS HIDRÁULICOS

Para los análisis hidráulicos se tuvieron en cuenta los siguientes criterios de diseño:



- La velocidad mínima de diseño se adoptó en 1.0 m/s, con el fin de evitar sedimentación.
- Tomando en cuenta que tanto las obras transversales y longitudinales se proyectaron en concreto, se adoptó como velocidad máxima de diseño 4.57 m/s.
- El diámetro mínimo de las alcantarillas es de 0.9 m, con el fin de facilitar las labores de limpieza.
- El recubrimiento mínimo de las alcantarillas desde la rasante de la vía hasta la clave de la tubería es de 1.0 m.
- La relación tirante h/D para las alcantarillas no debe exceder el valor de 0.8.
- La relación Hw/D para las alcantarillas no debe exceder el valor de 1.2.

7. DISEÑO DE VÍAS

Con el objetivo de acceder a las diferentes obras del proyecto y para sustituir las vías que se afectan por el potencial embalse, se realizó el diseño conceptual de las vías presentadas en la Figura 2 y en la Figura 3.

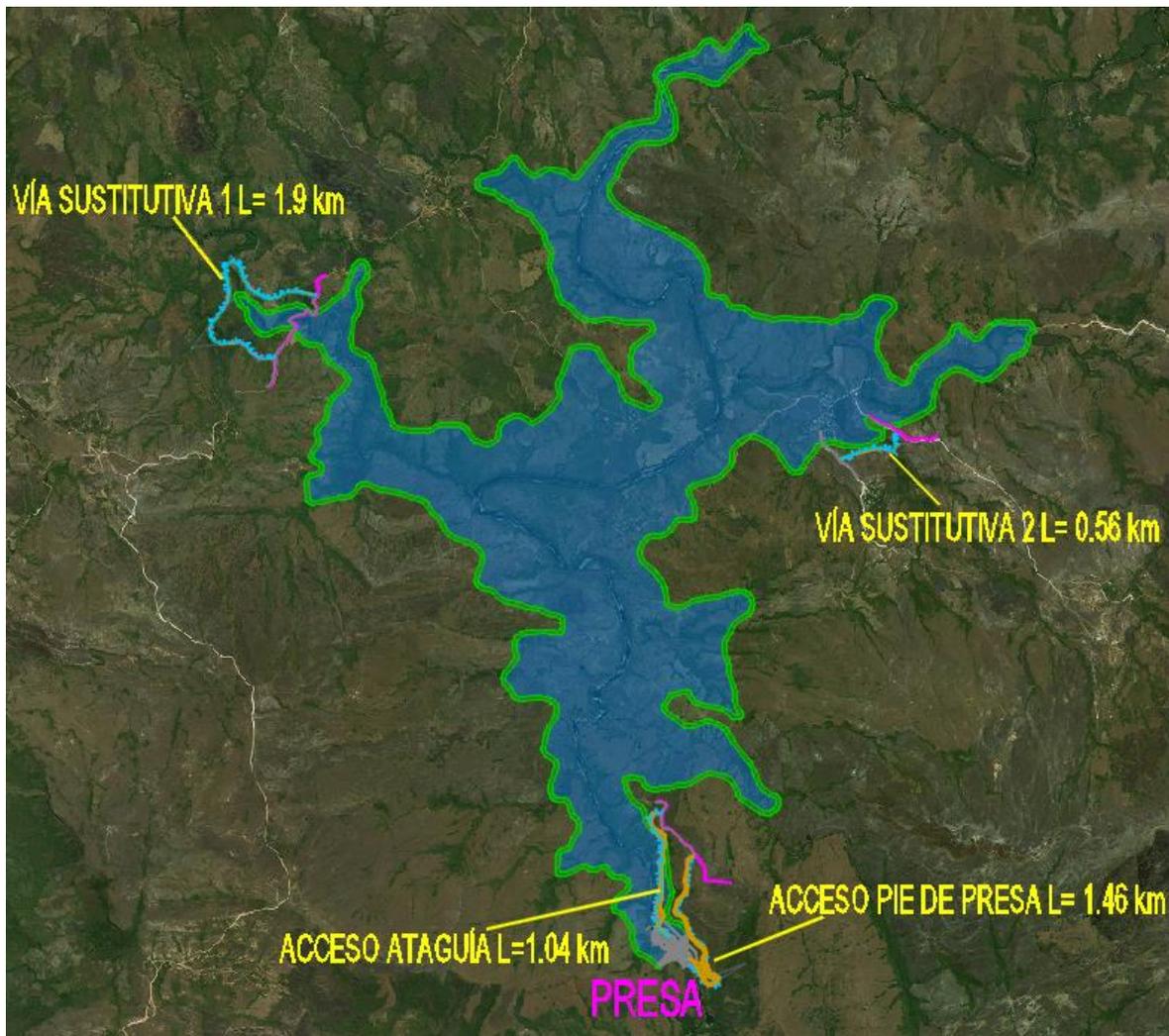


Figura 2. Vías diseñadas zona de obras cuenca Santa María



Figura 3. Vías diseñadas sistemas de bombeo cuenca Santa María



7.1. ANÁLISIS DE CONECTIVIDAD

Se realizó un análisis de conectividad y se definieron vías Sustitutivas en los puntos donde la red vial se ve interrumpida por el área de inundación del reservorio y se puede reestablecer con el diseño de un tramo vial. Para los caso de las vías agrícolas que quedan totalmente inundadas y que requerirían vías sustitutivas muy largas bordeando el embalse, se debe evaluar la necesidad de muelles en la siguiente etapa de diseño.

El análisis de conectividad realizado en la cuenca Santa María se presenta en la Figura 4.

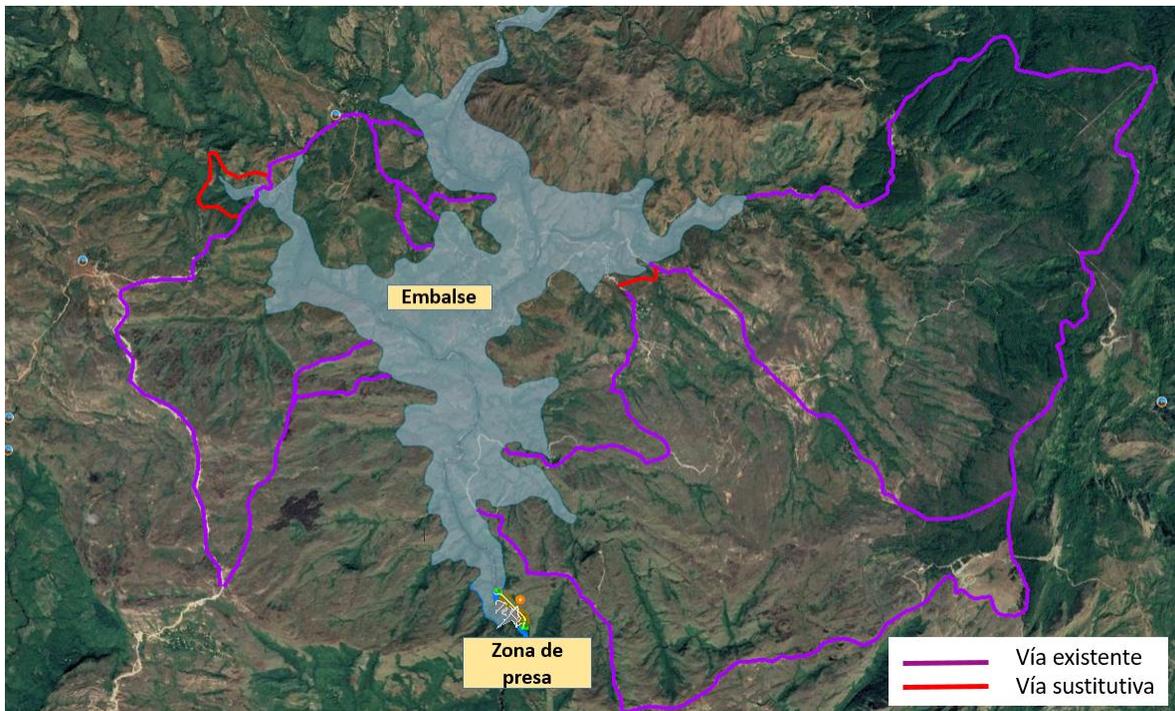


Figura 4. Definición vías sustitutivas



7.2. DESCRIPCIÓN DE LOS ALINEAMIENTOS

En la Tabla 7 se presenta la descripción, longitud y función de cada una de las vías diseñadas.

Tabla 7. Vías diseñadas - cuenca Santa María

EJE DE DISEÑO	LONG (km)	TIPO DE ACABADO	USO
Acceso a pie de presa	1,46	Material de subbase compactado	Tramo de vía para acceder a la parte baja de la presa y contraatagüa durante construcción.
Acceso a atagüa	1,04	Material de subbase compactado	Tramo de vía para acceder a la parte baja de la atagüa durante su construcción.
Acceso sistema de bombeo 1 - tanque	1,16	Material de subbase compactado	Tramo de vía para acceder a la zona del tanque del sistema de bombeo 1.
Acceso sistema de bombeo 2 - tanque	0,44	Material de subbase compactado	Tramo de vía para acceder a la zona del tanque del sistema de bombeo 2.
Acceso sistema de bombeo 2 - bocatoma	1,41	Material de subbase compactado	Tramo de vía para acceder a la zona de la bocatoma del sistema de bombeo 2.
Acceso sistema de bombeo 3 - tanque y bocatoma	1,07	Material de subbase compactado	Tramo de vía para acceder a la zona del tanque y la bocatoma del sistema de bombeo 3.
Acceso sistema de bombeo 4 - tanque	0,47	Material de subbase compactado	Tramo de vía para acceder a la zona del tanque del sistema de bombeo 4.
Acceso sistema de bombeo 4 - bocatoma	0,28	Material de subbase compactado	Tramo de vía para acceder a la zona de la bocatoma del sistema de bombeo 4.
Vía sustitutiva 1	1,90	Material de subbase compactado	Tramo de vía para sustituir una vía afectada por el embalse y garantizar la conectividad.
Vía sustitutiva 2	0,56	Material de subbase compactado	Tramo de vía para sustituir una vía afectada por el embalse y garantizar la conectividad.

7.2.1. Acceso a pie de presa

Para el acceso a pie de presa se diseñó una vía con una longitud de 1,46 km, la cual permite acceder a la parte baja de la presa y contraatagüa durante su construcción.

Parte desde la parte baja de la zona de presa pasando por la contraatagüa y por la parte superior del portal de salida del túnel de desviación en la abscisa K0+000 con cota 189,96, y finaliza en el K1+463.47 cota 372 empalmado con la vía existente sin pavimentar más cercana, desarrollándose por un terreno montañoso con pendiente ascendente que varía entre 6.5% y 14%. La vía cuenta con taludes de corte 0,75H: 1,0V y de terraplén 1.5H: 1,0V. Su superficie de rodadura es en material de subbase compactado, el ancho de calzada es de 7,30 m, bombeo normal 3,0% y cunetas de 1,0 m de ancho.

En la Figura 5 se presenta el trazado del acceso a pie de presa.

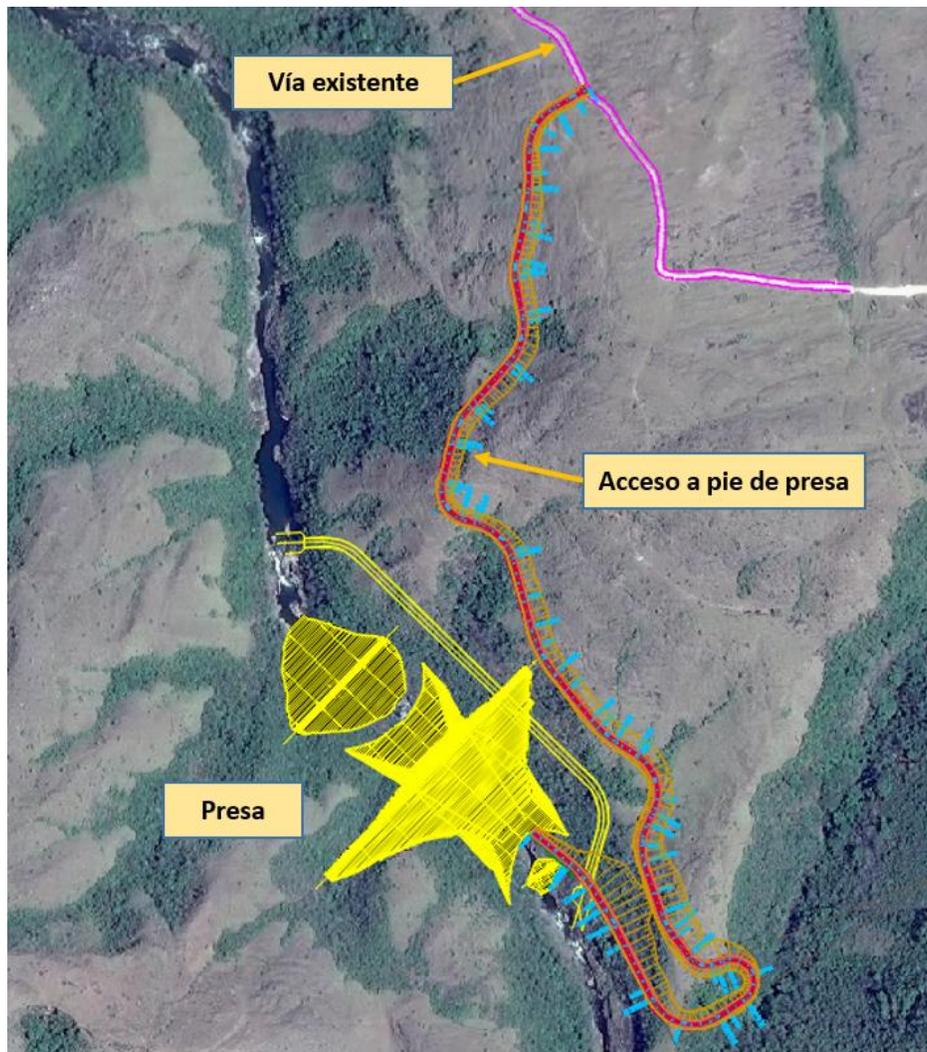


Figura 5. Acceso a pie de presa

7.2.2. Acceso a ataguía

El acceso a ataguía es una vía temporal con una longitud de 1,04 km que sirve para acceder a la parte baja de la ataguía durante su construcción. El K0+000 inicia en la parte baja de la zona de la ataguía en la cota 190,06 y avanza en el abscisado con una pendiente que varía entre 0,5% y 14% finalizando en el K1+036 cota 312 empalmando con la vía existente sin pavimentar más cercana. Tiene taludes de corte 0,75H: 1,0V y de terraplén 1,5H: 1,0V. Su superficie de rodadura es en material de subbase compactado, el ancho de calzada es de 7,30 m, bombeo normal 3,0% y cunetas de 1,0 m de ancho.

En la Figura 6 se presenta el trazado del acceso a la ataguía.

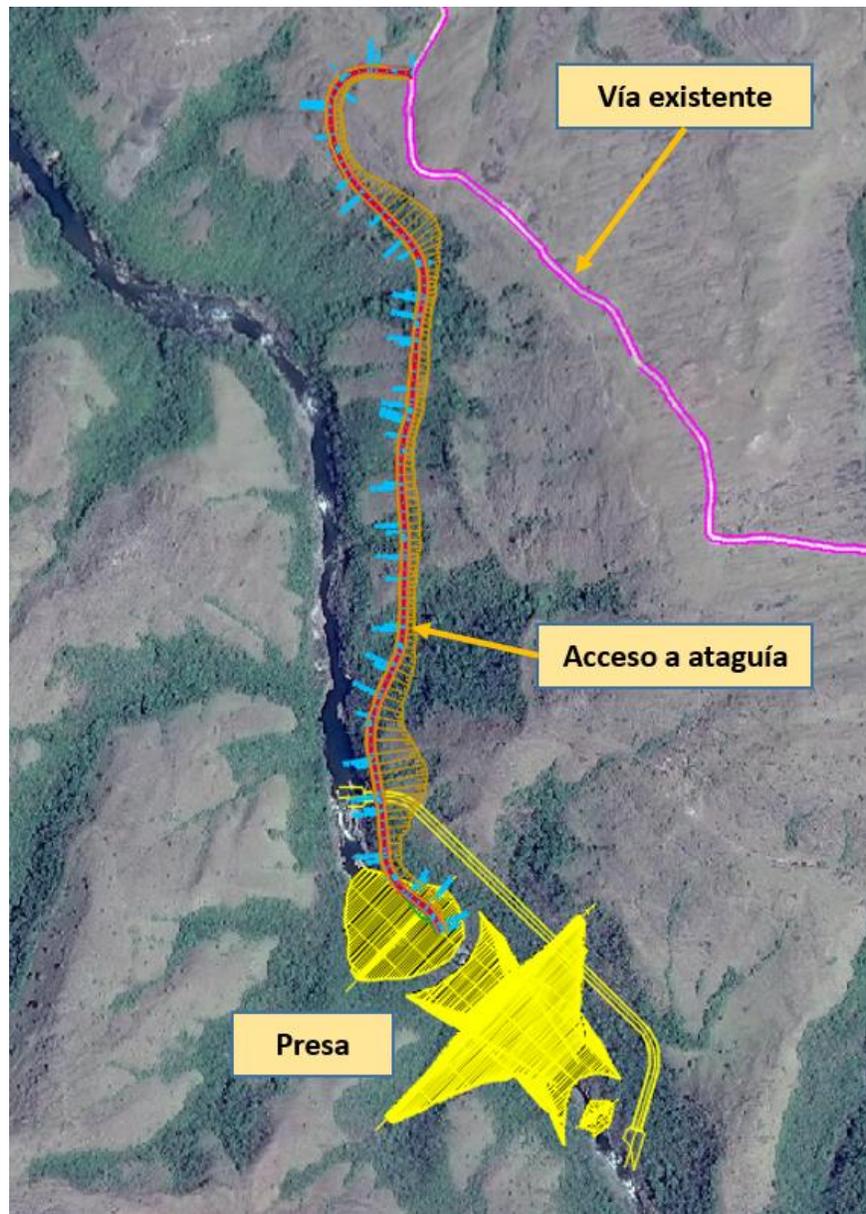


Figura 6. Acceso a ataguía

7.2.3. Accesos sistema de bombeo 1 - tanque

El sistema de bombeo 1 está localizado aproximadamente a 24,5 km al sur-oeste y aguas abajo de la presa Gatú, para este sistema se diseñó la vía de acceso al tanque únicamente. El acceso al tanque tiene 1,16 km de longitud, parte de la vía existente sin pavimentar más próxima y se desarrolla por un terreno lomerío - montañoso hasta llegar a la zona del tanque.

La vía inicia en la abscisa K0+000 con cota 101,69, avanza en el abscisado hasta llegar al K1+160,72 en la cota 138,05; manejando una pendiente que varía entre 0,6% y 11,5%. Se tienen taludes de corte 0,75H: 1,0V y de terraplén 1,5H: 1,0V. Su superficie de rodadura es en material de subbase compactado, el ancho de calzada es de 6,0 m, bombeo normal 3,0% y cunetas de 1,0 m de ancho.

En la Figura 7 se presenta el trazado del acceso al tanque del sistema de bombeo 1.

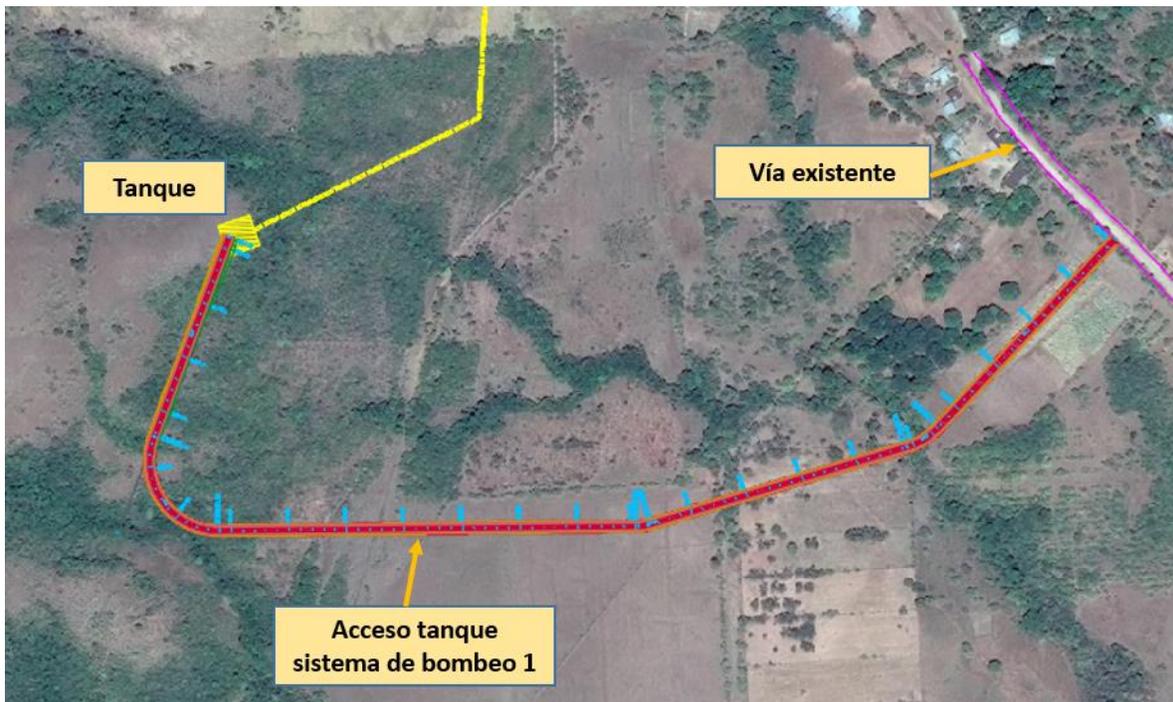


Figura 7. Acceso a tanque - sistema de bombeo 1

7.2.4. Acceso sistema de bombeo 2

El sistema de bombeo 2 está localizado aproximadamente a 22 km al sur-oeste aguas abajo de la presa de la cuenca Santa María, para este sistema se diseñaron dos vías: acceso a bocatoma y acceso a tanque.

7.2.4.1. Acceso tanque

El acceso al tanque tiene 0,44 km de longitud, parte de la abscisa K0+840 de la vía de acceso a la bocatoma y se desarrolla por un terreno lomerío-montañoso hasta llegar a la zona del tanque.

Inicia en la abscisa K0+000 con cota 89,52, y asciende hasta la cota 133,26 en la abscisa K0+440,17; se maneja una pendiente variable entre 2,5% y 14%. Se tienen taludes de corte 0,75H: 1,0V y de terraplén 1,5H: 1,0V. Su superficie de rodadura es en material de subbase compactado, el ancho de calzada es de 6,0 m, bombeo normal 3,0% y cunetas de 1,0 m de ancho.

7.2.4.2. Acceso bocatoma

El acceso a la bocatoma tiene 1,4 km de longitud, el K0+000 está en la vía existente más próxima en la cota 96,74, y se desarrolla por un terreno lomerío con una pendiente que varía entre 0,6% y 8,1% hasta llegar a la zona de la bocatoma en la abscisa K1+405,00 y cota 79,19. Se tienen taludes de corte 0,75H: 1,0V y de terraplén 1,5H: 1,0V. Su superficie de rodadura es en material de subbase compactado, el ancho de calzada es de 6,0 m, bombeo normal 3,0% y cunetas de 1,0 m de ancho.

En la Figura 8 se presenta el trazado de los accesos al tanque y bocatoma del sistema de bombeo 2.

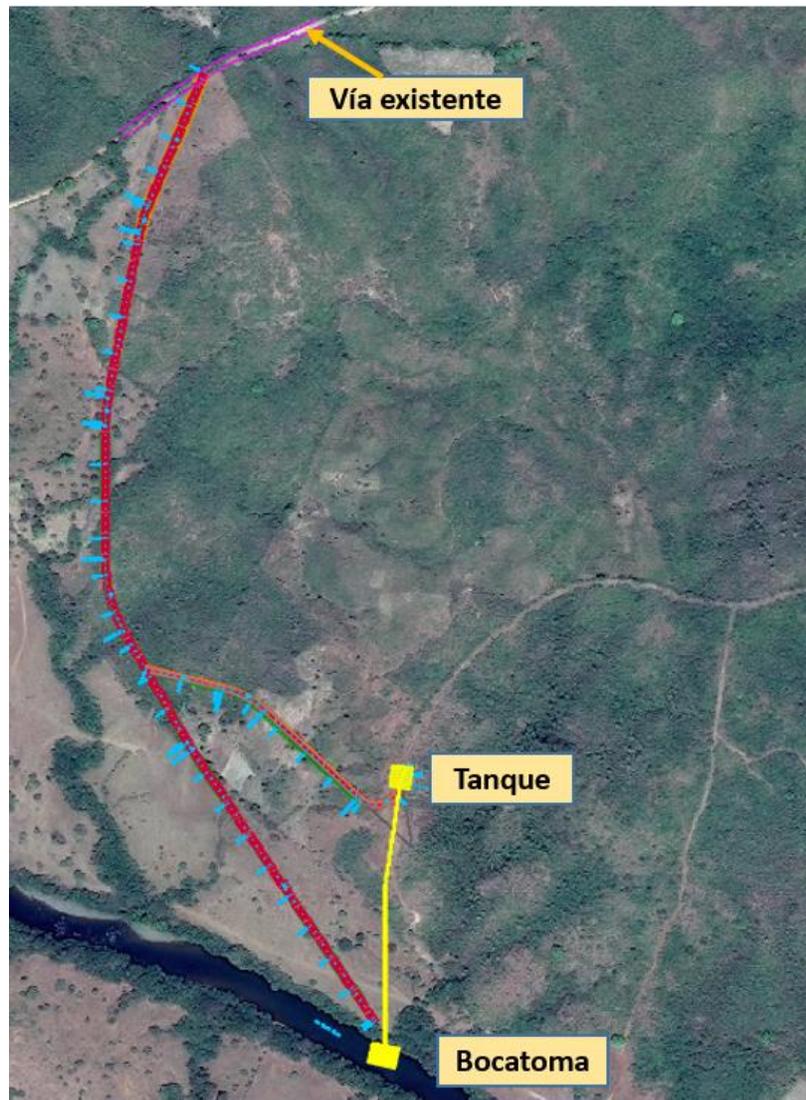


Figura 8. Acceso a tanque y bocatoma - sistema de bombeo 2

7.2.5. Acceso sistema de bombeo 3 tanque y bocatoma

El sistema de bombeo 3 está localizado aproximadamente a 20 km al sur de de la presa Gatú, para este sistema se diseñó una vía que pasa por el tanque y la bocatoma.

El acceso tiene 1,071 km de longitud, el K0+000 está en la vía existente sin pavimentar más próxima en la cota 90,08, se desarrolla por un terreno lomerío-montañoso con una pendiente que varía entre 0,5% y 11,7%, pasa por la zona del tanque en la abscisa K0+425 y llega a la zona de la bocatoma en la abscisa K1+071 y cota 53,82. Se tienen taludes de corte 0,75H: 1,0V y de terraplén 1,5H: 1,0V. Su superficie de rodadura es en material de subbase compactado, el ancho de calzada es de 6,0 m, bombeo normal 3,0% y cunetas de 1,0 m de ancho.

En la Figura 9 se presenta el trazado de los accesos a tanque y bocatoma del sistema de bombeo 3.

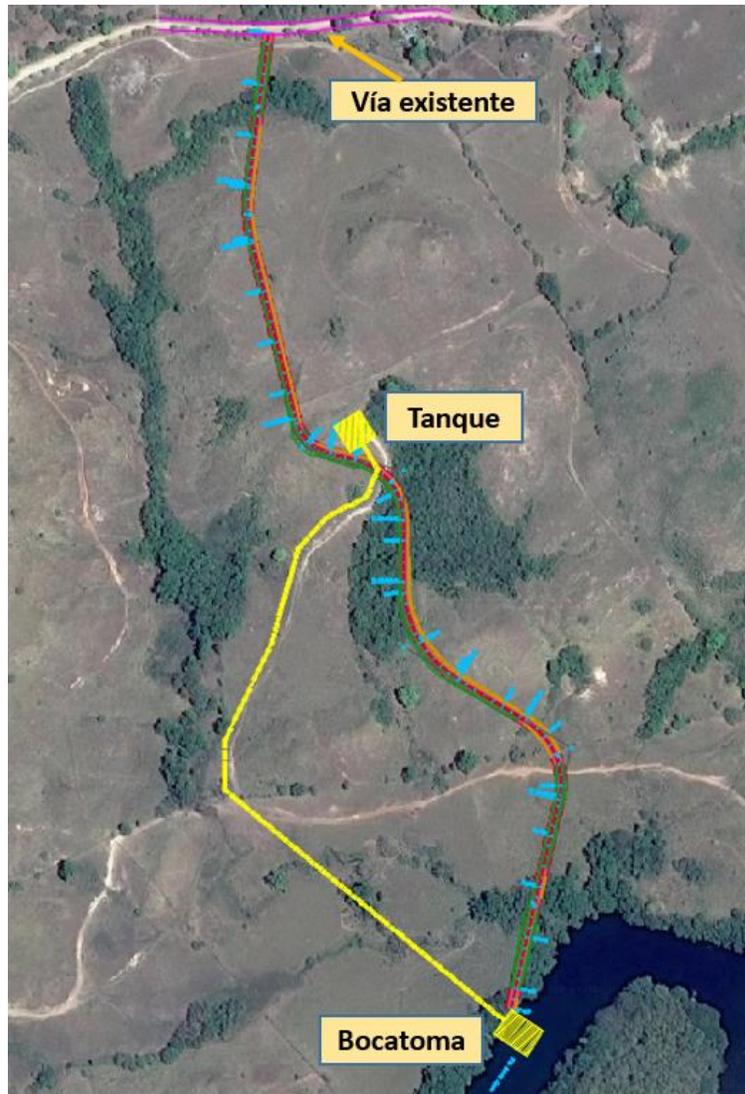


Figura 9. Acceso sistema de bombeo 3

7.2.6. Acceso sistema de bombeo 4

El sistema de bombeo 4 está localizado aproximadamente a 22,3 km al sur de de la presa de la cuenca Santa María, para este sistema se diseñaron dos vías: acceso a bocatoma y acceso a tanque.

7.2.6.1. Acceso tanque

El acceso al tanque tiene 0,47 km de longitud, parte de la zona del tanque y se desarrolla por un terreno lomerío-montañoso hasta llegar a la vía existente más próxima. Inicia en la abscisa K0+000 con cota 105,96, y desciende hasta la cota 62,95 en la abscisa K0+472.97; se maneja una pendiente variable entre 0,7% y 13,8%. Se tienen taludes de corte 0,75H: 1,0V y de terraplén 1,5H: 1,0V. Su superficie de rodadura es en material de subbase compactado, el ancho de calzada es de 6,0 m, bombeo normal 3,0% y cunetas de 1,0 m de ancho.

7.2.6.2. Acceso bocatoma

El acceso a la bocatoma tiene 0,28 km de longitud, el K0+000 está en la zona de la bocatoma en la cota 50,03, se desarrolla por un terreno lomerío con una pendiente que varía entre 1,8% y 5,1% hasta llegar a la vía existente más próxima en la abscisa K0+277 y cota 51,98. Se tienen taludes de corte 0,75H: 1,0V y de terraplén 1,5H: 1,0V. Su superficie de rodadura es en material de subbase compactado, el ancho de calzada es de 6,0 m, bombeo normal 3,0% y cunetas de 1,0 m de ancho. En la Figura 10 se presenta el trazado del acceso a la bocatoma del sistema de bombeo 4, y en la Figura 11 se presenta el trazado del acceso al tanque.

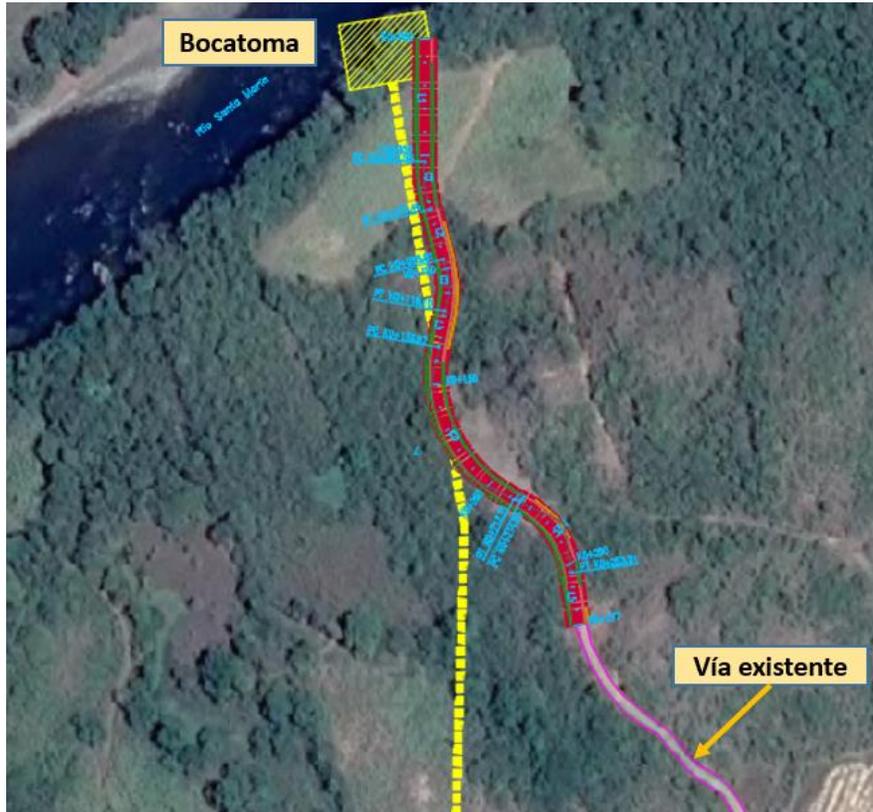


Figura 10. Acceso bocatoma sistema de bombeo 4



Figura 11. Acceso tanque sistema de bombeo 4

7.2.7. Vía sustitutiva 1

Esta vía se diseñó para sustituir un tramo de vía que se afecta por el embalse. Se diseñó para una velocidad de 30 km/h teniendo en cuenta que esas son las características del tramo de vía afectada. Con este trazado se garantiza la conectividad vial en la zona.

El diseño se realizó respetando una franja de reserva de 30 metros medidos a partir del límite del embalse; parte de la vía existente sin pavimentar en la abscisa K0+000 cota 295,96, se desarrolla por un terreno lomerío-montañoso hasta llegar a la abscisa K1+902 en la cota 316,75 manejando una pendiente variable entre 0.5% y 10% empalmado nuevamente con la vía existente..

La vía tiene 1,9 km de longitud, con taludes de corte 0,75H: 1,0V y de terraplén 1,5H: 1,0V. Su superficie de rodadura es en material de subbase compactado, el ancho de calzada es de 7,30 m, bombeo normal 3,0% y cunetas en concreto de 1,0 m de ancho.

En la Figura 12 se presenta el esquema de la vía sustitutiva 1.

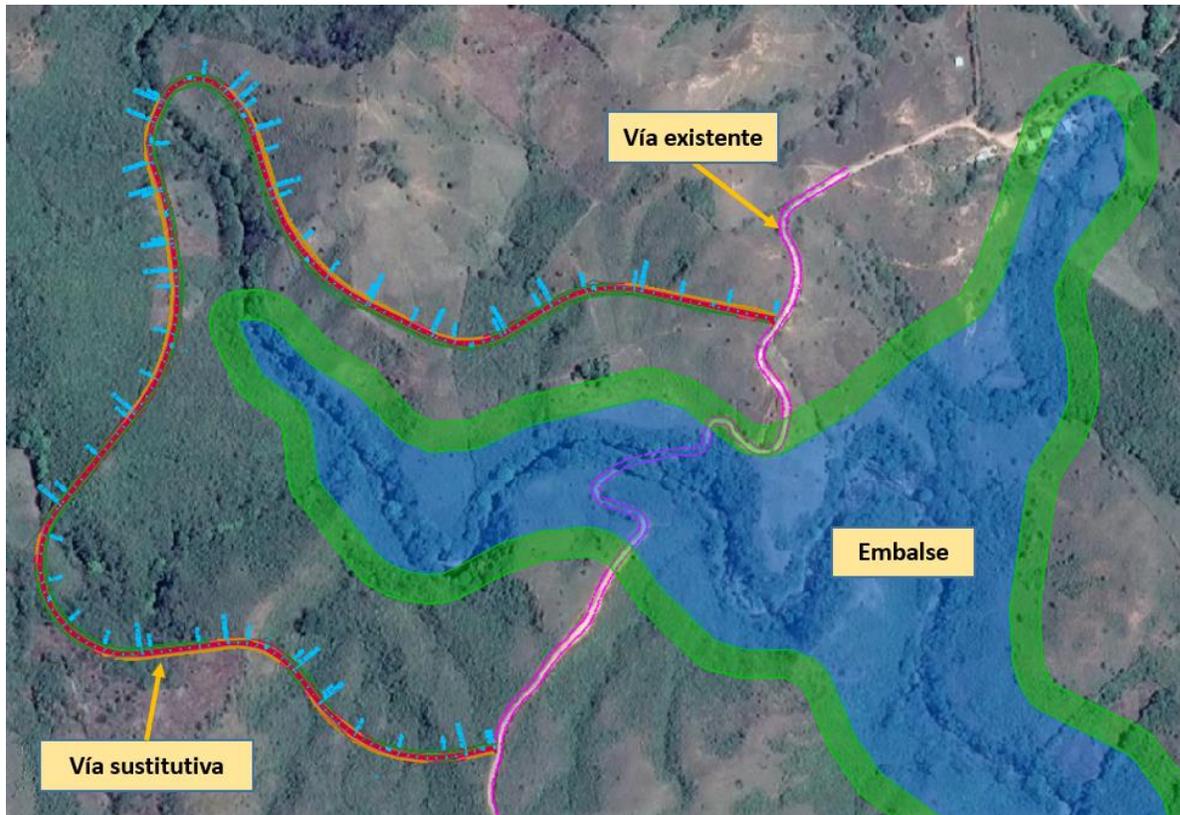


Figura 12. Vía sustitutiva 1 - cuenca Santa María

7.2.8. Vía sustitutiva 2

Esta vía se diseñó para sustituir un tramo de vía que se afecta por el embalse. Se diseñó para una velocidad de 30 km/h teniendo en cuenta que esas son las características del tramo de vía afectada. Con este trazado se garantiza la conectividad vial en la zona.

El diseño se realizó respetando una franja de reserva de 30 metros medidos a partir del límite del embalse, parte de una vía existente sin pavimentar en la abscisa K0+000 cota 284,02, se desarrolla por un terreno lomerío hasta llegar a la abscisa K0+557 en la cota 289,97 manejando una pendiente variable entre 0,5% y 2,7% y conecta nuevamente a una vía existente.

La vía tiene 0,56 km de longitud, con taludes de corte 0,75H: 1,0V y de terraplén 1,5H: 1,0V. Su superficie de rodadura es en afirmado, el ancho de calzada es de 7,30 m, bombeo normal 3,0% y cunetas en concreto de 1,0 m de ancho. En la Figura 13 se presenta el esquema de la vía sustitutiva 2.



Figura 13. Vía sustitutiva 2 - cuenca Santa María

8. RESULTADOS DEL DISEÑO GEOMÉTRICO

8.1. PLANOS

Como resultado del diseño geométrico se emitieron planos generales y planos de planta-perfil de los corredores mencionados. En los planos generados se incluye el diseño geométrico en planta y en perfil con sus respectivos cuadros de elementos de curvatura y peraltes.

Los planos de diseño geométrico del proyecto se presentan en el Anexo 1.

8.2. MEMORIAS DE CÁLCULO

8.2.1. Cálculo de cantidades de obra

Para cada una de las vías diseñadas, a partir del modelo digital del terreno alineamientos en planta, alineamientos en perfil y secciones transversales generadas, se calcularon con el software de diseño Civil 3D, los volúmenes cada 10 metros de movimientos de tierra, terraplenes, cunetas, carpeta asfáltica, base, subbase y recebo a nivel de diseño conceptual, los resúmenes de cantidades de explanación y estructura de pavimento se presentan en la Tabla 8 y en la Tabla 9.

Tabla 8. Resumen volúmenes de explanación

<u>Eje de Diseño</u>	<u>Longitud (km)</u>	<u>Vol, Corte (m3)</u>	<u>Vol, Relleno (m3)</u>
Acceso a pie de presa	1.5	235133	79604
Acceso ataguía	1.04	105537	118
Acceso sistema de bombeo 1 - tanque	1.16	6333	3547
Acceso sistema de bombeo 2 - tanque	0.44	1771	1112
Acceso sistema de bombeo 2 - bocATOMA	1.34	4454	4023
Acceso sistema de bombeo 3 - tanque - BocATOMA	1.07	6615	3046
Acceso sistema de bombeo 4 - tanque	0.5	4518	175
Acceso sistema de bombeo 4 - bocATOMA	0.3	530	1052
Vía sustitutiva 1	1.9	14147	6270
Vía sustitutiva 2	0.6	1891	2852
Total	9.8	380928	101798

Tabla 9. Resumen volúmenes de pavimento

<u>Eje de Diseño</u>	<u>Longitud (km)</u>	<u>Subbase (m3)</u>	<u>Recebo (m3)</u>	<u>Tosca (m3)</u>
Acceso a pie de presa	1,5	5342	2671	2991
Acceso ataguía	1,0	3782	1891	2118
Acceso sistema de bombeo 1 - tanque	1,2	3482	1741	1950
Acceso sistema de bombeo 2 - tanque	0,4	1321	660	739
Acceso sistema de bombeo 2 -	1,3	4012	2006	2247



bocatoma				
Acceso sistema de bombeo 3 - tanque - Bocatoma	1,1	3212	1606	1799
Acceso sistema de bombeo 4 - tanque	0,5	1404	702	786
Acceso sistema de bombeo 4 - bocatoma	0,3	830	415	465
Vía sustitutiva 1	1,9	6941	3471	3887
Vía sustitutiva 2	0,6	2032	1016	1138
Total	9,8	32357	16179	18120

Los listados detallados de cantidades de obra se presentan en el Anexo 2.

8.2.2. Reportes de alineamiento

Para facilitar la ubicación de cada vía en el terreno, se generaron carteras de localización, en las que se presentan las coordenadas y cotas de los ejes viales cada 10.0 metros. En el Anexo 3 se presentan las carteras de localización de cada una de las vías diseñadas.

9. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

9.1. CONFIGURACIÓN DE TALUDES

Para el cálculo de cantidades de explanación, se definió en el modelo de diseño un talud de corte con relación 0,75H, 1,0 V y un talud de relleno 1,5H. 1,0V.

9.2. ESTRUCTURA DE PAVIMENTO



Las estructuras de pavimentos empleadas en los diseños viales, se presentan en la Tabla 10.

Tabla 10. Estructuras de pavimento

Tipo Vía	ESTRUCTURA PAVIMENTO			MEJORAMIENTO		
	e HORMIGÓN ASFÁLTICO	e BASE GRANULAR	e SUBBASE GRANULAR	e RECEBO	e TOSCA	CBR SUBRASANTE
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)
Pavimentada	16	25	30	25	28	1.6
Sin pavimentar	-	-	50	25	28	1.6

10. ANÁLISIS HIDROLÓGICOS

El análisis hidrológico de las cuencas interceptadas por los trazados viales propuestos, se realizó a partir de los lineamientos establecidos en el Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos, parámetros recomendados en el diseño del sistema de calles, y drenajes pluviales de acuerdo a lo exigido en el Ministerio de Obras Públicas de Panamá. A continuación se presentan los análisis realizados.

10.1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

10.1.1. Información hidrológica

La información hidrológica utilizada en los análisis de la zona en estudio se consultó en el Manual de Requisitos y Normas Generales de Panamá como se presenta a continuación.

10.1.2. Información cartográfica

El Modelo Digital de Elevación para la zona en estudio o Modelo Digital de Terreno (DTM) se desarrolló a partir de información Jaxa, de esta información se definieron las curvas de nivel y la red de drenaje de las cuencas intervenidas por los trazados viales propuestos. Esta información, fue el insumo base para la caracterización morfométrica de las cuencas y estimación de los caudales de diseño.

10.2. METODOLOGÍA

Para el dimensionamiento de las obras de drenaje, se delimitaron las cuencas aferentes a éstas, posteriormente se determinaron las características morfométricas (área de drenaje, pendiente y tiempo de concentración) e hidrológicas (Coeficiente de escorrentía e intensidad de precipitación) requeridas para el cálculo de los caudales máximos.

Los estudios hidrológicos desarrollados se enfocaron en la definición de los caudales máximos para diferentes períodos de retorno, con el propósito de dimensionar las obras de drenaje proyectadas para el correcto manejo de la escorrentía superficial que se genera en las áreas aferentes y el corredor vial.

10.3. ANÁLISIS DE CAUDALES

Los caudales máximos para las áreas de drenaje aferentes a cada obra hidráulica se calcularon teniendo en cuenta el área de drenaje de cada cuenca: para cuencas con áreas de drenaje menores a 2.5 km² se utilizó el Método Racional, mientras que para cuencas mayores a 2.5 km² se realizó transposición de caudales a partir de los caudales máximos estimados en la estación San Francisco mediante ajustes estadísticos de caudales máximos instantáneos.

10.3.1. Caracterización morfométrica de las cuencas

Teniendo en cuenta la información cartográfica de referencia se calcularon los siguientes parámetros morfométricos: área de drenaje, perímetro, longitud del cauce principal, pendiente del cauce principal y tiempo de concentración, los cuales se definen a continuación:

- Área de drenaje: Es la superficie del terreno que contribuye al escurrimiento, hacia el cauce principal y sus tributarios, delimitada por la divisoria de aguas o línea imaginaria que se ubica en los puntos de mayor elevación topográfica. En el plano 0355401-PG-CD-CUEN-04-SM-0001 se presentan las cuencas delimitadas.
- Perímetro: Corresponde a la longitud de la línea divisoria de la cuenca de drenaje.
- Longitud del cauce principal: Es la distancia medida desde el punto más alejado de la cuenca hasta el sitio de confluencia con otro cauce o hasta el punto de interés a caracterizar.
- Pendiente del cauce (S): La pendiente media del cauce principal se determinó mediante la metodología de Taylor - Schwartz, que tiene la formulación mostrada en la Ecuación 1. En el Anexo 4 se presenta la estimación de la pendiente.

$$S = \left[\sum \frac{L_i}{\left(\frac{1}{\sqrt{S_i}}\right)} \right]^2$$

Ecuación 1.

Donde:

S = Pendiente media del cauce principal (m/m)

S_i = Pendiente media del tramo (m/m)

L_i = Longitud del tramo entre curvas de nivel (m)

- Tiempo de concentración: El tiempo de concentración es el tiempo que toma el agua superficial en llegar desde el punto más alejado de la cuenca hasta el sitio de interés. Para las cuencas analizadas, el tiempo de concentración se calculó utilizando diferentes metodologías con el fin de aumentar el grado de certeza. En la Tabla 11 se presentan las diferentes metodologías utilizadas.

Tabla 11. Formulaciones empíricas para el cálculo del tiempo de concentración.

Fórmula	Ecuación	Parámetros
Kirpich	$T_c = 0.06628 \left(\frac{L_D}{S^{0.5}} \right)^{0.77}$	T = Tiempo de concentración de la cuenca (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m)
Témez	$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$	T = Tiempo de concentración de la cuenca (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (%)
Williams	$T_c = 0.683 \left(\frac{LA^{0.40}}{DS^{0.25}} \right)$	T = Tiempo de concentración de la cuenca (h) L = Longitud del cauce principal (km) D = Diámetro de una cuenca circular con área A (km) A = Área de la cuenca (km ²)
Bransby – Williams	$T_c = \frac{14.6L}{A^{0.1}S^{0.2}}$	T = Tiempo de concentración de la cuenca (min) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m) A = Área de la cuenca (km ²)
Giandotti	$T_c = \left(\frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{25.3\sqrt{LS}} \right)$	T = Tiempo de concentración de la cuenca (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m) A = Área de la cuenca (km ²)

Johnstone y Cross	$T_c = 2.6 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.5}$	T = Tiempo de concentración de la cuenca (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/km)
SCS – Ranser	$T_c = 0.947 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$	T = Tiempo de concentración de la cuenca (h) L = Longitud del cauce principal (km) H = Diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente principal (m)
Ventura – Heras	$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75}$	T = Tiempo de concentración de la cuenca (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (%)
Ven Te Chow	$T_c = 0.273 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.64}$	T = Tiempo de concentración de la cuenca (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m)
Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos	$T_c = 0.28 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$	T = Tiempo de concentración de la cuenca (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m)

Fuente: Elaboración propia

En el caso del cálculo de tiempos de concentración se aplicaron varias metodologías empíricas deducidas en otros países cuyas cuencas de estudio poseen características diferentes entre sí; por ejemplo, el método de Kirpich fue deducido en pequeñas cuencas agrícolas (áreas entre 0.004 y 0.453 km²) de Tennessee y Pensilvania, mientras que el SCS desarrolló su ecuación como la suma de tiempos de viaje individual para diferentes regiones (áreas menores a 8 km²), desde zonas boscosas con cauces pendientes a planicies con escorrentía lenta y zonas impermeables. Por otro lado, las ecuaciones empíricas no tienen en cuenta el efecto de la vegetación, a excepción de las que involucran número de curva o coeficiente de escorrentía. Estos aspectos aumentan el grado de incertidumbre en el cálculo del tiempo de concentración.

Por lo anterior, el tiempo de concentración se adoptó como el promedio de los tiempos de concentración estimados con las diferentes metodologías empíricas presentadas, descartando previamente los valores que se encuentran por fuera del rango de confianza definido por la media aritmética y la desviación estándar de los resultados mencionados (media menos desviación estándar hasta media más desviación estándar).

En el Anexo 5 se presenta el cálculo del tiempo de concentración para las cuencas analizadas. De acuerdo con los resultados obtenidos, se determinó que para las cuencas del orden de 0.1 km² el tiempo de concentración es menor a 15 minutos, por lo tanto, para esas cuencas y cuencas con áreas menores se adoptó 15 minutos de tiempo de concentración y no se estimaron los parámetros morfométricos de longitud y pendiente.

Se adoptó un tiempo de concentración mínimo de 15 min con el fin de tener en cuenta el tiempo inicial que tarda el agua en concentrarse en las cuencas y no sobreestimar la intensidad de precipitación que resultaría al realizar los análisis con valores menores a este tiempo de concentración.

En la Tabla 12 se presenta el resumen de características morfométricas y tiempos de concentración de las cuencas principales cuyas áreas de drenaje son superiores a 0.1 km².

Tabla 12. Características morfométricas y tiempos de concentración de las cuencas en estudio para áreas mayor 0.1 km².

No Cuenca	Área (km ²)	Perímetro (km)	Longitud del cauce principal (km)	Pendiente del cauce (m/m)	tc (min)
SMEB1-1	0.53	3.26	0.96	0.039	24
SMEB2-2	0.23	1.92	0.83	0.080	20
SMEB3-3	0.70	4.19	1.24	0.013	40
SMS1-3	22.39	24.28	7.85	0.065	111
SMS1-4	2.91	7.18	3.37	0.044	77
SMS2-1	2.44	7.81	3.85	0.053	72

Fuente: Elaboración propia.

10.3.2. Método racional

Comúnmente utilizado en hidrología para generar caudales máximos en cuencas pequeñas o menores donde no existe información hidrométrica; consiste en la estimación del caudal máximo suponiendo una intensidad uniforme de la precipitación durante el tiempo de concentración de la cuenca. La suposición de la uniformidad de la precipitación durante el tiempo de concentración, es una aproximación que se hace teniendo en cuenta que en la realidad un evento de lluvia es uniforme durante el tiempo de concentración de la cuenca. De esta forma, el caudal en un punto dado de la cuenca crecerá paulatinamente hasta alcanzar un valor máximo cuando la totalidad de la cuenca esté contribuyendo a la escorrentía en el sitio de concentración de las aguas. El "Método Racional" se expresa mediante la Ecuación 2.

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Ecuación 2.

Donde:

Q = Caudal máximo, en m³/s.

C = Coeficiente de escorrentía, adimensional.

I = Intensidad de la lluvia, en mm/h.

A = Área de drenaje, en ha.

10.3.2.1. Coeficiente de escorrentía

El Manual de Requisitos y Normas Generales de Panamá, define que el coeficiente de escorrentía (C), varía de acuerdo con las características del terreno, forma de la cuenca y por la previsión de los probables desarrollos futuros.

Por lo anterior, para el diseño de las obras de drenaje se utilizaron los coeficientes de escorrentía estipulados en el Manual, los cuales se presentan en la Tabla 13.

Tabla 13. Coeficientes de Escorrentía - Manual de Requisitos y Normas Generales de Panamá.

Coeficiente de escorrentía	Característica
0.85	Para diseños pluviales en áreas sub-urbanas y en rápido crecimiento
0.90 - 1.00	Para diseños pluviales en áreas urbanas deforestadas
1.00	Para diseños pluviales en áreas completamente pavimentadas

Fuente: (Ministerio de obras públicas de Panamá)

10.3.2.2. Intensidad de la precipitación

Las curvas intensidad duración frecuencia (curvas IDF) constituyen una forma de sintetizar la información de precipitación para las tormentas de corta duración, y en la mayoría de los casos, es el insumo básico para la estimación de tormentas o eventos de diseño en la modelación hidrológica.

La construcción de estas curvas, se realizó a partir de las formulaciones consignadas en el Manual de Panamá para intensidades de lluvia de la vertiente del Pacífico para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, y 50 años. Las fórmulas se presentan desde la Ecuación 3 hasta la Ecuación 8.

- Periodo de retorno de 2 años

$$i = \frac{227}{tc + 29}$$

Ecuación 3.

- Periodo de retorno de 5 años

$$i = \frac{294}{tc + 36}$$

Ecuación 4.

- Periodo de retorno de 10 años

$$i = \frac{323}{tc + 36}$$

Ecuación 5.

- Periodo de retorno de 20 años

$$i = \frac{357}{tc + 37}$$

Ecuación 6.

- Periodo de retorno de 25 años

$$i = \frac{370}{tc + 37}$$

Ecuación 7.

- Periodo de retorno de 50 años

$$i = \frac{370}{tc + 33}$$

Ecuación 8.

Donde:

i = Intensidad en pulg./h

tc = Tiempo de concentración en minutos

En la Tabla 14 se presentan los valores de intensidad asociada al periodo de retorno y a la duración de la lluvia y en la Figura 14. se presenta gráficamente las curvas IDF.

Tabla 14. Valores de Intensidad en mm/h para diferentes periodos de retorno.

tc (min)	Tr (Años)					
	2	5	10	20	25	50
5	169.6	182.1	200.1	215.9	223.8	247.3
10	147.8	162.3	178.4	192.9	200.0	218.6
15	131.0	146.4	160.9	174.4	180.7	195.8
20	117.7	133.4	146.5	159.1	164.9	177.3
25	106.8	122.4	134.5	146.3	151.6	162.0
30	97.7	113.1	124.3	135.3	140.3	149.2
35	90.1	105.2	115.6	125.9	130.5	138.2
40	83.6	98.3	108.0	117.8	122.1	128.7
45	77.9	92.2	101.3	110.6	114.6	120.5
50	73.0	86.8	95.4	104.2	108.0	113.2
55	68.6	82.1	90.2	98.6	102.2	106.8
60	64.8	77.8	85.5	93.5	96.9	101.1
65	61.3	73.9	81.2	88.9	92.1	95.9
70	58.2	70.4	77.4	84.7	87.8	91.2
75	55.4	67.3	73.9	81.0	83.9	87.0
80	52.9	64.4	70.7	77.5	80.3	83.2
85	50.6	61.7	67.8	74.3	77.0	79.6

90	48.5	59.3	65.1	71.4	74.0	76.4
95	46.5	57.0	62.6	68.7	71.2	73.4
100	44.7	54.9	60.3	66.2	68.6	70.7
105	43.0	53.0	58.2	63.9	66.2	68.1
110	41.5	51.1	56.2	61.7	63.9	65.7
115	40.0	49.5	54.3	59.7	61.8	63.5
120	38.7	47.9	52.6	57.8	59.9	61.4
125	37.4	46.4	51.0	56.0	58.0	59.5
130	36.3	45.0	49.4	54.3	56.3	57.7
135	35.2	43.7	48.0	52.7	54.6	55.9
140	34.1	42.4	46.6	51.2	53.1	54.3
145	33.1	41.3	45.3	49.8	51.6	52.8
150	32.2	40.1	44.1	48.5	50.3	51.4
155	31.3	39.1	43.0	47.2	48.9	50.0
160	30.5	38.1	41.9	46.0	47.7	48.7
165	29.7	37.2	40.8	44.9	46.5	47.5
170	29.0	36.3	39.8	43.8	45.4	46.3
175	28.3	35.4	38.9	42.8	44.3	45.2
180	27.6	34.6	38.0	41.8	43.3	44.1

Fuente: Elaboración propia.

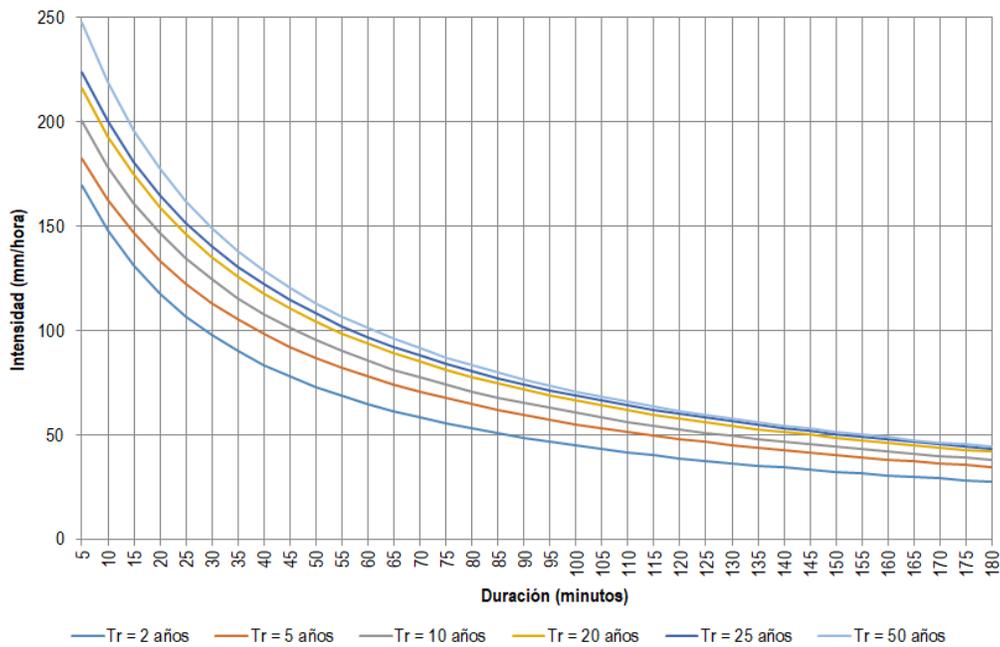


Figura 14. Curvas IDF a diferentes periodos de retorno.

Fuente: Elaboración propia a partir MOP

10.3.3. Método directo basado en registros de caudales máximos instantáneos

La cuenca del río Santa María en la península de Azuero, cuenta con la estación hidrométrica San Francisco operada por ETESA la cual cuenta con registros desde el año 1955 hasta el año 2015. En la Tabla 15 se presentan las características de la estación y en la Figura 15 su localización.

Tabla 15. Descripción de la información de caudales máximos instantáneos recopilada.

Cuenca	Código	Nombre	Corriente	Área (km ²)	Año inicio	Año fin
Río Santa María	132-01-03	San Francisco	Santa María	1370	1955	2015

Fuente: Elaboración propia

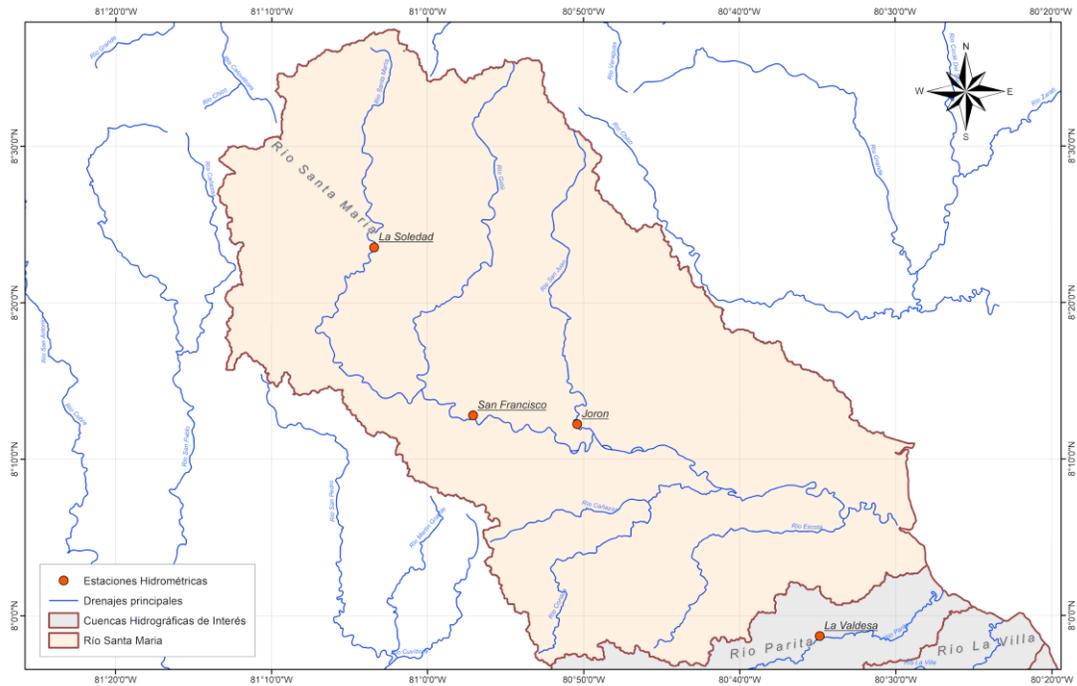


Figura 15. Localización estación hidrométrica San Francisco.
Fuente: Elaboración propia

De los caudales máximos instantáneos registrados en la estación, se estimaron los caudales máximos para diferentes periodos de retorno, a partir del ajuste estadístico de diferentes distribuciones de probabilidad, entre ellas Gumbel, Pearson, Log-Pearson, Log-Normal y Extremos tipo 3 o Weibull (EV3). (Ver Figura 16).

Con la prueba χ^2 se seleccionó la mejor distribución para determinar los caudales máximos a diferentes periodos de retorno. La distribución seleccionada fue EV3. En la Tabla 16 se relacionan los caudales estimados para diferentes periodo de retorno en la estación San Francisco.

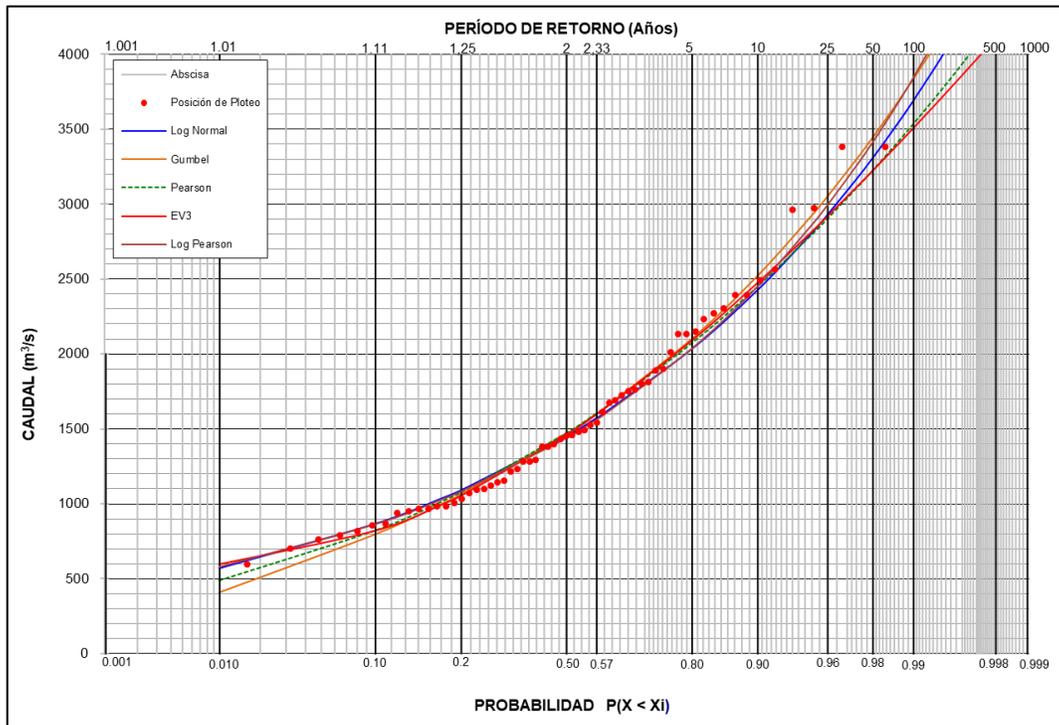


Figura 16. Ajusta probabilístico de caudales máximos Estación San Francisco – Río Santa María (132-01-03).
Fuente: Elaboración propia

Tabla 16. Caudales máximos asociados a diferentes periodos de retorno en la estación San Francisco. Periodo 1955-2015.

Tr (Años)	Caudal (m³/s)
2	1461.1
5	2092.5
10	2476.9
20	2818.3
25	2921.5
50	3225.7
100	3509.6
Chi²	133.4
Mejor ajuste	EV3

Fuente: Elaboración propia

Para la estimación de los caudales máximos para las áreas de drenaje mayores a 2.5 km² se realizó transposición de caudales a partir de los caudales máximos estimados en la estación San Francisco.

El traslado de caudales máximos se realizó mediante la Ecuación 9:

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

Ecuación 9.

Donde:

Q_2 = Caudal máximo instantáneo en el sitio de interés

Q_1 = Caudal máximo instantáneo en la estación San Francisco

A_2 = Área de la cuenca en el sitio de interés

A_1 = Área en cuenca de la estación que se tienen registros (San Francisco: 1370 km²)

n = Factor de proporcionalidad que se encuentra en el intervalo de 0.5 – 0.8 (Flood Hydrology Manual. U.S. Department Of 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.

10.4. JUSTIFICACIÓN DE FÓRMULAS EMPLEADAS

La selección del método a utilizar depende del área de drenaje de la cuenca. De acuerdo con lo anterior para cuencas con área menor a 2.5 km² se utiliza el método racional y para cuencas con área mayor a 2.5 km² se utilizó el método directo de transposición de caudales.

El método racional se utilizó a partir de los lineamientos establecidos por el MOP en cuanto al coeficiente de escorrentía y la intensidad de la lluvia, esta última considerada para la vertiente del Pacífico. Estos métodos fueron previamente descritos en los numerales 6.3.2. y 6.3.3.

10.5. APLICACIÓN DE LAS TEORÍAS Y MÉTODOS DE PREDICCIÓN

De acuerdo con la metodología anteriormente expuesta y los parámetros morfométricos e hidrológicos de las cuencas en estudio, se estimaron los caudales máximos para diferentes periodos de retorno. A partir de la aplicación del método de transposición de caudales referenciado anteriormente, se obtuvieron los caudales máximos para las cuencas con áreas mayores a 2.5 km², los cuales se presentan en la Tabla 17.

Tabla 17. Caudales máximos en m³/s asociados a diferentes periodos de retorno en las cuencas analizadas.

Sitios Santa Maria	Área (km ²)	Periodo de retorno (Años)					
		2	5	10	20	25	50
Estación San Francisco	1370	1461.1	2092.5	2476.9	2818.3	2921.5	3225.7
SMS1-3	22.39	123.8	177.3	209.8	238.8	247.5	273.3
SMS1-4	2.91	36.4	52.1	61.7	70.2	72.8	80.3

Fuente: Elaboración propia.

El resumen de los caudales máximos obtenidos para las cuencas menores a 2.5 km² se presenta en la Tabla 18. Los caudales estimados para las cuencas analizadas se presentan en el Anexo 6.

Tabla 18. Caudales máximos en m³/s obtenidos en todas las cuencas analizadas.

No. Cuenca	Área (km²)	Área (Ha)	tc (min)	Caudal (m³/s)					
				Tr2	Tr5	Tr10	Tr20	Tr25	Tr50
SMEB1-1	0.53	53.20	24	13.54	15.51	17.04	18.53	19.20	20.54
SMEB1-2	0.10	9.90	15	3.06	3.42	3.76	4.08	4.22	4.58
SMEB1-3	0.04	3.60	15	1.11	1.24	1.37	1.48	1.54	1.66
SMEB2-1	0.03	2.90	15	0.90	1.00	1.10	1.19	1.24	1.34
SMEB2-2	0.23	23.10	20	6.43	7.28	8.00	8.69	9.00	9.68
SMEB2-3	0.09	8.50	15	2.63	2.94	3.23	3.50	3.63	3.93
SMEB2-4	0.03	3.30	15	1.02	1.14	1.25	1.36	1.41	1.53
SMEB2-5	0.06	5.70	15	1.76	1.97	2.16	2.35	2.43	2.64
SMEB2-6	0.04	3.50	15	1.08	1.21	1.33	1.44	1.49	1.62
SMEB3-1	0.07	6.50	15	2.01	2.25	2.47	2.68	2.77	3.00
SMEB3-2	0.05	5.10	15	1.58	1.76	1.94	2.10	2.18	2.36
SMEB3-3	0.70	69.80	40	13.86	16.29	17.90	19.52	20.23	21.35
SMEB4-1	0.02	1.50	15	0.46	0.52	0.57	0.62	0.64	0.69
SMEB4-2	0.02	1.50	15	0.46	0.52	0.57	0.62	0.64	0.69
SMEB4-3	0.01	1.10	15	0.34	0.38	0.42	0.45	0.47	0.51
SMEB4-4	0.09	9.10	15	2.82	3.15	3.46	3.75	3.88	4.21
SMAA-1	0.01	0.90	15	0.28	0.31	0.34	0.37	0.38	0.42
SMAA-2	0.04	3.60	15	1.11	1.24	1.37	1.48	1.54	1.66
SMAA-3	0.08	8.40	15	2.60	2.90	3.19	3.46	3.58	3.88
SMAA-4	0.07	6.80	15	2.10	2.35	2.58	2.80	2.90	3.14
SMPP-1	0.05	5.40	15	1.67	1.87	2.05	2.22	2.30	2.50
SMPP-2	0.01	1.30	15	0.40	0.45	0.49	0.54	0.55	0.60
SMPP-3	0.01	0.60	15	0.19	0.21	0.23	0.25	0.26	0.28
SMPP-4	0.05	4.70	15	1.45	1.62	1.79	1.94	2.01	2.17

SMPP-5	0.04	3.60	15	1.11	1.24	1.37	1.48	1.54	1.66
SMPP-6	0.03	2.50	15	0.77	0.86	0.95	1.03	1.07	1.16
SMPP-7	0.02	2.30	15	0.71	0.80	0.87	0.95	0.98	1.06
SMS1-1	0.09	9.30	15	2.88	3.22	3.53	3.83	3.97	4.30
SMS1-2	0.02	1.70	15	0.53	0.59	0.65	0.70	0.73	0.79
SMS1-5	0.08	8.00	15	2.48	2.77	3.04	3.29	3.41	3.70
SMS2-1	2.44	243.80	72	33.00	39.96	43.90	48.07	49.82	51.73
SMS2-2	0.02	1.90	15	0.59	0.66	0.72	0.78	0.81	0.88
SMS2-3	0.03	2.60	15	0.80	0.90	0.99	1.07	1.11	1.20

Fuente: Elaboración propia.

11. ANÁLISIS HIDRÁULICOS

En este capítulo se describen los análisis hidráulicos para el diseño de las obras de drenaje requeridas para manejo de la escorrentía en las vías de acceso proyectadas en la cuenca Santa María, ejecutadas de acuerdo con las recomendaciones del MOP y del Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica. En el Anexo 9 se presenta los planos con el dimensionamiento e implantación de las obras de drenaje en planta.

11.1. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS

11.1.1. Obras De Drenaje Transversal, Alcantarillas Y Box Culvert

La localización de las obras de drenaje se realizó teniendo en cuenta la condición natural de los diferentes drenajes, quebradas y ríos al ser interceptados con la vía, buscando preferiblemente que los cruces mantengan su alineamiento, sin embargo, por motivos topográficos se presentan derivaciones menores a sus alineamientos, los cuales son corregidos con encauzamientos cortos, para que la menor longitud mantenga las condiciones naturales de los drenajes. En la Figura 17 se presentan las alternativas de localización en planta de las obras de drenaje.

La separación entre obras de drenaje obedece a las condiciones topográficas naturales del sector, la generación de puntos bajos en la geometría vial del proyecto y la capacidad del drenaje longitudinal.

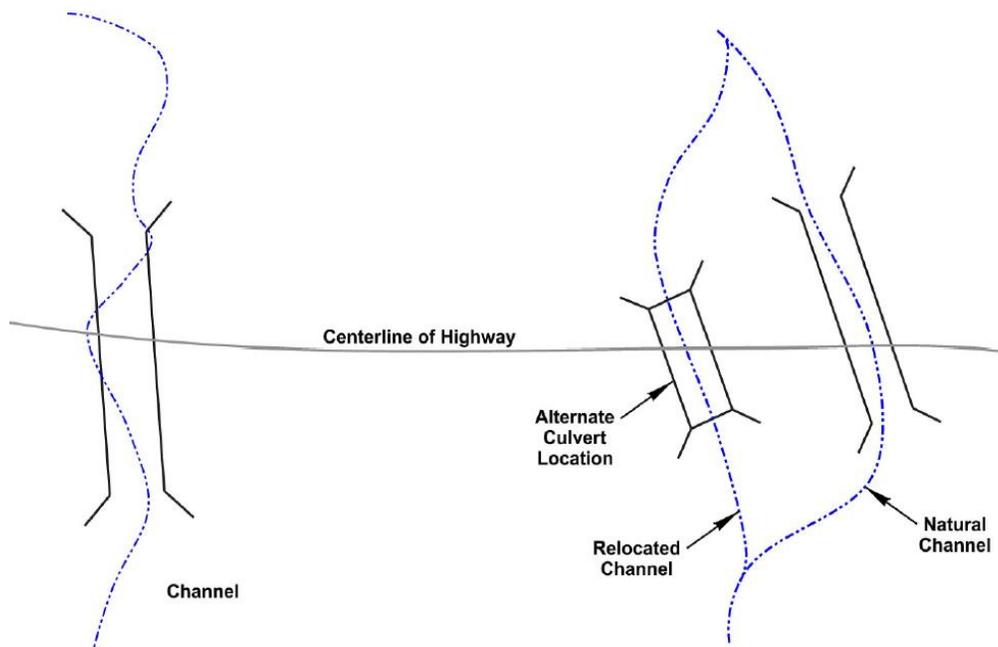


Figura 17. Alternativas para localización en planta de alcantarillas
Fuente: Hydraulic Design Serie Number 5

11.1.2. Funcionamiento Hidráulico

El flujo en una alcantarilla es usualmente no uniforme, presentando zonas con flujo gradualmente variado y zonas con flujo rápidamente variado, por lo que su análisis teórico es complejo. De acuerdo con el punto donde se encuentre la sección de control hidráulico en la alcantarilla, control a la entrada o control a la salida, y dependiendo de la sumergencia o no de los extremos del conducto, se presentan diferentes tipos de flujo, como los mostrados en la Figura 18.

La evaluación de la capacidad hidráulica de las obras de drenaje existente toma en cuenta que la alcantarilla funcione a flujo libre, lo que quiere decir que no se ahogue la entrada ni la salida y para estos casos el control puede ser en la salida o en la entrada, siendo el primero aplicable para el tipo A (flujo subcrítico) y el segundo para el tipo B (flujo supercrítico).

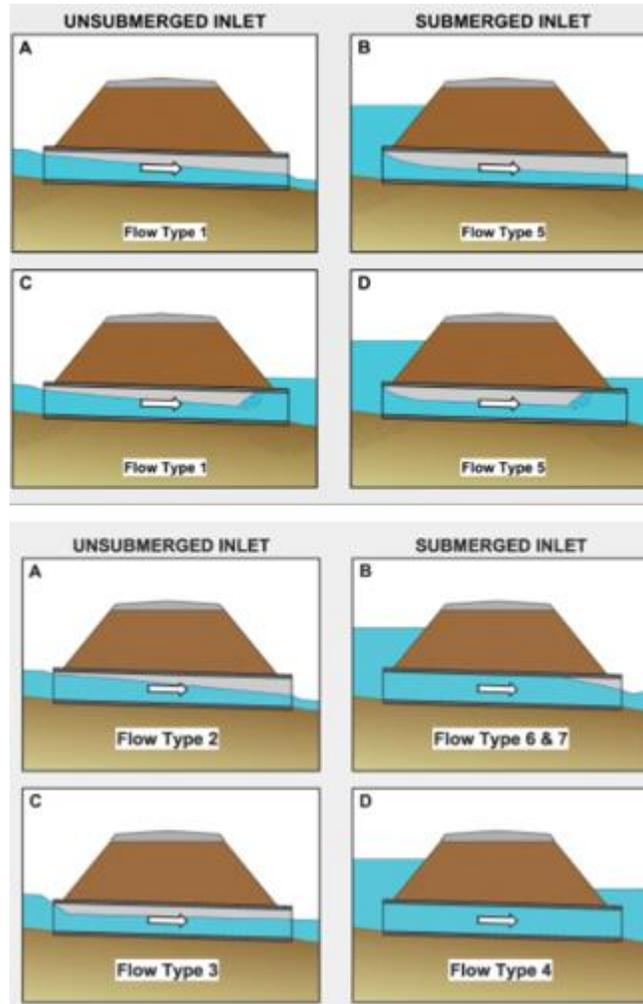


Figura 18. Condiciones de flujo en alcantarillas
Fuente: Hydraulic Design Serie Number 5

Tomando en cuenta las condiciones planas de la topografía y morfología de la zona, se asumió una pendiente mínima del 1% para tuberías y 0.5% para Box Culvert, para así evitar que las salidas de las obras fueran de gran longitud evitando ahogamiento de las mismas.

En los conductos con control hidráulico a la entrada, el dimensionamiento de la alcantarilla proyectada se realizará mediante la expresión indicada en la Ecuación 10 :

$$H_w/D = a + (bzF) + c(zF)^2 + d(zF)^3 + e(zF)^4 + f [(zF)]^{5-0.50S}$$

Ecuación 10.

Dónde:

a, b, c, d, e, f = Coeficientes de regresión para cada tipo de alcantarilla.

F = $Q/D^{2.5}$ para alcantarillas circulares y $Q/(BD)^{1.5}$ para alcantarillas de cajón o arco.b = Luz de la alcantarilla en m²

S = Pendiente del conducto de la alcantarilla en metros por metro.

Z = Factor de conversión a unidades métricas, $z=1.81130889$.

D = Diámetro, altura o flecha de la alcantarilla en m.

Si el control hidráulico se localiza a la salida, se presenta flujo subcrítico en la alcantarilla y el dimensionamiento debe considerar el remanso originado dentro de ella como resultado de la rugosidad del conducto y las pérdidas hidráulicas a la entrada y salida de la obra, por lo que se utiliza la fórmula de Manning con el fin de determinar las pérdidas en el barril o conducto. La Ecuación 11 es utilizada para determinar el diámetro o altura de la obra:

$$H_w = Y_T + Y_o + (S * L)$$

Ecuación 11.

Dónde:

Y_T = Pérdidas por entrada, fricción y salida.Y_o = Máximo entre T_w y el valor de (Y_c+D)/2T_w = Nivel aguas abajo.

S = Pendiente de la obra

L = Longitud de la obra

La revisión hidráulica de las obras de drenaje se realizó con el software HY8, el cual es una colección de programas de libre utilización desarrollada por la FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA) para ayudar en el análisis y el diseño de alcantarillas.

Entre sus varios usos, este programa permite revisar el funcionamiento hidráulico de alcantarillas con secciones circulares, rectangulares, elípticas, en arco o definidas por el usuario. El programa puede modelar un sistema de varios conductos paralelos, teniendo cada uno diferente número de tuberías, secciones transversales, cotas, pendientes y longitudes. El programa también modela el canal de salida, tomando una sección regular o irregular, a partir de la cual calcula el valor de T_w asumiendo flujo uniforme. Como datos de entrada, para el análisis se requiere la siguiente información:

- Caudales: caudal mínimo, de diseño y máximo, con los cuales elabora una curva de calibración de la alcantarilla (H_w vs. Q).
- Datos del descole de la obra: sección, pendiente, rugosidad, cota de salida de la alcantarilla.
- Información de la vía: perfil de la vía, longitud, ancho y cota rasante del tramo de vía susceptible de funcionar como vertedero, tipo de superficie (grava, pavimento, otra).
- Datos de la alcantarilla: sección, longitud, rugosidad, número de tubos o celdas, condiciones de entrada, cotas batea entrada y salida.

11.1.3. Análisis De Obras De Drenaje Transversal, Alcantarillas Y Box Culvert

La evaluación de las obras se desarrolló mediante la herramienta computacional HY8. Todos los archivos se presentan en el Anexo 7. En la Tabla 19 se presenta el resumen del dimensionamiento de las obras transversales diseñadas para cada tramo de vía de la cuenca Santa María.

Tabla 19. Dimensionamiento obras proyectadas - Cuenca Santa María

CUENCA	ID OBRA	Tramo	Abscisa	Obra	Diámetro/ Sección	Númer o de celdas	Longitud	Estructura entrada	Estructura salida	Escalona -da entrada	Escalona -da salida
SMEB1-1	AEB1 - OB1	Acceso EB1	K0+170	Box Culvert	3.00 x 1.50	2	8.8	Aletas	Aletas		
SMEB1-2	AEB1 - OB2	Acceso EB1	K0+330	Alcantarilla	0.9	1	8.4	Aletas	Aletas		
SMEB1-3	AEB1 - OB3	Acceso EB1	K0+680	Box Culvert	1.50 x 1.00	2	9.1	Aletas	Aletas		
SMEB1-4	AEB1 - OB4	Acceso EB1	K1+050	Alcantarilla	0.9	1	10.4	Aletas	Aletas		
SMAB2-1	EB2B - OB1	Acceso Bombeo 2	K0+120	Alcantarilla	0.9	1	8.8	Caja	Aletas		
SMAB2-2	EB2B - OB2	Acceso Bombeo 2	K0+290	Alcantarilla	0.9	1	8.4	Aletas	Aletas		
SMAB2-3	EB2B - OB3	Acceso Bombeo 2	K0+530	Box Culvert	1.50 x 1.50	2	9.1	Aletas	Aletas		
SMAB2-4	EB2B - OB4	Acceso Bombeo 2	K0+960	Box Culvert	1.50 x 1.50	2	9.1	Aletas	Aletas		
SMAB2-5	EB2B - OB5	Acceso Bombeo 2	K1+290	Alcantarilla	0.9	2	8.9	Aletas	Aletas		
SMAT2-1	EB2T - OB1	Acceso Tanque 2	K0+175	Alcantarilla	0.9	2	9	Caja	Aletas	Tipo 3	
SMAB3-1	EB3 - OB1	Acceso Bombeo 3	K0+070	Alcantarilla	0.9	2	8.3	Aletas	Aletas		
SMAB3-2	EB3 - OB2	Acceso Bombeo 3	K0+600	Alcantarilla	0.9	1	9.4	Caja	Aletas	Tipo 1	
SMAB3-3	EB3 - OB3	Acceso Bombeo 3	K0+940	Box Culvert	4.50 x 2.00	2	8.4	Aletas	Aletas		
SMAT4-1	EB4T - OB1	Acceso Tanque 4	K0+196	Alcantarilla	0.9	1	9.5	Caja	Aletas	Tipo 1	
SMAT4-2	EB4T - OB2	Acceso Tanque 4	K0+420	Alcantarilla	0.9	3	9	Caja	Aletas	Tipo 4	
SMAB4-1	EB4B - OB1	Acceso Bombeo 4	K0+030	Alcantarilla	0.9	1	8.4	Aletas	Aletas		
SMAB4-2	EB4B - OB2	Acceso Bombeo 4	K0+195	Alcantarilla	0.9	1	8.6	Aletas	Aletas		
SMPP-1	PDP - OB1	Pie de Presa	K0+070	Alcantarilla	0.9	2	10.8	Caja	Aletas	Tipo 3	
SMPP-2	PDP - OB2	Pie de Presa	K0+200	Alcantarilla	0.9	1	12	Caja	Aletas	Tipo 1	
SMPP-3	PDP - OB3	Pie de Presa	K0+430	Alcantarilla	0.9	1	11.3	Caja	Aletas	Tipo 1	
SMPP-4	PDP - OB4	Pie de Presa	K0+550	Alcantarilla	0.9	2	10.7	Caja	Aletas	Tipo 3	
SMPP-5	PDP - OB5	Pie de Presa	K0+800	Alcantarilla	0.9	2	11.1	Caja	Aletas	Tipo 3	
SMPP-6	PDP - OB6	Pie de Presa	K0+995	Alcantarilla	0.9	1	11.8	Caja	Aletas	Tipo 1	
SMPP-7	PDP - OB7	Pie de Presa	K1+200	Alcantarilla	0.9	1	11.4	Caja	Aletas	Tipo 1	
SMAA-1	AT - OB1	Vía Ataguía	K0+010	Alcantarilla	0.9	1	13.3	Caja	Aletas	Tipo 1	
SMAA-2	AT - OB2	Vía Ataguía	K0+090	Alcantarilla	0.9	3	11.9	Caja	Aletas	Tipo 4	
SMAA-3	AT - OB3	Vía Ataguía	K0+350	Alcantarilla	0.9	3	11.6	Caja	Aletas	Tipo 4	
SMAA-4	AT - OB4	Vía Ataguía	K0+670	Alcantarilla	0.9	2	10.8	Caja	Aletas	Tipo 3	
SMAA-5	AT - OB5	Vía Ataguía	K0+880	Alcantarilla	0.9	1	10.9	Caja	Aletas	Tipo 1	
SMS1-1	VS1 - OB1	Vía Sustitutiva 1	K0+250	Alcantarilla	0.9	4	11	Aletas	Aletas		
SMS1-2	VS1 - OB2	Vía Sustitutiva 1	K0+485	Alcantarilla	0.9	1	10.9	Caja	Aletas	Tipo 1	
SMS1-3	VS1 - OB3	Vía Sustitutiva 1	K0+770	Puente			9				
SMS1-4	VS1 - OB4	Vía Sustitutiva 1	K1+270	Box Culvert	3.00 x 3.00	3	10.1	Aletas	Aletas		
SMS1-5	VS1 - OB5	Vía Sustitutiva 1	K1+660	Alcantarilla	0.9	3	11.2	Caja	Aletas		
SMS2-1	VS2 - OB1	Vía Sustitutiva 2	K0+155	Puente							
SMS2-2	VS2 - OB2.	Vía Sustitutiva 2	K0+340	Alcantarilla	0.9	1	10.6	Caja	Aletas	Tipo 1	
SMS2-3	VS2 - OB3	Vía Sustitutiva 2	K0+460	Alcantarilla	0.9	1	11.5	Caja	Aletas		

Fuente: Elaboración propia

11.2. DRENAJE LONGITUDINAL

Para el manejo del drenaje longitudinal de la vía se proyectaron cunetas laterales en la calzada de la vía, en los cortes zanjas de coronación y cunetas en las bermas, en la Figura 19 se presenta la tipología de las obras longitudinales.

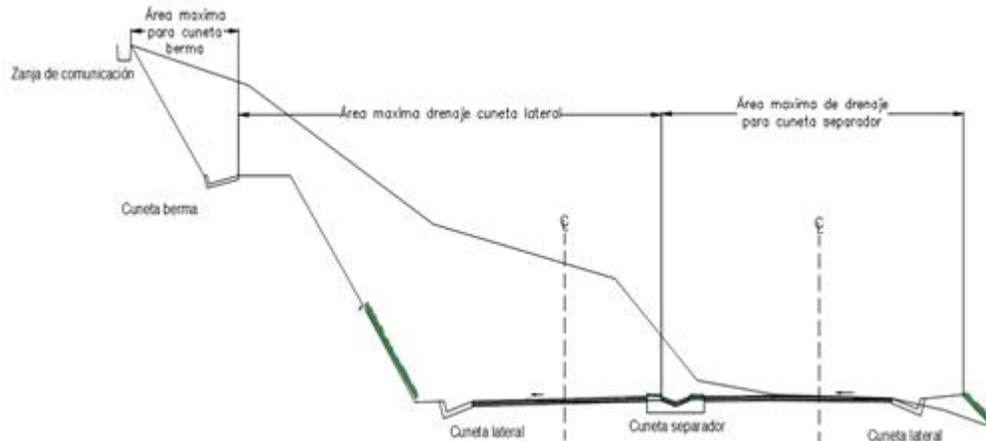


Figura 19. Elementos de drenaje longitudinal
Fuente: Elaboración propia

11.2.1. Cunetas

Las cunetas son estructuras de drenaje que captan las aguas de escorrentía superficial proveniente de la plataforma de la vía y de los taludes de corte, conduciendolas longitudinalmente hasta asegurar su adecuada disposición. Las cunetas construidas en zonas en terraplén protegen también los bordes de la berma y los taludes del terraplén de la erosión causada por el agua lluvia.

Para las cunetas en zonas de corte, los puntos de disposición son cajas colectoras de alcantarillas y salidas laterales al terreno natural en un cambio de corte a terraplén. En las cunetas en terraplén, las aguas se disponen al terreno natural mediante bajantes o alivios.

Las cunetas se deben localizar esencialmente en todos los cortes, en aquellos terraplenes susceptibles a la erosión.

Los análisis hidráulicos de las obras de drenaje longitudinal se realizaron mediante la ecuación de Manning, que se expresa de acuerdo con la Ecuación 12:

$$Q=1/n(AR^{(2/3)} S^{(1/2)})$$

Ecuación 12.

Dónde:

- Q = Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m^3/s), el caudal de diseño se calcula mediante el método racional.
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning.
- A = Área mojada, en metros cuadrados (m^2).
- R = Radio hidráulico, en metros (m).
- S = Pendiente, en metros por metro (m/m).

De la ecuación de Manning es posible obtener la lámina de agua y la velocidad en la sección para el caudal de diseño. La lámina de agua debe ser inferior o igual a la profundidad de la cuneta y la velocidad debe ser, a su vez, menor que la máxima admisible para el material de la cuneta, pero mayor que la velocidad que favorezca la sedimentación y el crecimiento vegetal.

La definición de la capacidad hidráulica de las cunetas se realizó tomando en cuenta las áreas de drenaje longitudinales de la vía en función de la geometría de la misma y en el caso que aplique de las áreas de corte adyacente a la vía.

11.2.1.1. Cuneta lateral

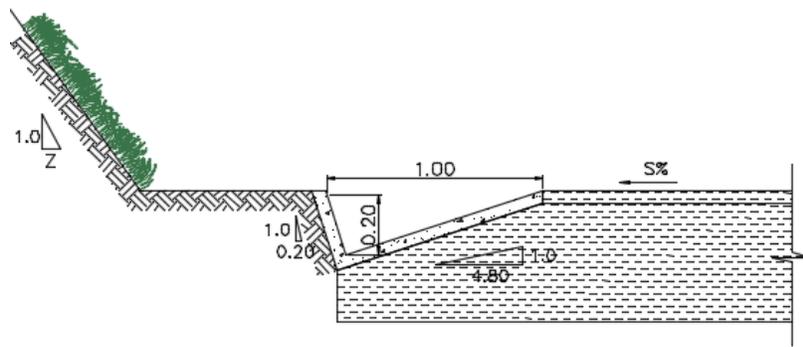
Para el diseño de las cunetas laterales de la vía se consideraron áreas aferentes a la misma tomando en cuenta los criterios de diseño; como el proyecto contempla zanjas de coronación en los cortes y cunetas en las bermas de los cortes, estructuras que captan la mayor cantidad de caudal que podría llegar a la cuneta de la calzada, se adoptó como criterio de diseño para la cuneta el área aferente de corte y el ancho aferente de calzada de acuerdo al trazado del diseño geométrico.

Acorde con el diseño geométrico se proyectó un solo tipo de cuenta adyacente a la calzada de la vía en sección triangular y en concreto en todo los tramos del proyecto, en la Figura 20 se presenta la configuración de la cuneta proyectada y en la Tabla 20 se presenta el análisis y revisión hidráulica de la sección proyectada para la cuneta. Para el análisis se seleccionó el tramo de cuneta mas critico para cada tramo de vía de la cuenca Santa María y a partir de este se revisó que la sección proyectada cumpliera hidráulicamente para cada caso.

Tabla 20. Análisis y revisión hidráulica cunetas cuenca Santa Maria

CUNETAS	Caudal	Pendiente	Z1	Z2	n	Yn	Yc	Área	Perímetro	Velocidad	H adoptado
	(m³/s)	(m/m)	1V:Z1H	1V:Z2H	-	(m)	(m)	(m²)	(m)	(m/s)	(m)
Vía sustitutiva 1	0.150	0.0300	0.200	4.80	0.014	0.168	0.236	0.071	0.996	2.121	0.020
Vía sustitutiva 2	0.056	0.0080	0.200	4.80	0.014	0.149	0.159	0.055	0.882	1.010	0.020
Acceso Ataguía	0.132	0.0300	0.200	4.80	0.014	0.160	0.224	0.064	0.950	2.054	0.020
Pie de presa	0.084	0.0070	0.200	4.80	0.014	0.178	0.187	0.079	1.053	1.063	0.020
Acceso Bombeo 1	0.029	0.0030	0.200	4.80	0.014	0.140	0.122	0.049	0.828	0.593	0.020
Acceso Bombeo 2	0.050	0.0030	0.200	4.80	0.014	0.172	0.152	0.074	1.016	0.680	0.020
Acceso Bombeo 3	0.086	0.0070	0.200	4.80	0.014	0.179	0.189	0.080	1.062	1.069	0.020
Acceso Bombeo 4	0.089	0.0080	0.200	4.80	0.014	0.177	0.192	0.078	1.049	1.134	0.020

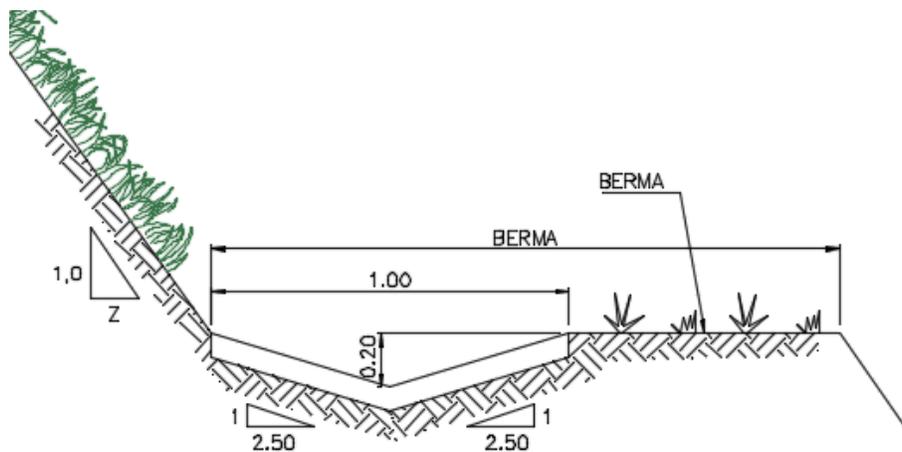
Fuente: Elaboración propia



*Las dimensiones están dadas en metros
 Figura 20. Sección cuneta lateral en calzada
 Fuente: Elaboración propia

11.2.1.2. Cuneta Berma

Para el manejo del drenaje la zona de corte se proyectó un tipo de cuneta en las bermas en sección triangular y en concreto en todo los tramos del proyecto, en la Figura 21 se presenta la configuración de la cuneta proyectada.

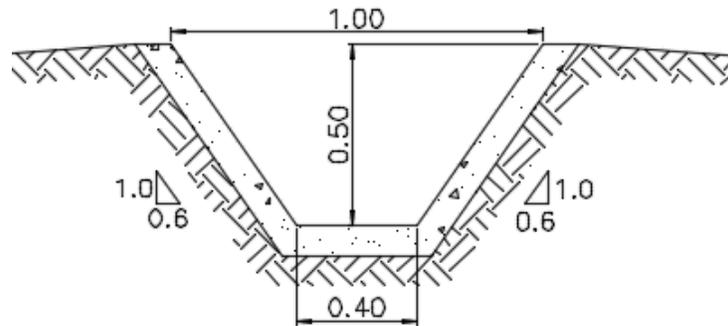


*Las dimensiones están dadas en metros
 Figura 21. Sección cuneta berma
 Fuente: Elaboración propia

11.2.2. Zanjas De Coronación

Las zanjas de coronación son interceptoras de la escorrentía en la parte alta del talud de corte y se utilizan para interceptar las aguas lluvias, evitando su paso por el talud, se deben ubicar como mínimo a una distancia de 3.0 m del borde del talud de corte.

Por lo general se recomienda que las zanjas de coronación sean totalmente impermeabilizadas para evitar infiltraciones que puedan afectar el talud de la vía, para el caso particular se proyectaron en concreto y en sección trapezoidal. En la Figura 22 se presenta la sección de zanja de coronación proyectada y en la Tabla 21 se presenta el análisis y revisión hidráulica de la sección proyectada para la zanja de coronación. Para el análisis se seleccionó el tramo de zanja de coronación más crítico para cada tramo de vía de la cuenca Santa María y a partir de este se revisó que la sección proyectada cumpliera hidráulicamente para cada caso.



*Las dimensiones están dadas en metros
 Figura 22. Sección de zanja de coronación
 Fuente: Elaboración propia

Tabla 21. Análisis y revisión hidráulica Zanjas cuenca Santa María

ZANJA	Caudal	Pendiente	Base	Z1	Z2	n	Yn	Yc	Área	Perím	Veloc.	H adoptado
	(m ³ /s)	(m/m)	(m)	1V:Z1H	1V:Z2H	-	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m)
Acceso Ataguía	0.660	0.0200	0.400	0.600	0.60	0.014	0.345	0.505	0.210	1.205	3.148	0.050
Pie de presa	0.420	0.0200	0.400	0.600	0.60	0.014	0.267	0.394	0.150	1.023	2.805	0.050
Acceso Bombeo 2	0.250	0.0200	0.400	0.600	0.60	0.014	0.197	0.293	0.102	0.860	2.443	0.050
Acceso Bombeo 4	0.445	0.0200	0.400	0.600	0.60	0.014	0.276	0.406	0.156	1.044	2.847	0.050

Fuente: Elaboración propia

11.2.3. Estructuras Escalonadas

Este tipo de estructuras se plantearon en varias zonas del proyecto; como bajantes en los cortes para conducir el agua a la entrada de las obras o a las cunetas, a las salidas de las obras para disipar la energía; y como continuidad de las zanjas de coronación. El flujo en este tipo de estructuras se puede dar en tres tipos de condiciones:

- Flujo rasante (skimming flow): en esta condición el flujo escurre sobre las esquinas externas de las escaleras como una nata sobre un seudo-fondo, produciéndose una recirculación del agua en la parte interna del escalón. Por lo que la reducción de energía se da por la recirculación del agua en el escalón y por impacto en el escalón aguas abajo.
- Flujo escalón a escalón (nappe flow): en esta condición el flujo sigue una trayectoria de chorro de escalón a escalón, con un lente de aire bajo la napa. La pérdida de energía se produce entonces por la dispersión del chorro en el aire y por la mezcla de agua al impacto y desarrollo total o parcial del resalto hidráulico.
- Flujo de transición: condición intermedia entre las dos condiciones descritas anteriormente, donde la napa sobre el lente de aire puede o no formarse y se produce una recirculación parcial del agua en cada escalón.

Se recomienda el uso de este tipo de estructuras para pendientes entre 5.7° y 55°, a partir de la determinación de la velocidad y la profundidad del flujo en la estructura y el incremento de la profundidad del flujo por efecto del aire para determinar altura de muro de la estructura.

La metodología de diseño de este tipo de estructura es experimental y para el presente proyecto se siguió la metodología descrita por H. Chanson, en su libro. "HYDRAULIC DESIGN OF STEPPED CASCADES, CHANNELS, WEIRS AND SPILLWAYS". De acuerdo con las condiciones de diseño geométrico de las vías y de taludes, se proyectaron tres tipo de estructuras escalonadas, En la Tabla 22 se resumen el dimensionamiento y en el Anexo 8 la memoria de diseño.

Tabla 22. Dimensiones de las estructuras escalonadas

LOCALIZACIÓN	TIPO	TALUD	L (m)	H (m)	B (m)	d (m)
ENTRADA	1	1V:0.75H	0.38	0.50	1.50	1.00
ENTRADA	2	1V:0.75H	0.38	0.50	2.00	1.00
ENTRADA	3	1V:0.75H	0.38	0.50	2.50	1.00
ENTRADA	4	1V:0.75H	0.38	0.50	4.50	1.00
ENTRADA	5	1V:0.75H	0.38	0.50	6.00	1.00

Fuente: Elaboración propia

11.2.4. Obras mayores

Este tipo de estructuras se plantearon cuando se presentan dos condiciones: la primera, cuando el caudal para periodos de retorno que superan los 50 m³/s y la segunda condición, cuando la luz es muy amplia y los rellenos de la vía son de gran altura. A continuación se presentan los sitios de implantación de las estructuras tipo puente que presenta estas condiciones.

Tabla 23. Estructuras tipo Puente

SMS1-3	VS1 - OB3	Vía Sustitutiva 1	K0+770	Puente
SMS2-1	VS2 - OB1	Vía Sustitutiva 2	K0+155	Puente

Fuente: Elaboración propia

12. ESTIMACIÓN DE CANTIDADES DE SEÑALIZACIÓN A PARTIR DE ÍNDICES

12.1. CRITERIOS PARA LA ESTIMACIÓN DE CANTIDADES DE SEÑALIZACIÓN

Para calcular los índices de cantidades de señalización se tuvo en cuenta el alineamiento de las vías, estimando el número de señales según la cantidad, la deflexión de las curvas presentes y la presencia de intersecciones con la finalidad de establecer una ubicación preliminar de las señales de la siguiente manera:

- Señales preventivas de curva (P-1-1, P-1-2, P-1-3, P-1-4, P-1-5): Antes de la presencia de las curvas y según su deflexión.
- Señales reglamentarias (R-2-1, R-13-1): Antes del ingreso a las curvas.
- Chevron (P-1-9): Se ubican sobre curvas de más de 40° de deflexión y a una distancia promedio de 18 metros (calculada a partir de trabajos anteriores).
- Defensas metálicas: Se ubican sobre las curvas que contienen señal de Chevron (P-1-9) y terraplén.

Los indicadores de cantidades de señalización se calcularon de la siguiente manera:

- Indicador señales verticales: Se da en unidades por km (und/km), se calcula dividiendo el número de señales entre la longitud de la vía.
- Indicador defensa: Se da en metros por km (m/km), se calcula dividiendo la longitud de las defensas metálicas entre la longitud de la vía.
- Índice demarcación: Se da en metros por km (m/km), se calcula dividiendo la longitud de la demarcación de borde y de centro a lo largo de la calzada entre la longitud de la vía.

12.2. CANTIDADES DE SEÑALIZACIÓN

Con base en los criterios anteriores se realizó el estimativo de cantidades e índices correspondientes. En la Tabla 24 se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 24. Índices de cantidades de señalización

VÍA	DESCRIPCIÓN	LONGITUD (m)	RODADURA	SEN_VERT (und)	ÍNDICE SEN_VERT (und/Km)	DEFENSA (m)	ÍNDICE DEFENSA (m/Km)
1	Acceso a pie de presa	1460	Subbase	81	56	664	455
2	Acceso a ataguía	1040	Subbase	55	53	1030	990
3	Acceso sistema de bombeo 1 - tanque	1160	Subbase	33	29	359	309
4	Acceso sistema de bombeo 2 - tanque	440	Subbase	21	48	377	857
5	Acceso sistema de bombeo 2 - bocatoma	1410	Subbase	10	8	100	71
6	Acceso sistema de bombeo 3 - tanque y bocatoma	1070	Subbase	49	46	735	687

7	Acceso sistema de bombeo 4 - tanque	470	Subbase	23	49	348	740
8	Acceso sistema de bombeo 4 - bocatoma	280	Subbase	20	72	185	661
9	Vía sustitutiva 1	1900	Subbase	106	56	2460	1295
10	Vía sustitutiva 2	560	Subbase	30	54	551	984

Fuente: Elaboración propia

13. CANTIDADES DE OBRAS HIDRÁULICAS

En la Tabla 25 se presentan las cantidades de tuberías determinadas para las obras de drenaje proyectadas para manejo de la escorrentía en las vías de acceso diseñadas para la cuenca Santa María.

Tabla 25. Cantidades de obra - Vías cuenca Santa Maria

CANTIDADES DE OBRA VÍAS CUENCA SANTA MARIA											
Descripción	Un.	Cantidad Total									
		Acceso EB1	Acceso Bombeo 2	Acceso Tanque 2	Acceso Bombeo 3	Acceso Tanque 4	Acceso Bombeo 4	Pie de Presa	Vía Ataguía	Vía Sustitutiva 1	Vía Sustitutiva 2
Tubería de concreto reforzado de 0.90m de diámetro	m	18.8	35.0	18.0	26.0	36.5	17.0	111.7	116.3	88.5	22.1
Tubería de concreto reforzado de 1.20m de diámetro	m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Tubería de concreto reforzado de 1.50m de diámetro	m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

14.1. DISEÑO VIAL

Se realizó un diseño funcional que satisface los requerimientos de acceso a cada uno de los componentes del proyecto y se presenta como resultado, las cantidades de obra necesarias para evaluar la etapa de diseño conceptual. Los diseños viales presentados, cumplen en su totalidad con los criterios de diseño establecidos en el capítulo 5 del presente documento.

En etapas posteriores de diseño se deben tener en cuenta que para los diseños viales presentados se realizaron a partir de topografía tomada del modelo jaxa. Esta topografía presenta menor nivel de precisión respecto a una topografía detallada, por lo tanto, los trazados y cantidades deben ser verificados.

Se diseñaron vías sustitutivas con especificaciones similares a las de las vías que se afectan por el embalse. Con estas vías se garantiza la conectividad vial que existía antes de la ejecución del proyecto. Se recomienda en el diseño detallado garantizar el empalme con las vías existentes.



En la etapa posterior de diseño se debe hacer una cuantificación de las vías existentes que serán utilizadas en el proyecto, con el fin de estimar los costos de su mejoramiento.

14.2. DRENAJES

El análisis hidrológico de las cuencas analizadas, se realizó a partir de los lineamientos establecidos en el Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos de Panamá. La delimitación de las cuencas interceptadas por los trazados viales propuestos y la caracterización morfométrica de las mismas se realizó a partir del Modelo Digital de Terreno (DTM) Jaxa.

Los caudales máximos para cuencas con áreas de drenaje menores a 2.5 km² se estimaron a partir del Método Racional, mientras que para cuencas mayores a 2.5 km² se calcularon a partir del método del hidrograma unitario del Soil Conservation Service. Las coberturas de las cuencas analizadas se obtuvieron del "Mapa de cobertura y uso de la tierra 2012 realizado por el Ministerio de Ambiente de Panamá, con apoyo técnico y financiero de la Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura, FAO". (MIAMBIENTE, 2019).

Los caudales máximos obtenidos para las cuencas con áreas mayores a 2.5 km² se presentan en la Tabla 26.

Tabla 26. Caudales máximos en m³/s asociados a diferentes periodos de retorno en las cuencas analizadas.

Sitios Santa Maria	Área (km ²)	Periodo de retorno (Años)					
		2	5	10	20	25	50
Estación San Francisco	1370	1461.1	2092.5	2476.9	2818.3	2921.5	3225.7
SMS1-3	22.39	123.8	177.3	209.8	238.8	247.5	273.3
SMS1-4	2.91	36.4	52.1	61.7	70.2	72.8	80.3

Fuente: Elaboración propia.



15. REFERENCIAS

AASHTO. (2011). *Geometric design of highways and streets*.

MOP. *Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos, parámetros recomendados en el diseño del sistema de calles, y drenajes pluviales de acuerdo a lo exigido en el Ministerio de Obras Públicas*.

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (2012). *Hydraulic design of highway culverts*. Third edition.

16. ANEXOS



Anexo 1. Planos de diseño geométrico

Anexo 2. Cantidades de obra

Anexo 3. Reportes de alineamientos

Anexo 4. Pendiente del cauce principal

Anexo 5. Tiempo de concentración

Anexo 6. Resumen de caudales

Anexo 7. Dimensionamiento de obras transversales

Anexo 8. Dimensionamiento de escalonadas

Anexo 9. Planos hidráulicos