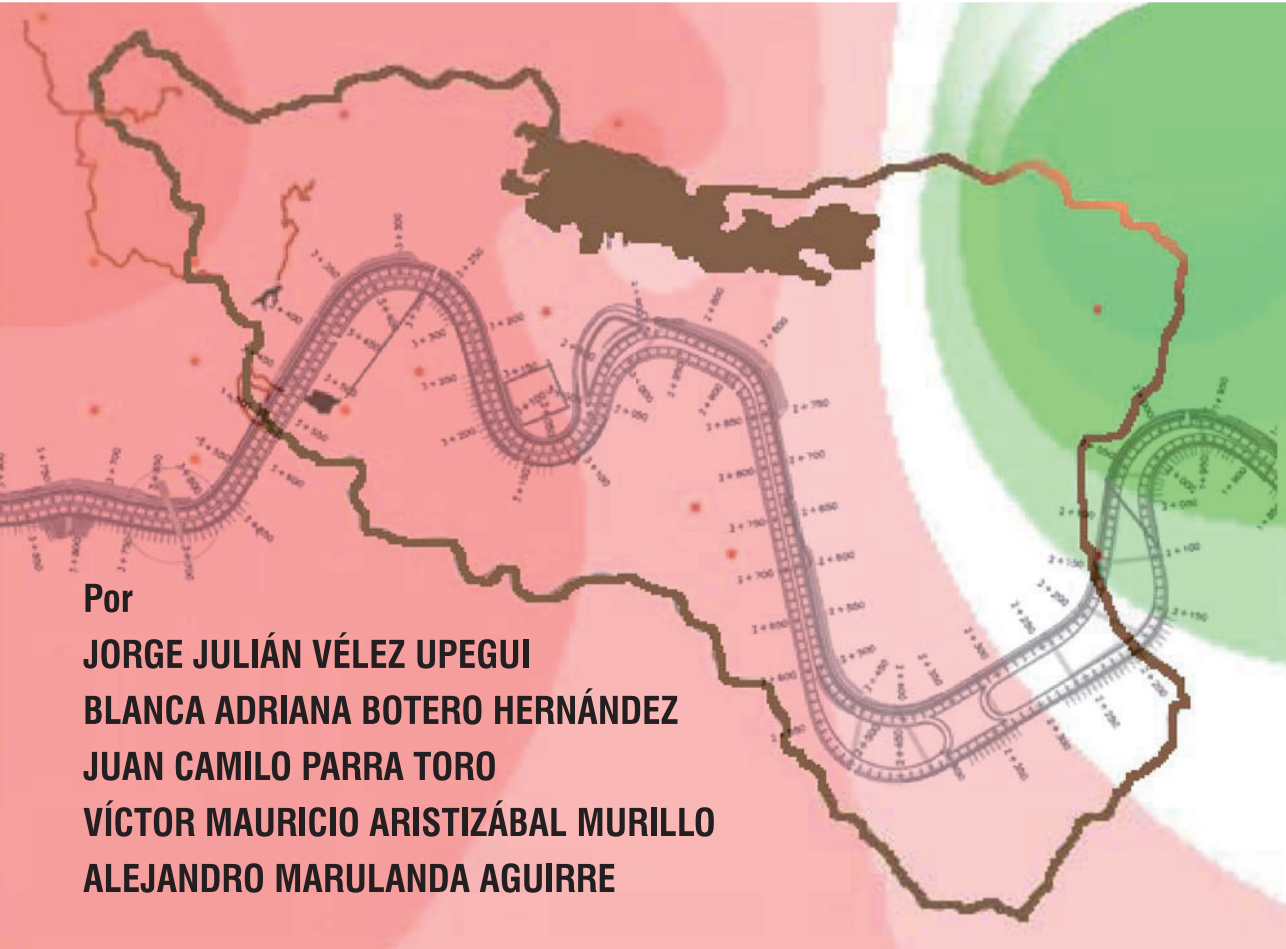


DISEÑO HIDRÁULICO E HIDROLÓGICO DE OBRAS DE INGENIERÍA PARA PROYECTOS VIALES



Por

JORGE JULIÁN VÉLEZ UPEGUI

BLANCA ADRIANA BOTERO HERNÁNDEZ

JUAN CAMILO PARRA TORO

VÍCTOR MAURICIO ARISTIZÁBAL MURILLO

ALEJANDRO MARULANDA AGUIRRE



**DISEÑO HIDRÁULICO E
HIDROLÓGICO DE OBRAS DE
INGENIERÍA PARA PROYECTOS
VIALES**

DISEÑO HIDRÁULICO E HIDROLÓGICO DE OBRAS DE INGENIERÍA PARA PROYECTOS VIALES

**JORGE JULIÁN VÉLEZ UPEGUI
BLANCA ADRIANA BOTERO HERNÁNDEZ
JUAN CAMILO PARRA TORO
VÍCTOR MAURICIO ARISTIZÁBAL MURILLO
ALEJANDRO MARULANDA AGUIRRE**



Manizales, 2013

Diseño hidráulico e hidrológico de obras de ingeniería para proyectos viales

© Universidad Nacional de Colombia
Sede Manizales
Facultad de Ingeniería y Arquitectura

© Jorge Julián Vélez Upegui, Blanca Adriana Botero Hernández, Juan Camilo Parra Toro, Víctor Mauricio Aristizábal Murillo, Alejandro Marulanda Aguirre

ISBN: 978-958-761-287-5

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad Nacional de Colombia, ni genera responsabilidad frente a terceros. El autor asume la responsabilidad por los derechos de autor y conexos contenidos en la obra, así como por la eventual información sensible publicada en ella.

Este libro o parte de él no puede ser reproducido por ningún medio sin autorización escrita de la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales.

Esta publicación es un producto del proyecto de extensión "Consultoría para realizar los estudios para el desarrollo del ordenamiento territorial y estudios técnicos para el sistema vial de la región centro - sur del departamento de Caldas" (Proyecto 30201005195), llevado a cabo por la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales, para la Gobernación del departamento de Caldas.

Promotor:
Facultad de Ingeniería y Arquitectura
Universidad Nacional de Colombia, sede
Manizales

Coordinación editorial:
Carla F. Rojas Ríos

Diseño de carátula e ilustraciones:
Edwin Sotelo Z.

Impresión:
Editorial Blanecolor S.A.S.

Primera edición, 2013
Impreso y hecho en Manizales, Colombia

Tabla de contenido

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	MARCO TEÓRICO	5
2.1.	Criterios de diseño	5
	2.1.1. Criterios hidrológicos	6
	2.1.2. Criterios hidráulicos	7
2.2.	Recopilación y análisis de la información	8
	2.2.1. Análisis de la información temporal	9
	2.2.2. Análisis de información espacial	10
	2.2.3. Caracterización fisiográfica y geomorfológica	10
2.3.	Marco teórico del diseño hidrológico	14
	2.3.1. Intensidad de la lluvia máxima	14
	2.3.2. Cálculo de caudales máximos	15
2.4.	Balance hidrológico	24
	2.4.1. Métodos de cálculo para evapotranspiración	25
	2.4.2. Cálculo de la precipitación efectiva	26
	2.4.3. Escorrentía	27
2.5.	Marco teórico de los estudios hidráulicos	27
	2.5.1. Emplazamiento de las obras	29
	2.5.2. Distribución longitudinal de las obras	31
	2.5.3. Conducciones	32
	2.5.4. Colectores	39

2.5.5. Cunetas	42
2.5.6. Canales de rápidas con tapa y columpio, CRTC	43
2.5.7. Torrenteras	46
2.5.8. Canales con pantallas deflectoras, CDP	48
2.5.9. Filtros	51
2.5.10. Sumideros	53
2.5.11. Longitud de solado y tamaño medio de los elementos individuales del solado	54
2.5.12. Revestimiento de canales de enrocado	55
3. CASO DEL ANILLO VIAL DE LA REGIÓN CENTRO-SUR DEL DEPARTAMENTO DE CALDAS, TRAMO TRES PUERTAS - ALTO EL PAISA	59
3.1. Localización general	60
3.2. Criterios de diseño	63
3.3. Recopilación y análisis de la información	63
3.3.1. Análisis de la información temporal	65
3.3.2. Análisis de la información espacial	74
3.3.3. Obtención del Número de Curva, NC	79
3.3.4. Coeficiente de escorrentía	81
3.3.5. Intensidad de lluvia máxima	83
3.4. Estudio hidrológico de una cuenca mayor: caso de estudio río Chinchiná	85
3.4.1. Caracterización morfométrica y fisiográfica	85
3.4.2. Caracterización geomorfológica	88
3.4.3. Cálculo de lluvia máxima diaria	88
3.4.4. Cálculo del Número de Curva, NC	92
3.4.5. Modelación hidrológica de la cuenca del río Chinchiná con el Hydrologic Engineering Center's-Hydrologic Modeling System (HEC-HMS)	93

3.4.6. Estimación de los parámetros para la modelación hidrológica	94
3.5. Estimación de los caudales para las intercuenas y la escorrentía en las laderas	98
3.6. Balance hídrico de la zona de estudio del proyecto	101
3.6.1. Métodos de cálculo de la evapotranspiración	106
3.6.2. Cálculo de la precipitación efectiva	118
3.6.3. Escorrentía y caudal	120
3.7. Obras hidráulicas existentes	127
3.7.1. Obras transversales	127
3.7.2. Obras longitudinales (cunetas y canales)	131
3.7.3. Sitios especiales	133
3.7.4. Protocolo de las evaluaciones de tipo estructural e hidráulico en obras transversales	135
3.7.5. Protocolo de las evaluaciones de tipo estructural e hidráulico en obras longitudinales (cunetas y canales)	141
3.7.6. Fichas individuales de descripción del estado actual de cada una de las obras longitudinales en el tramo Tres Puertas - Alto El Paisa	143
3.7.7. Fichas individuales de descripción del estado actual de cada una de las obras transversales en el tramo Tres Puertas - Alto El Paisa	179
3.7.8. Fichas individual de descripción del estado actual de los sitios especales en el tramo Tres Puertas - Alto El Paisa	154
3.8. Diseño de las estructuras hidráulicas para el caso de estudio	159
3.8.1. Parámetros y valores de diseño	160
3.8.2. Colectores	179
3.8.3. Cunetas	188
3.8.4. Canales de rápidas con tapa y columpio	192
3.8.5. Torrenteras	193

3.8.6. Canales con pantallas deflectoras	194
3.8.7. Filtros	196
3.8.8. Sumideros	197
3.8.9. Longitud de solados	199
3.8.10. Tamaño medio de los elementos individuales del solado	200
3.8.11. Revestimiento de canales con enrocado	206
3.9. Ejemplos de diseño definitivo	207
4. CONCLUSIONES	209
5. REFERENCIAS	213
6. BIBLIOGRAFÍA	217

Lista de tablas

Tabla 2.1. Valores de C "coeficiente de escorrentía", tomado de Suárez (2001)	17
Tabla 2.2. Números de curva para diferentes tipos de suelo y pendientes del terreno	18
Tabla 2.3. Correspondencia entre el valor de la pendiente S y la relación L/a para el diseño de CRTC	46
Tabla 3.1. Estaciones hidrometeorológicas de la zona de estudio y su longitud de registro	64
Tabla 3.2. Números primos asignados a las diversas clases de pendientes, tipos de suelo y uso de suelo	79
Tabla 3.3. Valores resultantes del producto de números primos	82
Tabla 3.4. Características morfométricas y fisiográficas del área de estudio	86
Tabla 3.5. Tiempos de concentración para la cuenca del río Chinchiná hasta el cruce con el puente Santágueda, tramo Tres Puertas-Alto El Paisa	86
Tabla 3.6. Precipitación máxima diaria anual para diferentes periodos de retorno	90
Tabla 3.7. Precipitación máxima diaria anual areal para diferentes periodos de retorno	91
Tabla 3.8. Precipitación máxima diaria anual, abstracciones iniciales y precipitación efectiva para diferentes periodos de retorno	91
Tabla 3.9. Parámetros morfométricos calculados en las subcuencas del río Chinchiná	95
Tabla 3.10. Parámetros geológicos utilizados por el HEC-HMS en las subcuencas río Chinchiná	96
Tabla 3.11. Parámetros geológicos utilizados por el HEC-HMS de las subcuencas río Chinchiná	96
Tabla 3.12. Tiempos de concentración estimados en las subcuencas de río Chinchiná	97
Tabla 3.13. Resumen de resultados del estudio hidrológico realizado por diferentes metodologías y para periodos de retorno de 10,25, 50, 100 y 200 años de la cuenca río Chinchiná hasta su cruce con el tramo de interés	98

Tabla 3.14. Precipitación media acumulada calculada con la información obtenida	102
Tabla 3.15. Humedad relativa y temperatura media multianual calculada para cada una de las estaciones con información meteorológica sobre la cuenca	104
Tabla 3.16. Resumen de la evapotranspiración potencial multianual estimada en mm/año	118
Tabla 3.17. Tabla resumen de los caudales obtenidos con la ayuda de los diferentes métodos	120
Tabla 3.18. Descripción de la cantidad de elementos que constituyen las alcantarillas y alcantarillas de cajón o <i>box culverts</i> en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa	128
Tabla 3.19. Daños encontrados en estructuras de entrada, salida y muros cabecales para el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa	129
Tabla 3.20. Número de cunetas según tipo de sección transversal para el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa	132
Tabla 3.21. Daños con severidad media y alta en cunetas para el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa	132
Tabla 3.22. Descripción de los sitios especiales en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa	133
Tabla 3.23. Daños encontrados en los sitios especiales del tramo Tres Puertas – Alto El Paisa	134
Tabla 3.24. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\emptyset_{\text{interno}} = 24''$, pendiente= 2.5% y capacidad hidráulica= 80%	160
Tabla 3.25. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\emptyset_{\text{interno}} = 24''$, pendiente= 3.0% y capacidad hidráulica= 60%	160
Tabla 3.26. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\emptyset_{\text{interno}} = 24''$, pendiente= 3.0% y capacidad hidráulica= 75%	161
Tabla 3.27. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\emptyset_{\text{interno}} = 24''$, pendiente= 4.0% y capacidad hidráulica= 60%	161
Tabla 3.28. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\emptyset_{\text{interno}} = 24''$, pendiente= 4.0% y capacidad hidráulica= 75%	162
Tabla 3.29. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\emptyset_{\text{interno}} = 36''$, pendiente= 2.2% y capacidad hidráulica= 80%	162
Tabla 3.30. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\emptyset_{\text{interno}} = 36''$, pendiente= 3.0% y capacidad hidráulica= 50%	163
Tabla 3.31. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\emptyset_{\text{interno}} = 36''$, pendiente= 3.0% y capacidad hidráulica= 75%	163

Tabla 3.32. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\varnothing_{\text{interno}} = 36''$, pendiente= 4.0% y capacidad hidráulica= 50%	164
Tabla 3.33. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\varnothing_{\text{interno}} = 36''$, pendiente= 4.0% y capacidad hidráulica= 75%	164
Tabla 3.34. Listado con ubicación y clase de obras típicas en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa	164
Tabla 3.35. Comportamiento hidráulico en <i>box culverts</i> con ancho interno= 1.5 m, alto interno= 1.5 m, pendiente= 0.7% y capacidad hidráulica= 78%	167
Tabla 3.36. Comportamiento hidráulico en <i>box culverts</i> con ancho interno= 1.5 m, alto interno= 1.0 m, pendiente= 0.8% y capacidad hidráulica= 80%	168
Tabla 3.37. Comportamiento hidráulico en <i>box culverts</i> con ancho interno= 1.5 m, alto interno= 1.0 m, pendiente= 0.6% y capacidad hidráulica= 78%	169
Tabla 3.38. Comportamiento hidráulico en <i>box culverts</i> con ancho interno= 1.5 m, alto interno= 1.0 m, pendiente= 0.7% y capacidad hidráulica= 78%	170
Tabla 3.39. Comportamiento hidráulico en <i>box culverts</i> con ancho interno= 2.0 m, alto interno= 1.5 m, pendiente= 0.5% y capacidad hidráulica= 80.5%	172
Tabla 3.40. Comportamiento hidráulico en <i>box culverts</i> con ancho interno= 1.5 m, alto interno= 1.5 m, pendiente= 0.7% y capacidad hidráulica= 81%	174
Tabla 3.41. Comportamiento hidráulico en canal con sección rectangular de base= 8.0 m, alto= 2.0 m, pendiente= 3.0% y capacidad hidráulica= 100% y coeficiente de rugosidad= 0.078 (riprap)	176
Tabla 3.42. Comportamiento hidráulico en <i>box culverts</i> con ancho interno= 2.5 m, alto interno= 2.5 m, pendiente= 0.5% y capacidad hidráulica= 100%	177
Tabla 3.43. Listado con ubicación y clase de obras especiales en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa	178
Tabla 3.44. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 1A	180
Tabla 3.45. Parámetros hidrológicos del colector 1A	180
Tabla 3.46. Caudales en el colector 1A	180
Tabla 3.47. Parámetros hidráulicos para el colector 1A	181
Tabla 3.48. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 1B	181
Tabla 3.49. Parámetros hidrológicos del colector 1B	181
Tabla 3.50. Caudales en el colector 1B	182
Tabla 3.51. Parámetros hidráulicos para el colector 1B	182
Tabla 3.52. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 1C	182
Tabla 3.53. Parámetros hidrológicos del colector 1C	183
Tabla 3.54. Caudales en el colector 1C	183

Tabla 3.55. Parámetros hidráulicos para el colector 1C	183
Tabla 3.56. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 2	184
Tabla 3.57. Parámetros hidrológicos del colector 2	184
Tabla 3.58. Caudales en el colector 2	184
Tabla 3.59. Parámetros hidráulicos para el colector 2	185
Tabla 3.60. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 3A	185
Tabla 3.61. Parámetros hidrológicos del colector 3A	185
Tabla 3.62. Caudales en el colector 3A	186
Tabla 3.63. Parámetros hidráulicos para el colector 3A	186
Tabla 3.64. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 3B	186
Tabla 3.65. Parámetros hidrológicos del colector 3B	186
Tabla 3.66. Caudales en el colector 3B	187
Tabla 3.67. Parámetros hidráulicos para el colector 3B	187
Tabla 3.68. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 4	187
Tabla 3.69. Parámetros hidrológicos del colector 4	187
Tabla 3.70. Caudales en el colector 4	188
Tabla 3.71. Parámetros hidráulicos para el colector 4	188
Tabla 3.72. Cálculos hidráulicos, área drenante y máxima longitud para diferentes pendientes de la cuneta tipo 1A del INVIAS	191
Tabla 3.73. Cálculos hidráulicos, área drenante y máxima longitud para diferentes pendientes de la cuneta tipo 2A del INVIAS	191
Tabla 3.74. Cálculos hidráulicos, área drenante y máxima longitud para diferentes pendientes de la cuneta diseñada para el proyecto	191
Tabla 3.75. Cálculos hidráulicos, área drenante y máxima longitud para diferentes pendientes de la Cuneta tipo 3C del INVIAS a utilizar a media ladera	192
Tabla 3.76. Parámetros para el diseño de CRTC. Caso general más desfavorable en drenajes de ladera con tratamiento geotécnico	193
Tabla 3.77. Parámetros para el diseño de CRTC en el colector 1A	193
Tabla 3.78. Comportamiento hidráulico en torrenteras con ancho interno= 1.5 m, alto interno= 1.0 m, pendiente= 1H:1.5V y capacidad hidráulica= 80%	194
Tabla 3.79. Parámetros para el diseño de CDP. Caso general más desfavorable en drenajes de ladera con tratamiento geotécnico	195
Tabla 3.80. Parámetros para el diseño de CPD en las cuencas 1, 2 y 3	195
Tabla 3.81. Parámetros para el diseño de CPD en el colector 1B	195
Tabla 3.82. Parámetros para el diseño de CPD en el colector 1C	196

Tabla 3.83. Dimensiones de la sección transversal 1 (sección completa)	196
Tabla 3.84. Dimensiones de la sección transversal 2 (media sección)	197
Tabla 3.85. Dimensiones de sumideros para calzadas tipo 1, 2 y 3	197
Tabla 3.86. Dimensiones de sumideros para calzada tipo 4	198
Tabla 3.87. Dimensiones de sumideros para calzadas con desnivel, tipo 5 y 6	198
Tabla 3.88. Parámetros de diseño hidráulico en sumideros. Caso general más desfavorable según la longitud máxima entre obras y el caudal de diseño máximo intercuenca	199
Tabla 3.89. Longitud de solado en enrocado aguas abajo	200
Tabla 3.90. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para <i>box culvert</i> de la cuenca 1	201
Tabla 3.91. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para <i>box culvert</i> de la cuenca 2	202
Tabla 3.92. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para <i>box culvert</i> de la cuenca 3	202
Tabla 3.93. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para <i>box culvert</i> de la cuenca 4	203
Tabla 3.94. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para <i>box culvert</i> de la cuenca 5	203
Tabla 3.95. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para <i>box culvert</i> de la cuenca 6	204
Tabla 3.96. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para el afluente de El Berrión	204
Tabla 3.97. Tamaño medio de los elementos individuales del solado de enrocado aguas abajo, para el caso más desfavorable en alcantarillas de 24"	205
Tabla 3.98. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para el caso más desfavorable en alcantarillas de 36"	205
Tabla 3.99. Curva de gradación escogida para el enrocado de revestimiento del fondo del canal de El Berrión	206

Lista de figuras

Figura 2.1. Esquema descriptivo del Hidrograma Unitario Triangular	21
Figura 2.2. Vista en planta de un canal en rápida con tapa y columpio	45
Figura 2.3. Perfil de un canal en rápida con tapa y columpio	45
Figura 2.4. Secciones transversales típicas de un canal en rápida con tapa y columpio	46
Figura 2.5. Vista en planta de un canal con pantallas deflectoras	49
Figura 2.6. Perfil de un canal con pantallas deflectoras	49
Figura 2.7. Secciones transversales típicas de un canal con pantallas deflectoras	49
Figura 3.1. Diseño en planta del tramo vial Tres Puertas - Alto El Paisa, km 0+000 a km 1+000	61
Figura 3.2. Diseño en planta del tramo vial Tres Puertas - Alto El Paisa, km 1+000 a km 2+100	61
Figura 3.3. Diseño en planta del tramo vial Tres Puertas - Alto El Paisa, km 2+100 a km 3+800	62
Figura 3.4. Diseño en planta del tramo vial Tres Puertas - Alto El Paisa, km 3+800 a km 5+100	62
Figura 3.5. Diseño en planta del tramo vial Tres Puertas - Alto El Paisa, km 5+100 a km 6+358	63
Figura 3.6. Mapa de localización de estaciones para la zona de estudio	66
Figura 3.7. Mapa con los polígonos de Thiessen para la zona de estudio	67
Figura 3.8. Resultados de las funciones de probabilidad en la estación Aeropuerto La Nubia (listadas en el siguiente orden: Exponencial, General Extreme Value GEV, Gumbel, Log Gumbel, SQRT-ETmax, Two Components Extreme Value TCEV)	68
Figura 3.9. Resultados de las funciones de probabilidad en la estación Granja Luker (listadas en el siguiente orden: General Extreme Value GEV, Gumbel, Log Gumbel, Log-Normal, SQRT-ETmax, Two Components Extreme Value TCEV)	69

Figura 3.10. Resultados de las funciones de probabilidad en la estación La Argentina (listadas en el siguiente orden: Exponencial, General Extreme Value GEV, Gumbel, Log Gumbel, SQRT-ETmax, Two Components Extreme Value TCEV)	70
Figura 3.11. Resultados de las funciones de probabilidad en la Estación Agronomía (listadas en el siguiente orden: General Extreme Value GEV, Gumbel, Log Gumbel, Log-Normal, SQRT-ETmax, Two Components Extreme Value TCEV)	71
Figura 3.12. Resultados de las funciones de probabilidad en la estación Agronomía (listadas en el siguiente orden: General Extreme Value GEV, Gumbel, Log Gumbel, Log-Normal, SQRT-ETmax, Two Components Extreme Value TCEV)	72
Figura 3.13. Resultados de las funciones de probabilidad en la estación Agronomía (listadas en el siguiente orden: General Extreme Value GEV, Gumbel, Log Gumbel, Log-Normal, SQRT-ETmax, Two Components Extreme Value TCEV)	73
Figura 3.14. Mapa de modelo de elevación digital MED del terreno para la zona de estudio	74
Figura 3.15. Planos topográficos escala 1: 10 000 digitalizados y georreferenciados	75
Figura 3.16. Mapa de áreas acumuladas y de direcciones de flujo en la zona de estudio	76
Figura 3.17. Mapa de longitudes de flujo y de pendientes para la zona de estudio	77
Figura 3.18. Mapa de usos suelos coberturas y de coeficiente de escorrentía C del método racional en la zona de estudio	78
Figura 3.19. Mapa de coeficiente de escorrentía C del método racional para la zona de estudio, $T_r = 25$ años	83
Figura 3.20. Mapa de interpolación de las estaciones con curvas IDF en la zona de estudio	84
Figura 3.21. Orden de corriente de Horton y Strahler en la cuenca del río Chinchiná	87
Figura 3.22. Polígonos de Thiessen de las subcuencas del río Chinchiná	89
Figura 3.23. Mapa Número de curva para la zona de estudio	92
Figura 3.24. Conceptualización de la cuenca del río Chinchiná para modelar en HEC-HMS	93
Figura 3.25. Intercuencas que drenan directamente sobre la vía	99
Figura 3.26. Caudales estimados por el método racional para estimar el caudal mínimo, medio y máximo para las laderas e intercuenas	100
Figura 3.27. Climogramas en las estaciones ubicadas en Alto Letras, Agronomía, Plan Alto y Naranjal, Cenicafé, Granja Luker y Santágueda	103
Figura 3.28. Mapa de precipitación media multianual acumulada	104
Figura 3.29. Mapa de temperatura media multianual	105

Figura 3.30. Mapa de humedad relativa media multianual	105
Figura 3.31. Mapa de P para el año	107
Figura 3.32. Mapa de L para el año	107
Figura 3.33. Mapa de P/L para el año	108
Figura 3.34. Mapa de evaporación real estimada por el método de Turc	108
Figura 3.35. Mapa de λ	109
Figura 3.36. Mapa de $(2\lambda)^{-1}$	109
Figura 3.37. Mapa de $(8\lambda)^{-1}$	110
Figura 3.38. Mapa de evaporación potencial media multianual estimada por el método de Coutagne	110
Figura 3.39. Mapa de evaporación real estimada mediante el método de Cenicafé	111
Figura 3.40. Mapa del índice calórico	112
Figura 3.41. Mapa del α	112
Figura 3.42. Mapas de la temperatura mensual multianual en la zona para los meses comprendidos entre enero y junio	113
Figura 3.43. Mapas de la temperatura mensual multianual en la zona para los meses comprendidos entre julio y diciembre	114
Figura 3.44. Mapas de la evapotranspiración potencial mensual multianual en la zona de estudio entre los meses de enero y junio	115
Figura 3.45. Mapas de la evapotranspiración potencial mensual multianual en la zona de estudio entre los meses de julio y diciembre	116
Figura 3.46. Mapa de evaporación real anual estimada mediante el método de Thornthwaite	117
Figura 3.47. Distribución espacial del parámetro n	117
Figura 3.48. Mapa de evapotranspiración potencial anual estimada por el método de García y López	119
Figura 3.49. Mapa del factor de retención S de la SCS	119
Figura 3.50. Mapa de precipitaciones efectivas anuales	121
Figura 3.51. Mapa de escorrentía estimada con parámetros del método de Turc	121
Figura 3.52. Mapa de escorrentía estimada con parámetros del método de Coutagne	122
Figura 3.53. Mapa de escorrentía estimada con parámetros del método de Cenicafé	122
Figura 3.54. Mapa de escorrentía estimada con parámetros del método de Thornthwaite	123
Figura 3.55. Mapa de escorrentía estimada con parámetros del método de García y López	123

Figura 3.56. Mapa de áreas acumuladas sobre la cuenca del río Chinchiná	124
Figura 3.57. Mapa de caudales con la ayuda del método de Turc	124
Figura 3.58. Mapa de caudales con la ayuda del método de Coutagne	125
Figura 3.59. Mapa de caudales con la ayuda del método de Cenicafé	125
Figura 3.60. Mapa de caudales con la ayuda del método de García y López	126
Figura 3.61. Mapa de caudales con la ayuda del método de Thornthwaite	126
Figura 3.62. Primera sección transversal (trapezoidal) del canal de la quebrada El Berrión	175
Figura 3.63. Segunda sección transversal (rectangular) del canal de la quebrada El Berrión	175
Figura 3.64. Vista en planta del área drenaje sobre las cunetas revestidas en concreto a utilizar en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa	189
Figura 3.65. Tipos de cunetas revestidas en concreto a utilizar en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa (dimensiones en metros)	189
Figura 3.66. Diseño hidráulico definitivo, vista en planta y perfil longitudinal para la obra especial ubicada en la Cuenca 2	207
Figura 3.67. Diseño definitivo para las obras típicas	208

1. INTRODUCCIÓN

Existe un rezago entre la “hidrología y la hidráulica” como ciencia y la “hidrología y la hidráulica aplicada” en proyectos de la vida real, ya que el estudio de las ciencias tienden a postular hipótesis para modelos muy complejos y sofisticados que requieren mucha información y que son prácticamente inaccesibles a los ingenieros practicantes. Tradicionalmente, la mayor diferencia se observa en la disponibilidad de datos y estimación de parámetros para los diferentes modelos, por lo que los ingenieros terminan aplicando los métodos antiguos y más simples, introduciendo una gran incertidumbre en los resultados y en los diseños finales de las obras.

La zona centro sur del departamento de Caldas se caracteriza por ser una región con un futuro desarrollo importante debido a la construcción del nuevo aeropuerto, por consolidarse como zona industrial del municipio de Chinchiná y la región de esparcimiento y recreación de Manizales, lo cual implica que se tienen proyectadas grandes obras que impactan a la región.

Es importante mencionar que los proyectos viales no solamente involucran el diseño de las vías en sí, sino que incluyen una gran cantidad de obras de ingeniería, como taludes, canales, viaductos, puentes, alcantarillados, botaderos, andenes, cunetas, accesos e intercambios viales que garanticen la conectividad en la zona. Todas estas obras van a requerir de un estudio hidrológico e hidráulico, el cual dependiendo del tipo de obra, vida útil y costo, se realiza con mayor o menor grado de confiabilidad.

La vida útil de los proyectos viales está muy relacionada con los drenajes y subdrenajes presentes en la vía y sus obras asociadas, por lo que se

requiere de un cuidadoso estudio del comportamiento hidrológico de la región para poder llevar a cabo de forma satisfactoria el diseño hidráulico de todas estas obras.

Cuando se trata de ampliación o reutilización de una vía existente, el inventario de las obras hidráulicas existentes se hace necesario para entender el comportamiento actual de la vía, de tal forma que sea posible tomar la decisión de continuar con este tipo de obras o proponer nuevas obras que mejoren las condiciones de la vía.

En la actualidad se observan obras con serios problemas de obstrucción lo cual es un indicador del poco mantenimiento que se realiza a las vías, así como de la capacidad insuficiente para evacuar crecientes de diseño y del acelerado proceso de deforestación que han sufrido las cuencas en los últimos años. Esto evidencia el cambio de uso del suelo en los últimos 40 años, ya que presumiblemente estas obras fueron diseñadas en la década de los años 70 del siglo pasado y en el momento de su diseño no se contemplaron todas las variables que se tienen en cuenta en el diseño hidrológico moderno, ni se tuvo en cuenta la expansión y desarrollo de la zona.

Para el diseño de las obras hidráulicas de los proyectos viales, tal como se ha mencionado, se requiere el estudio técnico de una gran variedad de estructuras; de esta forma se propone el diseño de las obras típicas de cruce de la vía, y cuando estas obras son más importantes se convierten en obras complejas ya que requieren de estructuras especiales a la entrada o la salida, las cuales pueden ser alcantarillados, escalones, pantallas deflectoras, torrenteras, canales de rápidas con tapa y columpio, enrocados de protección, solados y protecciones de bioingeniería. También se requiere el diseño de los filtros longitudinales, los cuales se encargan de mantener abatido el nivel freático, de tal forma que la vía no se vea afectada por las fluctuaciones que se presentan constantemente en las aguas subterráneas.

Otras obras asociadas al proyecto vial también requieren de un diseño hidráulico; es el caso de los intercambios viales, los pasos a nivel, los batederos, las canteras de material de construcción, los separadores, los andenes, los accesos a las diferentes propiedades y las alcantarillas existentes que se modifiquen o se vean afectadas por el proyecto vial. Todas

ellas son obras que requieren de una revisión de las condiciones hidrológicas e hidráulicas. Finalmente, se tiene que para la zona de estudio se efectuaron los respectivos estudios hidráulicos detallados de socavación en los lugares que lo requerían, pero no se incluyen aquí por no ser objeto de este manual.

En el presente texto se citan, además de los aportes propios de los autores, las principales normativas nacionales que rigen estos tipos de diseños, así como las propuestas técnicas que para tales fines exponen diversos autores locales o extranjeros. Las referencias que citan la fuente deben ser consultadas, no sólo en reconocimiento a la labor original, sino además para una comprensión más amplia de la naturaleza e intención de dichos diseños.

2. MARCO TEÓRICO

En este capítulo se describen algunos aspectos metodológicos que se consideran relevantes dentro de todo estudio hidrológico e hidráulico para los proyectos viales, que dada su complejidad requiere de criterios de diseño claro, métodos de recopilación y análisis de la información coherentes y representativos y un marco teórico que justifique claramente el uso de estas metodologías para cada caso.

2.1. Criterios de diseño

Los criterios de diseño hidrológico son los que permiten determinar las metodologías más adecuadas según la información disponible, el objeto del estudio y los resultados esperados. Se deben definir criterios hidrológicos y criterios hidráulicos; los primeros se basan en la experiencia, en el riesgo y el costo asociado al proyecto, factores que permiten determinar las metodologías más adecuadas según la información disponible, el objeto del estudio y los resultados esperados. Los segundos se basan en la experiencia de los autores del presente manual y en las propuestas técnicas de otros autores que se citan, en la normativa vigente aplicable a los diseños de obras hidráulicas y además en los materiales disponibles en la región, en aspectos constructivos y en la experiencia en proyectos similares que en esta actividad posea el equipo de diseño.

2.1.1. Criterios hidrológicos

El principal criterio para el diseño hidrológico corresponde a la definición de los períodos de retorno, para los cuales no existe una normatividad suficientemente explícita, aunque en ocasiones las entidades proponen unos valores de acuerdo a su experiencia. En el caso de proyectos viales se propone realizar los cálculos para varios periodos de retorno, usualmente se emplean de 10, 25, 50, 100 y 200 años, a partir de los cuales se estiman los caudales máximos, así como las zonas de inundación asociadas a cada uno de estos períodos de retorno. Con este conjunto de datos es posible tomar una decisión sobre el período de retorno para cada obra. Para el diseño hidrológico de obras mayores se propone emplear el período de retorno de 200 años, ya que cuando el costo de las obras es elevado se requiere una protección adecuada ante las posibles eventualidades máximas. Para las obras menores se proponen períodos de retorno de 25 años y para aquellas obras que no sean típicas se les asigna un período de retorno acorde al costo y vida útil de la misma.

2.1.1.1. Períodos de retorno

En la hidrología aplicada se utiliza indistintamente el concepto de probabilidad $p(x)$ o de período de retorno T , entendido como un porcentaje de los años de ocurrencia de un evento extremo; por lo que si un suceso extraordinario se presenta (por término medio) cada T años, su probabilidad es de $1/T$. Análoga e inversamente, si la probabilidad de que algo suceda es de $x\%$, quiere decir que, en promedio, sucederá x veces en 100 años. Estos conceptos se relacionan mediante la expresión:

$$\text{Ec. 2.1} \quad p(x) = \frac{1}{T}$$

En hidrología se utiliza más el período de retorno que la probabilidad.

2.1.1.2. Riesgo

En el diseño de obras públicas, el riesgo de fallo (R), es decir, la probabilidad de que se produzca alguna vez un suceso de periodo de retorno T a lo largo de un periodo de n años (vida útil), está dado por la expresión.

$$\text{Ec. 2.2} \quad R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Si el dueño del proyecto acepta este riesgo, entonces se procede a trabajar con dicho período de retorno. En caso contrario se aumenta el período de retorno hasta que se alcance un nivel de riesgo acorde a las expectativas deseadas y a la vida útil de la obra.

2.1.2. Criterios hidráulicos

Los principales criterios de diseño hidráulico que deben ser considerados comprenden:

- El alineamiento de la obra con el cauce de la corriente, verificando que el eje de la estructura coincida con la dirección del lecho de la corriente.
- La pendiente de la obra debe ser en su valor mínimo aquella que asegure auto limpieza (según el RAS¹, artículo 136), y en su valor máximo aquella para la cual se obtenga una velocidad máxima real permitida (según el RAS, artículo 136), preferiblemente en un rango óptimo entre el 1 y el 4%, aunque siempre con apego a la normativa vigente.
- La velocidad mínima real, que debe ser siempre mayor al valor que por normativa local se fije (con 0,75 m/s según el RAS, artículo 134).
- La velocidad máxima, que debe ser siempre menor al valor que por normativa local se fije, según el tipo de material (5,0 m/s para concreto, según el RAS, artículo 135).
- La profundidad normal, que debe ser, como valor aceptable, un 75% de la profundidad de diseño disponible.
- La ubicación en altura, para la cual resulta deseable que el fondo del conducto se localice al mismo nivel del cauce.

¹ RAS: Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Ver: Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia (2000).

- El ángulo azimut, que debe concordar con el alineamiento del cauce y con la topografía que actúa como condición de contorno.
- El valor mínimo permisible de recubrimiento en alcantarillados sanitarios, para vías vehiculares (1,20 m según el RAS, artículo 132).
- A diferencia de la profundidad mínima de instalación (la cual se deja explícita mediante un valor único en el artículo 132 del RAS), la profundidad máxima de colectores respecto a la rasante definitiva resulta variable, siendo el valor de referencia 5,0 m (RAS, artículo 133).

Para la comprobación hidráulica de los diseños planteados en el presente manual se hace uso del paquete informático FlowMaster (Bentley Institute Press, 2008), el cual es un programa desarrollado en ambiente Windows para el diseño y análisis de tuberías, cunetas, canales abiertos y vertederos, entre otras estructuras. El programa FlowMaster calcula caudales, velocidades del agua, profundidades y presiones, basado en las fórmulas más conocidas: la fórmula de Manning, la fórmula de Darcy-Weisbach, la fórmula de Kutter y la fórmula de Hazen-Williams.

2.2. Recopilación y análisis de la información

Para el desarrollo de los estudios hidrológicos e hidráulicos se debe recopilar la información de tipo espacial proveniente de mapas disponibles en diversas fuentes, e información temporal basada en series de tiempo de datos pluviométricos, hidrométricos y climatológicos. Como paso previo a la adquisición de información es necesario realizar un inventario de la información disponible para el estudio, consultando las diferentes fuentes, evaluando el tipo de datos con los que cuentan y estableciendo la necesidad o no de la misma.

Las principales fuentes de información de tipo temporal para este tipo de proyectos son las agencias ambientales, las corporaciones autónomas regionales, las empresas operadoras de energía y de agua, el Instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales de Colombia (IDEAM), el Centro nacional de investigaciones del café (CENICAFÉ), las universidades

y otros institutos de investigación entre los que se encuentra el IDEA de la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales, todos los cuales poseen una base de datos amplia en información hidrometeorológica con registros de 10 o más años que son justamente los períodos mínimos a utilizar en esta clase de estudios.

Toda la información adquirida requiere ser evaluada en su cantidad, calidad y fiabilidad, para establecer la conveniencia o no de su adquisición y aplicación en los diferentes estudios hidrológicos e hidráulicos.

2.2.1. Análisis de la información temporal

Las series temporales disponibles para el proyecto consisten en series de caudales y de lluvias a diferentes escalas temporales, desde la escala detallada de cinco minutos disponible en la red de estaciones de la ciudad de Manizales hasta las series mensuales disponibles en los anuarios climáticos. Toda esta información temporal se convierte en series temporales que deben ser analizadas para su posterior utilización en los modelos hidrológicos e hidráulicos. Básicamente se realizan pruebas de homogeneidad y consistencia para garantizar un estudio coherente y robusto (Kite, 1988).

A las series de hidroclimatológicas de la zona se les debe realizar un análisis de frecuencias de eventos máximos; para proyectos viales se recomienda el uso del software “Análisis de Frecuencia de series temporales con Información No Sistemática, AFINS”, desarrollado en la Universidad Politécnica de Valencia, España, de distribución gratuita y disponible en la Universidad Nacional de Colombia; software que permite utilizar diferentes funciones de probabilidad (Gumbel, Two Components Extreme Value TCEV, General Extreme Value GEV, Log Gumbel, Log-Normal, Exponencial, Pareto, SQRT-ETmax), para obtener los valores de lluvia o caudal para diferentes periodos de retorno. En la red de redes se encuentran disponibles otros programas que sirven para este mismo propósito y que pueden ser utilizados para este tipo de proyectos.

2.2.2. Análisis de información espacial

La información de tipo espacial contempla la información topográfica y toda la información que es posible extraer de ella, como son la pendiente, la red de drenaje, las áreas acumuladas, la dirección de drenaje, las distancias hasta el punto de desagüe y el índice topográfico. Esta información espacial también incluye las representaciones de la variabilidad espacial de variables como son la geología y las propiedades del suelo.

La United States Geological Survey (USGS) y el Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) son las fuentes de información espacial que se emplean para el desarrollo de los estudios; la USGS cuenta con el Modelo de Elevación Digital del Terreno (MED), que tiene una resolución de celda de 30 metros para el todo el mundo y el IGAC cuenta con restituciones topográficas con escalas de 1:10.000 y 1:25.000, las cuales han sido la base para los estudios de tipo espacial. Además se deben realizar los levantamientos topográficos detallados en zonas de interés como son los cruces de los grandes cauces con las diferentes vías. El Instituto Colombiano de Geología y Minería (INGEOMINAS) dispone a su vez de la información geológica necesaria y las agencias ambientales disponen de los Planes de ordenación y manejo de cuencas con importante información de suelos que puede ser incluida en este tipo de proyectos.

Cualquier información de tipo espacial disponible en centros de investigación, organizaciones públicas o privadas, universidades y la red de redes debe ser incluida dentro de los estudios.

2.2.3. Caracterización fisiográfica y geomorfológica

2.2.3.1. Área de la cuenca

Corresponde a la superficie delimitada por la divisoria de aguas de la zona de estudio; éste parámetro se expresa normalmente en km^2 . Este valor es de suma importancia porque un error en su medición incide directamente en los resultados, por lo que se hace necesario realizar mediciones contrastadas para tener total confianza en este valor.

2.2.3.2. Perímetro

Se puede considerar como la línea formada por el parteaguas o divisoria de la cuenca de estudio; este parámetro se mide en unidades de longitud y se expresa normalmente en metros o kilómetros. Esta característica se relaciona con otras morfométricas.

2.2.3.3. Longitud de la corriente o cauce principal

Corresponde a la longitud del cuerpo de agua que le da nombre a la cuenca de estudio; en este parámetro se tienen en cuenta las irregularidades y curvas de dicho cauce; este parámetro se expresa normalmente en kilómetros.

2.2.3.4. Pendiente de la corriente principal

Como su nombre lo indica, representa el desarrollo del perfil del cauce principal. Para realizar el cálculo de este parámetro se recurrió a la estimación a través del SIG Arc/GIS, partiendo del MED generado para la zona de estudio; este parámetro se expresa normalmente en grados y/o en porcentaje. Esta característica contribuye a definir la velocidad de la escorrentía superficial de la corriente de agua, en donde a mayor pendiente, mayor velocidad del agua; este parámetro se asocia al régimen hidráulico de la corriente y a su torrencialidad.

2.2.3.5. Coeficiente de compacidad (Kc)

Representa de una manera cuantitativa la geometría de la cuenca. Es la relación entre el perímetro de la cuenca en km y el perímetro de un círculo de área igual al área de drenaje de ésta. El coeficiente de compacidad para cuencas alargadas o irregulares es un poco mayor a la unidad.

2.2.3.6. Factor de forma (Kf)

Representa de una manera cuantitativa la geometría de la cuenca. Es la relación existente entre el área de la cuenca y la longitud de la corriente principal elevada al cuadrado. El factor de forma menor que uno comprueba la forma alargada de las cuencas; una cuenca con factor de forma bajo es menos propensa a crecientes o eventos extremos.

2.2.3.7. *Pendiente media de la cuenca*

Es el índice que representa la pendiente media de las trayectorias que sigue el agua que escurre por las laderas hacia el río. La pendiente media se da en porcentaje o m/m. Esta característica controla en buena parte la velocidad con que se da la escorrentía superficial y afecta el tiempo que lleva el agua de la lluvia para concentrarse en los cauces que hacen parte de la red de drenaje de la cuenca.

2.2.3.8. *Número de orden*

Define el grado de ramificaciones en la cuenca. Para esta clasificación se utilizó el método de Gravellius, el cual considera que el río más grande debe ser de orden 1, sus afluentes de orden 2 y así sucesivamente. Por tanto un río Chinchiná es de orden 3 ya que este es afluente del río Cauca que es de orden 2 y este último tributa al río Magdalena que es de orden 1. El orden de las corrientes refleja un alto grado de bifurcación, lo que corresponde a suelos de altas pendientes propensas a la erosión.

Otra metodología para determinar el orden la corrientes es el orden propuesto por Horton-Strahler y ampliamente reconocido en la Hidrología, en el cual las corrientes de orden 1 son aquellas corrientes de cabecera, cuando dos corrientes de orden 1 se encuentran, crean una corriente de orden 2 y cuando dos corrientes de orden 2 se unen generan una corriente de orden 3 y así sucesivamente. Se debe tener presente que cuando dos corrientes de orden diferente se encuentran prevalece el orden mayor.

2.2.3.9. *Tiempo de concentración*

Es considerado como el tiempo de viaje de una gota de agua de lluvia que escurre superficialmente desde el lugar más lejano de la cuenca hasta el punto de salida. Para su cálculo se pueden emplear diferentes fórmulas que se relacionan con otros parámetros propios de la cuenca. Para la estimación del tiempo de concentración se recomienda emplear varias ecuaciones empíricas disponibles en la literatura científica, se considera apropiado incluir al menos cinco estimaciones diferentes, (Chow *et al.*, 1994; Smith y Vélez, 1997; Linsley *et al.*, 1990, Viessman y Lewis, 2003, Vélez y Botero, 2011):

California Culvert Practice - 1942:	Ec. 2.3	$t_c = 60 \cdot \left[\frac{0,87075 \cdot L^3}{H} \right]^{0,385}$
California U.S.B.R:	Ec. 2.4	$T_c = 0,066 \cdot \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0,77}$
Clark:	Ec. 2.5	$T_c = 0,335 \cdot \left[\frac{A}{S^{0,5}} \right]^{0,593}$
Federal Aviation Agency -1970:	Ec. 2.6	$t_c = 3,26 \cdot (1,1 - C) \cdot \frac{(L \cdot 1000)^{0,5}}{(S \cdot 100)^{0,333}}$
George Rivero:	Ec. 2.7	$t_c = \frac{16 \cdot L}{\left[(1,05 - 0,2 \cdot p) \cdot (100 \cdot S)^{0,04} \right]}$
Giandotti:	Ec. 2.8	$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1,5 \cdot L}{25,3 \cdot \sqrt{S \cdot L}}$
Johnstone Cross - 1949:	Ec. 2.9	$T_c = 5 \cdot \left(\frac{L_m}{\sqrt{S}} \right)^{0,5}$
Kerby -1959 / Hathaway - 1945:	Ec. 2.10	$t_c = \left[\frac{0,67 \cdot n \cdot L_p}{\sqrt{S}} \right]^{0,467}$
Kirpich - 1940:	Ec. 2.11	$t_c = 0,0078 \cdot L_p^{0,77} \cdot S^{-0,385}$
Método racional generalizado:	Ec. 2.12	$t_c = \left[\frac{60 \cdot n \cdot L}{H^{0,3}} \right]$
Morgali y Linsley - 1965:	Ec. 2.13	$t_c = \frac{0,933 \cdot L_p^{0,6} \cdot n^{0,6}}{i^{0,4} \cdot S^{0,3}}$
Passini:	Ec. 2.14	$T_c = \frac{\left[0,108 \cdot (A \cdot L)^{1/3} \right]}{S^{0,5}}$
Pilgrim:	Ec. 2.15	$T_c = 0,76 \cdot A^{0,38}$
SCS Ranser:	Ec. 2.16	$T_c = 0,947 \cdot \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$
Témez - 1978:	Ec. 2.17	$T_c = 0,3 \cdot \left[\frac{L}{S^{0,25}} \right]^{0,76}$
Ventura-Heras:	Ec. 2.18	$T_c = \alpha \cdot \frac{A^{0,5}}{S} \quad 0,04 \leq \alpha \leq 0,13$

Donde, t_c es el tiempo de concentración (min), T_c es el tiempo de concentración (horas), L es la longitud del curso de agua mas largo (km), H

es la diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida (m), S es la pendiente promedio del cauce principal (m/m), A es el área de la cuenca (km^2), L_p es la longitud del cauce (pies), L_{cg} es la distancia desde la salida hasta el centro de gravedad de la cuenca (mi), NC es el número de curva, C es el coeficiente de escorrentía del método racional, p es la relación entre el área cubierta de vegetación y el área de la cuenca, L_m es la longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida (mi), s es la pendiente promedio de la cuenca (pies/mi), n es el coeficiente de rugosidad del cauce, P_2 es la precipitación con un período de retorno de 2 años para una lluvia de duración de 24 horas (pulg), i es la intensidad de la lluvia (pies/s), α es un parámetro que depende de la pendiente.

2.3. Marco teórico del diseño hidrológico

La hipótesis fundamental para el diseño hidrológico, cuando no se dispone de suficiente información de caudales en la zona del proyecto, se basa en la relación lluvia-escorrentía que existe en la naturaleza y menciona que una lluvia máxima estimada para un período de retorno dado produce un caudal máximo para ese mismo período de retorno. Esta hipótesis se acepta aun siendo conscientes de la no linealidad existente entre la lluvia y la escorrentía. Una vez se acepta esta hipótesis es posible acudir a la aplicación de diferentes métodos hidrológicos lluvia-escorrentía, que en la literatura científica son numerosos y todos ellos arrojan resultados muy diferentes, por lo que se recomienda emplear varios modelos hidrológicos con el fin de contrastar los resultados y reducir la incertidumbre asociada a la estimación de los caudales máximos.

2.3.1. Intensidad de la lluvia máxima

La intensidad de la lluvia máxima se puede calcular con base en las curvas Intensidad -Duración - Frecuencia (IDF) disponibles de estaciones ubicadas en la zona de estudio. Estaciones con información temporal inferior a la diaria y con un registro suficientemente largo normalmente disponen de las curvas IDF, en caso contrario es posible calcularlas mediante diferentes metodologías clásicas (Chow *et al.*, 1994).

La hipótesis para la estimación de las lluvias máximas supone que la duración de los aguaceros máximos es equivalente al tiempo de concentración de la cuenca, con un valor mínimo de 5 minutos, siendo además función del período de retorno. Aunque esto no es necesariamente cierto se considera aceptable (Vélez y Botero, 2011).

2.3.2. Cálculo de caudales máximos

Para la determinación de caudales máximos en una cuenca existen numerosas metodologías, algunas de las cuales emplean registros hidrométricos históricos y otros, más comúnmente utilizados, parten de la información de lluvias para la obtención de caudales máximos; dichos métodos son denominados normalmente, lluvia-caudal o lluvia-escorrentía.

Para la estimación de los caudales máximos para los diferentes períodos de retorno se emplearon diversas metodologías las cuales se describen a continuación (Segura y Reyes, 1992; Chow *et al.*, 1994; Suárez, 2001; Linsley *et al.*, 1990; Viessman y Lewis, 2003).

En aquellos casos en los que la información es escasa, comúnmente se recurre a los métodos empíricos, sin embargo los resultados que estos métodos arrojan deben ser mirados con cuidado ya que el nivel de incertidumbre pudiera ser superior al aceptable para un objetivo determinado. Es necesario definir, en principio, si la cuenca a la que se está aplicando un método específico tiene características similares a las de la cuenca para la cual fue desarrollada dicha ecuación.

Algunos de estos métodos requieren de unos datos adicionales a los ya calculados, éstos se presentan a continuación:

2.3.2.2. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía C es la relación entre el volumen de la escorrentía superficial total Esc , y el volumen de agua precipitado para un mismo período de tiempo, Ppt .

$$\text{Ec. 2.19} \quad C = \frac{Esc}{Ppt}$$

Es una tarea difícil determinar este parámetro a partir de información observada; por tanto, normalmente se recurre a estimativos a través de tablas. El parámetro C es estimado por muchos autores mediante tablas que dependen del tipo y usos del suelo, asignando un valor de C a cada unidad. Sin embargo, Suárez (2001) propone una metodología que tiene en cuenta además del tipo y uso de suelo, el período de retorno Tr y la pendiente del terreno S , tal y como se presenta en la Tabla 2.1; donde cada unidad de suelo tiene dos tipos de pendientes y cada uno de estos tiene valores de C para diferentes Tr .

2.3.2.2. Obtención del número de curva NC

El número de curva es uno de los parámetros requeridos para realizar modelación hidrológica de cuencas tendiente a estimar los caudales máximos por la metodología del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos de América (SCS) (Chow *et al.*, 1994).

La infiltración es el proceso por el que la precipitación se mueve hacia abajo a través de la superficie del suelo, aumentando la humedad del suelo. Uno de los métodos más extendidos y experimentados de los modelos empíricos de infiltración es el propuesto por el SCS (McCuen, 1982). Este modelo asume la hipótesis conceptual de que la escorrentía acumulada en una porción de la cuenca es a la infiltración acumulada, como la precipitación bruta acumulada, una vez descontada la fracción necesaria para que se produzca el encharcamiento, a la máxima infiltración acumulada que puede producirse (0), es decir:

$$\text{Ec. 2.20} \quad \frac{Q}{F} = \frac{P - P_0}{S}$$

Siendo S la máxima infiltración potencial, F la infiltración real después del encharcamiento, P la precipitación, Q la escorrentía superficial y P_0 el umbral de escorrentía, es decir, la cantidad de precipitación necesaria para que el suelo se encharque y se de inicio a la escorrentía superficial.

Considerando que por continuidad se debe cumplir: $F=(P-P_0)-Q$ y asumiendo una relación media experimental entre el umbral de escorrentía y la máxima infiltración potencial de: $P_0=0,2S$ se llega a la siguiente ecuación:

Tabla 2.1. Valores de **C** (coeficiente de escorrentía)

Características de la superficie	Pendiente %	Período de retorno, Tr (años)						
		2	5	10	25	50	100	500
Coeficiente de escorrentía C								
Mezcla asfáltica		0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95	1
Concretos y techos		0,75	0,80	0,83	0,88	0,92	0,97	1
Pastos y parques con 50% de cobertura	0-7 %	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53	0,61
	Más del 7%	0,40	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62
Pastos y parques con 50 a 75% de cobertura	0-7 %	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
	Más del 7%	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Pastos y parques con más del 75% de cobertura	0-7 %	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
	Más del 7%	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,51	0,58
Tierra cultivada	0-7 %	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,60
	Más del 7%	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54	0,61
Bosque	0-7 %	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,56
	Más del 7%	0,35	0,39	0,41	0,40	0,48	0,52	0,58

Fuente: Suárez (2001)

$$\text{Ec. 2.21} \quad Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

Los estudios empíricos realizados por el SCS permitieron relacionar la máxima infiltración potencial con un parámetro de referencia, denominado número de curva, NC, cuyos valores están tabulados entre 0 y 100.

$$\text{Ec. 2.22} \quad S = \frac{1000}{NC} - 10$$

Témez (1978, 1991, 2003) realizó una reclasificación del número de curva para España teniendo en cuenta la pendiente natural del terreno y las diferentes condiciones de humedad y usos del suelo; en la Tabla 2.2 se presentan los valores del número de curva para condiciones de humedad media.

Como se puede observar en la Tabla 2.2, las variables que intervienen en el cálculo del número de curva de una zona en estudio son la pendiente

del terreno en porcentaje, el grupo del suelo según SCS, la humedad antecedente y el tipo de uso y cobertura del suelo.

Tabla 2.2. Números de curva para diferentes tipos de suelo y pendientes del terreno

USO DE LA TIERRA	Pendiente	A	B	C	D
Barbecho R	≥ 3	77	68	89	93
Barbecho N	≥ 3	74	82	86	89
Barbecho R/N	< 3	71	78	82	86
Cultivos en hilera R	≥ 3	69	79	86	89
Cultivos en hilera N	≥ 3	67	76	82	86
Cultivos en hilera R/N	< 3	64	73	78	82
Cereales de invierno R	≥ 3	63	75	83	86
Cereales de invierno N	≥ 3	61	73	81	83
Cereales de invierno R/N	< 3	59	70	78	81
Rotación de cultivos pobres R	≥ 3	66	77	85	89
Rotación de cultivos pobres N	≥ 3	64	75	82	86
Rotación de cultivos pobres R/N	< 3	63	73	79	83
Rotación de cultivos densos R	≥ 3	58	71	81	85
Rotación de cultivos densos N	≥ 3	54	69	78	82
Rotación de cultivos densos R	< 3	52	67	76	79
Pradera pobre	≥ 3	68	78	86	89
Pradera media	≥ 3	49	69	78	85
Pradera buena	≥ 3	42	60	74	79
Pradera muy buena	≥ 3	3	39	55	69
Pradera pobre	< 3	46	67	81	88
Pradera media	< 3	39	59	75	83
Pradera buena	< 3	29	48	69	78
Pradera muy buena	< 3	17	33	67	76
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal pobre	≥ 3	45	66	77	83
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal media	≥ 3	39	60	73	78
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal buena	≥ 3	33	54	69	77
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal pobre	< 3	40	60	73	78

Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal media	< 3	35	54	69	77
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal buena	< 3	25	50	67	76
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) muy clara		56	75	86	91
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) clara		46	68	78	83
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) media		40	60	69	76
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) espesa		36	52	62	69
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) muy espesa		29	44	54	60
Rocas permeables	>= 3	94	94	94	94
Rocas permeables	< 3	91	91	91	91
Rocas impermeables	>= 3	96	96	96	96
Rocas impermeables	< 3	93	93	93	93

Fuente: Montserrat (1995)

El SCS clasifica el suelo en cuatro grupos, A, B, C, y D y se identifican claramente en la zona de estudio para poder asignar un número de curva propio de cada uno, estos se definen como:

- A. En ellos el agua se infiltra rápidamente, aun cuando estén muy húmedos. Profundos y de texturas gruesas (arenosas o areno-limosas), están excesivamente drenados.
- B. Cuando están muy húmedos tienen una capacidad de infiltración moderada. La profundidad de suelo es de media a profunda y su textura es franco-arenosa, franca, franco arcillosa o franco-limosa. Están bien o moderadamente drenados.
- C. Cuando están muy húmedos la infiltración es lenta. La profundidad de suelo es inferior a la media y su textura es franco-arcillosa, franco arcillo-limosa o arcillo-arenosa. Son suelos imperfectamente drenados.
- D. Cuando están muy húmedos la infiltración es muy lenta. Tienen horizontes de arcilla en la superficie o próximos a ella y están pobremente o muy pobremente drenados. También se incluyen aquí los terrenos con nivel freático permanentemente alto y suelos de poco espesor (litosuelos).

2.3.2.3. Método racional

Este método se aplica normalmente a cuencas pequeñas y los resultados obtenidos así son aceptables para dichos casos. Sin embargo, también es empleado en cuencas de tamaño medio si se hacen las hipótesis mínimas requeridas. Para estimar caudales máximos a través del método racional se considera que la lluvia cae con una intensidad uniforme en toda la cuenca y que el valor del coeficiente de escorrentía representa toda el área de la cuenca. Una vez estimados todos los parámetros necesarios para el cálculo de los caudales máximos, se procede a su estimación a partir de la siguiente ecuación:

$$\text{Ec. 2.23} \quad Q_p = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A$$

Donde Q_p es el caudal máximo en m^3/s para el periodo de retorno Tr dado, C es el coeficiente de escorrentía, I es la intensidad en mm/h , A es el área que está dada en km^2 .

2.3.2.4. Método empírico

Emplea una ecuación sencilla para la estimación del caudal máximo en m^3/s , en la que se relaciona la lluvia con un período de retorno de 10 años, P_{10} , el periodo de retorno Tr y el área de la cuenca A en km^2 :

$$\text{Ec. 2.24} \quad Q = 0,06 \cdot P_{10} \cdot \text{Log}(Tr) \cdot A^{0,75}$$

Los métodos empíricos sólo sirven para dar una idea sobre el orden de magnitud de los caudales máximos.

2.3.2.5. Método de Burkli –Ziegler

Este método emplea la siguiente ecuación propuesta por estos autortes para la estimación de caudales:

$$\text{Ec. 2.25} \quad Q = 27,78 \cdot C \cdot I \cdot S^{1/4} \cdot A^{3/4}$$

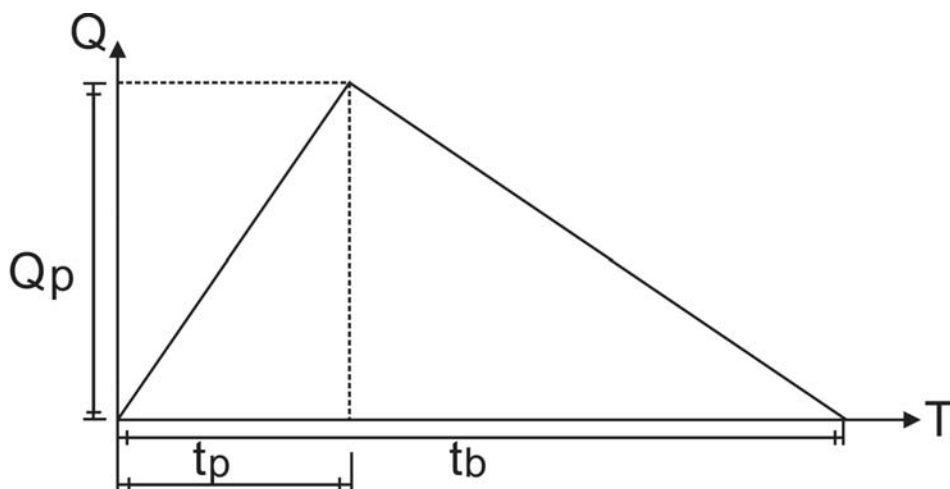
Donde C es el coeficiente de escorrentía I es la intensidad de la lluvia (mm/h), S es la pendiente media de la cuenca (mm/m) y A es el área (km²)

2.3.2.6. Hidrograma unitario triangular

Conociendo el hidrograma unitario de una cuenca es posible calcular el hidrograma producido por cualquier precipitación suponiendo linealidad en la relación lluvia-escorrentía. Inicialmente se analizan las metodologías más simples, las cuales emplean información geomorfológica y datos de lluvia máxima para la estimación de los caudales máximos.

El *Hidrograma unitario triangular* simplifica la forma del hidrograma con la forma de un triángulo, donde los parámetros del hidrograma son el caudal punta Q_p , el tiempo base t_b y el tiempo en el que se origina la punta máxima en los caudales t_p , tal como se muestra en la Figura 2.1.

Figura 2.1. Esquema descriptivo del *Hidrograma unitario triangular*



Fuente: Chow et al. (1994)

Se supone un hidrograma triangular que puede ser construido de forma simple mediante las expresiones:

$$\text{Ec. 2.26} \quad Q_p = \frac{2,0 \cdot I \cdot t_o \cdot A}{2,67 \cdot \left(\frac{t_o}{2}\right)}$$

$$\text{Ec. 2.27} \quad t_p = 0,6 \cdot t + \left(\frac{t_o}{2}\right)$$

En donde, I es la intensidad de la lluvia (mm/h), t_o es la duración del hidrograma unitario, t_c es el tiempo de concentración de la cuenca, t_p es el tiempo del caudal punta, H es el desnivel desde el punto más alto de la cuenca al punto de desagüe.

El SCS propone sus propias relaciones para los parámetros del hidrograma triangular, para el tiempo del caudal pico en horas:

$$\text{Ec. 2.28} \quad t_p = 0,5 \cdot D + 0,6 \cdot t_c$$

Siendo D la duración de la lluvia efectiva y t_c el tiempo de concentración. Para el caudal punta en m³/s proponen la expresión:

$$\text{Ec. 2.29} \quad Q_p = \frac{0,208 \cdot P_{efectiva} \cdot A}{t_p}$$

Para el tiempo base en horas:

$$\text{Ec. 2.30} \quad t_b = 2,67 \cdot t_p$$

2.3.2.7. Hidrograma unitario de Clark

Se trata de un método de *Hidrograma unitario sintético* utilizado cuando no se dispone de información o con información escasa. El hidrograma unitario se estima como una curva de tiempo de viaje contra el área. La

traslación del flujo se realiza mediante un embalse lineal que tiene en cuenta la atenuación del flujo a lo largo del avance por la cuenca.

El tiempo de concentración se define como el tiempo de viaje máximo en la cuenca y es utilizado para la traslación del flujo por el cauce. Los parámetros que utiliza el modelo Hidrograma unitario de Clark son el tiempo de concentración de la cuenca T_c y el coeficiente de almacenamiento R , el cual según USDA & NRCS (2010) puede ser estimado mediante la expresión:

$$\text{Ec. 2.31} \quad R = 0,7 \times T_c$$

2.3.2.8. Modelo de Snyder

Desarrollado por Franklin F. Snyder en 1938, constituye un método empírico, cuya principal característica relacionada con el aspecto físico de la cuenca es el tiempo de rezago t_l , asumiendo que es constante para una cuenca, que depende de sus características físicas y no está determinado por el tipo de lluvia.

A continuación se presentan las ecuaciones del modelo mediante las cuales se obtienen siete puntos del *Hidrograma unitario sintético* para una cuenca dada.

$$\text{Ec. 2.32} \quad t_l = c_t (LL_{ca})^{0.3}$$

$$\text{Ec. 2.33} \quad t_s = \frac{t_l}{5,5}$$

Donde t_l es el tiempo de rezago en horas, c_t es el coeficiente propio del modelo, que involucra la influencia de la topografía y las pendientes de los canales, L es la longitud del canal principal en millas, L_{ca} es la distancia desde la salida de la cuenca, hasta su centroide, medida a lo largo del canal principal y expresada en millas, y t_s es la duración de la lluvia efectiva seleccionada por Snyder, en horas; las ecuaciones para estimar el caudal máximo Q_p son las siguientes:

$$\text{Ec. 2.34} \quad q_p = c_p \frac{640}{\left[t_l + (t_d - t_s)/4 \right]}$$

$$\text{Ec. 2.35} \quad Q_p = q_p A$$

$$\text{Ec. 2.36} \quad t_b = 3 + 3 \frac{t_l}{24}$$

$$\text{Ec. 2.37} \quad t_p = \frac{t_d}{2} + t_l$$

Donde el valor 640 corresponde a la escorrentía expresada pies cúbicos por segundo, producida por una lluvia efectiva de lámina 1 pulgada, de una hora de duración, sobre un área de 1 mi²; t_d es la duración en horas de la lluvia efectiva a la que se le calcula el hidrograma, c_p es el coeficiente propio del modelo, que según Snyder indica el efecto de almacenamiento en la cuenca, q_p es el caudal pico por unidad de área en cfs/mi², A es el área de la cuenca en mi², Q_p es caudal pico del hidrograma unitario sintético en pie³/s, t_b es el tiempo base en días, con t_l en horas, t_p es el tiempo al pico en horas.

2.4. Balance hidrológico

La ubicación de Colombia en el trópico, la influencia de la circulación atmosférica que recibe del océano Pacífico y del mar Caribe y de la cuenca amazónica y la barrera orográfica que constituye la cordillera de los Andes, promueven la formación de climas locales complejos y de difícil predicción (Poveda, 2004 y Mesa, 2007)

El balance hidrológico pretende dar una idea sobre la disponibilidad del recurso agua; se suelen separar el balance de las aguas superficiales y el de las aguas subterráneas aunque para los proyectos viales interesan las aguas superficiales. Los balances estudian el equilibrio entre todos los recursos hídricos que ingresan al sistema y los que salen del mismo, en un intervalo de tiempo determinado para una zona de estudio dada. De forma general, la entrada al sistema es la lluvia, la salida es la evapotranspiración y mediante la ecuación de balance hídrico se estima la escorrentía.

2.4.1. Métodos de cálculo para la evapotranspiración

Para la estimación de la evaporación se utilizan varios métodos de cálculo recomendados en la literatura. Estos métodos han sido utilizados anteriormente en Colombia en el trabajo de Vélez *et al.* (2000). Una referencia completa a la metodología y teoría detrás de cada uno de estos métodos se puede encontrar en dicho trabajo.

2.4.1.1. Ecuación de Turc

$$\text{Ec. 2.38} \quad ERT = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \frac{P^2}{L^2}}} \quad \text{Para } (P/L) > 0,316$$

$$\text{Ec. 2.39} \quad ERT = P \quad \text{para } (P/L) < 0,316$$

Donde ERT es la evaporación real en mm/año, P es la precipitación del año considerado en mm, $L = 300 + 25 T + 0,05 T^3$. Este último parámetro fue hallado por medio de regresiones hechas en las 254 cuencas (Vélez *et al.*, 2000) y T es la temperatura media anual en grados centígrados.

2.4.1.2. Ecuación de Coutagne

$$\text{Ec. 2.40} \quad ETR = P - \lambda P^2$$

$$\text{Ec. 2.41} \quad \lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14T}$$

Donde ETR es la evaporación real en m/año, P es la precipitación en m, y T es la temperatura media anual en °C. Esta ecuación sólo es aplicable para P comprendido entre $(8\lambda)^{-1}$ y $(2\lambda)^{-1}$, si las precipitaciones son inferiores a $(8\lambda)^{-1}$ entonces $ETR=P$. Si $P > (2\lambda)^{-1}$, entonces $ETP = (4\lambda)^{-1} = 0,20 + 0,035T$ (cfr. Vélez *et al.*, 2000).

2.4.1.3. Ecuación de Cenicafé

$$\text{Ec. 2.42} \quad ETR = 4,658 \exp(-0,0002h)$$

Donde ETP es la evaporación potencial en mm/día y h es la cota sobre el nivel del mar en metros.

2.4.1.4. Ecuación Thornthwaite

$$\text{Ec. 2.43} \quad ETP = 1,6 \left[10 \frac{T}{I} \right]^a$$

$$\text{Ec. 2.44} \quad I = 12 \left[\left[\frac{T_{\text{anual}}}{5} \right]^{1,514} \right]$$

$$\text{Ec. 2.45} \quad a = (675 \cdot 10^{-9}) I^3 - (771 \cdot 10^{-7}) I^2 + (179 \cdot 10^{-4}) I + 0,492$$

Donde ETP es la evaporación potencial en cm/mes, T es la temperatura media mensual en grados centígrados, I es el índice calórico anual, a es un exponente dado en función de I (cfr. Vélez *et al.*, 2000).

2.4.1.5. Ecuación García y López

$$\text{Ec. 2.46} \quad ETP = 1,21 \cdot 10^n (1 - 0,01 H_R) + 0,21 T - 2,3$$

$$\text{Ec. 2.47} \quad n = 7,45 T / (234,7 + T)$$

Válida solo para temperaturas mayores o iguales a 10 °C y siendo ETP en mm/ día, T la temperatura media del aire en °C y H_R la humedad relativa media diurna dada por la expresión:

$$\text{Ec. 2.48} \quad H_R = \frac{H_{R8:00\text{horas}} + H_{R14:00\text{horas}}}{2}$$

2.4.2. Cálculo de la precipitación efectiva

Se entiende como precipitación efectiva, aquella precipitación que efectivamente produce escorrentía, por lo que es preciso calcular la lluvia efectiva como la lluvia registrada o medida, menos la evapotranspiración

y descontando las pérdidas hidrológicas o pérdidas iniciales, que normalmente se expresan como un porcentaje de la precipitación total. Las pérdidas hidrológicas se refieren al agua que es interceptada en árboles, tejados, vegetación y en los charcos. El SCS propone una expresión para el cálculo de la precipitación ya descrita en el presente libro Ec. 2.21 y Ec. 2.22.

2.4.3. Escorrentía

Para el cálculo de la escorrentía es necesario hacer uso de una ecuación simple de balance, ya que la precipitación efectiva es la que produce la escorrentía, por lo que ambos volúmenes de agua deben ser iguales.

2.5. Marco teórico de los estudios hidráulicos

La conservación del estado estructural de un sistema vial se ve supeditada a la combinación de diferentes factores, desde los materiales utilizados para su construcción, pasando por la magnitud y tipo de tráfico que se presenta, hasta el clima imperante. Uno de estos factores lo constituye la forma en que se drena el agua que discurre tanto por las laderas adyacentes al trazado, como sobre la misma carpeta asfáltica, y que debe ser evacuada de manera oportuna y encausada de forma tal que brinde simultáneamente seguridad a los vehículos que utilizan la vía y estabilidad a los taludes laterales de la misma.

Además, la recolección de aguas constituye una actividad sanitaria, pues el caudal de agua recogido en la vía contiene un alto contenido de metales pesados producto de su mezcla con carburantes desprendidos de los vehículos, lo que la convierte en un líquido insalubre que debe ser debidamente conducido para evitar su consumo directo por seres humanos y animales.

Los diseños que aseguran una mayor durabilidad de la carretera se refieren a dos grandes tipos de obras hidráulicas: las obras transversales, constituidas por todas aquellas que permiten que el agua cruce la vía bajo la carpeta de rodadura y que entregan el caudal ladera abajo (entre ellas, las

más comunes son las alcantarillas circulares y los cajones o *box culverts*), y las obras longitudinales, conformadas por canales y cunetas (típicamente de sección triangular o rectangular) que conducen el agua recogida en las laderas, en forma paralela al desarrollo del trazado, hasta entregarlas en el inicio de una obra transversal.

En particular, dichos diseños buscan establecer una sección transversal óptima para cada estructura, suficiente para evacuar un caudal asociado a un período de retorno establecido como suficientemente alto según sea el tipo e importancia de obra, y que además asegure que no se generen velocidades menores a las mínimas o mayores a las máximas admisibles.

Dentro de este marco teórico se recopilan las descripciones generales referidas a las diferentes formas y tipos de obras hidráulicas que han sido incluidas en el proyecto, por considerarse necesarias en el esquema que asegura una correcta evacuación del agua que drena a lo largo del trazado.

Cabe anotar que para lograr un buen diseño de tipo estructural e hidráulico en este tipo de obras es necesario considerar (Carciente *et al.*, 1977):

- El carácter, dirección y magnitud de las cargas a que están sometidas
- Las propiedades de los materiales con que se fabrican los diversos conductos, pocetas y muros, así como el comportamiento de estos bajo las cargas que soportan.
- La determinación del tamaño del orificio requerido para que el conducto satisfaga los requerimientos hidráulicos.

Las condiciones topográficas, la sección hidráulica requerida y la resistencia necesaria resultan ser factores determinantes en la elección del tipo de conducción a implementar. A su vez, ya elegido el tipo de conducto, el comportamiento en su vida útil se verá alterado por factores como:

- Tipo de suelo.
- Contenido de humedad.
- Preparación de la base.
- Método de instalación.

- Método de apisonamiento.
- Tipo y magnitud de las cargas que soporta.
- Presiones transversales y movimientos del suelo.
- Apuntalamiento.
- Elección y utilización de juntas.
- Condiciones de la zanja.

El debido funcionamiento de las obras diseñadas se complementa con una adecuada localización de las mismas. A continuación se describen en forma más detallada los parámetros considerados para efectuar una localización de las obras que asegure que estas operen con suficiente eficiencia hidráulica.

2.5.1. Emplazamiento de las obras

Los factores dominantes en el emplazamiento en sitio de las obras son los que se exponen a continuación (Carciente *et al.*, 1977).

2.5.1.1. Alineamiento con el cauce aguas arriba

El alineamiento más adecuado se logra cuando se adapta la estructura a las condiciones topográficas del lugar, significando ello en el caso de alcantarillas que el eje de la estructura coincide con la dirección que tiene el lecho de la corriente. Los cambios drásticos de dirección retardan o cambian el tipo de flujo y son por tanto, indeseados.

Se puede lograr un alineamiento recto entre la estructura y el cauce cambiando la dirección de la obra o la del cauce, aunque esto último solo debe efectuarse bajo condiciones de extrema necesidad.

Económicamente, un cambio en la dirección del cauce se justifica cuando este asegure una reducción en la longitud de la conducción o en el diámetro de la misma mediante un cruce perpendicular de la tubería respecto a la vía, dado que un alineamiento oblicuo respecto al eje del trazado significa

una longitud de alcantarilla mayor (aunque ello implica en contraposición, un aumento en la eficiencia hidráulica al lograr mayor estabilidad del flujo).

Cuando resulte inevitable la realización de un cambio brusco de dirección en el alineamiento horizontal del cauce, se debe asegurar la existencia de una longitud de transición mediante la implementación de curvas con radios de curvatura grandes, y además evitar que el sitio de entrada a la conducción se ubique cerca de dicho cambio de dirección.

2.5.1.2. Pendiente

La pendiente de las obras transversales debe ser la misma del cauce que drenan. Apartarse de este valor puede causar consecuencias indeseables como cambio en el régimen de flujo o socavación, entre otros. Pendientes muy pequeñas pueden generar velocidades bajas, que a su vez inducen a la ocurrencia de sedimentación al interior del conducto y por tanto reducción de su capacidad hidráulica.

En el extremo opuesto, pendientes altas generan velocidades igualmente altas y en consecuencia un deterioro prematuro por desgaste estructural (el deterioro es un proceso inherente a toda estructura, pero la velocidad a la cual ocurre dicho deterioro – y en consecuencia, su vida útil - puede ser mayor o menor, según sus condiciones de operación).

En el caso de obras longitudinales la pendiente debe ser la misma con que discurre la rasante, conservando un valor mínimo en caso de que dicha rasante no tenga pendiente (ver aparte sobre cunetas).

2.5.1.3. Elevación

Las alcantarillas deben colocarse preferiblemente con su fondo a nivel del cauce y no más bajas. Cuando se requiere bajar el fondo del canal, es necesario conformar el lecho aguas abajo, ajustándolo a la nueva rasante y pendiente.

2.5.1.4. Azimut

El ángulo con que se ubique el eje de la obra respecto a la dirección norte (o complementariamente, a la dirección este) debe elegirse, no solo considerando el alineamiento de la estructura con el cauce aguas arriba,

sino además con base en la topografía del terreno aguas abajo de la obra, buscando siempre el camino que genere menores impedimentos para su libre flujo después de transcurrir debajo de la vía, el cual es generalmente a través de depresiones con pendientes pronunciadas.

2.5.2. Distribución longitudinal de las obras

Los parámetros determinantes en la distribución longitudinal (a lo largo del abscisado del trazado) de las obras son los siguientes.

2.5.2.1. Curvas verticales en batea

A juicio del equipo de diseño, se deben ubicar obras transversales en aquellas curvas verticales de concavidad positiva que además generen efecto batea, es decir, que induzcan al represamiento de las aguas lluvias después de ocurrido un evento de precipitación. Para ello se debe contar con un perfil del trazado de la vía, a fin de identificar tales sitios. Aunque no es deseable construir obras en curvas horizontales, si en tal abscisa coincide una curva vertical en batea debe programarse la ejecución de una transversal en dicho sitio. En este caso debe considerarse el sentido del bombeo generado por el peralte a fin de que el caudal recogido drene adecuadamente sobre la estructura de entrada (poceta o solado con aletas).

2.5.2.2. Longitud de separación máxima permitida

A juicio del equipo de diseño, las obras transversales para la recolección y drenaje de aguas bajo la calzada deben situarse sobre el abscisado del trazado con una distancia de separación no mayor a 100,0 m. Longitudes mayores obligarían, consecuentemente, al diseño de cunetas con capacidades hidráulicas muy grandes para recoger el agua escurrida por los taludes adyacentes a estos trayectos (la sección transversal de la cuneta debe tener un ancho máximo de 1,0 m, pues valores mayores a este requerirían a su vez la disponibilidad de secciones de vía mayores para instalarlas, y además deben contar con refuerzo estructural en acero).

2.5.2.3. Identificación de la existencia de una corriente de agua

Los estudios hidrológicos previos al estudio hidráulico no sólo deben brindar información sobre el área de drenaje y caudal a evacuar por cada obra típica, sino que además deben proporcionar la ubicación exacta y el caudal para un período de retorno escogido de cada una de las corrientes de agua que crucen el nuevo trazado de la vía.

La determinación de la existencia de estas corrientes resulta fundamental, y debe respaldarse por visitas de campo que bien corroboren la hidrología, o la amplíen con evidencia objetiva sobre la existencia de cauces que no aparezcan en la primera (esta es una de las razones que llevan a la realización de un inventario de obras, previo al inicio de la fase de diseño, en el cual se incluye como actividad propia del mismo, la identificación de corrientes de agua).

Dependiendo del período de retorno asociado a cada corriente se genera un caudal de diseño para la obra que lo conducirá debajo de la vía. Este caudal puede ser tal que no requiera una estructura con diseño especial, adaptándose en este caso una conducción típica, o bien que su magnitud sea tal que conlleve el planteamiento de una obra de mayor envergadura (tal es el caso de los *box culverts* y puentes).

En resumen, y después de hacer una breve descripción de los factores que rigen tanto el emplazamiento de la obra como la densidad de ellas a lo largo del trazado, se concluye que es la correcta combinación de estos factores – mezcla obtenida tras la aplicación de un criterio técnico amplio y adecuado -, lo que asegura que una obra con dimensiones mínimas para evacuar su caudal de diseño en realidad opere con suficiencia a lo largo de su vida útil.

2.5.3. Conducciones

El diseño de *box culverts* en concreto consiste en la verificación de la capacidad hidráulica de estas estructuras para evacuar el caudal de diseño requerido bajo las condiciones de pendiente y profundidad normal (esta última, igual al 75% de la altura disponible según la sección elegida). El

vaciado monolítico de los *box*, así como la existencia de atraques y de refuerzo estructural en las losas de concreto, justifican que el valor de velocidad máxima no sea en sí un referente final de diseño para este tipo particular de estructuras; inclusive para autores como Silva, esto aplica también para tuberías de 36" (Silva, 1982), aunque se busca que dicha velocidad sea preferiblemente, menor a 5,0 m/s, (artículo 135: la velocidad máxima real en un colector no debe sobrepasar los 5,0 m/s; en Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000).

El diseño de tuberías circulares en concreto sigue los mismos parámetros adoptados para el diseño de *box culverts*, aunque en este último caso el proceso constructivo basado en módulos unidos mediante juntas exige que la velocidad máxima alcanzada no sobrepase en ningún caso 5,0 m/s (artículo 135 en Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000).

En ambos casos el criterio referido a velocidad mínima real permitida es el valor de 0,75 m/s para el caudal de diseño (artículo 134 en Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000).

El valor de la pendiente mínima, tal que permita tener condiciones de autolimpieza, es aquel que permita asegurar el valor de velocidad mínima (artículo 136 en Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000).

El valor de pendiente máxima es aquel para el cual se tenga una velocidad máxima real permitida (artículo 137 en Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000).

El valor mínimo permisible de recubrimiento en alcantarillados sanitarios, para vías vehiculares, es de 1,20 m (artículo 132 en Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000)

A diferencia de la profundidad mínima de instalación (la cual se deja explícita mediante un valor único en el artículo 132 del Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia), la profundidad máxima de colectores respecto a la rasante definitiva resulta variable, siendo el valor de referencia 5,0 m (artículo 133 en Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000).

La comprobación hidráulica de los diseños planteados se realiza con el paquete informático FlowMaster (Bentley Institute Press, 2008).

2.5.3.1. Flujo uniforme

Las ecuaciones utilizadas en el programa FlowMaster hacen referencia en su gran mayoría al flujo uniforme. El flujo uniforme se refiere a la condición hidráulica en la cual la profundidad del flujo, el caudal y el área de descarga no varían en un canal con características constantes de sección tales como forma y material. La condición de flujo uniforme se alcanza sólo cuando la pendiente del fondo del canal y la pendiente friccional son iguales. Cuando el agua fluye bajo condiciones de flujo uniforme, la profundidad del flujo se denomina profundidad normal (Bentley Institute Press, 2008).

El flujo uniforme se describe mediante la ecuación generalizada de fricción:

$$\text{Ec. 2.49} \quad V = C \cdot R^X \cdot S^Y$$

Donde V es la velocidad media (m/s), C es un factor de resistencia del flujo, o coeficiente de rugosidad, R es el radio hidráulico (m), S es la pendiente friccional (m/m), o de energía, X , e Y son exponentes.

El material de recubrimiento del canal usualmente determina el factor de resistencia del flujo (o coeficiente de rugosidad), aunque el valor final de C puede darse en función de la forma del canal, profundidad y velocidad de flujo. El radio hidráulico se expresa en función de la forma del canal. Una vez que se asuma o conozca un valor de profundidad, el valor de R puede ser calculado para cada forma geométrica dividiendo el área de flujo de la sección transversal por el perímetro mojado. La pendiente de energía, S , se considera siempre constante bajo condiciones de flujo uniforme (Bentley Institute Press, 2008).

Dado que la velocidad media se considera constante bajo condiciones de flujo uniforme (condiciones constante de área y caudal), la combinación de la ecuación de velocidad media con la ecuación de continuidad, genera

la ecuación de flujo uniforme generalizada, que finalmente determina la descarga:

$$\text{Ec. 2.50} \quad Q = A \cdot C \cdot R^X \cdot S^Y$$

Donde Q es la descarga (m^3/s) y A es el área de la sección transversal de flujo (m^2).

El programa FlowMaster dispone de cuatro variaciones de la ecuación de flujo uniforme generalizada. Estas ecuaciones difieren entre sí por la determinación del valor de C y por los valores asignados a X y a Y (Bentley Institute Press, 2008).

2.5.3.2. Fórmula de Manning

La fórmula de Manning es probablemente la ecuación para flujo en canales abiertos más utilizada, y una de las más fáciles de resolver. El componente de rugosidad C resulta constante para todo el rango de flujos y usualmente se representa mediante el coeficiente n de Manning. Los valores de los exponentes X e Y son $2/3$ y $1/2$ respectivamente. La fórmula de Manning es (Bentley Institute Press, 2008):

$$\text{Ec. 2.51} \quad V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde V es la velocidad media (m/s), R es el radio hidráulico (m) y S es la pendiente friccional (m/m).

2.5.3.3. Coeficiente de rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad de Manning se puede calcular a partir del coeficiente de rugosidad en la ecuación de Chèzy como:

$$\text{Ec. 2.52} \quad C = k \cdot \frac{R^{1/6}}{n}$$

Donde C es el coeficiente de rugosidad de Chèzy ($m^{1/2}/s$), R es el radio hidráulico (m), n es la rugosidad de Manning ($s/m^{1/3}$) y k es una constante, igual a $1,00 m^{1/3}/m^{1/3}$ para el Sistema Internacional.

2.5.3.4. Fórmula de Kutter

La forma estándar de la fórmula de Kutter es conocida como la fórmula de Chèzy. La fórmula de Kutter se utiliza ampliamente en el diseño y análisis de colectores y canales sanitarios. El coeficiente de rugosidad C resulta variable y se expresa en función de R , S y del material del canal. Tanto a X como a Y se le asigna el valor de $\frac{1}{2}$. La fórmula de Kutter se expresa entonces como (Bentley Institute Press, 2008):

$$\text{Ec. 2.53} \quad V = C\sqrt{R \times S}$$

$$\text{Ec. 2.54} \quad C = \frac{K_1 + \frac{K_2}{S} + \frac{K_3}{n}}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}} \cdot \left(K_1 + \frac{K_2}{S} \right)}$$

Donde C es el coeficiente de rugosidad de Chèzy ($m^{1/2}/s$), S es la pendiente friccional (m/m), R es la rugosidad hidráulica (adimensional), n es la rugosidad de Kutter (adimensional), K_1 es una constante igual a 23,0; K_2 es constante igual a 0,00155 y K_3 es constante igual a 1,0 para el Sistema Internacional.

2.5.3.5. Fórmula de Hazen-Williams

La fórmula de Hazen-Williams es comúnmente utilizada para el diseño de sistemas de distribución de agua a presión. El coeficiente de rugosidad C es constante para todo el rango de flujos turbulentos. Para esta ecuación empírica los valores de X e Y son 0,63 y 0,54 (Bentley Institute Press, 2008):

$$\text{Ec. 2.55} \quad V = 0,85 \times C \times R^{0,63} \times S^{0,54}$$

2.5.3.6. Fórmula de Darcy-Weisbach

La fórmula de Darcy-Weisbach fue desarrollada para el análisis de sistemas a presión, aunque resulta suficientemente general para ser aplicada en flujos de canales abiertos. Aunque su solución por medios manuales es extremadamente difícil, la disponibilidad de computadores ha hecho que el uso de esta fórmula gane aceptación, dado que ella modela con gran exactitud la variabilidad de la rugosidad efectiva en función de la geometría, velocidad y material del canal. Esta fórmula es considerada por muchos ingenieros como la más acertada para la modelación en condiciones de flujo uniforme.

El componente de rugosidad en la ecuación de Darcy-Weisbach se expresa en función del material del canal y del Número de Reynolds, el cual varía a su vez con V y R . Al igual que en la ecuación de Kutter, ambos exponentes, X y Y , son iguales a $1/2$. La forma de la ecuación para tuberías circulares con flujo a tubo lleno es (Bentley Institute Press, 2008):

$$\text{Ec. 2.56} \quad h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}$$

Donde h_f : pérdida de carga (m), f : factor de fricción de Darcy-Weisbach, D : diámetro de la tubería (m), L : longitud de la tubería (m), V : velocidad del flujo (m/s), g : aceleración de la gravedad (m/s²).

Esta relación se adapta a geometrías de canal diferentes a circulares mediante la relación:

$$\text{Ec. 2.57} \quad D = 4 \cdot R$$

$$\text{Ec. 2.58} \quad V = \sqrt{\frac{8g}{f}} R \cdot S$$

El factor de fricción de Darcy-Weisbach f , puede determinarse mediante la ecuación de Colebrook-White para flujo turbulento totalmente desarrollado. En ella, la altura de rugosidad k es una propiedad física del material del canal. Para canales a superficie libre esta ecuación es (Bentley Institute Press, 2008):

$$\text{Ec. 2.59} \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k}{12R} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right)$$

Donde Re es el número de Reynolds (adimensional) y K la altura de rugosidad (m).

2.5.3.7. Flujo crítico

Las condiciones de flujo crítico ocurren cuando, para una descarga dada, la energía específica del flujo se encuentra en un punto mínimo. La energía específica E , en el programa FlowMaster, se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Ec. 2.60} \quad E = y + \frac{V^2}{2g}$$

Donde Y es la profundidad del flujo (m), V es la velocidad (m/s) y g es la aceleración de la gravedad (m/s^2). La ecuación de energía específica utilizada por el programa FlowMaster es válida solamente para pendientes pequeñas (<10%), y además ignora los efectos de la variación de la velocidad a través de la sección del flujo.

A la profundidad crítica, la velocidad del flujo es igual a la celeridad de la onda. El número de Froude (F), se define como la razón entre la velocidad real y la celeridad de la onda. Este número se define sólo para secciones que tienen una superficie libre, y resulta indefinido para conductos cerrados o para canales irregulares cerrados en su parte superior cuando trabajan a sección llena.

El número de Froude se define como:

$$\text{Ec. 2.61} \quad F = \frac{V}{\sqrt{gD}}$$

Donde D es la profundidad hidráulica del canal, equivalente a A/T (m), A es el área de flujo (m^2) y T es ancho superior del flujo (m).

Cuando F es menor de 1, se dice que el flujo es subcrítico (la velocidad es más lenta que la celeridad de la onda). Cuando F es mayor a 1, se dice que

el flujo es supercrítico (la velocidad es más rápida que la celeridad de la onda). Cuando F es igual a 1, el flujo se denomina crítico.

La condición de flujo crítico se define por una situación donde:

$$\text{Ec. 2.62} \quad \frac{A^3}{T} = \frac{Q^2}{g}$$

Donde A es el área de flujo (m^2), T es el ancho superior del flujo (m), Q es el caudal de descarga en la sección (m^3/s) y g es la aceleración de la gravedad (m/s^2). Este cálculo resulta relativamente sencillo para geometrías simples, pero puede requerir cálculos iterativos para formas más complejas. Consecuentemente, la pendiente crítica se refiere a la pendiente para la cual la profundidad crítica de una conducción resulta igual a la profundidad normal.

2.5.4. Colectores

El diseño hidráulico de colectores tiene por objeto principal la determinación de la sección (en el caso de colectores de sección circular, el diámetro), longitud y pendiente de cada uno de los tramos que lo conforman.

2.5.4.1. Cálculo del caudal de diseño

Las conducciones deberán diseñarse de manera que se consideren en su cálculo la totalidad de las aguas residuales generadas en la zona atendida por la red y las aguas de lluvia asociadas a un determinado período de retorno. Para el caso del presente manual, cuyo objetivo principal es el diseño de corredores viales, en el cálculo de los colectores que se incluyan sólo se considerarán, a no ser que se afirme explícitamente algo diferente, los aportes generados por aguas lluvias. Con base en lo anterior, en la presente revisión teórica sólo se detallará el cálculo del caudal correspondiente a las aguas lluvias. En todos los casos, el caudal de diseño final debe incluir la suma de los aportes por aguas residuales, los aportes por aguas industriales y los aportes por aguas lluvias.

En las cuencas rurales, para la determinación del caudal de diseño de aguas pluviales, se propone aplicar la formulación del método racional. Las áreas aportantes a cada tramo de colector se definen mediante el trazado de polígonos delimitados en zonas de ladera por los perfilados de talud y las curvas de nivel que demarcan vertientes, y en zonas planas, donde no se cuenta con mayor información, mediante un ancho aferente asumido entre 90 y 100m. El coeficiente de escorrentía medio se generó desde los datos que provee, para cada tramo, el mapa de coeficientes aportado en el informe hidrológico.

Tal como se dijo en el mismo informe hidrológico, existen muchas metodologías para calcular la intensidad media de precipitación, pero en general todas se ajustan estadísticamente a un tipo de ecuación específica, siendo una de las más utilizadas la ecuación de la forma:

$$\text{Ec. 2.63} \quad I = \frac{K \cdot Tr^m}{(c+d)^n}$$

Donde K , m , c , n son parámetros a determinar, I es la intensidad de la lluvia en mm/h, d es la duración de la lluvia en minutos y Tr el período de retorno en años

2.5.4.2. Verificación de la capacidad hidráulica, velocidad máxima real y fuerza de arrastre o tractiva

Una vez conocido el caudal de diseño para cada tramo, el siguiente paso consiste en proponer un conjunto de dimensiones (diámetro interno y pendiente del conducto), y posteriormente verificar que la capacidad hidráulica de la propuesta resulte suficiente para evacuar en óptimas condiciones el agua que pasa a través de dicho tramo.

Resulta deseable que las relaciones hidráulicas v/V (velocidad real / velocidad a tubo lleno) y q/Q (caudal real / caudal a tubo lleno) sean menores a 0,8.

La fuerza de arrastre o tractiva a tubo lleno T , depende de la pendiente del canal S , del radio hidráulico Rh y del peso específico del agua y lo que garantiza la autolimpieza del conducto, y se define como:

$$\text{Ec. 2.64} \quad T = Rh \cdot S \cdot \gamma$$

La fuerza tractiva real t , viene condicionada por la relación t_t/t_r , que depende a su vez de la relación q/Q , así:

$$\text{Ec. 2.65} \quad t = T \cdot \left(\frac{t_t}{t_r} \right)$$

En general, valores de pendientes mayores a 2% (condición mínima adoptada por el grupo de diseño de este manual) en combinación con diámetros mayores a 12" aseguran valores de fuerzas tractivas reales suficientes para garantizar autolimpieza del conducto.

En cualquier caso, el parámetro de diseño planteado en el RAS, en lo referente a velocidades es, que la velocidad real máxima alcanzada en el colector (v) sea menor o igual a 5,0 m/s. El valor mínimo de velocidad, asociado a una pendiente mínima que asegure autolimpieza, de 0,75 m/s, y se cumple generalmente sin ningún problema. En el mismo documento de obligatorio cumplimiento, se consigna que la pendiente máxima es aquella para la cual la velocidad sea la máxima real permitida. También en el mismo documento se plantea que el recubrimiento de tubería mínimo es 1,2 m y el máximo es de 5,0 m (este último puede ser mayor, con el debido respaldo técnico referido a la cimentación del conducto y la calidad de los materiales utilizados)

2.5.4.3. Proceso iterativo de diseño

Una vez garantizado el cumplimiento de las condiciones hidráulicas fijadas por el Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia (2000) en un tramo con diámetro y cotas inicial y final de batea dadas, el siguiente paso consiste en fijar la cota de batea inicial del tramo siguiente (correspondiente a la final del tramo anterior, pero profundizada 0,20 m como mínimo), la final del mismo, y el diámetro (que varía respecto al anterior en función de los nuevos aportes hechos al presente tramo). Con estos nuevos valores se realiza la comprobación hidráulica del tramo, y de ser necesario se varían las condiciones en tramos aguas arriba (cotas de batea y recubrimiento) para cumplir los valores requeridos. En caso de variar las

condiciones aguas arriba se repite el proceso de verificación hidráulica para dichos tramos, además de la verificación del tramo actual.

2.5.5. Cunetas

Son zanjas abiertas en el terreno, revestidas o no, que recogen y canalizan longitudinalmente las aguas superficiales y de infiltración. Sus dimensiones se deducen de cálculos hidráulicos, teniendo en cuenta la intensidad de lluvia prevista, la naturaleza del terreno, la pendiente de la cuneta, el área drenada, etc. La selección de su forma y dimensiones dependen principalmente del tipo de carretera en la cual se ubican, pudiendo ser revestidas en concreto en el caso de carreteras primarias y secundarias o sin revestir para el caso de carreteras terciarias (INVIAS, 2009).

Cunetas revestidas en concreto

Las cunetas revestidas en concreto se diseñan para que al final de su longitud su sección llegue al nivel de rebosamiento. El control de rebosamiento aplica para el caso más crítico, el cual se presenta cuando la cuneta tiene la pendiente longitudinal igual a la pendiente mínima de la vía. En general la pendiente mínima para los proyectos de carreteras es cero punto cinco por ciento (0,5%) (INVIAS, 2009).

Cunetas sin revestir (cunetas en tierra)

Las cunetas en tierra se diseñan para asegurar que el agua no las va a erosionar. El control por erosión en las cunetas sin revestir depende del tipo de suelo de la subrasante, de la pendiente longitudinal de la vía y de la intensidad de la lluvia de diseño. Es necesario verificar la acción erosiva del agua sobre la superficie del suelo que forma la cuneta. La velocidad del agua depende directamente de la pendiente longitudinal de la vía y del caudal que llega del área tributaria definida por el ancho de *impluvium* y la longitud de dicha cuneta (INVIAS, 2009).

2.5.6. Canales de rápidas con tapa y columpio (CRTC)

Este tipo de canales se implementan en pendientes mayores del 50%. Los criterios para su diseño y las figuras que los complementan se toman en su totalidad del trabajo desarrollado por Mejía (2008). Sus propuestas han sido aplicadas en gran cantidad de obras civiles en el territorio nacional entre las que se encuentran las siguientes:

- La sección debe diseñarse para el tramo de mayor pendiente que presente el perfil longitudinal del canal y esa misma servirá para pendientes menores.
- La superficie del fondo y paredes debe ser lisa, facilitando su mantenimiento.
- La velocidad de entrada al canal no debe ser mayor que la que tendra dentro de la primera rápida.
- Se deben colocar filtros paralelos para evitar empujes por subpresión, cuyo tipo y cantidad se definen para cada caso según las características del suelo.
- Si el canal se desarrolla a lo largo de un talud estabilizado con terrazas hacen coincidir los columpios con esas terrazas, en las cuales la tapa horizontal del columpio sirve de puente para el tránsito de personas sobre ellas.
- Se deben conectar los colectores laterales (zanjas colectoras interiores en las terrazas) en la parte alta interior de los escalones.
- Las condiciones de entrega en el extremo inferior del canal pueden ser la de un último columpio, o la de una pequeña estructura de disipación que remata en aletas y enrocado.
- En el extremo de cada columpio, antes del inicio de la siguiente rápida, puede construirse una ranura hasta la profundidad del fondo del columpio, que evite que el agua se estanque en él.

El diseño se desarrolla a través de los siguientes pasos (Mejía, 2008):

Calcular el ancho del canal, a partir del cual se definen el resto de dimensiones. El ancho se calcula mediante la siguiente expresión, que depende exclusivamente del caudal de diseño:

$$\text{Ec. 2.66} \quad a = 0,905 \cdot Q^{0.4}$$

Donde a : ancho del CRTC, en m y Q : caudal de diseño del CRTC, en m^3/s .

Obtener el valor de la velocidad máxima en cualquier rápida del CRTC (antes de entrar al columpio), V_{rap} , y de la velocidad promedio a lo largo del CRTC, V_{prom} , en función del caudal de diseño. Las fórmulas para ambas variables son:

$$\text{Ec. 2.67} \quad V_{rap} = 9,457 \cdot Q^{0.2}$$

Donde V_{rap} es la velocidad máxima en la rápida, en m/s y Q es el caudal de diseño del CRTC, en m^3/s .

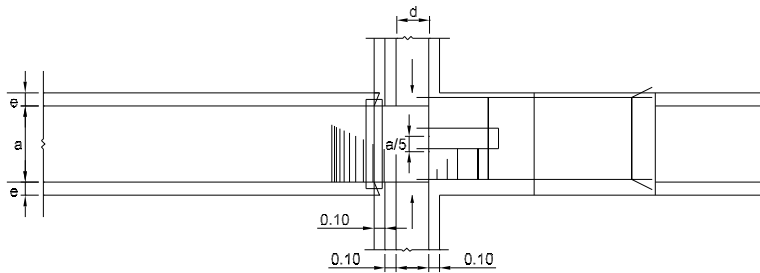
$$\text{Ec. 2.68} \quad V_{prom} = 7,230 \cdot Q^{0.2}$$

Donde V_{rap} es la velocidad promedio en el CRTC, en m/s , y Q es el caudal de diseño del CRTC, en m^3/s .

Una vez calculada la velocidad mediante este procedimiento, el valor se compara con las velocidades máximas permisibles en canales revestidos, con el fin de no rebasarlas (Mejía, 2008). Para los casos específicos de resistencia a la compresión del concreto de 175, 210 y 280 kg/cm^2 , dichas velocidades son iguales a 6,0 – 10,0 y 15,0 m/s , respectivamente. Las dimensiones características de un CRTC se muestran en las Figura 2.2 a Figura 2.4.

La Tabla 2.3 muestra la correspondencia entre los valores de pendiente del terreno, S , y la proporción entre la longitud de la rápida y el ancho del CRTC.

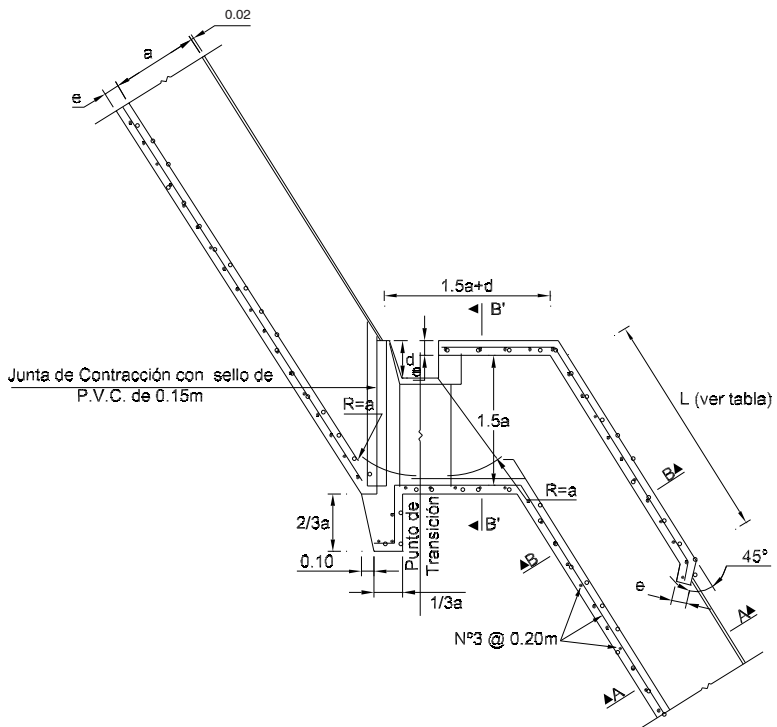
Figura 2.2. Vista en planta de un canal en rápida con tapa y columpio



PLANTA

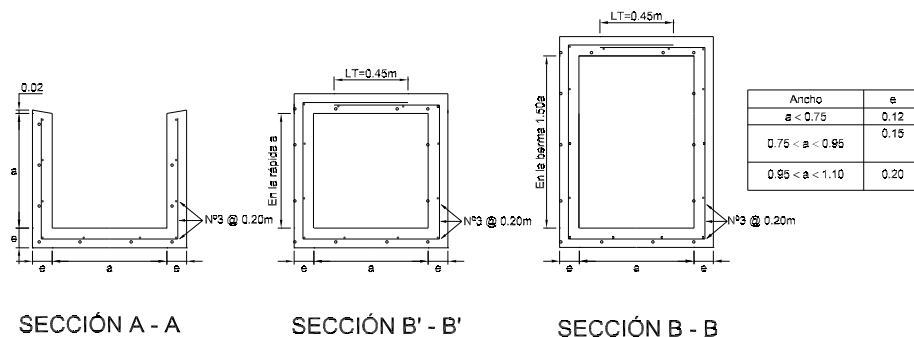
Fuente: Mejía, 2008

Figura 2.3. Perfil de un canal en rápida con tapa y columpio



Fuente: Mejía, 2008

Figura 2.4. Secciones transversales típicas de un canal en rápida con tapa y columpio



Fuente: Mejía, 2008

Tabla 2.3. Correspondencia entre el valor de la pendiente S y la relación L/a para el diseño de CRTC

S (%)	L/a
60	2.80
70	2.50
80	2.40
90	2.20
100	2.10
110	2.10
120	2.00
130	2.00
140	1.90

Fuente: Mejía, 2008

2.5.7. Torrenteras

Al igual que en el caso del diseño de los canales de rápidas con rápida y columpio, los criterios para el diseño de torrenteras y las figuras que los complementan se toman en su totalidad del trabajo desarrollado por Mejía (2008). Las torrenteras, o rápidas escalonadas son canales con gradas o escalones donde, a la vez que se conduce el agua, se va disipando la energía cinética del flujo por impacto con los escalones, llegando el agua

al pie de la rápida con la energía disipada, por lo que no se hace necesaria alguna estructura adicional, o dado el caso, una estructura pequeña (Mejía, 2008).

El régimen de flujo saltante se caracteriza por una sucesión de chorros en caída libre que chocan en el siguiente escalón, seguidos por un resalto hidráulico parcial o totalmente desarrollado. En este régimen la disipación de energía se produce en cada escalón. En el régimen de flujo rasante, el agua fluye sobre los escalones como una corriente estable, rasando sobre ellos y amortiguándose por el fluido re-circulante atrapado entre los escalones. En este último régimen la disipación de energía se produce en la formación de vórtices en las gradas.

Los pasos fundamentales para el diseño de torrenteras son (Mejía, 2008):

- Estimar el caudal de diseño.
- Evaluar las dimensiones geométricas básicas del canal (pendiente, altura, ancho).
- Seleccionar la altura óptima del escalón.
- Calcular las características hidráulicas del flujo.

El diseño de torrenteras en régimen saltante debe verificar que el alcance del tiro parabólico en la dirección X, producido por la corriente a la velocidad para la cual se logra el caudal de diseño para un período de retorno dado, sea menor que la longitud de la huella de diseño, y en consecuencia, el chorro saltará efectivamente escalón tras escalón disipando energía en su camino descendiente, mediante el uso de la torrentera en todos los tramos diseñados.

El movimiento parabólico de una partícula se encuentra regido por dos ecuaciones de trayectoria en el plano cartesiano: la ecuación que describe el movimiento uniforme en la dirección X, y la ecuación que describe el movimiento uniformemente acelerado en la dirección Y. Ellas son:

Ec. 2.69

$$x = v \cdot t$$

Donde x es el avance en la dirección X , expresada en m ; v es la velocidad constante a la cual la partícula se mueve en la dirección X , expresada en m/s ; t es el tiempo que tarda la partícula en moverse una distancia " x " a una velocidad constante v , expresada en s , y tomando convenientemente la dirección positiva del eje Y hacia abajo:

$$\text{Ec. 2.70} \quad y = \frac{1}{2}gt^2$$

Donde y es la altura de la lámina del agua, en m , g es la aceleración de la gravedad, en m/s^2 , t es el tiempo que tarda la partícula en moverse una distancia " y " bajo los efectos de la aceleración g , en s . Despejando de ambas ecuaciones la variable tiempo, e igualándolas, resulta:

$$\text{Ec. 2.71} \quad x = 0,4515 \cdot \sqrt{y} \cdot v$$

Donde para el caso de un caudal de diseño Q , descendiendo por un escalón con huella $X_{\text{escalón}}$ y contrahuella $Y_{\text{escalón}}$, se tiene que x es el avance del chorro producido por el caudal de diseño Q en la dirección X , en m ; y es la altura de la lámina del agua para el caudal de diseño Q en la dirección Y , en m ; y v es la velocidad a la cual desciende el caudal de diseño Q por la torrentera, en m/s .

Las dimensiones de diseño serán suficientes siempre que se cumpla que $x < X_{\text{escalón}}$, pues esto asegurará que el chorro descenderá escalón a escalón disipando energía en cada caída, motivo por el cual se construye el canal de torrentera en forma escalonada y no lisa.

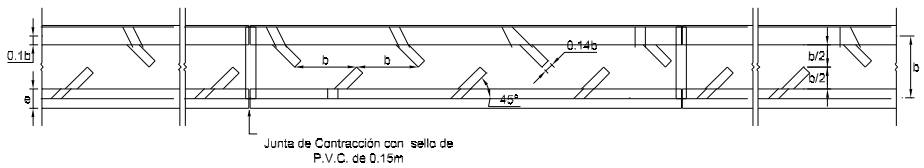
En régimen rasante el diseño de torrenteras se ciñe estrictamente al diseño de canales, en el cual se verifica que para un caudal de diseño dado, las dimensiones propuestas permiten la evacuación de dicho caudal.

2.5.8. Canales con pantallas deflectoras, CPD

Según el trabajo propuesto por Mejía (2010), esta estructura consiste en un canal de sección rectangular y fondo liso que incluye pantallas deflec-

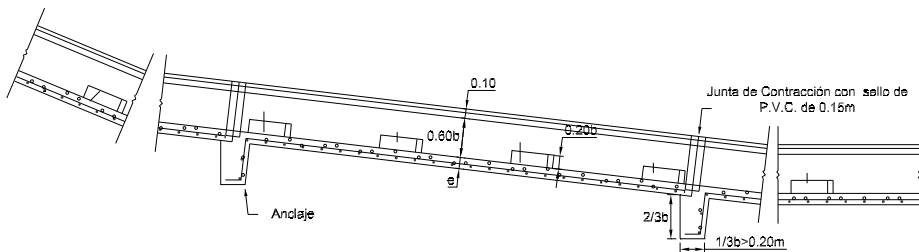
toras colocadas a 45° respecto al eje del canal, las cuales cumplen el papel de elementos disipadores de energía y pestañas longitudinales sobre los bordes de ambas paredes del canal que impiden que la estructura rebose. Las imágenes exhibidas entre la Figura 2.5 y la Figura 2.7 muestran, respectivamente, la vista en planta, el perfil longitudinal y el corte de la sección transversal de un canal con pantallas deflectoras.

Figura 2.5. Vista en planta de un Canal con pantallas deflectoras



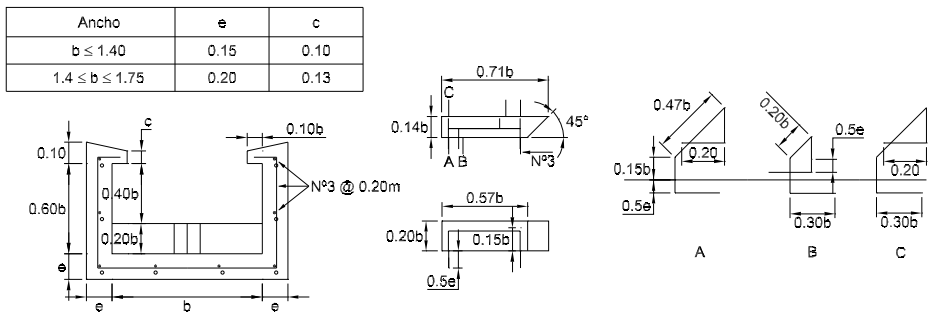
Fuente: Mejía, 2008.

Figura 2.6. Perfil de un canal con pantallas deflectoras



Fuente: Mejía, 2010.

Figura 2.7 Secciones transversales típicas de un canal con pantallas deflectoras



Fuente: Mejía, 2008.

Los criterios de diseño para canales con pantallas deflectoras, aplicables a sistemas de vertimiento en pendientes con valores entre el 10 y el 50% son según Mejía (2010), los siguientes:

- La sección debe diseñarse para el tramo de mayor pendiente que presente el perfil longitudinal del canal, y esa misma servirá para pendientes mayores.
- La velocidad de entrada al canal no debe ser mayor que la que tendría dentro de él en una pendiente del 50%.
- La entrega del canal puede consistir en aletas y enrocado, prescindiendo de la estructura de disipación de energía si el último tramo del canal es de pendiente moderada.
- Deben calcularse curvas horizontales y verticales evitando así quiebres pronunciados en su trayecto que podrían producir desborde y erosión en la estructura.
- Se deben colocar drenajes paralelos para evitar las subpresiones.
- La entrega de tributarios al canal, como tuberías, cunetas, etc., debe efectuarse en el punto medio entre dos pantallas consecutivas del mismo lado, y a altura mayor que la de las pantallas, sin interrumpir la pestaña superior del canal.
- El diseño es aplicable también a alcantarillas tipo cajón, aumentando convenientemente la altura para permitir la aireación.

Para el diseño, Mejía (2008) propone, obtener el valor del ancho del canal a partir del cual se define el resto de las dimensiones del mismo, en función de su pendiente media y del caudal de diseño, mediante la relación:

$$\text{Ec. 2.72} \quad a = 0,905 \cdot Q^{0.4}$$

Donde a es el ancho del CPD, en m; Q : caudal de diseño del CPD, en m³/s. Luego se procede a obtener el valor de la velocidad promedio del agua en el CPD, V , en función de su pendiente media y caudal de diseño, a partir de las siguientes relaciones.

Ec. 2.73 $V = 4,890 \cdot Q^{0.2}$, para pendiente del 10%

Ec. 2.74 $V = 5,328 \cdot Q^{0.2}$, para pendiente del 50%

Donde V es la velocidad promedio del agua en el CPD, en m/s; Q es el caudal de diseño del CPD, en m³/s.

En caso de contar con una pendiente promedio alta, se diseña directamente para las condiciones más desfavorables (pendiente del 50%), y una vez calculada la velocidad por esta vía, su valor se compara con las velocidades máximas permisibles en canales revestidos, con el fin de no rebasarlas (Mejía, 2010).

2.5.9. Filtros

El filtro es un material natural o sintético que debe cumplir con la condición de prevenir la migración de partículas de un suelo que se debe proteger, y al mismo tiempo permitir el paso de agua. El filtro también se utiliza para abatir el nivel freático en taludes de corte, conduciendo el agua captada a una estructura de evacuación adyacente. Un material filtrante debe cumplir con los siguientes criterios (Suárez, 2001):

- Criterio de retención: el filtro no debe permitir la pérdida de partículas finas del suelo a proteger, durante la vida útil de la estructura de ingeniería con la que interactúa.
- Criterio de permeabilidad: la permeabilidad del filtro debe ser tal que permita el paso del agua libremente.
- Criterio de estabilidad: el filtro a su vez debe ser estable, lo que implica que no debe ser destruido por la corriente de agua y no debe migrar hacia otros materiales como por ejemplo, revestimientos de orillas.

Los tres criterios anteriores deben cumplirse al mismo tiempo y se aplican tanto para los filtros naturales como para los filtros de geotextil.

Para cumplir con los criterios indicados, generalmente se especifica una curva granulométrica de material de filtro, exigiendo que cumpla los siguientes requisitos:

- Para garantizar que el suelo no migre a través del filtro: $D_{15f} < 5D_{85s}$.
- Para garantizar permeabilidad suficiente: $D_{15f} > 5D_{15s}$.

Donde los subíndices f y s se refieren al filtro y al suelo, respectivamente.

Como regla general, el filtro debe ser suficientemente más permeable que el suelo a proteger. Esto se puede lograr utilizando un material de filtro más grueso que el suelo. Sin embargo también se debe cumplir que el filtro no sea demasiado grueso, tal que el suelo pueda migrar a través de sus poros.

- Para minimizar el riesgo de bloqueo del filtro por partículas finas: $D_{5f} > 0.075 \text{ mm}$
- Para impedir la migración del filtro: $D_{85f} \geq 0,25D_{15c}$

El filtro debe ser lo suficientemente grueso para que no migre a través de los poros o vacíos del revestimiento.

- $D_{50f} \geq 0,14D_{50c}$.
- $D_{15f} \geq 0,14D_{15c}$.
- $D_{10f} > 0,10D_{60f}$.

Donde los subíndices f y c corresponden al filtro y al revestimiento, respectivamente.

Cuando no se dispone de un material que cumpla con todas las condiciones anteriores, se requiere construir un filtro de varias capas en forma tal que se cumplan las condiciones de capa en capa, o sea que, una capa servirá de filtro a otra capa. El espesor de cada capa de filtro no debe ser menor de 150,0 mm, ni menos de 1,5 veces D_{50} . Cuando se colocan capas de filtro bajo el agua el espesor de las capas debe incrementarse en un 50% (Suárez, 2001).

2.5.10. Sumideros

Los sumideros de bordillo operan como vertederos para profundidades menores o iguales a la altura de su abertura (Bentley Institute Press, 2008), siendo la condición de diseño hidráulica mínima que:

$$\text{Ec. 2.75} \quad d \leq h$$

Donde d es la profundidad de la lámina de agua en el bordillo y h la altura interna del sumidero. El caudal interceptado por un sumidero de abertura de bordillo con una cuneta localmente deprimida, resulta:

$$\text{Ec. 2.76} \quad Q_{\text{interceptado}} = C_{w1} \cdot (L + 1,8W) \times d^{1.5}$$

Donde $Q_{\text{interceptado}}$ es el caudal captado por el sumidero de borde, C_{w1} es el coeficiente de vertedero, igual a 1,25 en el Sistema Internacional, L es la longitud de la abertura de bordillo, en m, y W es el ancho lateral de la depresión, en m.

Para sumideros de bordillo sin depresiones locales, o para sumideros con depresiones locales y con longitud de abertura mayores o iguales a 3,6 m se usa la ecuación:

$$\text{Ec. 2.77} \quad Q_{\text{interceptado}} = C_{w2} \cdot L \cdot d^{1.5}$$

Donde $Q_{\text{interceptado}}$ es el caudal captado por el sumidero de borde, C_{w2} es el coeficiente de vertedero, igual a 1,6 en el Sistema Internacional y L es la longitud de la abertura de bordillo, en m.

Dada altura interna de sumidero propuesta en la fase de diseño, se halla, para un caudal de diseño máximo recogido en la calzada, la longitud interna de sumidero suficiente para evacuar dicha cantidad de agua, teniendo en consideración la envergadura máxima del tramo sobre el que se conduce el caudal a la estructura.

2.5.11. Longitud de solado y tamaño medio de los elementos individuales del solado

Las alcantarillas y *box culverts* generan concentraciones de agua, las cuales producen varios fenómenos (Suárez, 2001):

- Erosión aguas abajo por chorros concentrados a altas velocidades
- Sedimentación dentro de la estructura y aguas arriba de ésta.
- Socavación por flujo concentrado si el fondo de la estructura se encuentra descubierto

Se recomienda utilizar las siguientes expresiones para determinar la profundidad, ancho y longitud de las fosas de socavación aguas debajo de las alcantarillas.

Profundidad de socavación:

$$\text{Ec. 2.78} \quad \frac{y_s}{D} = 0,65 \left(\frac{V_o}{V_{*c}} \right)^{1/3}$$

Ancho de socavación:

$$\text{Ec. 2.79} \quad \frac{B_s}{D} = 7,5 \cdot Fr^{2/3}$$

Longitud de socavación:

$$\text{Ec. 2.80} \quad \frac{L_s}{D} = 15 \cdot Fr^{2/3}$$

Donde V_o es la velocidad promedio en la alcantarilla, D es el diámetro de la alcantarilla y V_{*c} es la velocidad cortante crítica para el material de suelo.

La socavación en alcantarillas y *box culverts* puede controlarse mediante la construcción de espolones profundos y/o el revestimiento lateral y de fondo en la salida de la estructura (Suárez, 2001).

En los revestimientos de enrocado, los elementos individuales no se encuentran cementados uno con otro, y la estabilidad de la obras depende del tamaño de los bloques de roca. Existe gran variedad de métodos para calcular el tamaño de los bloques. En el presente estudio se incluyen los métodos cuyas expresiones matemáticas se citan a continuación:

- Método del U.S Geological Survey:

$$\text{Ec. 2.81} \quad D_{50} = 0,01 \cdot V^{2,44}$$

- Método antiguo del Cuerpo de Ingenieros:

$$\text{Ec. 2.82} \quad D_{50} = \frac{\rho \cdot V^2}{(\lambda_s - \lambda) \cdot 2k_1^2}$$

Donde ρ es la densidad del agua, λ es el peso específico del agua, λ_s es el peso específico de la piedra, V es la velocidad crítica, igual a velocidad promedio en el canal principal, K_1 es el coeficiente de turbulencia. En donde se propone, $K_1 = 1,2$ para baja turbulencia y $K_1 = 0,86$ para alta turbulencia.

Para dimensionar los elementos individuales se utiliza la velocidad correspondiente a un caudal de diseño con período de retorno Tr igual a 25 años. La razón por la cual no se adopta un período de retorno mayor es que dicho enrocado no será el factor dominante en el correcto funcionamiento para tal situación, y sí lo será la presencia de material de arrastre como vegetación y rocas de gran tamaño.

2.5.12. Revestimiento de canales con enrocado

El enrocado consiste en bloques o cantos de roca de diferentes tamaños con formas irregulares colocados sobre el talud o a lo largo de la orilla de una corriente (Suárez, 2001). Con el diseño adecuado, dicho revestimiento también puede emplearse en el fondo del canal. La estabilidad del con-

junto se proporciona por el peso de los bloques individuales y el entrelace entre ellos.

La pendiente máxima normalmente aceptada de una ribera para la colocación de enrocados, según la Asociación americana de autopistas y oficiales de transporte (en adelante denominada por sus siglas en inglés AASHTO), es 2H:1V (AASHTO, 2007). Para pendientes mayores se requieren muros de contención. Se deben utilizar piedras no redondeadas preferiblemente de forma tabloide con espesores superiores a 100,0 mm. Las piedras pueden colocarse sueltas o pegadas con mortero o concreto. En el caso de utilizar uniones de concreto se requiere construir juntas de dilatación cada 10,0 a 20,0 m.

2.5.12.1. Gradación del enrocado

El tamaño de los bloques se puede dar en peso (kg) o en diámetro (mm). Los bloques grandes pueden ser de hasta varias toneladas, los cuales deben manejarse como bloques individuales y los pequeños y finos son los menores de 200,0 ó 250,0 mm.

La AASHTO especifica seis gradaciones diferentes de enrocado con unos límites de gradación, tomando como base los valores D_{100} , D_{50} , D_{10} y D_5 (AASHTO, 2007).

2.5.12.2. Espesor del enrocado

Para determinar el espesor de la capa de enrocado se utilizan los siguientes criterios (AASHTO, 2007):

- El espesor de la capa no debe ser menor que la dimensión correspondiente a D_{100} , y a dos veces D_{50} , la mayor de ellas.
- El espesor anterior debe aumentarse en 50% si el enrocado se coloca bajo agua, con el objeto de tener en cuenta las incertidumbres del proceso de colocación.
- Si hay oleaje, alto contenido de sólidos o turbulencia, se recomienda aumentar el tamaño del enrocado e incrementar el espesor entre 150,0 y 300,0 mm.

- Se recomienda además colocar un filtro bajo el enrocado, constituido por una capa de grava, piedra o un geotextil que impida la migración de finos del suelo hacia la superficie por acción de las fuerzas del agua.

2.5.12.3. *Sistemas de colocación de enrocados*

Entre los principales sistemas de colocación de enrocados se encuentran:

- Revestimiento con *riprap*: constituye una protección de bloque de roca sueltos sobre la superficie del talud, formando una capa de espesor importante. Esta técnica es utilizada generalmente para la protección de superficies expuestas a corrientes de agua en las riberas de ríos, lagos o mares. El *riprap* puede ser colocado al volteo o acomodado manualmente.
- Zanjas rellenas de *riprap*: el sistema consiste en la excavación de zanjas a lo largo de la orilla de la corriente, las cuales se rellenan con piedra colocada generalmente al volteo. Las zanjas se utilizan cuando se espera una rata fuerte de erosión, altas velocidades o grandes profundidades de flujo.
- Bloques masivos de roca: aunque no existe una definición clara sobre qué se debe considerar un bloque grande de roca, en Inglaterra se utiliza el término para bloques de más de 1.000 kg, que corresponden a diámetros superiores a 700 mm. Los bloques de roca se colocan uno por uno en hileras para formar, generalmente, gradas en la ribera. Comúnmente se coloca suelo entre bloques para permitir el establecimiento de vegetación.
- Roca colocada a mano: la colocación de enrocados a mano ayuda a formar revestimientos más agradables estéticamente. Comparado con el *riprap* se requiere mucho más mano de obra, sin embargo, generalmente requiere de menores volúmenes de material. Comúnmente entre piedras grandes se colocan piedras más pequeñas y usualmente se utiliza una sola capa de material

3. CASO DEL ANILLO VIAL DE REGIÓN CENTRO - SUR DEL DEPARTAMENTO DE CALDAS

La metodología aplicada en el caso del anillo vial de la región centro-sur del departamento de Caldas, desde el punto de vista hidrológico, consistió en dividir las cuencas en obras menores y mayores, correspondiendo a estas últimas aquellos cuerpos de agua intermitentes o no, que cruzaban el trazado vial diseñado y que requerían de una modelación hidrológica y/o hidráulica a través de software especializado. Para proceder con este análisis se dispuso del trazado de la vía a fin de determinar el sitio exacto de cruce. Cabe destacar que mientras más grande sea el cuerpo de agua que cruza la vía, el tipo de estudio aplicado debe ser más riguroso el estudio para reducir las incertidumbres asociadas a las obras, cuyo costo es mayor.

El diseño hidrológico de obras menores consiste en calcular los caudales de escorrentía de las intercuenas y laderas perfiladas, que durante los eventos de precipitación drenan directamente sobre la vía. Este diseño se realiza utilizando el método racional, incluyendo la estimación de los parámetros a través de los SIG como innovación en el proceso.

En primera instancia se llevó a cabo una caracterización geomorfológica de cada una de las cuencas, lo cual consistió en determinar una serie de características y parámetros morfométricos haciendo uso de la información recolectada y utilizando las herramientas de los SIG.

Entre los parámetros de diseño cabe resaltar el tiempo de concentración que fue sido estimado mediante fórmulas diferentes encontradas en la literatura técnica. Se consideró una gran cantidad de expresiones mate-

máticas debido a la importancia de dicha variable para realizar la modelación hidrológica de las cuencas, y además pretendiendo disminuir la incertidumbre en su estimación, para finalmente tomar el valor promedio de los datos de menor dispersión.

El diseño hidráulico se realizó teniendo en cuenta las recomendaciones que se siguen a nivel departamental y nacional, pero dando prioridad a la seguridad en las obras hidráulicas. En este estudio no se incluyeron los diseños de las obras complementarias a las obras hidráulicas, pero su importancia reveló que debían ser incluidas en el caso de obras viales: es el caso de las obras de bioingeniería que acompañan a algunos cauces y estructuras de descole.

Para el caso de la región centro-sur del departamento de Caldas se hizo necesario realizar un levantamiento detallado de las obras hidráulicas existentes, de tal forma que fue posible determinar su estado y su futuro uso, ya sea limpieza, reutilización, reparación, demolición parcial o total.

3.1. Localización general

El ejemplo seleccionado para el estudio de la región centro-sur del departamento de Caldas, es el tramo comprendido entre el sitio conocido como Tres Puertas y el Alto El Paisa. En las imágenes contenidas de la Figura 3.1 a la Figura 3.5 se muestran en planta el tramo seleccionado; se trata de una rehabilitación de un tramo existente, en donde se propone como nuevo diseño vial una doble calzada.

Se dispuso igualmente de los perfiles de la vía, los cuales también eran parte del insumo para el diseño hidráulico de las corrientes de agua que cruzan la vía, pero no se muestran en este libro ya que hacen parte de los diseños finales y conservan todavía un carácter provisional.

Figura 3.1. Diseño en planta del tramo vial Tres Puertas - Alto El Paisa, km 0+000 a km 1+000

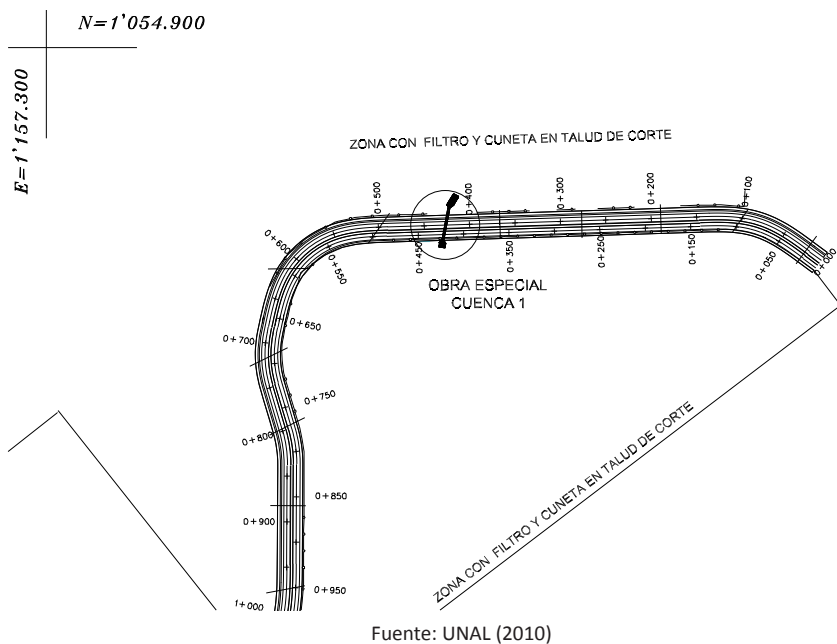


Figura 3.2. Diseño en planta del tramo vial Tres Puertas - Alto El Paisa, km 1+000 a km 2+100

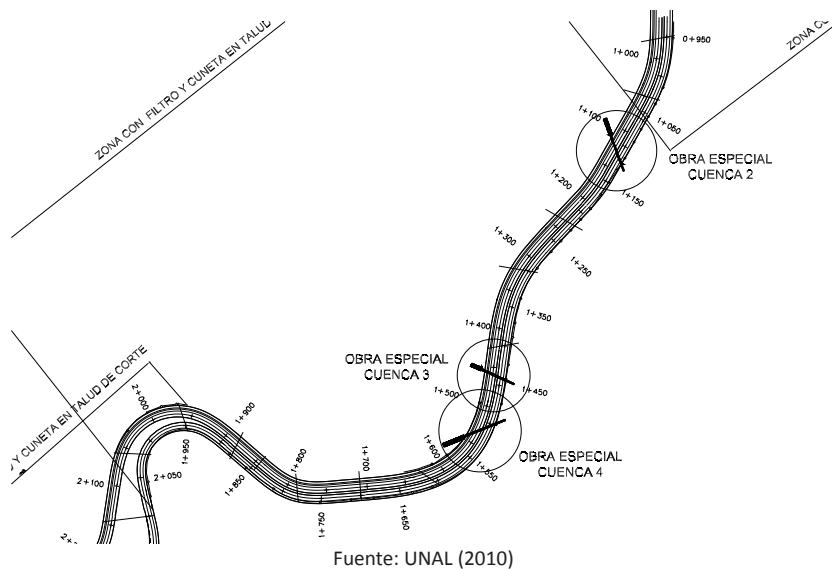
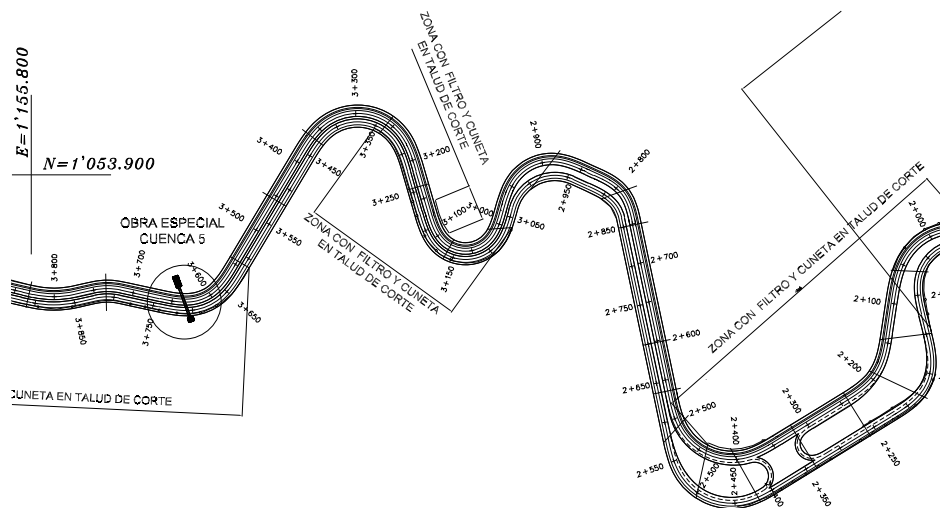
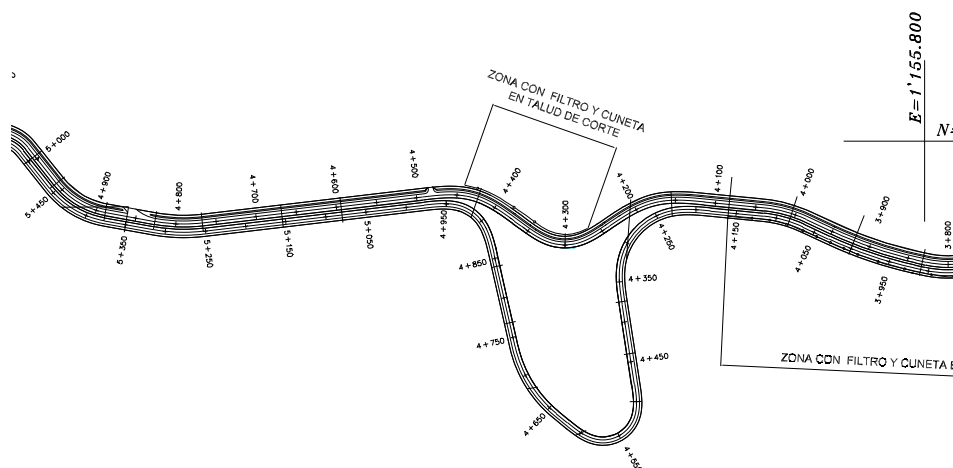


Figura 3.3. Diseño en planta del tramo vial Tres Puertas - Alto El Paisa, km 2+100 a km 3+800



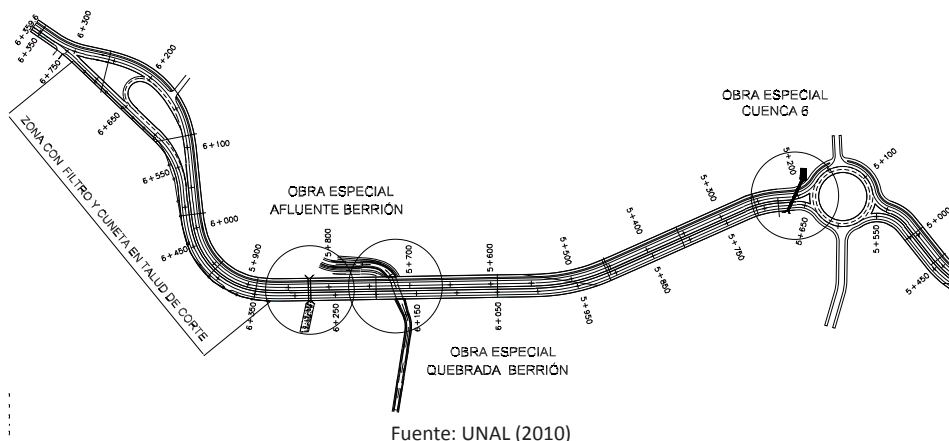
Fuente: UNAL (2010)

Figura 3.4. Diseño en planta del tramo vial Tres Puertas - Alto El Paisa, km 3+800 a km 5+100



Fuente: UNAL (2010)

Figura 3.5. Diseño en planta del tramo vial Tres Puertas - Alto El Paisa, km 5+100 a km 6+358



3.2. Criterios de diseño

En cuanto a los criterios hidrológicos e hidráulicos para el proyecto vial seleccionado se siguieron las recomendaciones dadas en el marco teórico de este manual.

La definición de los períodos de retorno se hizo con base en la experiencia del grupo investigador, las especificaciones enmarcadas en los manuales del Instituto nacional de vías (INVIAS, 2009) y el libro de Bravo (1976), y partiendo de los objetivos del proyecto, de las características de la zona, el nivel de riesgo que es aconsejable asumir y la utilidad de los resultados. Por tanto, se decidió emplear períodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 200 años, para los cuales se estimaron los caudales máximos, así como las zonas de inundación asociadas a cada uno de estos períodos de retorno.

3.3. Recopilación y análisis de la información

A fin de recopilar información necesaria para el proyecto se recurrió a entidades como la CHEC, el IDEAM, CENICAFÉ, la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales y el IDEA, quienes poseían una base de da-

tos amplia en información hidrometeorológica, con registros de 10 o más años. Adicionalmente, un total de 22 estaciones fueron adquiridas para el desarrollo de los estudios hidráulicos e hidrológicos del proyecto, 19 pluviométricas y 3 hidrométricas, todas ellas provenientes de las tres fuentes que tienen información hidrometeorológica en la zona de estudio.

La información anterior fue validada con la información disponible en el IDEA de la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales, cuyas estaciones no se han incluido en el proyecto por tratarse de series temporales cortas.

En la Tabla 3.1 se muestra un listado de las estaciones disponibles para el estudio hidrológico e hidráulico en la zona de estudio seleccionada.

Tabla 3.1. Estaciones hidrometeorológicas de la zona de estudio y su longitud de registro

ID	ESTACIÓN	FUENTE	X	Y	AÑOS DE REGISTRO
1	Cenicafé	Cenicafé	831505	1042689	65
2	Naranjal	Cenicafé	825953	1040858	51
3	Agronomía	Cenicafé	842615	1050039	49
4	Santágueda	Cenicafé	824131	1051925	44
5	Granja Luker	Cenicafé	822282	1051930	41
6	El Recreo	Cenicafé	825971	1048233	38
7	La Francia	Cenicafé	822259	1042711	31
8	Java	Cenicafé	838909	1046360	27
9	La Argentina	Cenicafé	822273	1048242	22
10	La selva	Cenicafé	831530	1053751	22
11	La Sierra	Cenicafé	827806	1042698	19
12	Santa Teresita	Cenicafé	829677	1051912	18
13	Los Pomos	Cenicafé	833350	1040842	16
14	Moravo	Cenicafé	818570	1046408	16
15	Sta. Teresa	Cenicafé	838934	1057422	16
16	La divisa	Cenicafé	831505	1042689	15

17	Montevideo	CHEC	834234	1044123	45
18	Esmeralda	CHEC	818584	1051939	40
19	Marmato	CHEC	840603	1051845	40
20	Alta Suiza	CHEC	844297	1050307	32
21	Chipre	CHEC	838922	1051891	29
22	Neira	CHEC	840421	1061001	29
23	Manizales	CHEC	838707	1050252	25
24	Sub. Uribe	CHEC	838868	1049871	16
25	Montenegro	CHEC	845760	1037265	33
26	Arauca	IDEAM	820447	1057466	43
27	Aeropuerto la Nubia	IDEAM	846308	1048187	37
28	Esperanza	IDEAM	859246	1046318	35
29	Las Brisas	IDEAM	859229	1037100	24
30	Papayal	IDEAM	844440	1038974	26

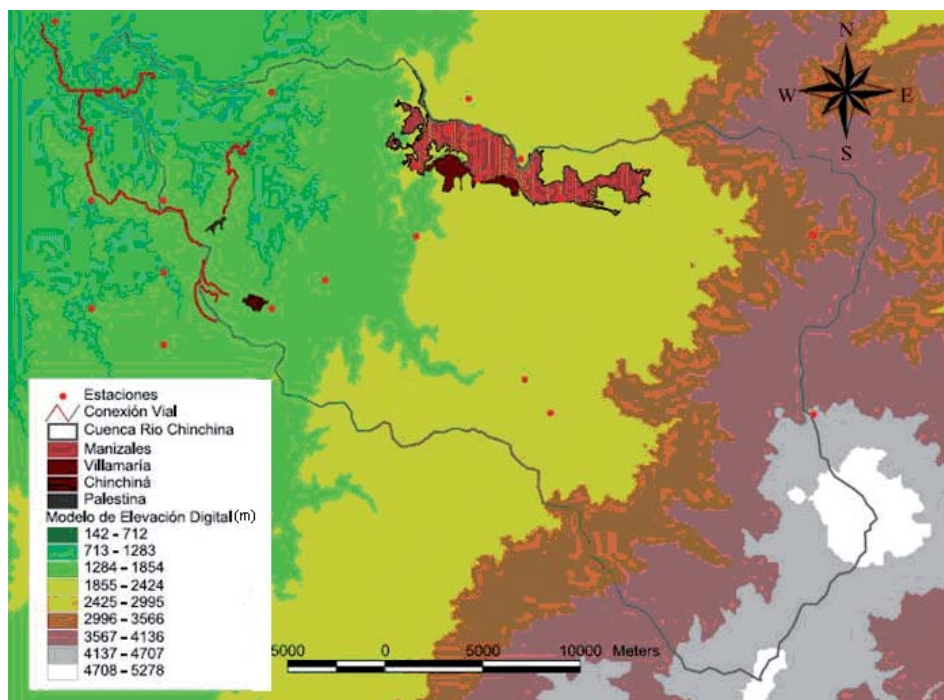
Fuente: elaboración propia

Otra de las principales fuentes de información fue CORPOCALDAS, quien contaba con diversos estudios de dominio público sobre la zona de estudio y la cuenca del río Chinchiná donde cabe resaltar por su vital importancia para el proyecto, el plan de ordenamiento y manejo ambiental de la cuenca del río Chinchiná (CORPOCALDAS, 2004) donde se encontraba información temporal hidrocimatológica y de características geomorfológicas de la zona de estudio.

3.3.1. Análisis de la información temporal

Básicamente se realizaron pruebas de homogeneidad y consistencia para garantizar un estudio coherente y robusto (Kite, 1988). Para el caso de aplicación no se realizó relleno de datos faltantes dado que se contaba con suficiente información que permitía dar confianza a los resultados obtenidos. La Figura 3.6 muestra la localización de las estaciones seleccionadas para el estudio con registros superiores a 15 años.

Figura 3.6. Mapa de localización de estaciones para la zona de estudio

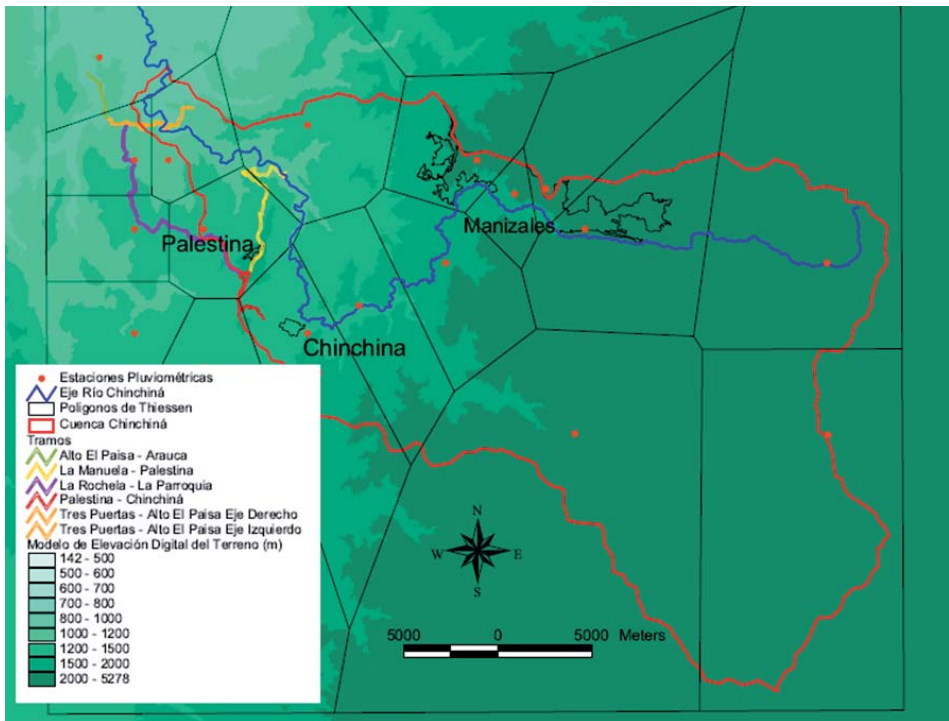


Fuente: elaboración propia

La Figura 3.7 muestra el mapa con los polígonos de Thiessen para la zona de estudio, los cuales se obtuvieron basándose en las estaciones que tenían información confiable para el período de estudio seleccionado. En este proceso se emplearon las herramientas disponibles en los SIG, que contenían aplicaciones que facilitaron la obtención de estos polígonos.

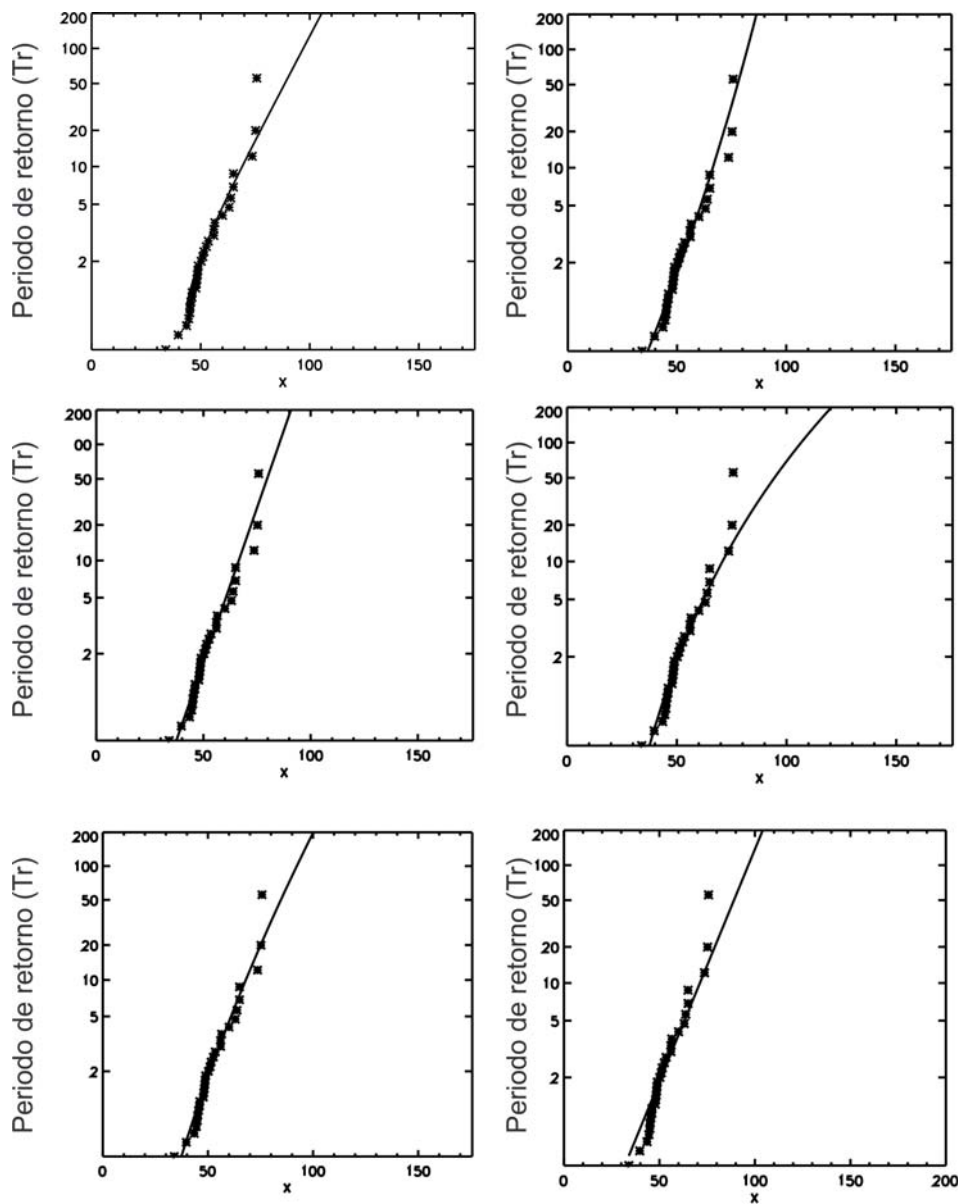
A las series de hidroclimatológicas de la zona se le hizo un análisis de frecuencias de eventos máximos a través del software AFINS. En las gráficas comprendidas entre la Figura 3.8 y la Figura 3.13 se muestran los resultados del modelo AFINS para 6 estaciones empleando las funciones de distribución de probabilidad disponibles en el programa, Este análisis se realizó a todas las estaciones para la información de lluvia diaria disponible en la zona del proyecto y se escogió la función de mejor ajuste para realizar los demás cálculos.

Figura 3.7. Mapa con los polígonos de Thiessen para la zona de estudio



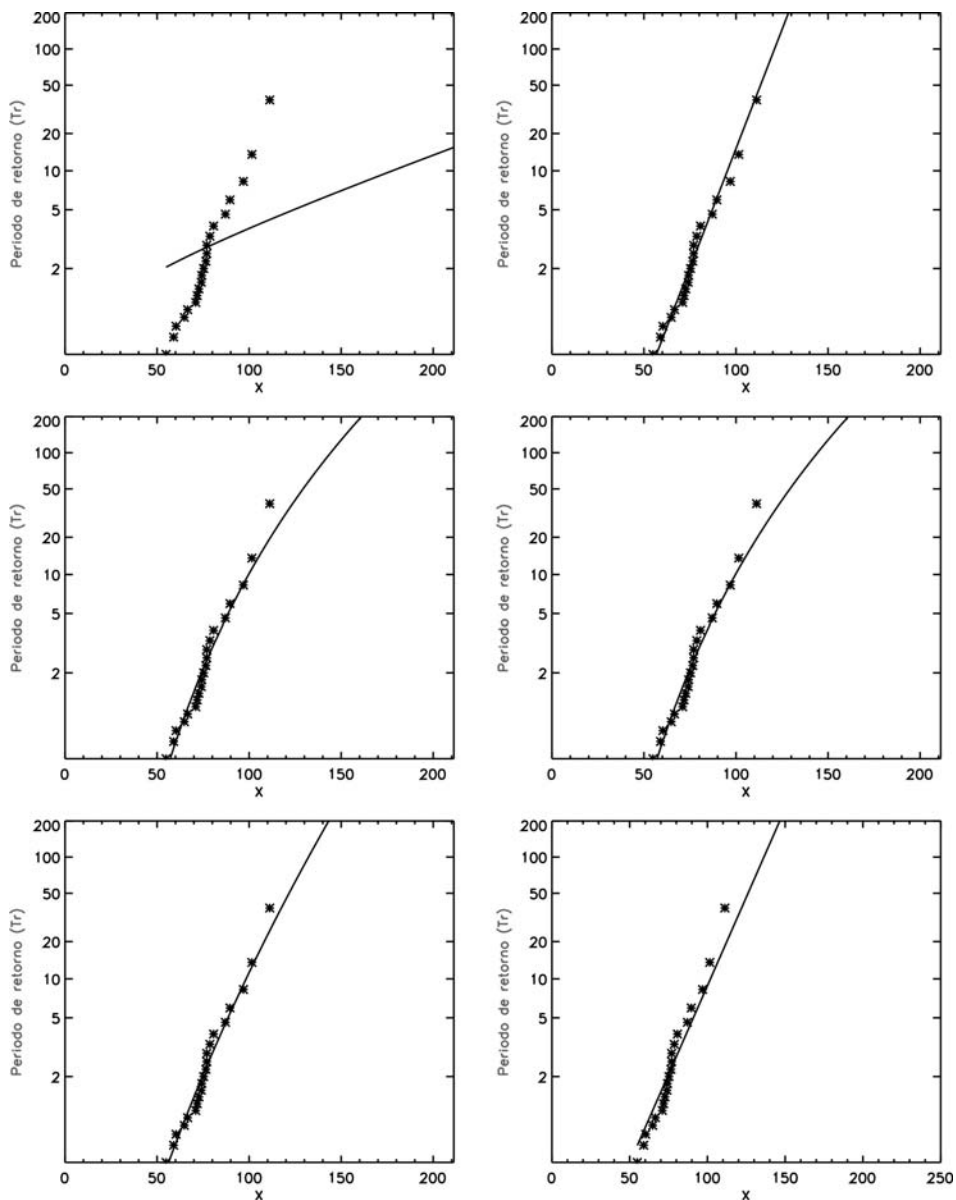
Fuente: elaboración propia

Figura 3.8. Resultados de las funciones de probabilidad en la estación Aeropuerto La Nubia (listadas en el siguiente orden: Exponencial, General Extreme Value GEV, Gumbel, Log Gumbel, SQRT-ETmax, Two Components Extreme Value TCEV)



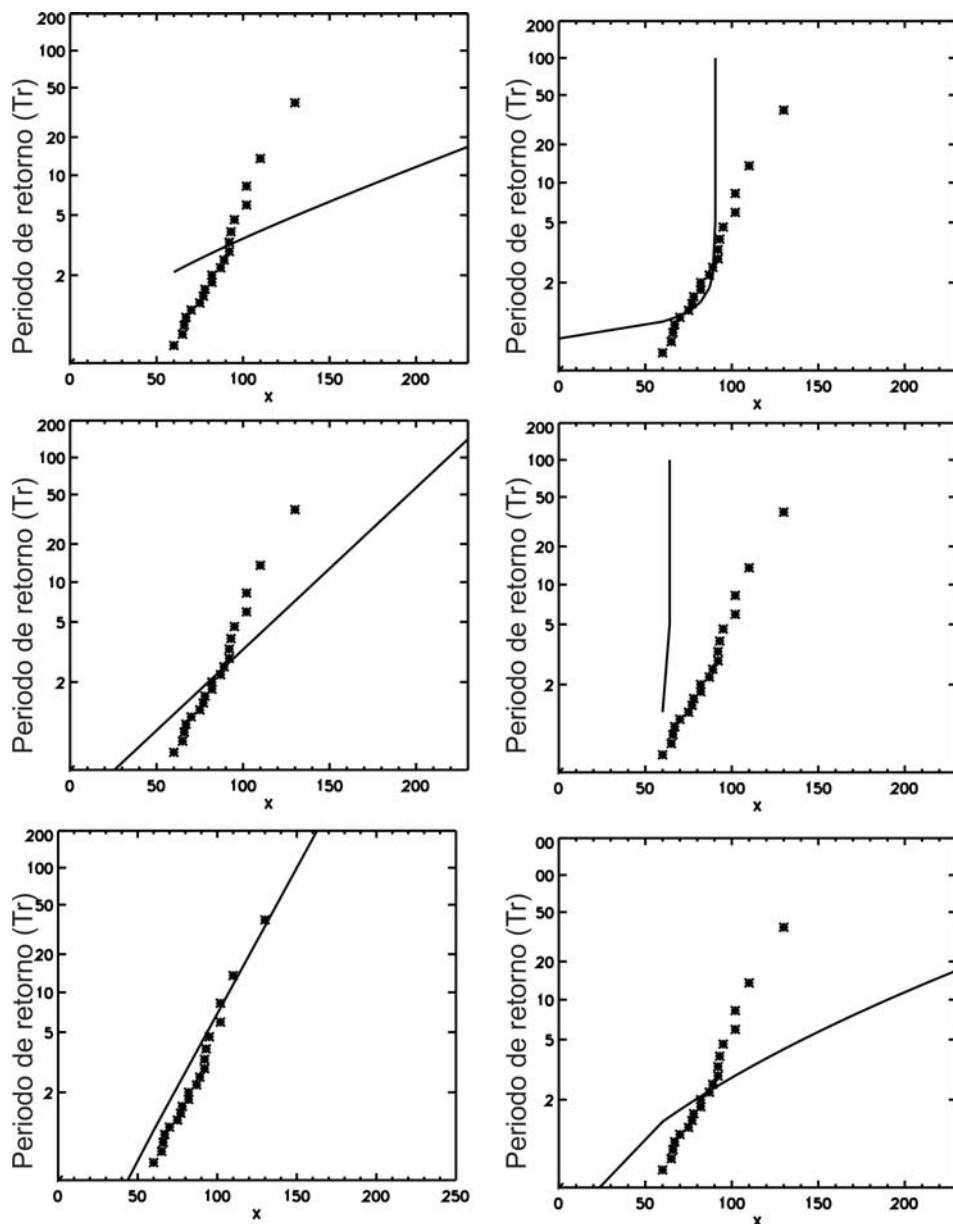
Fuente: elaboración propia

Figura 3.9. Resultados de las funciones de probabilidad en la estación Granja Luker (listadas en el siguiente orden: General Extreme Value GEV, Gumbel, Log Gumbel, Log-Normal, SQRT-ETmax, Two Components Extreme Value TCEV)



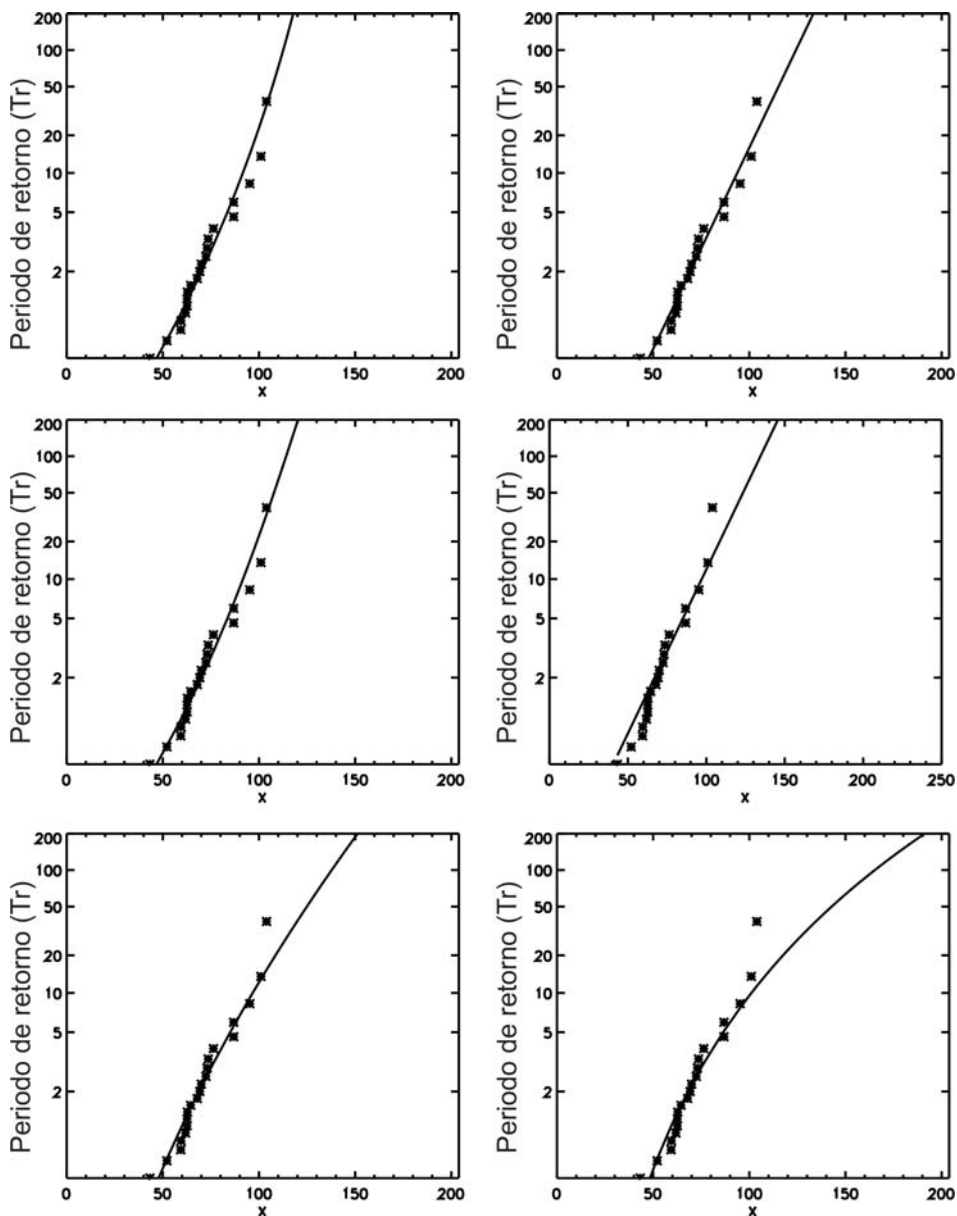
Fuente: elaboración propia

Figura 3.10. Resultados de las funciones de probabilidad en la estación La Argentina (listadas en el siguiente orden: Exponencial, General Extreme Value GEV, Gumbel, Log Gumbel, SQRT-ETmax, Two Components Extreme Value TCEV)



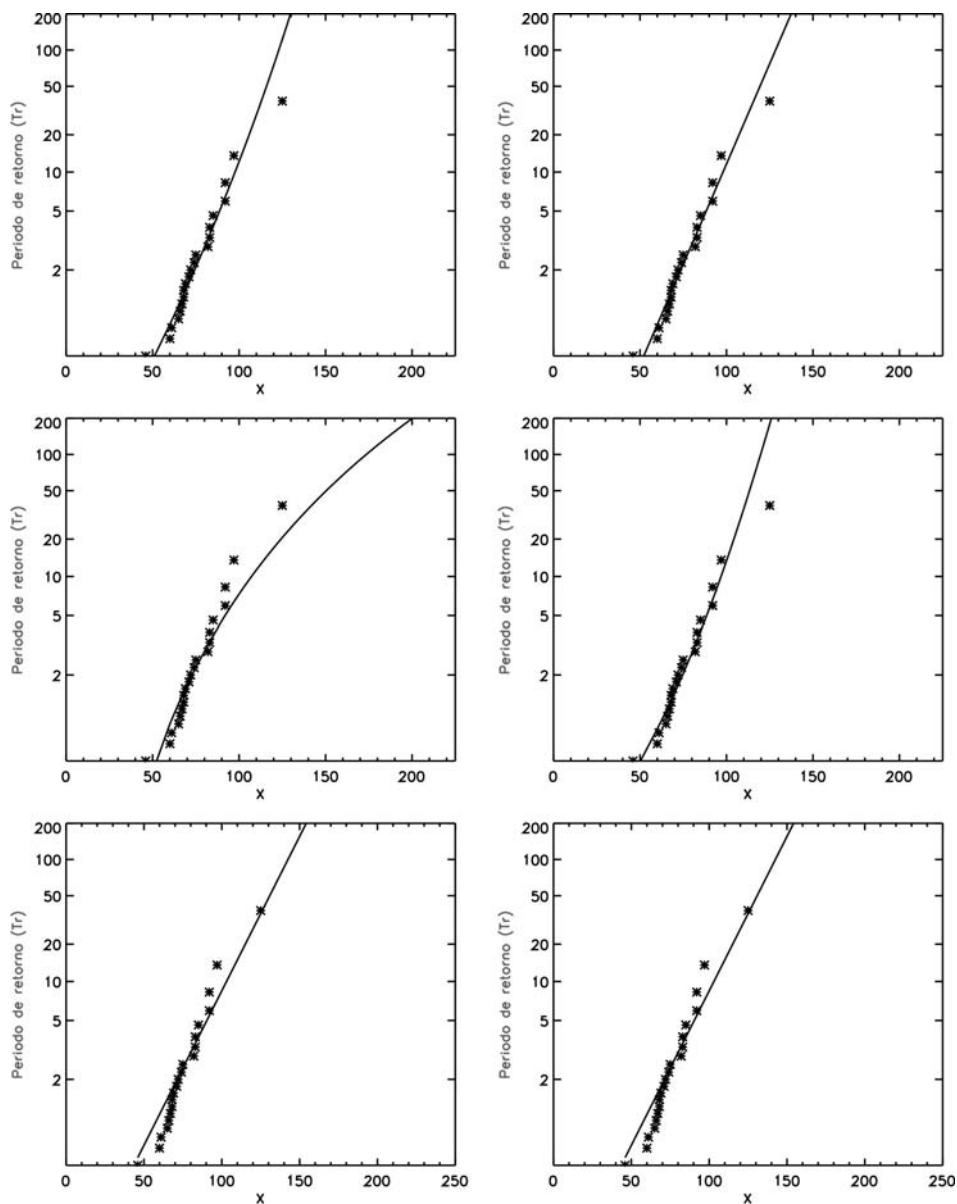
Fuente: elaboración propia

Figura 3.11. Resultados de las funciones de probabilidad en la estación Agronomía (listadas en el siguiente orden: General Extreme Value GEV, Gumbel, Log Gumbel, Log-Normal, SQRT-ETmax, Two Components Extreme Value TCEV)



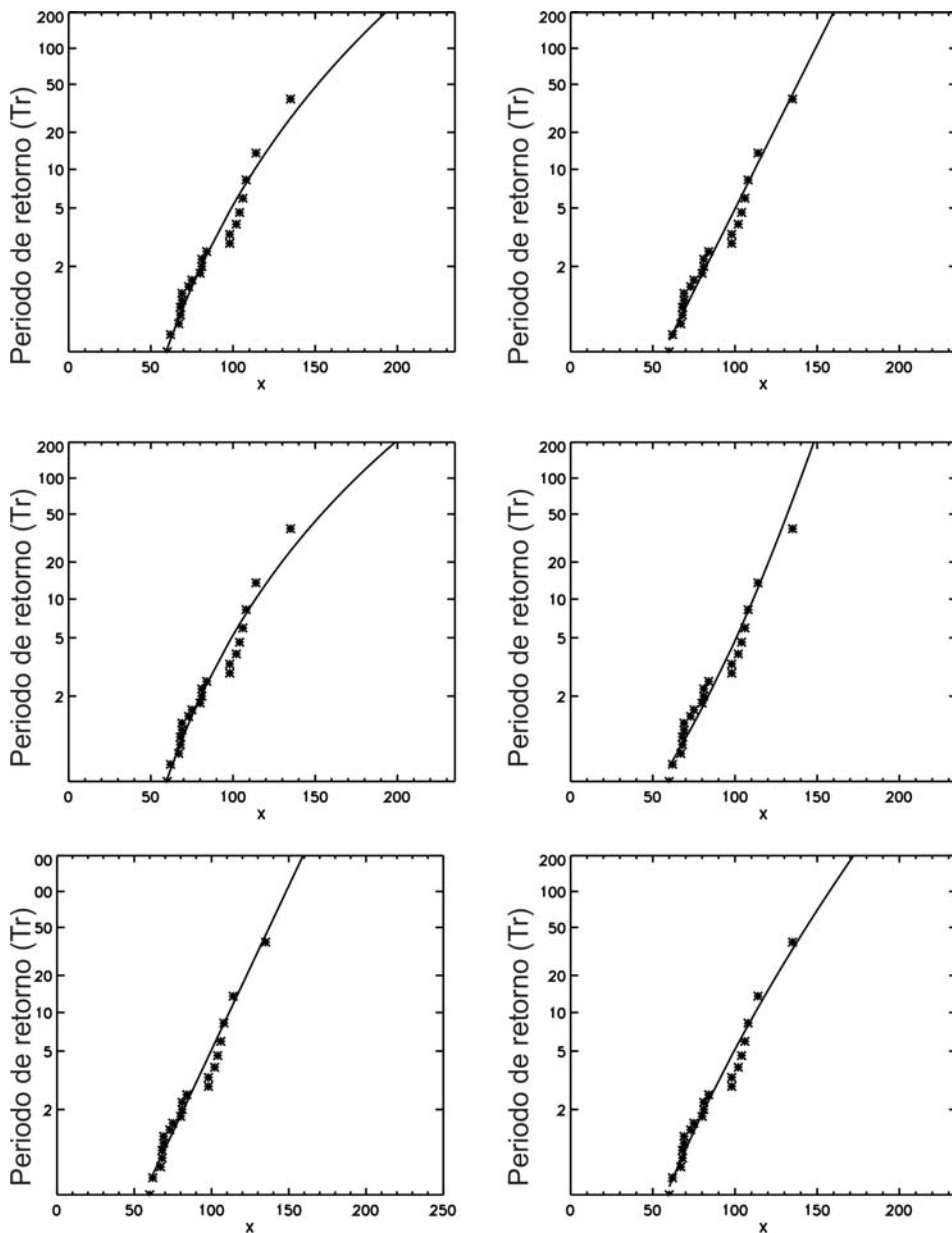
Fuente: elaboración propia

Figura 3.12. Resultados de las funciones de probabilidad en la estación Agronomía (listadas en el siguiente orden: General Extreme Value GEV, Gumbel, Log Gumbel, Log-Normal, SQRT-ETmax, Two Components Extreme Value TCEV)



Fuente: elaboración propia

Figura 3.13. Resultados de las funciones de probabilidad en la estación Agronomía (listadas en el siguiente orden: General Extreme Value GEV, Gumbel, Log Gumbel, Log-Normal, SQRT-ETmax, Two Components Extreme Value TCEV)



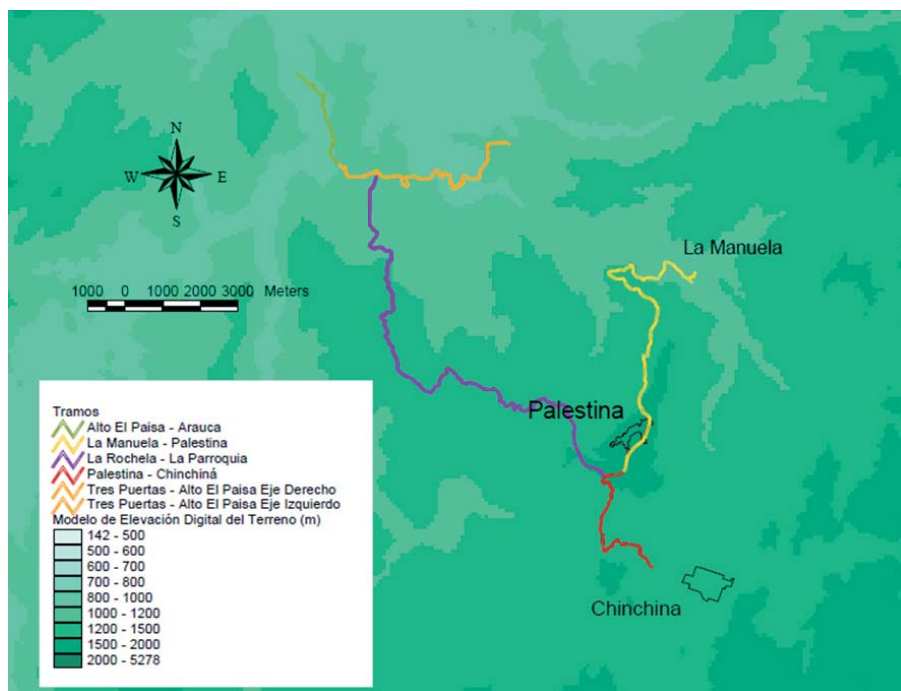
Fuente: elaboración propia

3.3.2. Análisis de información espacial

Con el MED disponible para la zona de estudio, extraído de la USGS, con una resolución de tamaño de celda de 90 m x 90 m, fue posible estimar los parámetros geomorfológicos de las principales cuencas del proyecto y estimar una serie de mapas hidrológicos que caracterizaban la zona, haciendo uso de las herramientas que contenían los SIG.

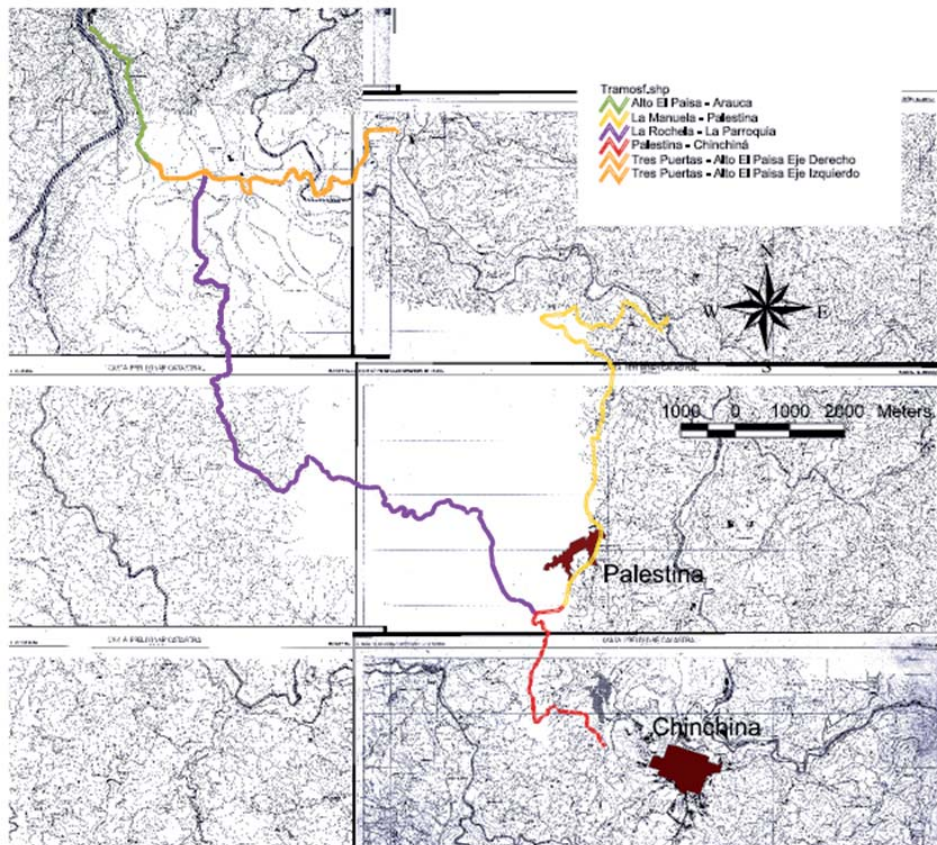
En las imágenes que se muestran entre la Figura 3.14 y la Figura 3.18 se observa el análisis realizado a la información espacial. Durante el análisis y recopilación de la información espacial se realizó un análisis de la intensidad de la lluvia de la zona de estudio, partiendo de las curva IDF que Cenicafé ha calculado en la región (Jaramillo, 2005). Igualmente, se presenta la obtención de diferentes mapas hidrológicos como el coeficiente de escorrentía, C , necesarios para la modelación hidrológica de las cuencas que cruzan los diferentes tramos viales, teniendo como mapa base los usos y las coberturas de la zona.

Figura 3.14. Mapa de modelo de elevación digital MED del terreno para la zona de estudio



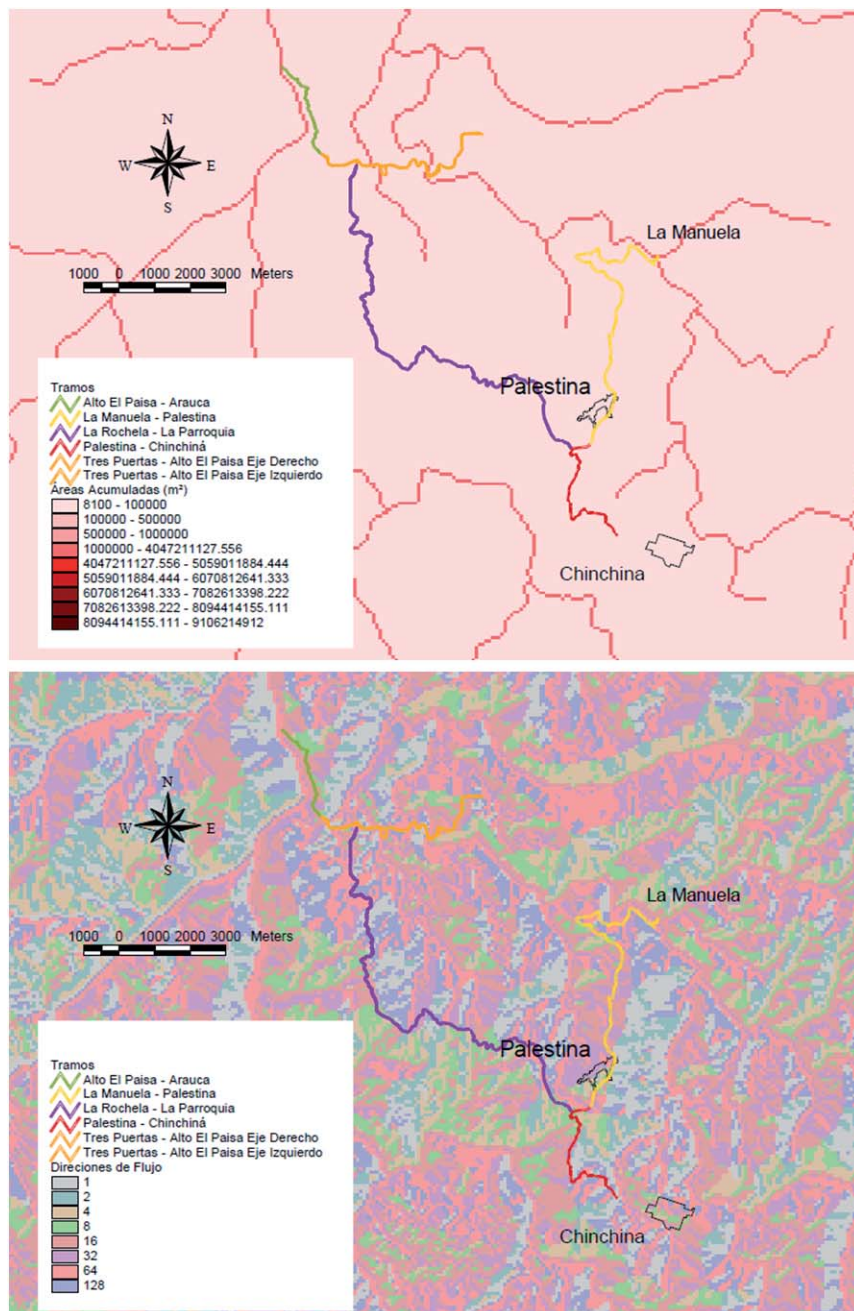
Fuente: elaboración propia

Figura 3.15. Planos topográficos escala 1: 10 000 digitalizados y georreferenciados



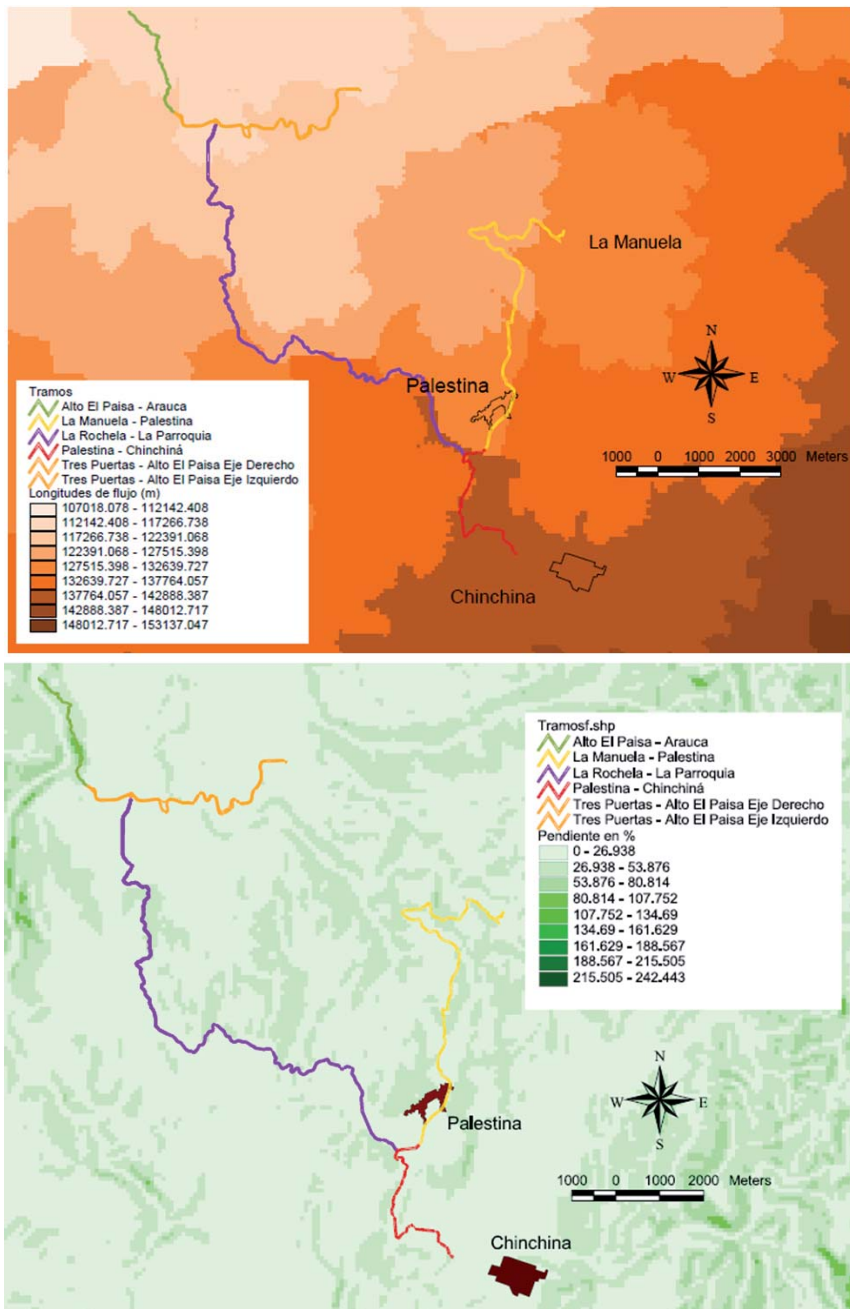
Fuente: Instituto Geográfico Agustín Codazzi -IGAC

Figura 3.16. Mapa de áreas acumuladas y de direcciones de flujo en la zona de estudio



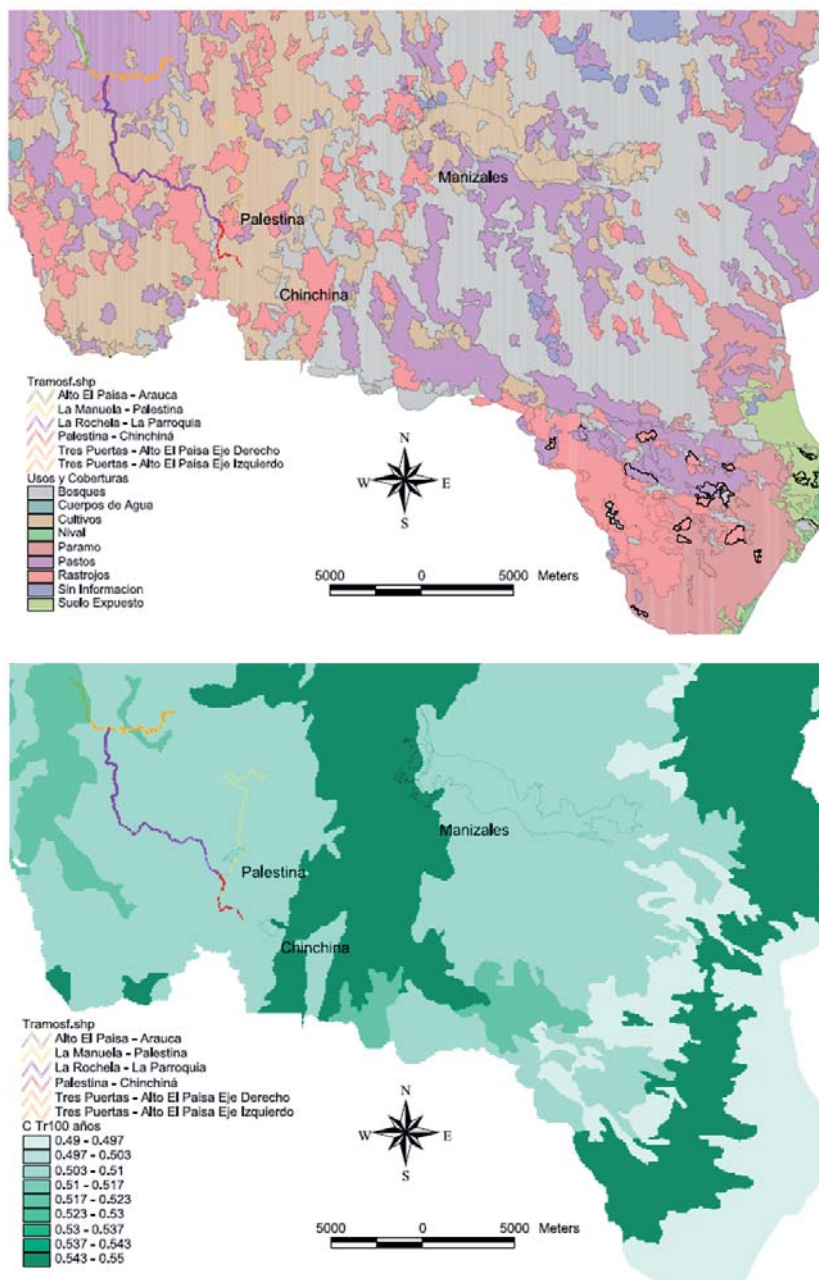
Fuente: elaboración propia

Figura 3.17. Mapa de longitudes de flujo y de pendientes para la zona de estudio



Fuente: elaboración propia

Figura 3.18. Mapa de usos suelos coberturas y de coeficiente de escorrentía C del método racional en la zona de estudio



Fuente: CORPOCALDAS y propia

3.3.3. Obtención del número de curva, NC

Una vez identificadas las variables que intervienen en cálculo del valor del número de curva para una zona de estudio, se procedió a aplicar la metodología propuesta por Montserrat (1995) para la generación automática del número de curva mediante SIG para obtener un mapa espacialmente variable para toda la zona de estudio. El método consiste en reclasificar los mapas de pendientes, geología, tipos usos y coberturas del suelo, valiéndose de las propiedades de los números primos; que al asignar uno de estos valores a cada variable que interviene en el problema este será un valor único. La Tabla 3.2 muestra los valores reasignados a cada mapa.

Tabla 3.2. Números primos asignados a las diversas clases de pendientes, tipos de suelo y uso de suelo

CARACTERÍSTICA	NÚMERO PRIMO
Pendiente < 3%	1
Pendiente >=3%	2
Litología A	3
Litología B	5
Litología C	7
Litología D	11
Rastrojo R/N	13
Cultivos en hilera R/N	17
Cereales de invierno R/N	19
Rotación de cultivos pobres R/N	23
Rotación de cultivos densos R/N	29
Pradera pobre	31
Pradera media	41
Pradera muy buena	43
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal pobre	47
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal media	53
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal buena	59
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) muy clara	61

Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) clara	67
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) media	71
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) espesa	73
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) muy espesa	79
Rocas permeables	83
Rocas impermeables	89

Fuente: elaboración propia

Al multiplicar cada una de las combinaciones posibles de tipo de suelo, pendiente y uso se construyó una nueva tabla para el cálculo del número de curva con las mismas variables de la original propuesta por Témez (1978, 1991) pero con valores de números primos que permitían una posterior reclasificación de un mapa ráster de número de curva para el departamento de Caldas.

El mapa de pendientes fue calculado a partir del MED, separando las zonas de pendientes menores o iguales al 3% y las mayores a este umbral asignando a cada una su respectivo número primo.

En el mapa de tipo usos y coberturas de Caldas se identificó cada unidad buscando una homogenización de criterios con los usos propuestos por Témez (1978) en su trabajo para suelos de España; a cada uso se le asigna su respectivo valor en número primo y se obtiene el mapa de usos y coberturas que emplea esta metodología. En la Tabla 3.3 se aprecian los valores resultantes del producto de números primos.

Las diferentes unidades de suelo fueron clasificadas dentro de un grupo litológico del SCS, creando un nuevo mapa con esta variable. El número de curva para la zona de estudio con números primos se calculo al multiplicar los mapas de pendiente, usos y coberturas, grupos del suelo de la SCS mediante las herramientas del SIG.

3.3.4. Coeficiente de escorrentía

El cálculo de los coeficientes de escorrentía de forma distribuida en el espacio es una característica innovadora que es posible gracias a los SIG cuando se dispone de información para la zona de estudio, como es el caso del tramo Tres Puertas – Alto El Paisa.

Al mapa de usos de suelos y coberturas de la zona de estudio se le identifican los diferentes tipos de suelo, y a cada unidad se le asigna un valor de C para pendiente inferiores al 5% y otro para pendientes mayores del 5% para períodos de retorno de 25, 50, 100 años y se generan mapas del coeficiente de escorrentía C para los períodos de retorno mencionados.

Con la finalidad de unificar los mapas de C en uno solo que contemplará la clasificación de las pendientes se reclasifica el mapa de pendientes en dos mapas con $S < 5\%$ y $S > 5\%$ donde el primero identifica con un valor de 1 las zonas de $S < 5\%$ y 0 las $S > 5\%$ y el segundo se reclasifica en forma inversa.

Se multiplican los diferentes mapas de C por los mapas de pendientes respectivos y luego se suman los dos correspondientes a un mismo Tr arrojando como resultado un mapa de coeficientes de escorrentía del suelo para ser utilizado en el método racional para toda la zona de estudio, con períodos de retorno Tr de 25, 50 y 100 años. En Figura 3.19 se muestra el mapa de C para un Tr de 25 años.

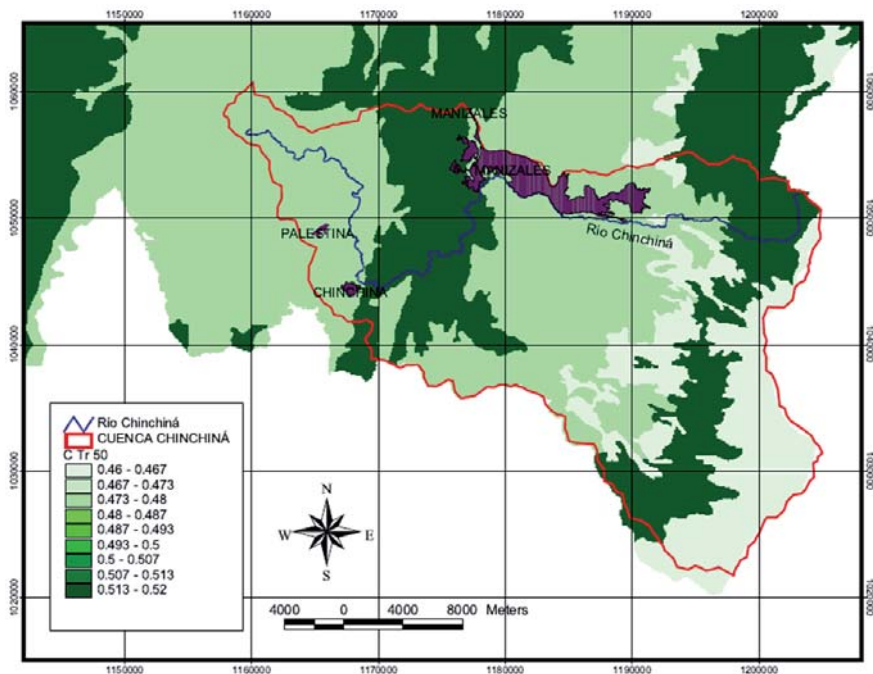
A continuación se presentan las principales características morfométricas y fisiográficas de la cuenca del río Chinchiná. En la Figura 3.14 se presenta el MED para la zona de la cuenca del río Chinchiná que incluye toda la zona de estudio.

Tabla 3.3. Valores resultantes del producto de números primos

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE	A	B	C	D
Barbecho R	≥ 3	78	130	182	286
Barbecho R	< 3	39	65	91	143
Cultivos en hilera R	≥ 3	102	170	238	374
Cultivos en hilera R	< 3	51	85	119	187
Cereales de invierno R	≥ 3	114	190	266	418
Cereales de invierno R	< 3	57	95	133	209
Rotación de cultivos pobres R	≥ 3	138	230	322	506
Rotación de cultivos pobres R	< 3	69	115	161	253
Rotación de cultivos densos R	≥ 3	174	290	406	638
Rotación de cultivos densos R	< 3	87	145	203	319
Pradera pobre	≥ 3	186	310	434	682
Pradera media	≥ 3	222	370	518	814
Pradera buena	≥ 3	246	410	574	902
Pradera muy buena	≥ 3	258	430	602	946
Pradera pobre	< 3	93	155	217	341
Pradera media	< 3	111	185	259	407
Pradera buena	< 3	123	205	287	451
Pradera muy buena	< 3	129	215	301	473
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal pobre	≥ 3	282	470	658	1034
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal media	≥ 3	318	530	742	1166
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal buena	≥ 3	354	390	826	1298
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal pobre	< 3	141	235	329	517
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal media	< 3	159	265	371	583
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal buena	< 3	177	295	413	649
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) muy clara	≥ 3	366	610	854	1342
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) clara	≥ 3	402	670	938	1474
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) media	≥ 3	426	710	994	1562
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) espesa	≥ 3	438	730	1022	1606
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) muy espesa	≥ 3	474	790	1106	1738
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) muy clara	< 3	138	305	427	671
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) clara	< 3	201	335	469	737
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) media	< 3	213	335	497	781
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) espesa	< 3	219	365	497	803
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) muy espesa	< 3	237	395	553	869
Rocas permeables	≥ 3	498	830	1162	1826
Rocas permeables	< 3	249	415	581	913
Rocas impermeables	≥ 3	534	890	1246	1958
Rocas impermeables	< 3	267	445	623	979

Fuente: elaboración propia adaptado de Montserrat (1995)

Figura 3.19. Mapa de coeficiente de escorrentía C del método racional para la zona de estudio, $T_r = 25$ años



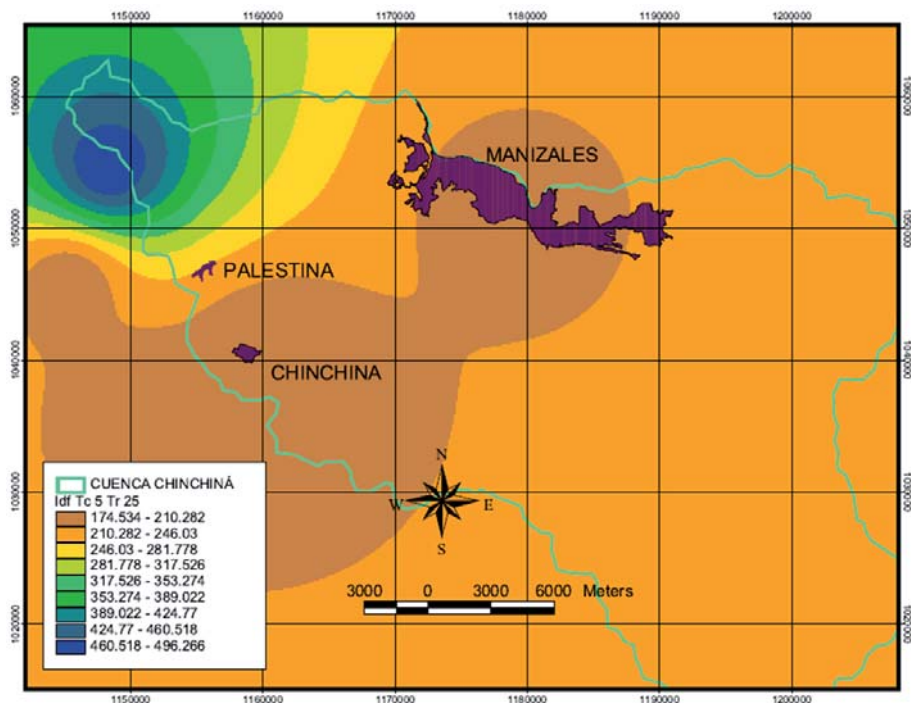
Fuente: elaboración propia

3.3.5. Intensidad de la lluvia máxima

La intensidad de la lluvia máxima se puede calcular con base en las cinco curvas IDF de estaciones ubicadas en la zona de estudio propiedad de Cenicafé (Jaramillo, 2005). Se supone que la duración de los aguaceros máximos es equivalente al tiempo de concentración de la cuenca, con un valor mínimo de 5 minutos, siendo además función del período de retorno.

A nivel local, CENICAFÉ y la Federación nacional de cafeteros gestionan un conjunto de estaciones pluviométricas ubicadas en la zona. Específicamente, para este estudio se utilizó la expresión que define la intensidad en la estación Santana. Dicha estación fue escogida para evaluar la intensidad en el presente tramo, aún cuando existía otra estación – Santágueda - ubicada un poco más cerca de la zona de influencia, pues los datos de intensidad que de la primera se desprendieron, comparados con los de

Figura 3.20. Mapa de interpolación de las estaciones con curvas IDF en la zona de estudio



Fuente: elaboración propia

esta última, resultaron mucho más coherentes para lo esperado según la climatología de la zona.

La curva IDF para dicha estación está descrita por la siguiente expresión:

$$\text{Ec. 3.1} \quad i = \frac{987 \cdot Tr^{0.166}}{(15 + d)^{0.742}}$$

Donde i es la intensidad de la lluvia, en mm/h, d es la duración del aguacero, en mm, y Tr es el período de retorno en años.

En la Figura 3.20 se muestra a modo de ejemplo el mapa de interpolación de las estaciones con curvas IDF en la zona de estudio para un período de retorno de 25 años y lluvias de duración de 5 minutos. Allí se aprecia que la zona de Chinchiná y Manizales presentan aguaceros más intensos que los registrados en Palestina.

3.4. Estudio hidrológico de una cuenca mayor: caso de estudio río Chinchiná

Para el estudio de crecientes existen múltiples metodologías, desde métodos empíricos hasta modelación avanzada, pero la más utilizada a nivel mundial se basa normalmente en hidrogramas unitarios, HU. Estos hidrogramas se obtienen de los registros históricos de caudales y de lluvia, pero en el caso de que la información sea escasa se deben utilizar hidrogramas unitarios sintéticos que emplean las características geomorfológicas de la cuenca y las principales características de las lluvias. De esta forma, es posible mediante la simulación hidrológica, modelar el comportamiento natural del agua en cuencas naturales.

El estudio hidrológico se debe realizar utilizando diversas metodologías a partir de información espacial y temporal disponible, con fines de reducción de la incertidumbre. Para analizar el comportamiento del río en términos hidráulicos son necesarios los caudales máximos que pueden circular por el río en la parte baja, por lo que el estudio hidrológico se preocupa básicamente por la estimación más confiable posible de la ocurrencia de crecientes de diferentes magnitudes asociadas a determinados periodos de retorno. Una vez estimada una lluvia de diseño se aplican modelos lluvia-escorrentía para determinar los respectivos caudales de diseño. A continuación se describe el proceso llevado a cabo para tal fin.

3.4.1. Caracterización morfométrica y fisiográfica

Dada la relevancia que tiene la topografía y las geoformas de la zona de estudio en el comportamiento del agua en la cuenca, se realizó la caracterización de la cuenca de estudio. En la Tabla 3.4 se presentan los valores de dichas características, para la cuenca del caso de estudio sobre el río Chinchiná, los cuales fueron estimados a partir del MED.

Los resultados obtenidos para el caso de estudio sobre la cuenca del río Chinchiná tras aplicar cada una de las fórmulas descritas, para tiempos de concentración en minutos y horas se presentan en la Tabla 3.5.

Tabla 3.4. Características morfométricas y fisiográficas del área de estudio

PRINCIPALES PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS Y FISIAGRÁFICOS	Cuenca Río Chinchiná hasta Puente Santágueda
Área [km ²]	666,922
Longitud del cauce [km]	87,570
Pendiente media cauce (m/m)	0,100
Altura media cauce (m)	2129,246
Perímetro (km)	141,850
Pendiente media de la cuenca (m/m)	0,292
Nacimiento - altura (m)	5273,000
Salida - altura (m)	941,000
Pendiente máxima de la cuenca (%)	0,002
Pendiente mínima de la cuenca (%)	164,020
Coefficiente de compacidad (Kc)	1,549
Factor de Forma (Kf)	0,087

Fuente: elaboración propia

Los resultados de la estimación del tiempo de concentración son muy diferentes entre sí puesto que cada autor estima su ecuación para una cuencas con características muy particulares, por lo que debe tenerse mucho cuidado para la selección del valor más adecuado del tiempo de concentración. Normalmente se considera el valor medio eliminando los valores extremos. En la Figura 3.21 se presenta el mapa de orden de corriente según Strahler.

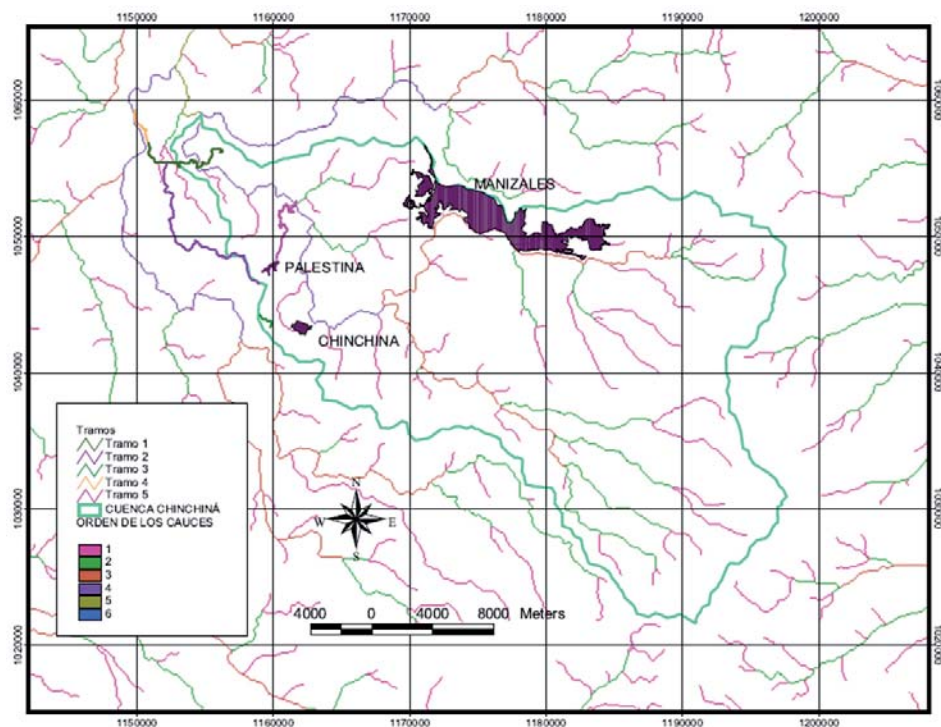
Tabla 3.5. Tiempos de concentración para la cuenca del río Chinchiná hasta el cruce con el puente Santágueda, tramo Tres Puertas-Alto El Paisa

Tc (MÉTODO)	Tc (min)	Tc (horas)
KERBY- HATHEWAY (1959) (min)	179,25	2,99
JOHNSTONE-CROSS (1949) (min)	98,35	1,64
KIRPICH (1990) (horas)	307,25	5,12
MORGALI Y LINSLEY (1965) (min)	27,40	0,46
CALIFORNIA (1942) (min)	752,57	12,54
HATHAWAY (min)	173,57	2,89
ECUACIONES DE RETARDO S.C.S (1973) (min)	1621,93	27,03
FEDERAL AVIATION AGENCY (1970) (min)	182,08	3,03
PILGRIM (min)	539,72	9,00

RACIONAL GENERALIZADO (min)	513,83	8,56
TÉMEZ (horas)	842,06	14,03
CLARK (horas)	1907,73	31,80
PASSINI (I) (horas)	814,06	13,57
PASSINI (II) (horas)	301,50	5,03
CALIFORNIA CULVERT PRACTICE (1942) (min)	752,57	12,54
GEORGE RIVERO (min)	1344,81	22,41
FLA PARA DISEÑO DE AEROPUERTOS (min)	264,50	4,41
FLA CALIFORNIANA U.S.B.R. (horas)	306,32	5,11
GIANDOTTI (horas)	192,55	3,21
VENTURA-HERAS (horas)	601,05	10,02
FLA CALIFORNIA (1946)(min)	671,47	11,19

Fuente: elaboración propia

Figura 3.21. Orden de corriente de Horton y Strahler en la cuenca del río Chinchiná



Fuente: elaboración propia

3.4.2. Caracterización geomorfológica

La situación geográfica para el caso de estudio río Chinchiná, en su parte baja, su topografía y su geomorfología, se caracterizan por ser las típicas de un cono aluvial, el cual se presenta cuando una corriente deja atrás el cañón en forma de “V” de la zona montañosa para encontrar un amplio valle. Este cambio geomorfológico implica un cambio del régimen del flujo el cual pasa de ser un régimen turbulento a ser un régimen lento. En la parte alta de la cuenca el flujo en régimen turbulento se traslada hacia aguas abajo desde la zona más pendiente y cuando encuentra el valle más amplio se produce una disminución de la velocidad de la corriente y una sobre elevación del flujo, desbordando el cauce y ocasionando la inundación de las zonas aledañas al mismo, ya que resulta difícil evacuar las aguas por la baja pendiente del terreno.

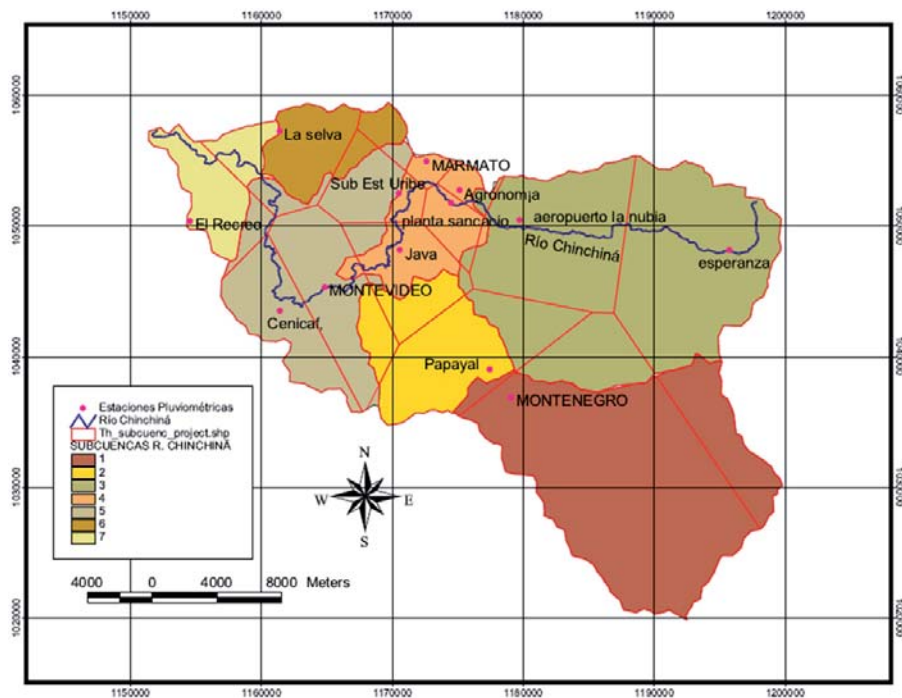
3.4.3. Cálculo de lluvia máxima diaria

Para la estimación de la lluvia máxima diaria que cae sobre la zona de estudio se recurre a la utilización de un método para convertir la información puntual, de una estación particular, en información areal. Posteriormente se hace necesario realizar una reducción temporal.

Para comenzar, se identifica el grado de influencia de cada una de las estaciones ubicadas dentro del área de estudio y/o en su zona de influencia, para lo que se emplea el método de los polígonos de Thiessen. Este método permite definir cuáles estaciones tienen influencia directa sobre el área de estudio y le asigna a cada estación un peso ponderado de acuerdo con el porcentaje de área en la cuenca. Los polígonos de Thiessen formados con todas las estaciones se muestran en la Figura 3.22.

La hipótesis básica para la obtención de caudales a partir de registros de lluvia, parte de la idea de que los caudales máximos estimados para los diferentes períodos de retorno son producidos por los aguaceros con esos mismos períodos de retorno. Con el fin de calcular los caudales máximos se toman las lluvias máximas registradas en las estaciones pluviométricas de la zona, para estimar las lluvias máximas para los períodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 200 años. A partir de la información de precipitación

Figura 3.22. Polígonos de Thiessen de las subcuencas del río Chinchiná



Fuente: elaboración propia

obtenida de las estaciones del IDEAM, CHEC y de CENICAFÉ ubicadas en la zona de estudio, se obtuvieron las precipitaciones máximas diarias anuales de cada estación.

Una vez obtenidas las lluvias máximas diarias anuales, se buscaron los ajustes teóricos a las diferentes funciones de distribución de probabilidades, lo cual se hace a través de programa AFINS disponible de forma gratuita en Internet. La idea es utilizar la información sistemática y hacer uso del programa para buscar la función de distribución de probabilidades que presente el mejor ajuste para cada serie de datos.

A partir de los resultados de las distribuciones de probabilidad para cada estación, se obtienen las precipitaciones máximas diarias anuales para los periodos de retorno definidos anteriormente, los cuales se muestran en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6. Precipitación máxima diaria anual (mm) para diferentes periodos de retorno

PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ANUAL (mm)							
ESTACIÓN	TR 2	TR 5	TR 10	TR 25	TR 50	TR 100	TR 200
Cenicafé	91,121	105,569	112,555	119,233	122,997	125,961	128,307
Agronomía	70,071	83,589	91,602	100,772	106,948	112,596	117,783
El Recreo	91,202	121,652	136,809	151,671	160,265	167,177	172,765
Java	74,299	88,697	97,650	108,342	115,850	122,964	129,731
La Selva	80,661	99,037	113,236	133,882	151,425	170,971	192,819
Planta Sancancio	66,579	84,437	94,492	105,483	112,560	118,790	124,300
Montevideo	83,304	106,860	128,053	163,517	197,976	241,050	295,026
Marmato	81,896	105,611	117,340	128,776	135,352	140,616	144,852
Sub Est. Uribe	94,172	116,996	127,883	138,168	143,897	148,365	151,867
Montenegro	51,831	69,051	79,398	91,384	99,552	107,098	114,097
Aeropuerto la Nubia	51,844	60,794	66,364	73,020	77,696	82,129	86,348
La Esperanza	39,683	49,934	56,588	64,848	70,871	76,763	82,548
Papayal	56,894	74,594	88,238	108,034	124,821	143,491	164,323

Fuente: elaboración propia

Luego de la estimación de las precipitaciones máximas diarias anuales para los diferentes periodos de retorno, se estima la precipitación media sobre la respectiva cuenca, a partir de la multiplicación de los valores de la Tabla 3.6 por los factores de área obtenidos por el método de los polígonos de Thiessen; los resultados de esta operación se observan en la Tabla 3.7.

La lluvia efectiva hace referencia al agua que efectivamente hace parte del caudal, es decir, aquella que contribuye realmente a la escorrentía, por tanto para estimar esta lluvia, no se tiene en cuenta, la interceptación, detención, y la precipitación que se evapora en la atmósfera mientras cae, los cuales usualmente se consideran despreciables cuando se trata de eventos máximos o extremos.

Cuando no se tienen valores de la lluvia que por alguno de estos motivos no va a formar parte del caudal, se recurre a tomar un valor recomendado en la literatura. Dicho valor oscila entre el 10% y el 20%, o se determina con la fórmula $I_a = 0,2S$ donde S es el factor de retención del SCS, en función del número de curva NC y se calcula como $((1000/NC)-10)$. En el presente estudio se estimaron los valores NC para la cuenca del caso de estudio del río Chinchiná y se calcularon las abstracciones iniciales me-

Tabla 3.7. Precipitación máxima diaria anual (mm) areal para diferentes periodos de retorno

ESTACIÓN	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 25	Tr 50	Tr 100	Tr 200	% Área
Cenicafé	4,55	5,27	5,62	5,96	6,14	6,29	6,41	5,00
Agronomía	0,66	0,78	0,86	0,95	1,00	1,06	1,11	0,94
El Recreo	3,88	5,17	5,81	6,44	6,81	7,10	7,34	4,25
Java	3,90	4,66	5,13	5,69	6,08	6,46	6,81	5,25
La Selva	4,77	5,86	6,70	7,92	8,96	10,12	11,41	5,92
Planta Sancancio	1,16	1,48	1,65	1,84	1,97	2,08	2,17	1,75
Montevideo	5,87	7,53	9,02	11,52	13,94	16,98	20,78	7,04
Marmato	1,44	1,86	2,07	2,27	2,39	2,48	2,55	1,76
Sub Est. Uribe	3,40	4,22	4,61	4,99	5,19	5,35	5,48	3,61
Montenegro	13,72	18,28	21,02	24,20	26,36	28,36	30,21	26,48
Aeropuerto la Nubia	5,52	6,47	7,06	7,77	8,27	8,74	9,19	10,64
La Esperanza	7,38	9,28	10,52	12,06	13,18	14,27	15,35	18,59
Papayal	4,99	6,54	7,74	9,48	10,95	12,59	14,41	8,77
PPT media sobre la cuenca	61,24	77,41	87,83	101,08	111,25	121,87	133,23	100,00

Fuente: elaboración propia

dian­te este método. Tanto las pérdidas o abstracciones iniciales (I_a) como la lluvia efectiva en los diferentes períodos de retorno se presentan en la Tabla 3.8.

Una vez obtenida la lluvia efectiva se procedió al cálculo de los caudales máximos a través de diferentes metodologías.

Tabla 3.8. Precipitación máxima diaria anual (mm), abstracciones iniciales y precipitación efectiva para diferentes periodos de retorno

PARÁMETRO	TR 2	TR 5	TR 10	TR 25	TR 50	TR 100	TR 200
PPT MAXIMA	61,24	77,41	87,83	101,08	111,25	121,87	133,23
PPT (TC) REDUCIDA	37,81	47,80	54,22	62,41	68,69	75,24	82,26
ABSTRACCIONES I_a (mm)	15,95	12,68	10,29	15,18	17,41	13,84	15,71
PPT EFECTIVA	21,86	35,12	43,93	47,22	51,28	61,41	66,55

Fuente: elaboración propia

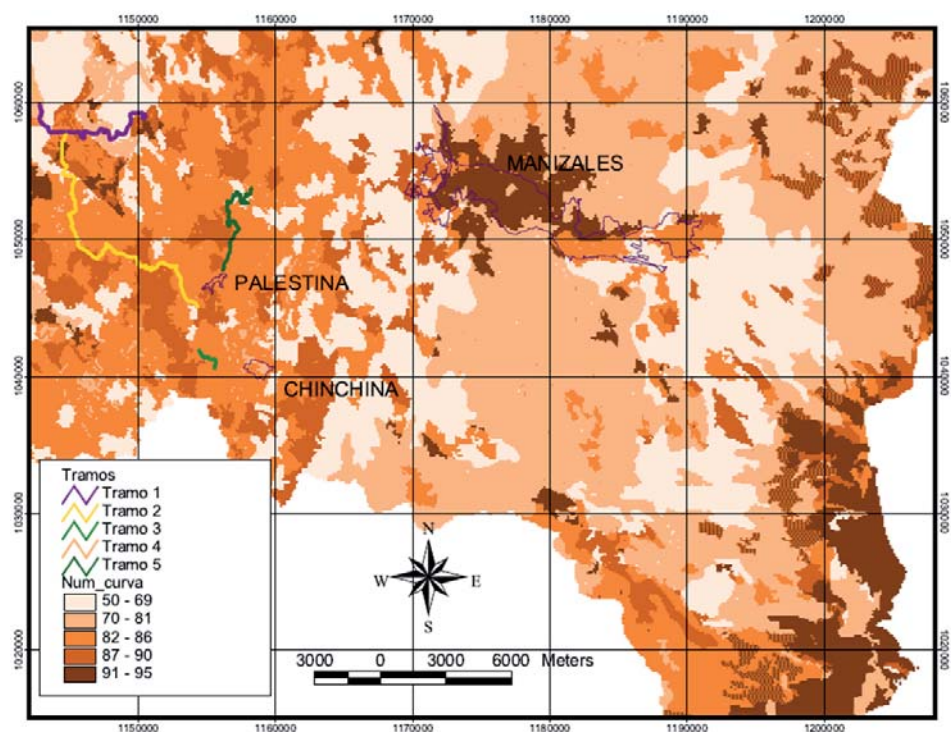
3.4.4. Cálculo del número de curva (NC)

El número de curva es uno de los parámetros requeridos para realizar modelación hidrológica de cuencas para estimar los caudales máximos por la metodología de la SCS.

El mapa real de número de curva se logra al reclasificar los valores del mapa de NC para números primos comparando las tablas calculadas con estos valores y la original presentada por Témez (1978) arrojando el resultado que muestra la Figura 3.23.

El proceso de generación de mapas de parámetros es el primer paso para la ejecución de la modelación hidrológica, por lo tanto, avances en la obtención de los parámetros permiten realizar estimativos iniciales de los caudales de diseño.

Figura 3.23. Mapa número de curva para la zona de estudio



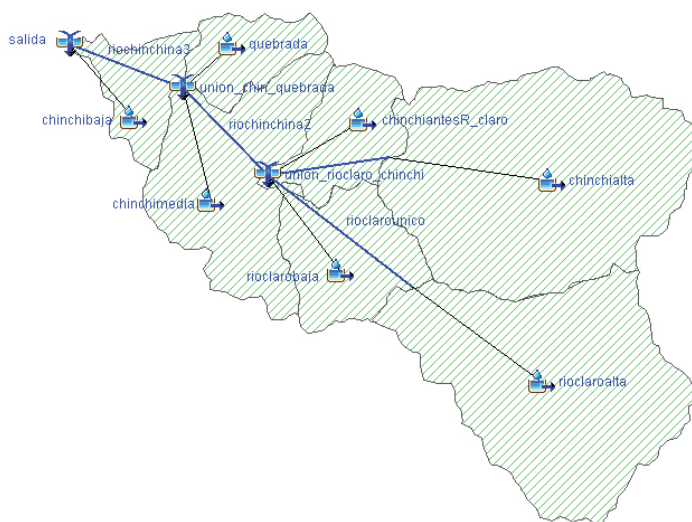
Fuente: elaboración propia

3.4.5. Modelación hidrológica de la cuenca del río Chinchiná con el Hydrologic Engineering Center's-Hydrologic Modeling System (HEC-HMS)

El HEC-HMS es un programa de modelación hidrológica agregada que calcula el hidrograma producida por una cuenca si se introducen los datos físicos de la cuenca y datos de precipitación. Este modelo permite dividir la cuenca en varias subcuencas. El programa realiza cálculos para cada subcuenca, como son la separación de lluvia neta, calcula la escorrentía directa producida por la precipitación neta y suma a la escorrentía directa la escorrentía básica y calcula el tránsito de hidrogramas; es decir, cómo evoluciona un hidrograma a medida que discurre a lo largo de un cauce (CORPOCALDAS, 2004).

Para la aplicación del cálculo de los caudales sobre el caso de estudio del río Chinchiná a la altura del puente Santágueda se conceptualizó la cuenca del río Chinchiná, dividiéndola en siete subcuencas denominada así: Cuenca 1 ó río Claro Alta, Cuenca 2 ó río Claro antes de río Chinchiná, Cuenca 3 ó Chinchiná alta, Cuenca 4 ó Chinchiná antes de río Claro, Cuenca 5 ó Chinchiná media, Cuenca 6 ó quebrada Manzanares, Cuenca 7 ó Chinchiná bajo; tal y como se ilustra en la Figura 3.24.

Figura 3.24. Conceptualización de la cuenca del río Chinchiná para modelar en HEC-HMS



Fuente: elaboración propia

3.4.6. Estimación de los parámetros para la modelación hidrológica

La modelación del proceso lluvia-escorrentía por la metodología convencional agregada para eventos se fundamenta en la obtención de caudales de crecida a la salida de una cuenca para una tormenta específica en un rango de tiempo determinado.

Este caudal se estima a partir de los datos de precipitación; considerando -como primer paso- el cálculo de la lluvia efectiva o precipitación neta (agua que se transforma en escorrentía superficial) como la resta entre la precipitación y las pérdidas por infiltración y evaporación; este paso genera un nuevo hietograma de precipitación efectiva que debe ser transformado a un hidrograma unitario (respuesta de la cuenca ante los excesos de precipitación) siguiendo diferentes metodologías; para ello usualmente se utilizan los “hidrogramas unitarios sintéticos, empíricos o conceptuales”.

La variable temporal en estos modelos se tiene en cuenta al dividir la cuenca en subcuencas y haciendo los cálculos descritos anteriormente para cada una de ellas, al final se agregan estos resultados transportándolos hasta la confluencia de salida por medio de diferentes metodologías como lo son las de Muskingum, Muskingum-Cunge, Puls modificado y Onda cinemática.

El HEC-HMS es un software gratuito, que permite la modelación agregada del proceso precipitación-escorrentía siguiendo la metodología ya mencionada; para su aplicación al estudio hidrológico del río Chichiná, se hizo necesario estimar los parámetros geomorfológicos y topográficos de las diferentes subcuencas en las cuales se conceptualizó la gran cuenca en estudio.

La cuenca de estudio del río Chichiná se estima individualmente para cada subcuenca el área contribuyente, la pendiente media de la cuenca y la longitud y pendiente del cauce principal, parámetros necesarios para el cálculo de los tiempos de concentración y tiempos de rezago por las fórmulas empíricas consignadas en Vélez y Botero (2011).

Los demás parámetros geomorfológicos necesarios para la aplicación del modelo HEC-HMS fueron estimados a partir de los mapas de geología,

usos y tipo de suelos del departamento de Caldas, reclasificando cada una de las unidades y asignando un valor de punto de marchitez permanente, capacidad de campo, saturación, porcentaje de agua disponible, conductividad hidráulica saturada, densidad aparente, conductividad hidráulica calculados con el programa Spaw Hidrology de acuerdo a la composición del perfil de cada unidad de suelo.

De cada una de estas variables se generó un mapa tipo *ráster* para toda la zona de estudio con la ayuda de los SIG; con los polígonos de las subcuencas en las que se dividió el río Chinchiná se calculó el valor medio de los parámetros geomorfológicos con los mapas anteriormente realizados.

A modo de ejemplo se presentan en las tablas comprendidas entre la Tabla 3.9 y la Tabla 3.11 la estimación de los caudales máximos. En la Tabla 3.12 se recoge el resumen de los parámetros estimados para cada una de las subcuencas en que se dividió la cuenca del río Chinchiná hasta el Puente Santágueda.

Tabla 3.9. Parámetros morfométricos calculados en las subcuencas del río Chinchiná

SUBCUENCA	ÁREA (Km ²)	LONG (Km)	PENDIENTE CAUCE (%)	PENDIENTE CUENCA (%)	TIEMPO DE REZAGO (HR)	Dif. Altura (m)
Río claro alta	183,03	20,69	14,41	33,06	2,43	3358
Río claro baja	58,59	14,58	8,78	33,56	2,26	1371
Río Chinchiná alta	211,86	24,55	9,59	32,69	3,42	2207
Río Chinchiná antes de claro	43,47	20,15	11,56	27,78	2,81	1002
Río Chinchiná media	104,02	26,49	7,65	28,65	3,72	1567
Quebrada	32,86	10,44	9,57	27,17	1,96	1103
Chinchiná baja	33,09	16,38	8,55	21,26	2,38	669

Fuente: elaboración propia.

Tabla 3.10. Parámetros geológicos utilizados por el HEC-HMS en las subcuencas río Chinchiná

SUBCUENCA	C	NC	S fact. Retención	la	SUCTION
Río claro alta	0,51	78,59	2,72	13,84	130,28
Río claro baja	0,52	76,38	3,09	15,71	213,90
Río Chinchiná alta	0,52	76,10	3,14	15,95	112,08
Río Chinchiná antes de claro	0,52	80,03	2,50	12,68	215,21
Río Chinchiná media	0,53	76,99	2,99	15,18	149,92
Quebrada	0,54	74,48	3,43	17,41	161,46
Chinchiná baja	0,51	83,15	2,03	10,29	77,35

Fuente: elaboración propia.

Tabla 3.11. Parámetros Geológicos utilizados por el HEC-HMS de las subcuencas río Chinchiná

SUBCUENCA	Humedad (%)	% Área Impermeable	K	R
Río claro alta	40,75	0,00	2,71	1,95
Río claro baja	43,64	0,00	0,83	3,02
Río Chinchiná alta	41,89	4,81	2,56	3,18
Río Chinchiná antes de claro	43,42	30,37	1,01	2,43
Río Chinchiná media	43,66	3,52	3,65	4,11
Quebrada	44,01	0,76	3,33	2,54
Chinchiná baja	41,97	0,85	6,48	3,20

Fuente: elaboración propia.

Tabla 3.12. Tiempos de concentración estimados en las subcuencas de río Chinchiná

Tc (MÉTODO)	SUBCUENCAS Tc (horas)						
	1	2	3	4	5	6	7
KERBY- HATHEWAY (1959) (min)	1,38	1,31	1,64	1,43	1,79	1,10	1,39
JOHNSTONE-CROSS (1949) (min)	0,65	0,70	0,87	0,71	1,01	0,57	0,75
KIRPICH (1942) (horas)	1,44	1,33	1,92	1,53	2,22	0,99	1,47
MORGALI Y LINSLEY (1965) (min)	0,08	0,17	0,22	0,19	0,25	0,12	0,14
CALIFORNIA (1942) (min)	1,37	1,30	1,97	2,12	2,45	0,96	3,09
HATHAWAY (min)	1,34	1,28	1,60	1,39	1,74	1,07	1,36
ECUACIONES DE RETARDO S.C.S (1973) (min)	6,14	7,38	10,54	7,25	12,00	5,52	6,25
FEDERAL AVIATION AGENCY (1970) (min)	1,29	1,27	1,60	1,37	1,80	1,05	1,36
PILGRIM (min)	5,50	3,57	5,82	3,19	4,44	2,87	2,87
RACIONAL GENERALIZADO (min)	1,45	1,34	1,95	2,03	2,33	1,02	1,60
TÉMEZ (horas)	4,33	3,65	5,33	4,43	5,90	2,79	4,01
CLARK (horas)	13,07	7,70	16,08	5,95	11,28	5,33	5,53
PASSINI (I) (horas)	4,43	3,46	6,04	3,04	5,47	2,44	3,01
PASSINI (II) (horas)	1,64	1,28	2,24	1,13	2,03	0,91	1,12
CALIFORNIA CULVERT PRACTICE (1942) (min)	1,37	1,30	1,97	2,12	2,45	0,96	3,09
GEORGE RIVERO (min)	5,30	3,73	6,28	5,16	6,78	2,67	4,19
FLA PARA DISEÑO DE AEROPUERTOS (min)	1,90	1,85	2,33	1,98	2,56	1,47	2,01
FLA CALIFORNIANA U.S.B.R. (horas)	1,43	1,33	1,91	1,53	2,21	0,99	1,46
GIANDOTTI (horas)	1,95	1,83	2,45	1,47	2,24	1,53	1,59
VENTURA-HERAS (horas)	3,47	3,22	5,62	2,11	4,93	2,22	2,49
FLA CALIFORNIA (1946)(min)	1,38	1,30	1,97	2,13	2,46	0,96	1,61
Tc (horas) medio eliminando valores extremos	1,49	1,39	1,88	1,61	2,10	1,08	1,52

uente: elaboración propia

3.4.6.1. Estimación de los caudales máximos

Una vez obtenidos los diferentes caudales para cada uno de los períodos de retorno, se procedió al cálculo de un caudal medio. En la Tabla 3.13 se muestra el resumen de los resultados obtenidos mediante varias metodologías, así como el respectivo promedio para cada subcuena.

En términos generales los valores de los caudales máximos estimados para cada período de retorno bajo diferentes metodologías difirieron entre sí, sin embargo algunos valores se aproximan a otros. Los mayores caudales son los obtenidos por el método del Hidrograma Unitario de Snyder regionalizado.

Tabla 3.13. Resumen de resultados del estudio hidrológico realizado por diferentes metodologías y para periodos de retorno de 10,25, 50, 100 y 200 años de la cuenca río Chinchiná hasta su cruce con el tramo de interés

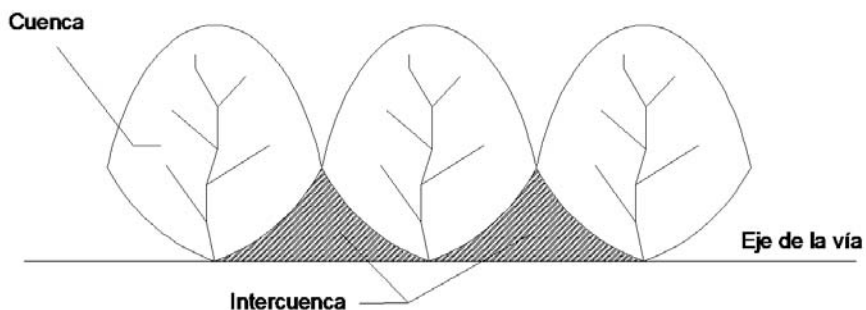
Metodología	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
	Tr=10 años	Tr=25 años	Tr=50 años	Tr=100 años	Tr=200 años
Método empírico	427,01	596,94	725,48	854,03	982,57
HU Clark HEC HMS	1181,70	1489,00	1708,80	1994,80	2273,60
HU Triangular SCS	1531,98	1646,83	1788,25	2141,41	2320,69
HU Snyder	1457,69	1566,97	1701,54	2037,57	2208,16
HU Geomorfológico	1529,30	1760,87	1959,06	2179,57	2424,89
HU Snyder regionalizado	2543,15	2733,81	2968,57	3554,82	3852,44
HU SCS - HEC HMS	1202,50	1510,30	1765,00	2034,50	2325,00
HU AvsT HEC-HMS	1316,50	1631,70	1889,10	2175,80	2487,30
Snyder HEC-HMS	1304,40	1655,30	1936,80	2239,50	2564,50
PROMEDIO	1388,25	1621,30	1826,96	2134,67	2382,13

Fuente: elaboración propia

Los caudales de diseño para los diferentes períodos de retorno se calculan como la media aritmética de los resultados obtenidos tras aplicar nueve diferentes metodologías. La idea de aplicar varias metodologías permite observar el rango de variación del proceso de cálculo de caudales, lo cual redundante en una percepción por parte del diseñador del rango de variabilidad en la estimación del caudal, con fines de tomar una mejor decisión en el caudal de diseño y por consiguiente reducir la incertidumbre asociada al proceso de estimación de caudales máximos.

3.5. Estimación de los caudales para las intercuencas y la escorrentía en las laderas

Las intercuencas son aquellas zonas que no pertenecen al área drenante de una cuenca pero que aportan caudal directamente escorrentía durante los eventos de lluvia a los corredores viales como se muestra en la Figura 3.25; de igual manera los taludes perfilados aportan agua por escurrimiento desde la parte superior o corona del talud hacia las cunetas del trazado vial.

Figura 3.25. Intercuencas que drenan directamente sobre la vía

Fuente: elaboración propia

Para la estimación de estos caudales se recurre a formulaciones empíricas que relacionan el área tributaria con la precipitación y el tipo o uso del suelo existente; el más utilizado y recomendado en la literatura específica es el Método racional, anteriormente expuesto en la estimación de los caudales. Una vez estimados todos los parámetros necesarios para el cálculo de los caudales máximos para un período de retorno dado, se procede a su estimación.

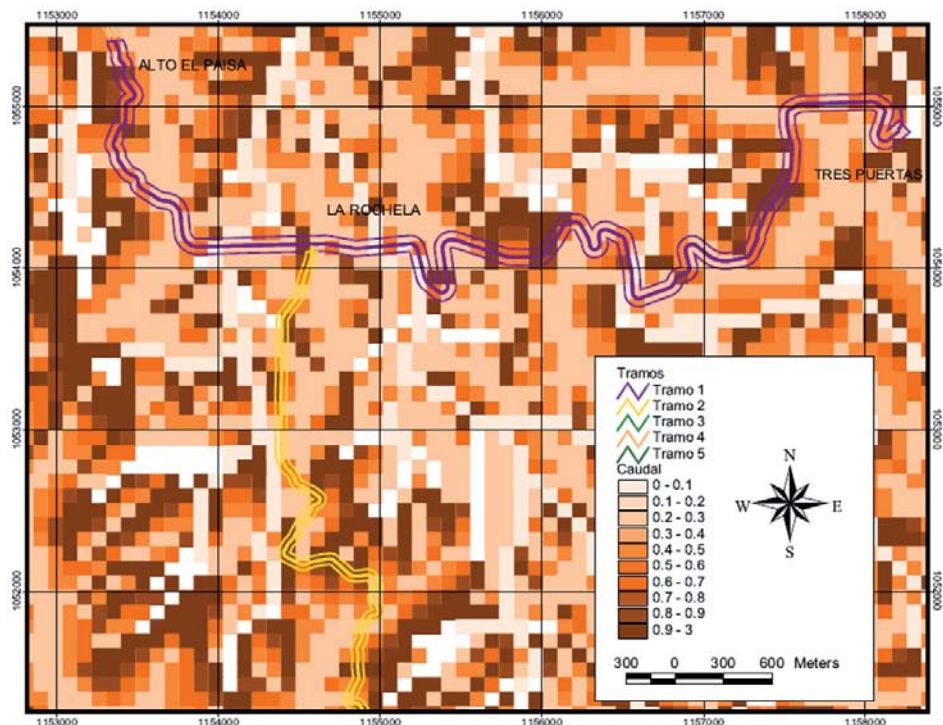
Con el MED de la zona de estudio, se logra calcular a través de la aplicación de los SIG mapas de direcciones de flujo, áreas acumuladas de drenaje, redes de drenaje, longitudes de flujo, longitudes de los cauces, pendientes en porcentaje y grados; que permiten evaluar de manera espacial el método racional en toda la zona de estudio.

Como ya se ha mencionado a lo largo del presente libro se calcularon mapas del coeficiente de escorrentía C , y mapas espaciales de la intensidad de lluvia en la zona de estudio que permiten estimar los caudales de escorrentía en las laderas y las intercuencas, tomado como base el eje de vía del tramo a diseñar y verificando que los caudales máximos allí establecidos no superen la capacidad hidráulica de las obras típicas propuestas en las obras hidráulicas.

La metodología consiste en extraer del mapa de áreas acumuladas, las celdas de correspondientes a las cuencas que cruzan el corredor vial y que son las de mayor acumulación de flujo remplazando los valores de estas

por *no dato*, o en otras palabras que no tuviera en cuenta estos sitios pues ya se le calcularon los caudales siguiendo otras metodologías. Con ese nuevo mapa reclasificado de áreas acumuladas se multiplica por los mapas de coeficiente de escorrentía e intensidad de la lluvia, obteniendo así un mapa de caudales en m^3/s que se muestra en la Figura 3.26, del cual se extraen los caudales máximos, medios y mínimos sobre el eje de la vía.

Figura 3.26. Caudales estimados por el Método racional para estimar el caudal mínimo, medio y máximo para las laderas e intercruces



Fuente: elaboración propia

El caudal máximo de las intercruces registrado para el tramo es de 2,43 m^3/s seguido en orden de magnitud por un caudal de 1,43 m^3/s . Todos los demás valores son inferiores a 1 m^3/s con un valor medio sobre el eje de la vía de 0,60 m^3/s . Esta metodología es válida siempre y cuando se haga uso de una resolución espacial inferior a los 100,0 m.

3.6. Balance hídrico de la zona de estudio del proyecto

Los métodos que apuntan hacia el balance hídrico, permiten conocer a largo plazo la disponibilidad del recurso agua en una zona determinada. A una escala multianual, si la cuenca se encuentra en un equilibrio hídrico, el agua que entra al sistema (precipitación) debe ser igual a la que sale de esta (evapotranspiración y escorrentía directa). Para el estimativo del balance se hace necesario calcular entonces la precipitación y la evapotranspiración para realizar una aproximación de la escorrentía aplicando el balance hídrico regional.

La metodología para la realización del balance hidrológico en la zona del caso de estudio, ubicada dentro de la cuenca del río Chinchiná, consiste básicamente en la estimación del aporte medio multianual como la resta de la precipitación multianual menos la evapotranspiración multianual. La primera variable es conocida y se tienen datos recopilados en las diferentes estaciones distribuidas espacialmente sobre la cuenca. En la Tabla 3.14 se presenta la precipitación media acumulada que se obtiene para la zona de estudio con la información recogida. La evaporación es necesario estimarla y para ello se recurre a varios métodos relacionados en la literatura.

La mejor manera de observar el comportamiento de las variables climatológicas principales es mediante los climogramas, los cuales permiten observar la variación a lo largo del año de la precipitación y la temperatura. Los climogramas obtenidos para la zona de estudio se presentan en la Figura 3.27.

El primer paso para el balance, consiste en obtener para cada estación la precipitación media multianual y posteriormente, para convertir la información puntal en información areal, se realiza una interpolación espacial por el método del inverso de la distancia al cuadrado. Se genera así un mapa de precipitación media multianual sobre la cuenca tal como se muestra en la Figura 3.28, en donde se aprecia que se la zona más lluviosa es cerca de Chinchiná, con una tendencia a disminuir hacia Manizales y hacia la parte alta de la cuenca del río Chinchiná.

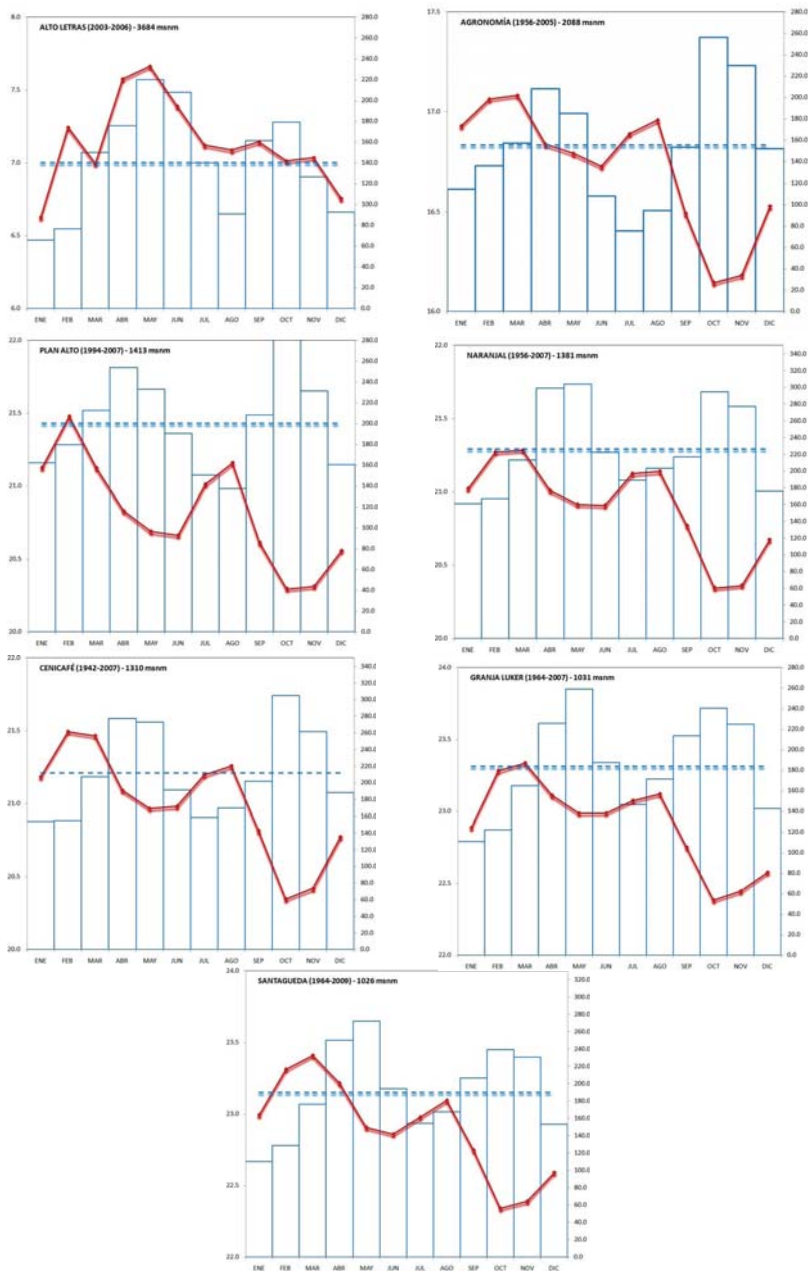
Como primera aproximación en la estimación de la evaporación, se obtienen los datos de temperatura y humedad relativa media multianual disponibles para la cuenca; para esto se hace necesario consultar la infor-

Tabla 3.14. Precipitación media acumulada calculada con la información obtenida.

ID	ESTACIÓN	FUENTE	X (m)	Y (m)	PPT media (mm)	PERÍODO
1	Cenicafé	Cenicafé	1164260	1042679	2540	1942 - 2007
2	Naranjal	Cenicafé	1158717	1040823	2720	1956 - 2007
3	EMAS	UNAL	1174337	1053441	2000	2006
4	Santágueda	Cenicafé	1174844	1051964	2280	1964 - 2008
5	Granja Luker	Cenicafé	1154996	1051878	2200	1964 - 2007
6	El Recreo	Cenicafé	1158701	1048198	2480	1970 - 2008
7	La Francia	Cenicafé	1155015	1042659	2540	1977 - 2008
8	Java	Cenicafé	1171648	1046384	1860	1980 - 2007
9	La Argentina	Cenicafé	1155004	1048190	2550	1986 - 2008
10	La Selva	Cenicafé	1164235	1053741	2060	1985 - 2007
11	Bocatoma Campoalegre	Chec	1161500	1036329	2700	1960 - 2008
12	Planta Sancancio	Chec	1174807	1049338	1900	1960 - 2008
13	La Ínsula	Chec	1158709	1044511	3070	1960 - 2008
14	Montevideo	Chec	1166983	1044126	2480	1960 - 2007
15	Marmato	Chec	1173316	1051877	2160	1965 - 2008
16	Alta Suiza	Chec	1177018	1050356	1700	1975 - 2008
17	Neira	Chec	1173093	1061033	2100	1975 - 2008
18	Sub Est. Uribe	Chec	1171591	1049895	2030	1975 - 2008
19	Montenegro	Chec	1178540	1037320	2060	1963 - 2008
20	Arauca	Ideam	1153135	1057404	2000	1975 - 2007
21	Aeropuerto La Nubia	Ideam	1179039	1048245	1440	1975 - 2005
22	La Esperanza	Ideam	1191987	1046435	1530	1975 - 2007
23	Las Brisas	Ideam	1192012	1037215	1160	1981 - 2003
24	Papayal	Ideam	1177213	1039023	1850	1975 - 2008

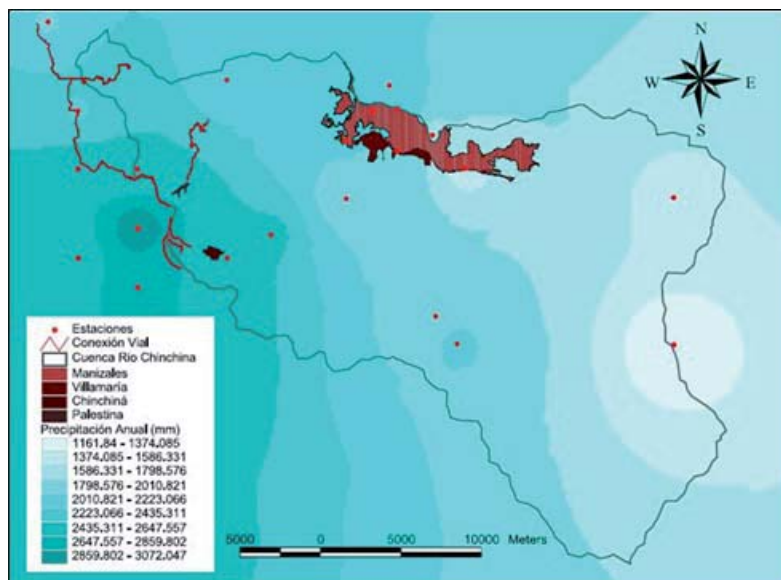
Fuente: elaboración propia

Figura 3.27. Climogramas en las estaciones ubicadas en Alto Letras, Agronomía, Plan alto y Naranjal, Cenicafé, Granja Luker y Santágueda



Fuente: elaboración propia

Figura 3.28. Mapa de precipitación media multianual acumulada



Fuente: elaboración propia

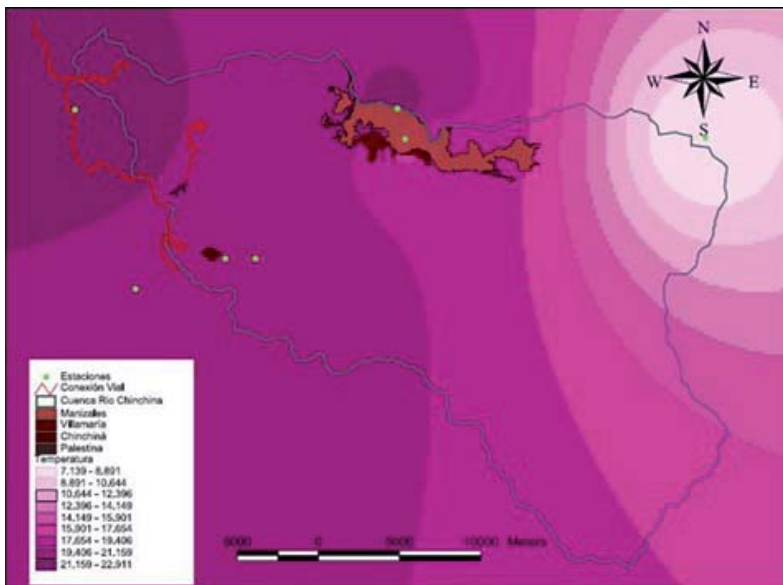
mación disponible en las estaciones climatológicas que se presenta aquí en Tabla 3.15. De nuevo, los mapas se generan mediante la interpolación por el método del inverso de la distancia al cuadrado empleando los datos de temperatura y humedad relativa, permitiendo obtener los mapas que se muestran en la en la Figura 3.29 y en la Figura 3.30.

Tabla 3.15. Humedad relativa y temperatura media multianual calculada para cada una de las estaciones con información meteorológica sobre la cuenca

ESTACIÓN	FUENTE	X	Y	TEMPERATURA (°C)	HUMEDAD RELATIVA %	PERÍODO
Cenicafé	Cenicafé	1164260	1042679	21,0	77,1	1950 - 2008
Naranjal	Cenicafé	1158717	1040823	20,9	75,4	1956 - 2008
Agronomía	Cenicafé	1175337	1050080	16,7	77,6	1956 - 2005
Santágueda	Cenicafé	1174844	1051964	22,9	72,4	1965 - 2008
Granja Luker	Cenicafé	1154996	1051878	22,9	77,2	1972 - 2008
Alto Letras	Cenicafé	1193827	1050128	7,1	86,3	1994 - 2007
Plan Alto	Cenicafé	1166110	1042684	20,8	81,0	2003 - 2006

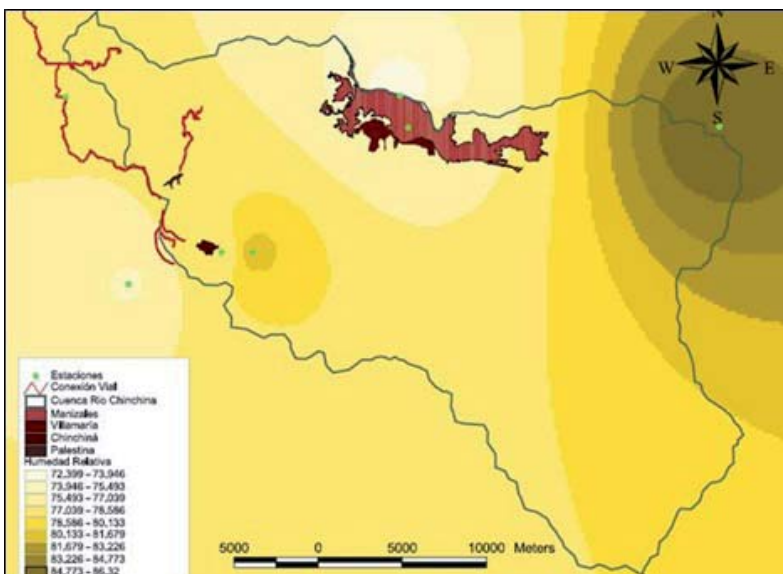
Fuente: elaboración propia

Figura 3.29. Mapa de Temperatura media multianual



Fuente: elaboración propia

Figura 3.30. Mapa de humedad relativa media multianual



Fuente: elaboración propia

3.6.1. Métodos de cálculo de la evapotranspiración

Para la estimación de la evaporación se utilizan varios métodos de cálculo recomendados en la literatura. Estos métodos han sido utilizados anteriormente en Colombia en el trabajo de Vélez *et al.*, (2000). Una referencia completa a la metodología y teoría detrás de cada uno de estos métodos se puede encontrar en dicho trabajo.

3.6.1.1. Ecuación de Turc

Es necesario observar los valores para los cuales es aplicable esta ecuación, de manera que se calcula la precipitación media acumulada anual en milímetros y un factor L , siendo este último función de la temperatura media. En las imágenes comprendidas entre la Figura 3.31 y la Figura 3.33, se pueden observar valores de P , L y P/L .

Obteniendo para todos los casos $(P/L) > 0,316$; por lo tanto se utiliza la ecuación propuesta para este caso. El resultado entonces es una serie de mapas de evaporación anual para la región. A manera de ejemplo se presenta en la Figura 3.34, donde se observa cómo los mayores valores para la evaporación ocurren en las zonas más bajas y en las zonas más altas de la cuenca van disminuyendo, lo cual es de esperar.

3.6.1.2. Ecuación de Coutagne

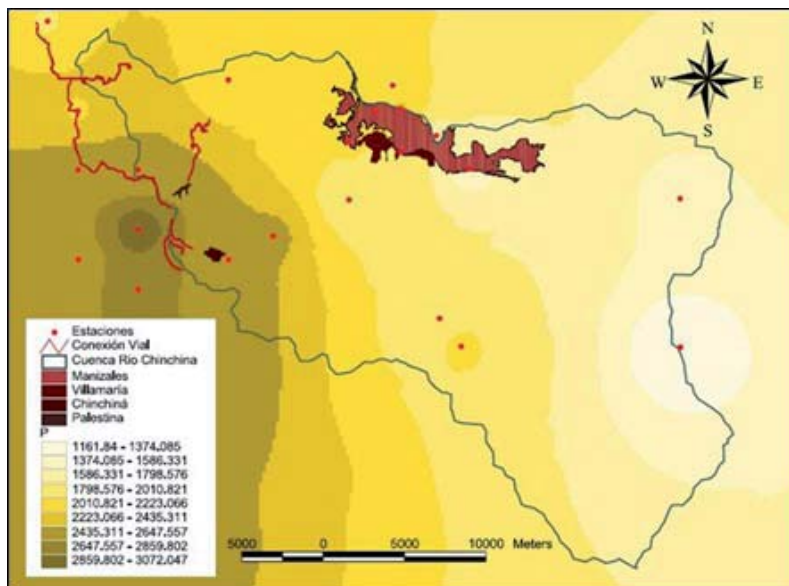
Como un primer paso para la utilización de este método, se estiman primero los valores de $(8\lambda)^{-1}$ y $(2\lambda)^{-1}$ para toda la zona con λ según la respectiva ecuación, tal como se observa en la Figura 3.36 y en la Figura 3.37; posteriormente se comparan los valores de precipitación con estos límites de aplicación del método.

Las precipitaciones en esta zona se encuentran en el rango $P > (2\lambda)^{-1}$, luego la evaporación se calcula como $ETP = (4\lambda)^{-1} = 0,20 + 0,035T$ (m/año) como se mencionó anteriormente. En la Figura 3.38 se presenta el resultado de la evaporación para la zona calculada por este método.

3.6.1.3. Ecuación de Cenicafé

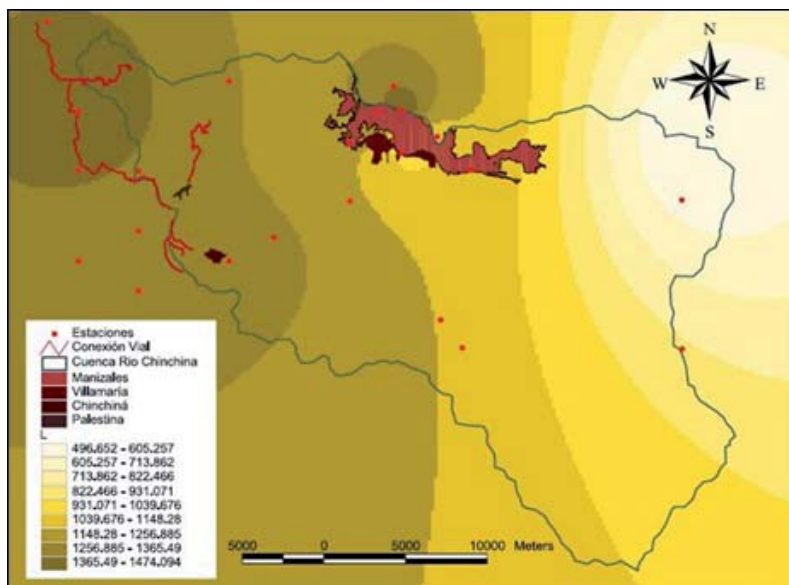
Utilizando el modelo de elevación digital mostrado en la Figura 3.14 se puede hallar de manera rápida la ETR utilizando la ecuación propuesta

Figura 3.31. Mapa de P para el año



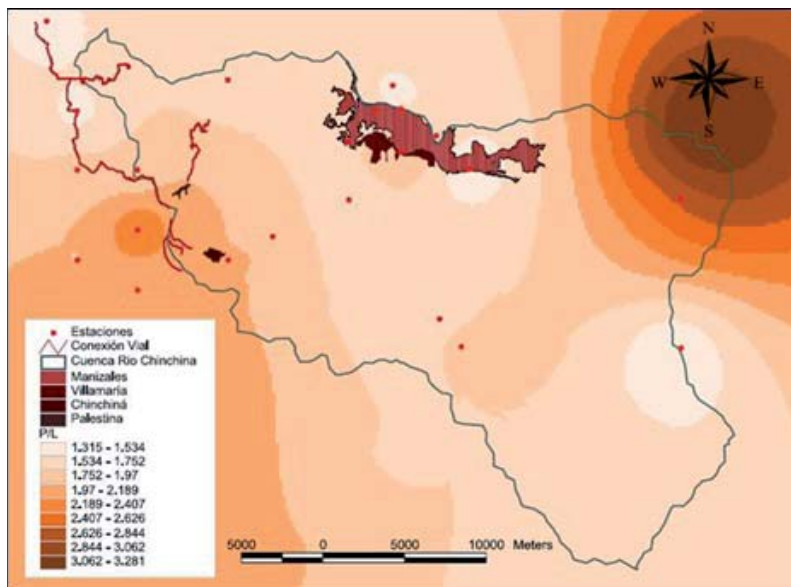
Fuente: elaboración propia

Figura 3.32. Mapa de L para el año



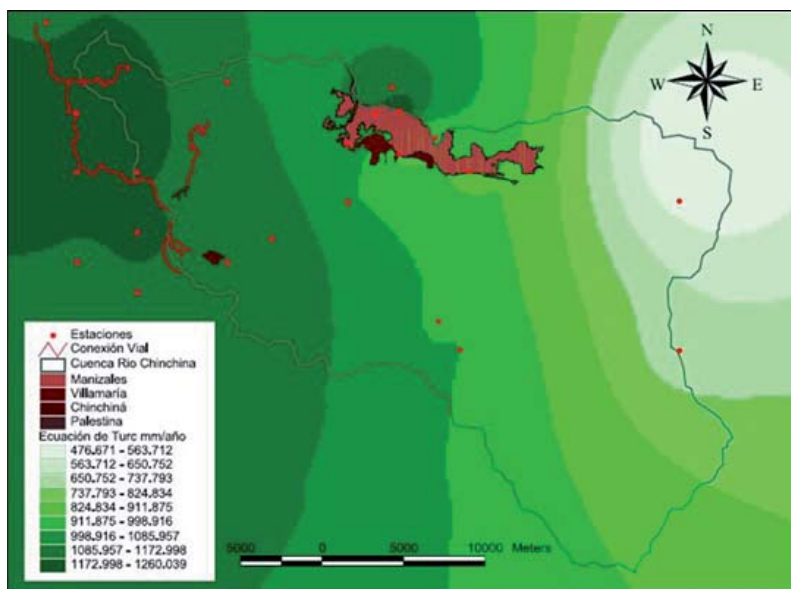
Fuente: elaboración propia

Figura 3.33. Mapa de P/L para el año



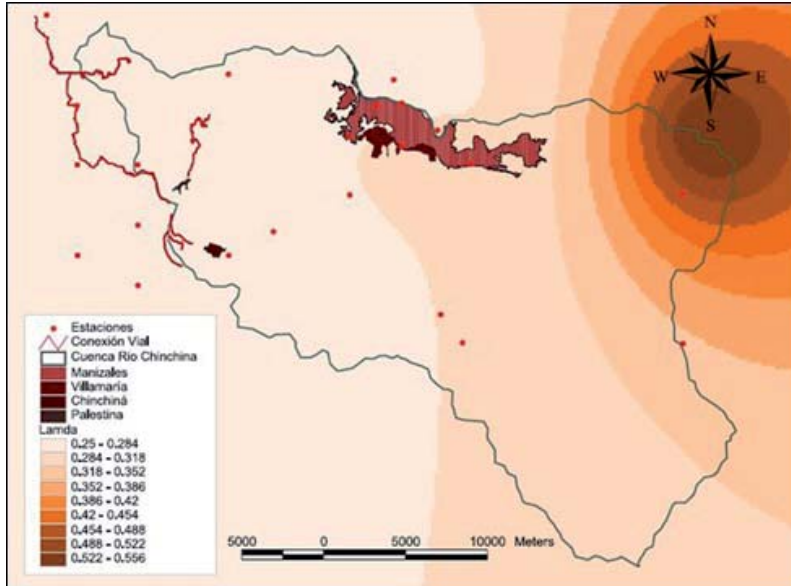
Fuente: elaboración propia

Figura 3.34. Mapa de evaporación real estimada por el método de Turc



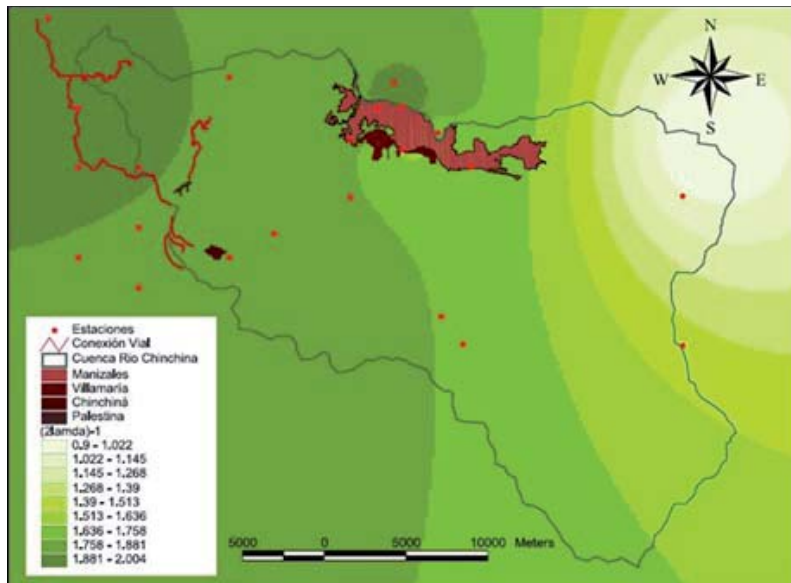
Fuente: elaboración propia

Figura 3.35. Mapa de λ



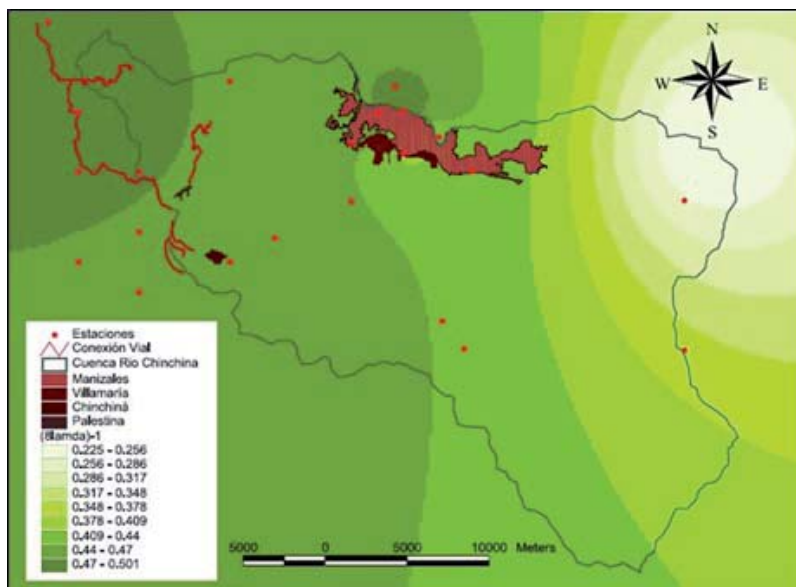
Fuente: elaboración propia

Figura 3.36. Mapa de $(2\lambda)-1$



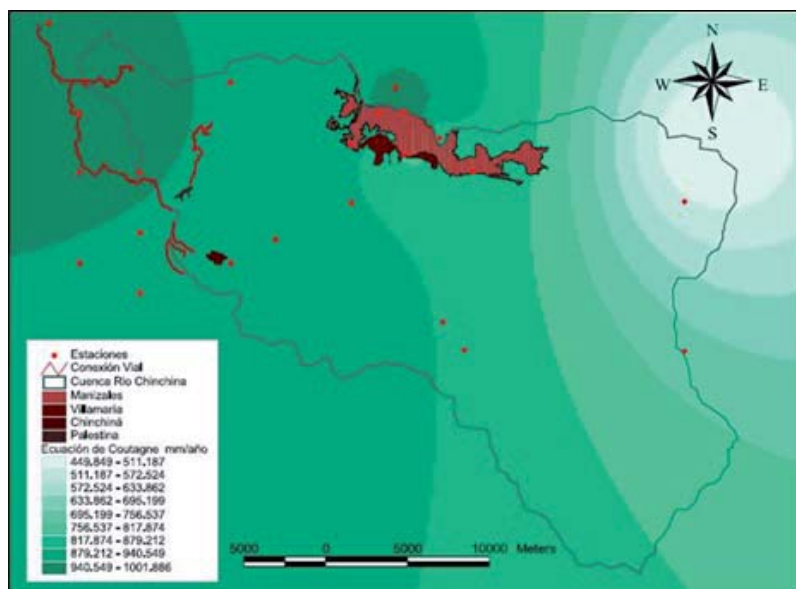
Fuente: elaboración propia

Figura 3.37. Mapa de (8λ)-1

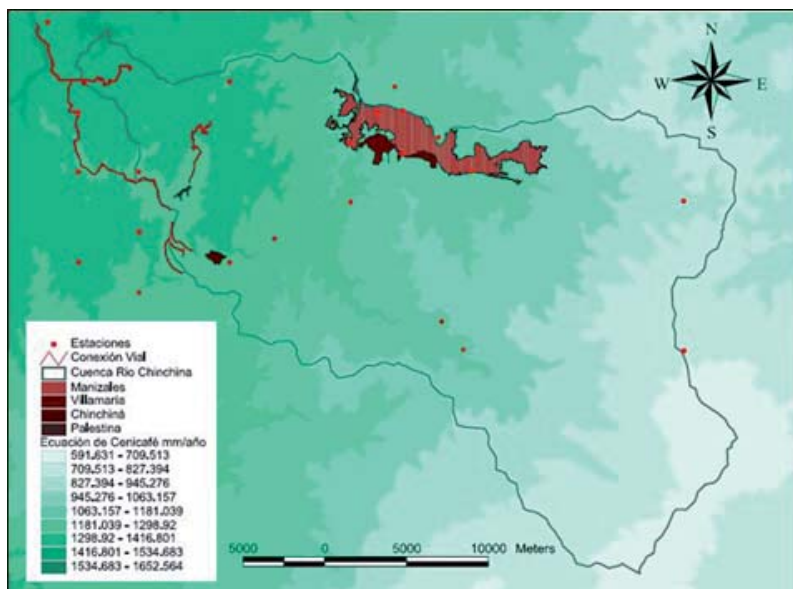


Fuente: elaboración propia

Figura 3.38. Mapa de evaporación potencial media multianual estimada por el método de Coutagne



Fuente: elaboración propia

Figura 3.39. Mapa de evaporación real estimada mediante el método de Cenicafé

Fuente: elaboración propia

por Cenicafé. En la Figura 3.39 se presenta la evaporación real estimada mediante este método. Este método no presenta variabilidad temporal.

3.6.1.4. Ecuación Thornthwaite

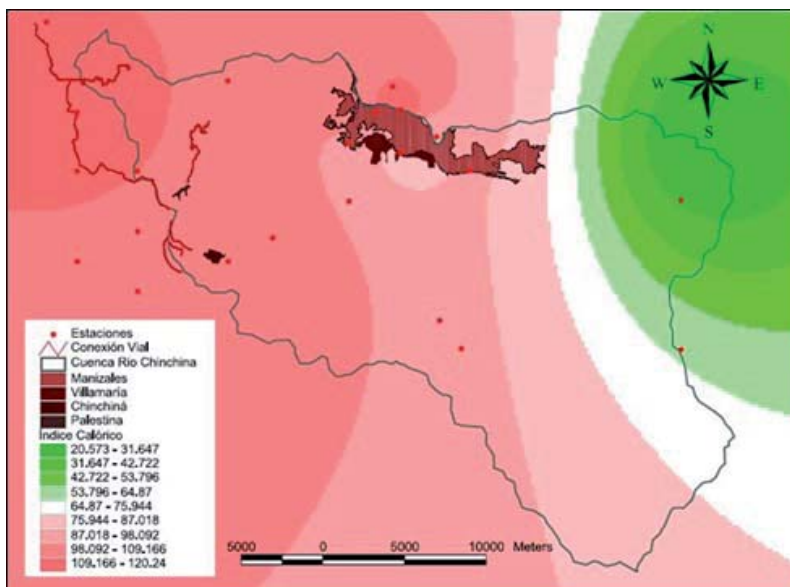
Inicialmente se obtiene el mapa de índice calórico I , de la ecuación propuesta por Thornthwaite tal como se observa en la Figura 3.40.

Posteriormente se calcula el exponente que se muestra en la Figura 3.41, y finalmente, con la ayuda de la ecuación para la ETP, se calcula el mapa respectivo. Este método tiene la ventaja de permitir el cálculo de la evapotranspiración potencial a escala mensual, partiendo de la temperatura a la misma escala. Los resultados de este método se pueden observar mes a mes en la Figura 3.42 y en la Figura 3.43, la media mensual multianual en la Figura 3.44 y en la Figura 3.45 y la media anual en la Figura 3.46.

3.6.1.5. Ecuación de García y López

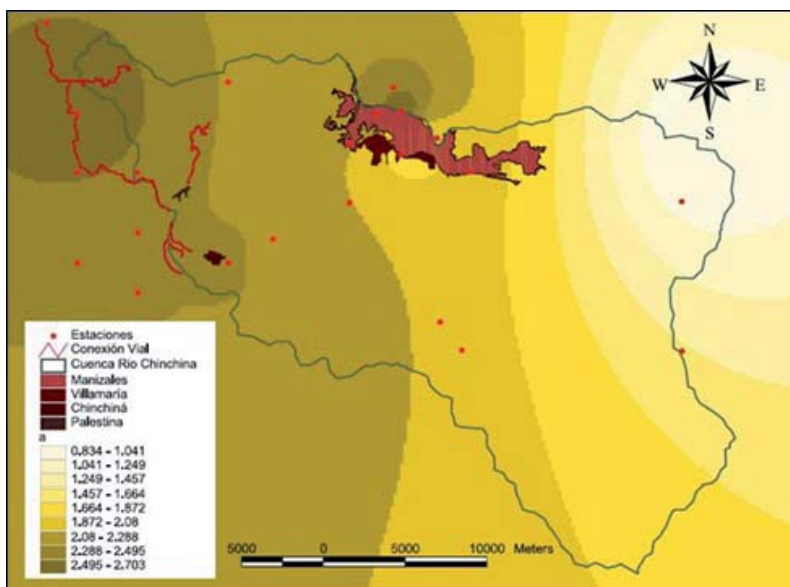
El primer paso para calcular la evaporación por este método es calcular el exponente n como se indica en la respectiva ecuación y tal como se

Figura 3.40. Mapa del índice calórico



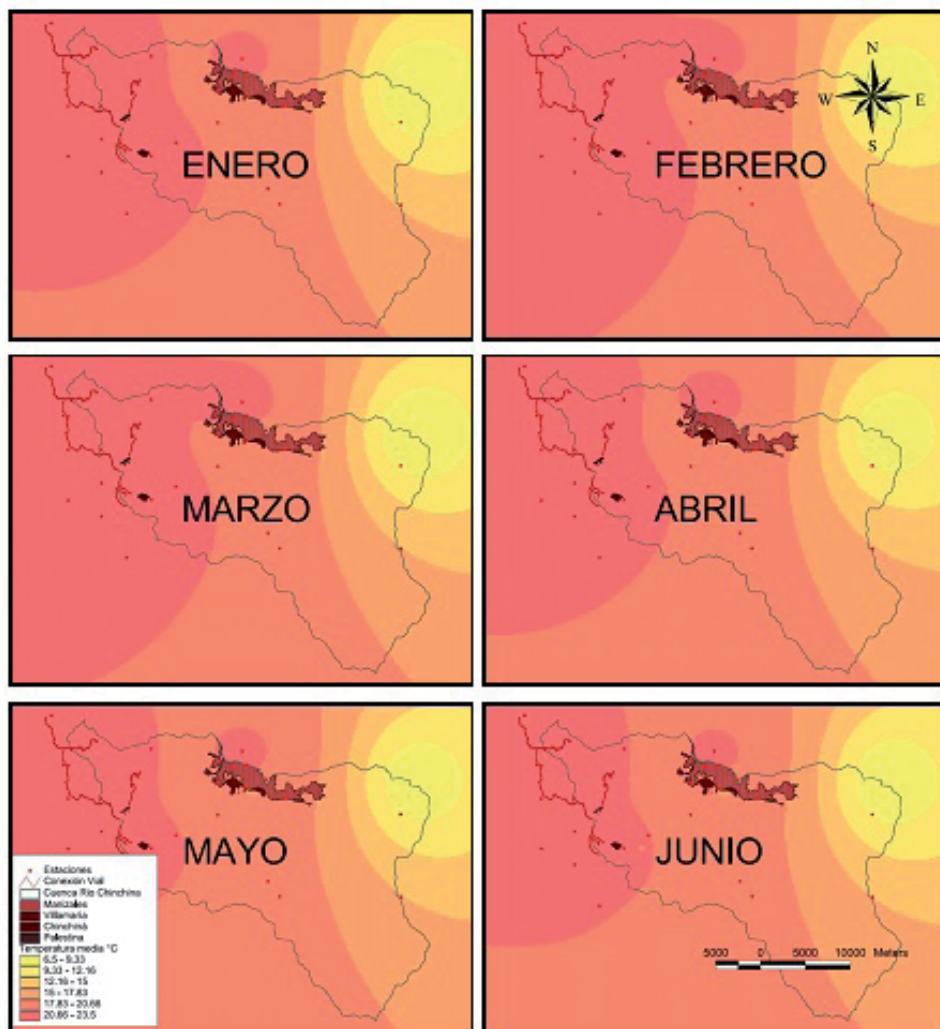
Fuente: elaboración propia

Figura 3.41. Mapa del α



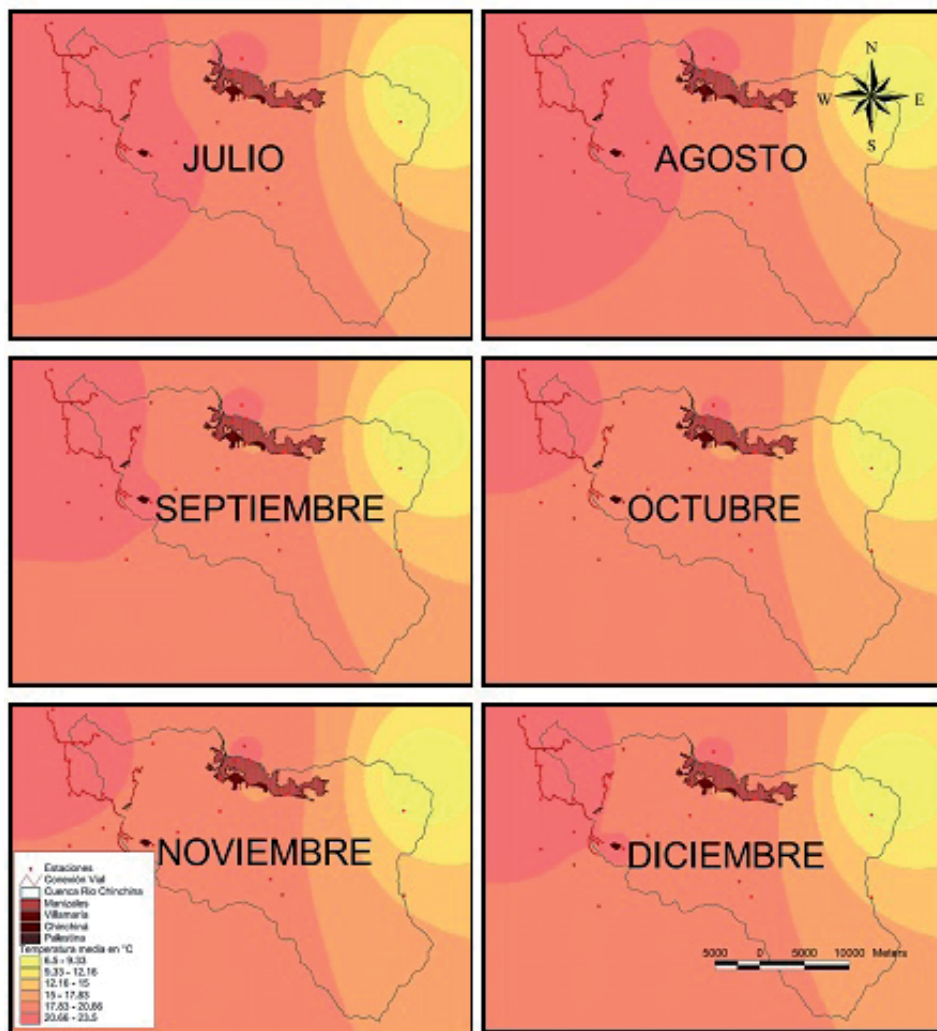
Fuente: elaboración propia

Figura 3.42. Mapas de la temperatura mensual multianual en la zona para los meses comprendidos entre enero y junio



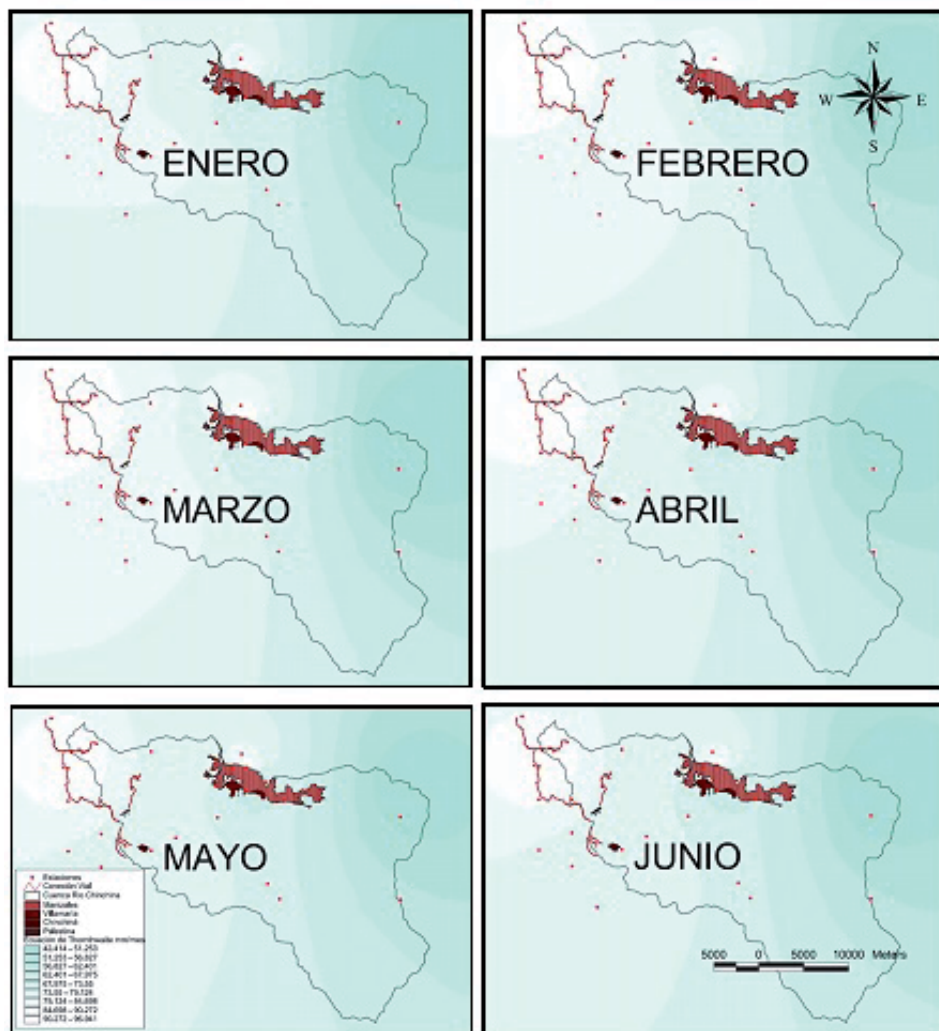
Fuente: elaboración propia

Figura 3.43. Mapas de la temperatura mensual multianual en la zona para los meses comprendidos entre julio y diciembre



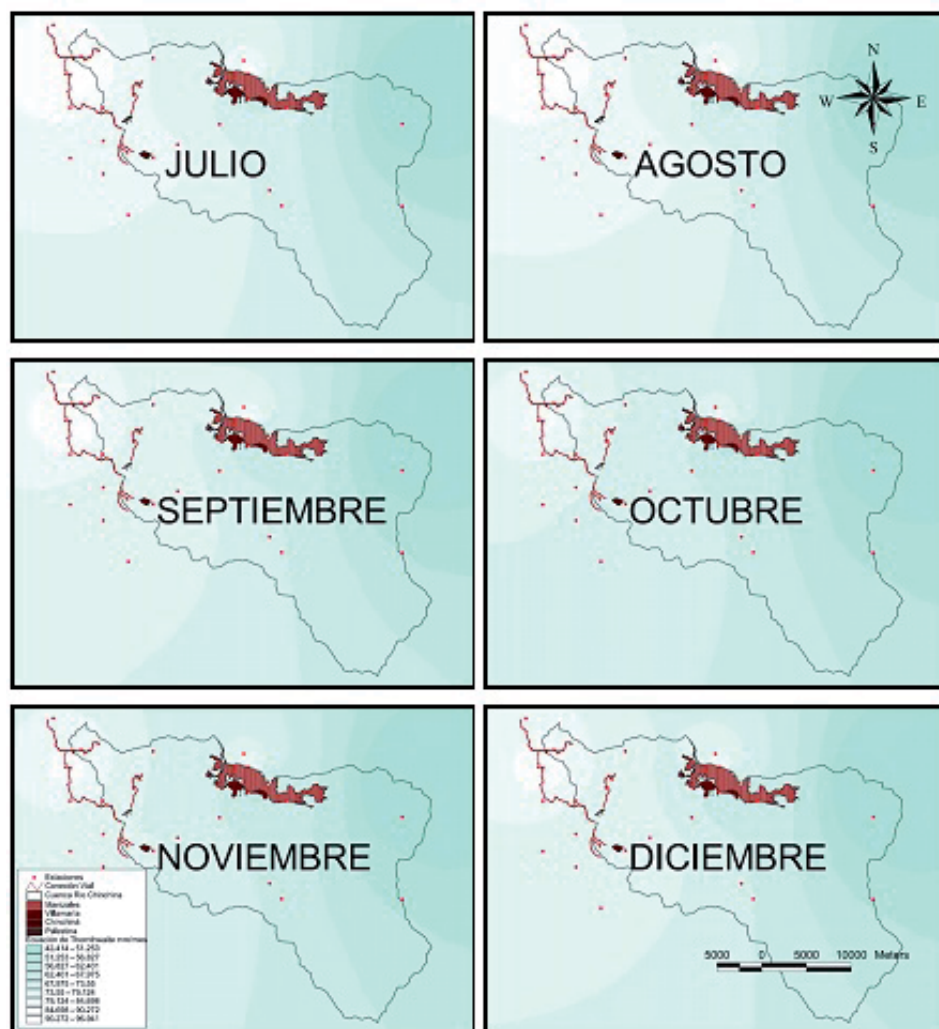
Fuente: elaboración propia

Figura 3.44. Mapas de la evapotranspiración potencial mensual multianual en la zona de estudio entre los meses de enero y junio



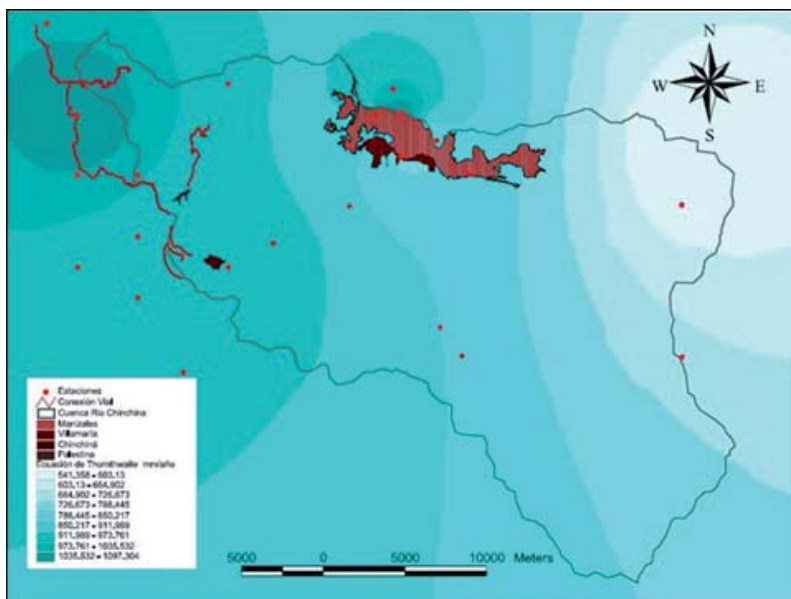
Fuente: elaboración propia

Figura 3.45. Mapas de la evapotranspiración potencial mensual multianual en la zona de estudio entre los meses de julio y diciembre



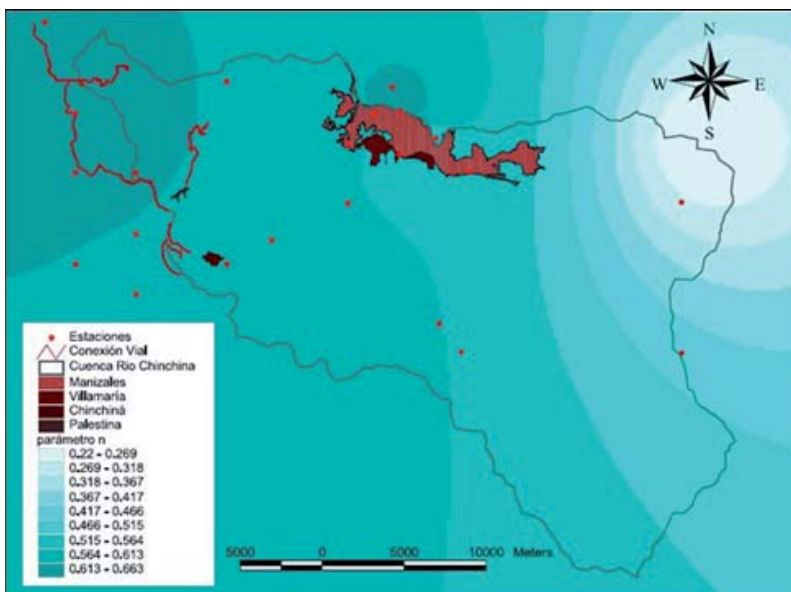
Fuente: elaboración propia

Figura 3.46. Mapa de evaporación real anual estimada mediante el método de Thornthwaite



Fuente: elaboración propia

Figura 3.47. Distribución espacial del parámetro n



Fuente: elaboración propia

muestra en la Figura 3.47. Una vez calculado este parámetro, se calcula la humedad relativa media diurna de la Tabla 3.15 y finalmente se obtiene el mapa de ETP presentado en la Figura 3.48.

3.6.1.6. Cálculo de la evapotranspiración definitiva

Una vez realizada la estimación de la evapotranspiración real y potencial multianual por los diferentes métodos, se presenta en la Tabla 3.16 un resumen de los resultados, con unidades en mm/año. Es importante mencionar que los valores de evapotranspiración real obtenidos se interpretan como valores de evapotranspiración potencial, dado que por aproximación en el trópico húmedo, debido a la disponibilidad total de agua, la evapotranspiración real puede ser considerada igual a la potencial.

Tabla 3.16. Resumen de la evapotranspiración potencial multianual estimada en mm/año

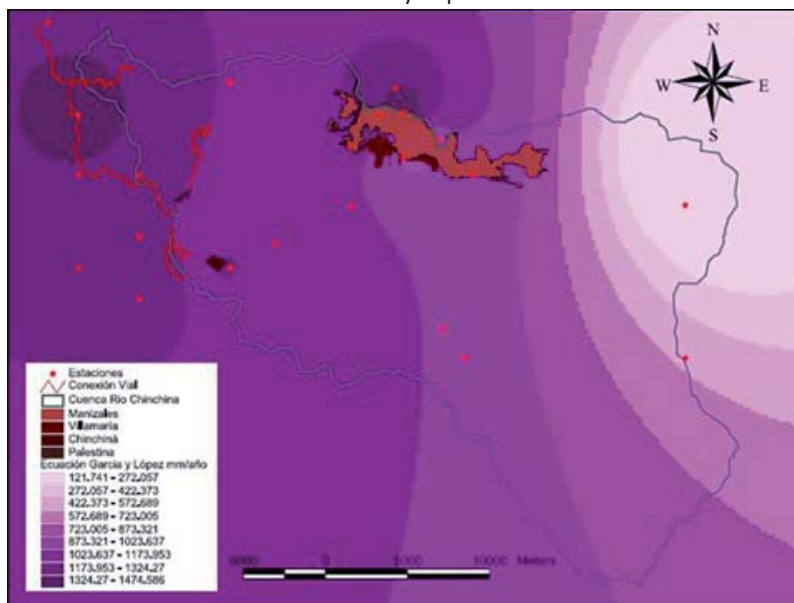
MÉTODO (mm/año)	ETP Máxima	ETP Mínima	ETP Media
Turc	1253,35	477,57	941.36
Coutagne	1000,72	451,33	832.71
Cenicafé	1024,08	592,58	1030,75
Thornthwaite	1087,43	542,51	816,62
García y López	1472,05	121,74	883,47
Promedios	1167,53	437,146	910,28

Fuente: elaboración propia

3.6.2. Cálculo de la precipitación efectiva

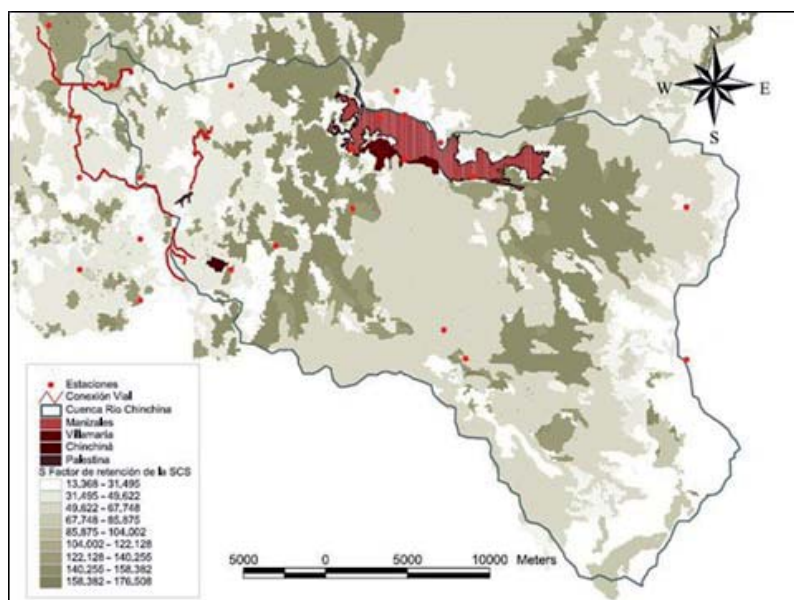
Es preciso calcular la lluvia efectiva de manera tal que las pérdidas sean tenidas en cuenta. Para esto se hace uso del mapa de precipitación anual acumulada y del mapa de número de curva, ya que para este cálculo se emplea la ecuación propuesta por el SCS. Por esto es posible estimar el mapa del factor de retención que se muestra en Figura 3.49, para luego obtener el mapa de precipitación efectiva que se presenta en Figura 3.50. La precipitación efectiva media anual sobre la cuenca es de 1.856 mm/año, con un valor máximo de 2.732 mm/año y un valor mínimo de 1.131 m/año.

Figura 3.48. Mapa de evapotranspiración potencial anual estimada por el método de García y López



Fuente: elaboración propia

Figura 3.49. Mapa del factor de retención S de la SCS



Fuente: elaboración propia

3.6.3. Escorrentía y caudal

De las precipitaciones efectivas se descuenta la evapotranspiración y las pérdidas que son iguales a $0,2S$ obteniendo las escorrentías respectivas para cada punto de la cuenca tal como se muestra en las imágenes comprendidas entre la Figura 3.51 y la Figura 3.55.

Los mapas de caudales se generan mediante la interpolación por el método del inverso de la distancia al cuadrado de los datos de escorrentía multiplicados por los datos de áreas acumuladas tal como se muestra en las imágenes comprendidas entre la Figura 3.56 y la Figura 3.61. Se presenta un resumen de los caudales en la Tabla 3.17.

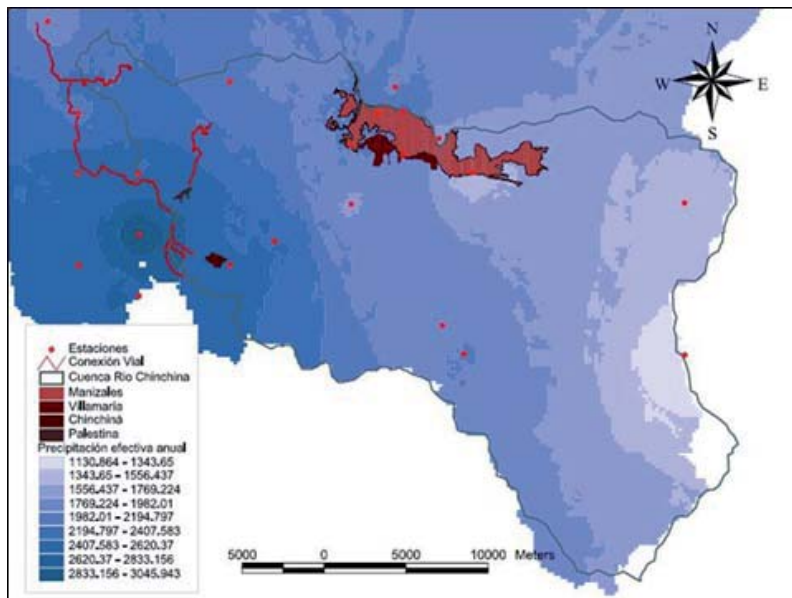
Tabla 3.17. Tabla resumen de los caudales obtenidos con la ayuda de los diferentes métodos

ECUACIÓN (mm/año)	Q Máximo	Q Mínimo	Q Medio
Turc	1548,00	392,16	896,29
Coutagne	1789,15	372,35	1006,35
Cenicafé	1450,93	186,68	799,79
Thornthwaite	1780,00	410,21	1021,90
García y López	1571,97	361,59	952,70
Promedios	1628,01	344,60	986,30

Fuente: elaboración propia

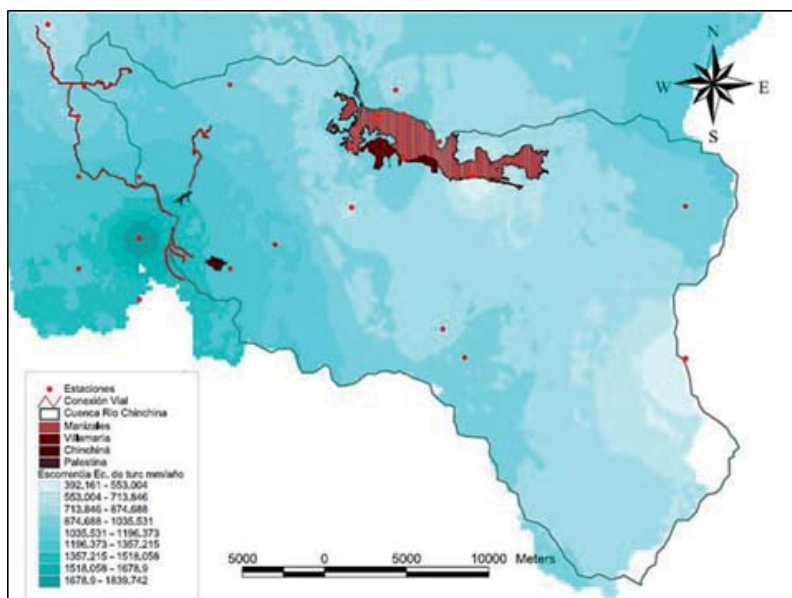
Los resultados muestran un rango coherente de resultados, donde finalmente se decide proponer los valores medios como el valor representativo para el diseño de las obras que se requieren este tipo de información.

Figura 3.50. Mapa de precipitaciones efectivas anuales



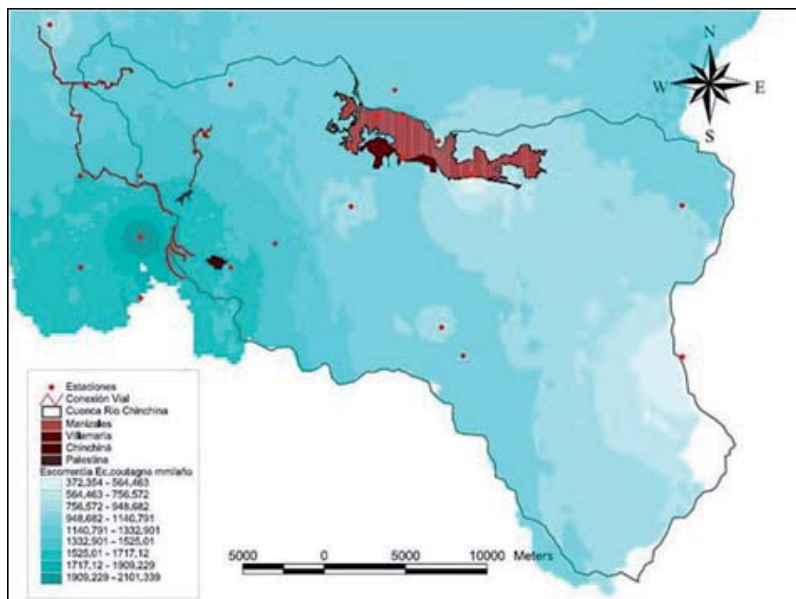
Fuente: elaboración propia

Figura 3.51. Mapa de escorrentía estimada con parámetros del método de Turc



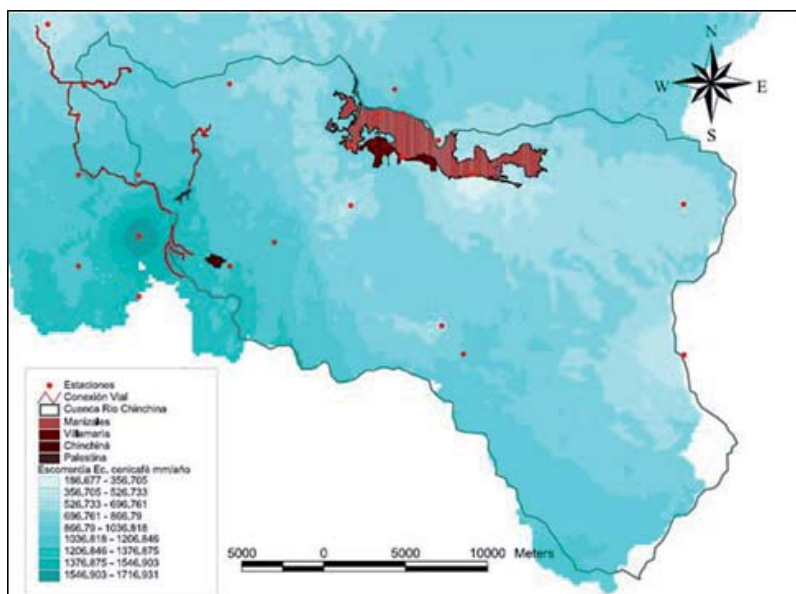
Fuente: elaboración propia

Figura 3.52. Mapa de escorrentía estimada con parámetros del método de Coutagne



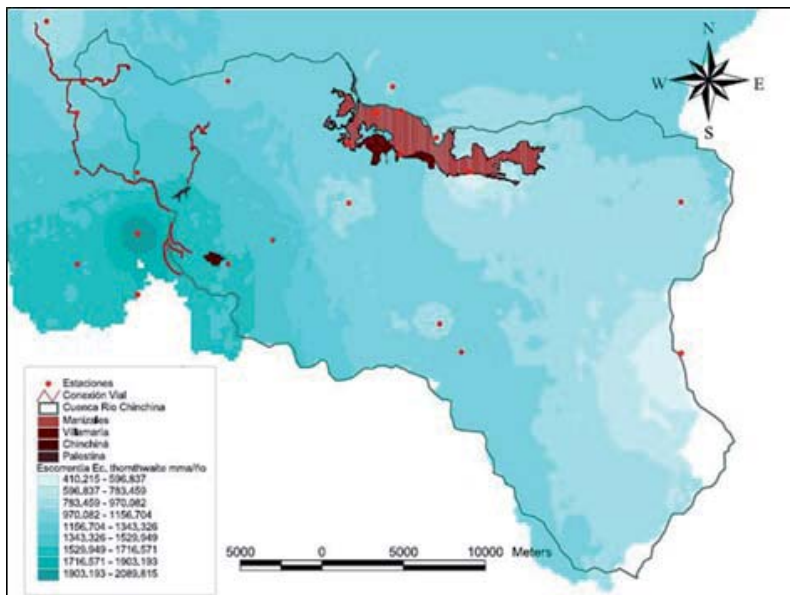
Fuente: elaboración propia

Figura 3.53. Mapa de escorrentía estimada con parámetros del método de Cenicafé



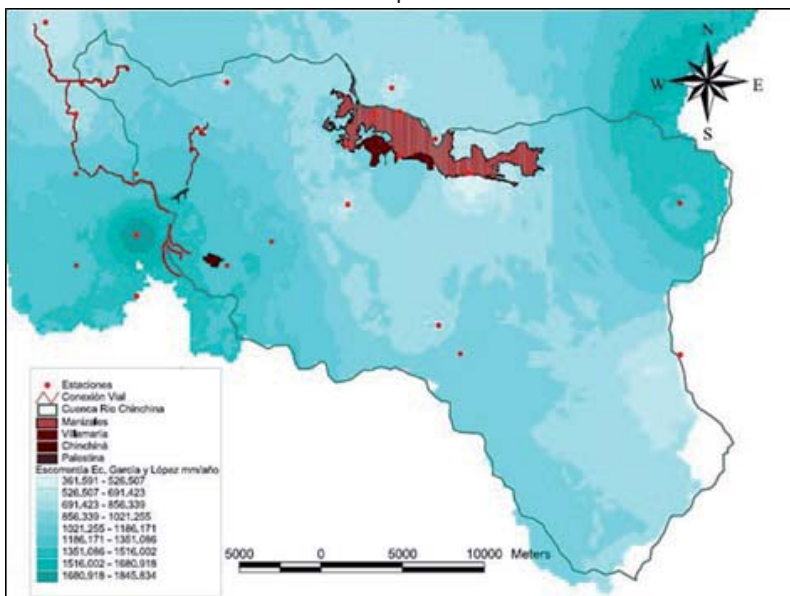
Fuente: elaboración propia

Figura 3.54. Mapa de escorrentía estimada con parámetros del método de Thornthwaite



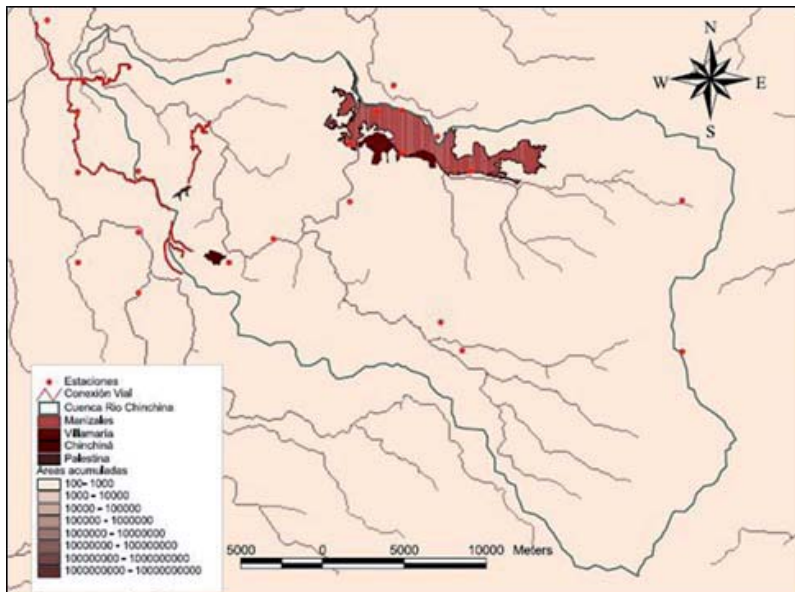
Fuente: elaboración propia

Figura 3.55. Mapa de escorrentía estimada con parámetros del método de García y López



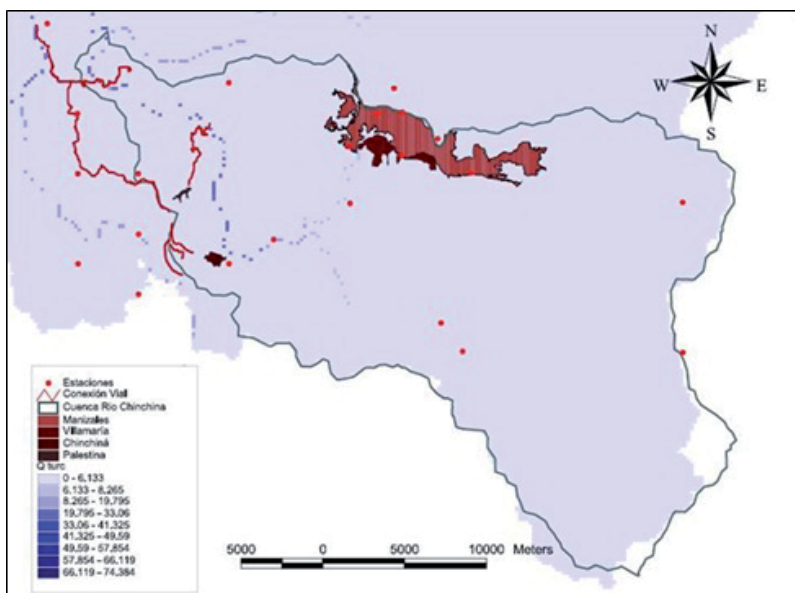
Fuente: elaboración propia

Figura 3.56. Mapa de áreas acumuladas sobre la cuenca del río Chinchiná



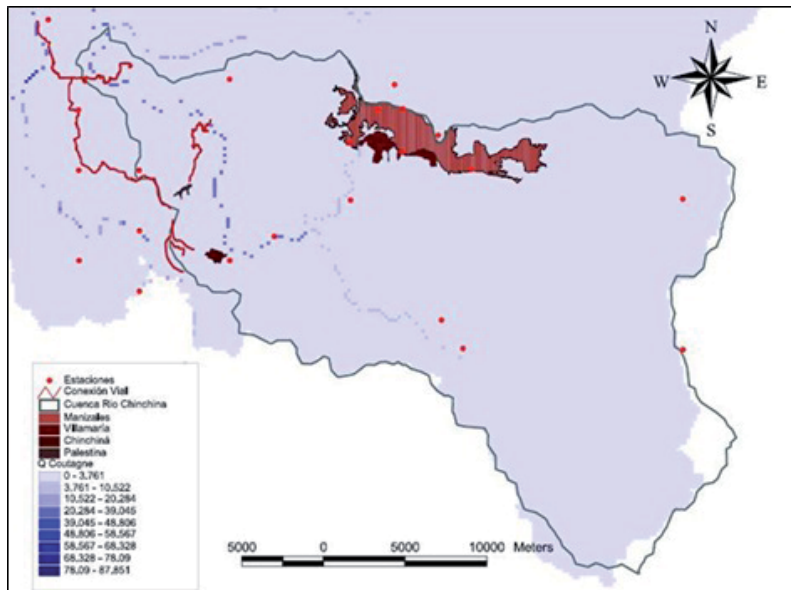
Fuente: elaboración propia

Figura 3.57. Mapa de caudales con la ayuda del método de Turc



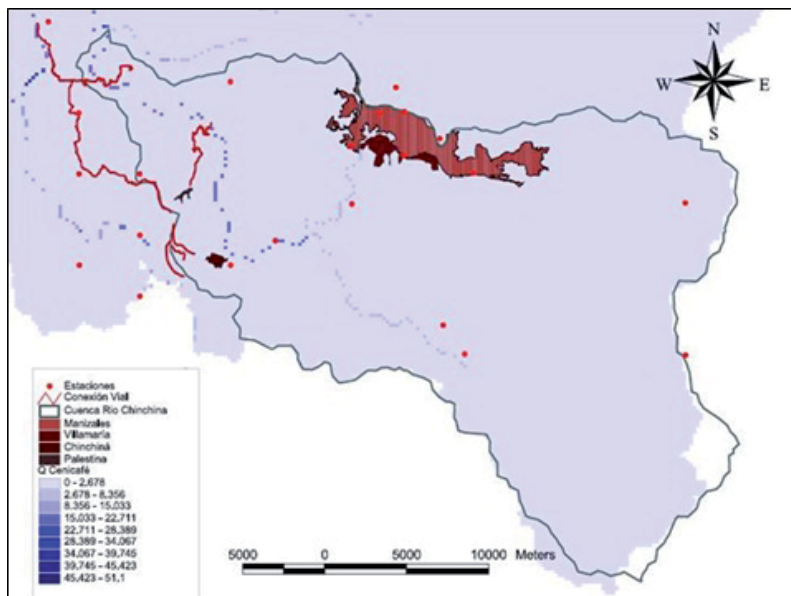
Fuente: elaboración propia

Figura 3.58. Mapa de caudales con la ayuda del método de Coutagne



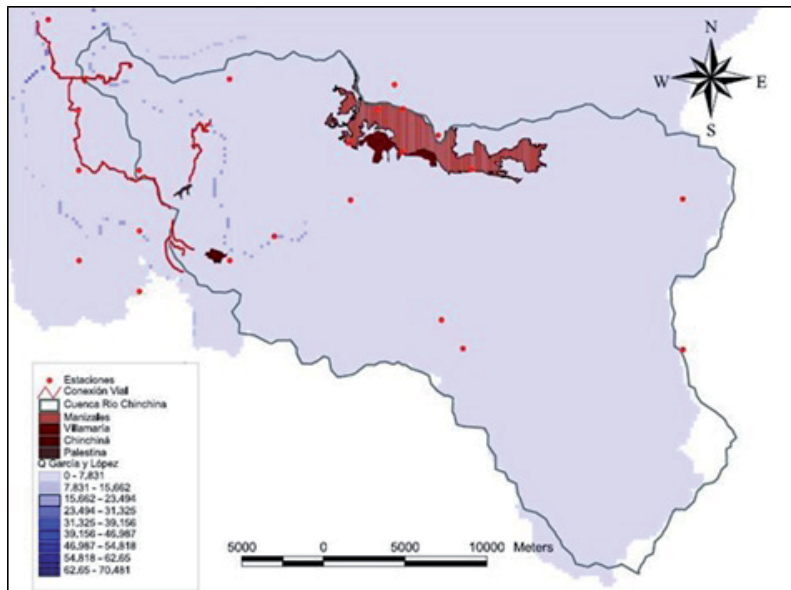
Fuente: elaboración propia

Figura 3.59. Mapa de caudales con la ayuda del método de Cenicafé



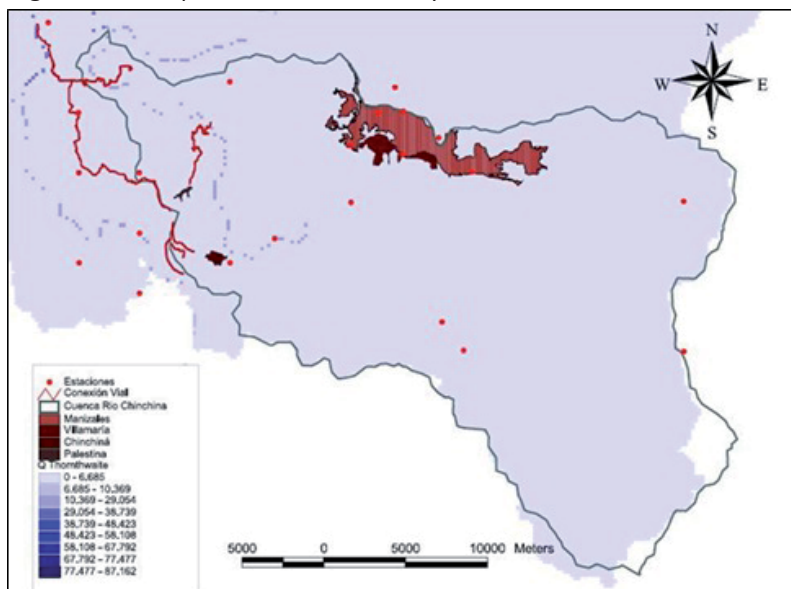
Fuente: elaboración propia

Figura 3.60. Mapa de caudales con la ayuda del método de García y López



Fuente: elaboración propia

Figura 3.61. Mapa de caudales con la ayuda del método de Thornthwaite



Fuente: elaboración propia

3.7. Obras hidráulicas existentes

A continuación se presenta una descripción sobre el diagnóstico deducido desde el análisis del estado hidráulico y estructural de las 39 obras transversales (alcantarillas y alcantarillas de cajón o *box culverts*) y 21 obras longitudinales (cunetas y canales de conducción) encontradas en un recorrido típico (en este caso, el ejemplo se hace con un tramo de vía comprendido desde el sitio denominado Tres Puertas hasta el Alto El Paisa, en el departamento de Caldas).

Los 11 sitios especiales objeto del análisis que se presentan al final del presente numeral, si bien no albergan obras hidráulicas, constituyen un referente importante pues proveen una idea global del estado del terreno sobre el cual se cimienta el tramo vial objeto de estudio, y sobre el que se realiza el trazado de la futura vía.

3.7.1. Obras transversales

En algunos de los casos registrados, referidos a alcantarillas, alcantarillas de cajón o *box culverts*, no fue posible identificar una estructura de entrada o salida. Ello se debe principalmente a la ocurrencia de movimientos de masas de tierra o aludes que sepultan las estructuras de entrada, al crecimiento excesivo de material vegetal que impide localizar la estructura, o a que ella se encuentre localizada en la profundidad de predios privados de muy difícil acceso (cuando la estructura se encontraba en predio privado pero había una identificación visual de la misma, se realizaba la inspección con la aprobación de la persona que estaba a cargo de la propiedad).

3.7.1.1. Resumen del inventario

La Tabla 3.18 muestra como la mayor parte de las tuberías circulares (todas ellas en concreto) instaladas en el tramo tienen un diámetro interior de 24" (17 de un total de 35 tuberías circulares). En el recorrido se encontraron además 4 conducciones tipo cajón (*box culverts*), de las cuales una de ellas presenta una sección transversal importante (2,00 m²). De estas

35 alcantarillas circulares, tan sólo 16 de ellas poseen estructura civil de entrada adecuada (poceta).

Tabla 3.18. Descripción de la cantidad de elementos que constituyen las alcantarillas y alcantarillas de cajón o *box culverts* en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa

TUBERÍAS CIRCULARES	CANTIDAD
Diámetro 0.30m	2
Diámetro 0.40m	4
Diámetro 0.50m	6
Diámetro 0.60m	17
Diámetro 1.00m	2
Diámetro sin definir	4
MATERIALES	CANTIDAD
Tuberías en concreto	35
Tuberías en metal	0
Tuberías en plástico	0
BOX CULVERTS	CANTIDAD
1.00m x 2.00m	1
0.80m x 1.00m	1
0.70m x 1.00m	1
Sección sin definir	1
ESTRUCTURAS DE ENTRADA Y SALIDA	CANTIDAD
Pocetas de entrada	16
Cabezales de entrada	25
Cabezales de salida	19
Solado en la entrada	2
Solado en la salida	1

Fuente: elaboración propia

El contenido de la Tabla 3.19 brinda una idea sobre el estado actual de las alcantarillas del sector donde se ubica el tramo de estudio. Mientras el estado estructural es aceptable (tan sólo 4 destrucciones totales en estructuras de entrada o salida), el estado hidráulico sufre serias falencias, reflejadas en 25 obstrucciones totales que dejan entrever que la mayoría de las alcantarillas no se encuentran en funcionamiento. Los muros cabe-

zales no presentan colapsos totales que impidan la libre circulación del agua.

En términos generales se puede concluir que en la zona de estudio existen problemas de evacuación de aguas, ya sea porque las obras han sido diseñadas con una capacidad insuficiente, o porque se trata de obras muy viejas a las cuales no se les ha realizado un mantenimiento, o que se presentan grandes cantidades de agua y sedimento que circulan por el sector y taponan las obras. En general, se cree que se trata de una combinación de todos estos factores.

Tabla 3.19. Daños encontrados en estructuras de entrada, salida y muros cabezales para el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa

ESTADO DE LAS ESTRUCTURAS DE ENTRADA Y SALIDA	CANTIDAD
Destrucciones totales	4
Obstrucciones totales	25
ESTADO DE LOS MUROS CABEZALES	CANTIDAD
Destrucciones totales a la entrada	0
Destrucciones totales a la salida	0

Fuente: elaboración propia

3.7.1.2. Estado de las estructuras de entrada (encoles)

Refiriéndose por *encole*, no de manera general a toda la estructura de entrada, sino específicamente al canal de desviación que debe existir para encauzar apropiadamente las aguas desde la estructura longitudinal (cuneta) hasta la estructura de recepción (poceta o solado con aletas), debe anotarse que en muy pocos casos se encontró este tipo de estructura. En la mayoría de los casos la cuneta llega hasta la poceta con su misma sección transversal, lo que facilita la inundación de la calzada ante eventos de precipitación fuertes que colmaten la poceta o la misma cuneta en su parte final (cuando ha recogido la mayor parte del caudal de escorrentía de la ladera).

3.7.1.3. Estado de los muros cabezales de entrada

En general, esta parte de la estructura de entrada se encuentra en buen estado, aunque con una socavación leve en la parte inferior, al interior de la poceta, por efectos del flujo de agua. En muy pocos casos se encontraron evidencias de fallos estructurales que pueden generar colapso del muro.

3.7.1.4. Estado de las pocetas o solados con aletas

Tanto las pocetas como los solados con aletas (estos últimos en los casos de *box culverts*) se presentan levemente socavados por la acción del agua. Las pocetas en muchos casos se encuentran parcial o totalmente obstruidas por material arrastrado o proveniente de aludes. En algunos casos se presenta un colapso estructural de la poceta ante empujes del talud que están confinando.

3.7.1.5. Estado de las conducciones

Los fenómenos de socavación media del lecho, y de obstrucción parcial o total por material de arrastre aparecen en gran parte de las evaluaciones hechas en este tramo. La falta de mantenimiento adecuado a estas estructuras se vislumbra como la principal causa de estos fenómenos. En todos los casos las conducciones son de concreto. Para esta clase de tuberías se identificó como defectos adicionales: pérdida del recubrimiento del refuerzo, aparición de grietas transversales e identificación de defectos estructurales en las juntas. Los *box culverts* inventariados están en pleno funcionamiento, siendo sus capacidades hidráulicas aparentemente suficientes para evacuar las corrientes que los cruzan. En este último tipo de conducción se presenta una fuerte socavación del lecho, y en algunos de ellos, el taponamiento en su parte final.

3.7.1.6. Estado de los muros cabezales de salida

En numerosos casos la estructura de salida, muro cabezal más solado y aletas, presenta un colapso estructural que en ningún caso llega a ser total. Las especificaciones de diseño (dimensiones y materiales) y el proceso constructivo pueden constituir la causa de este fenómeno, dado que en muchas oportunidades no existen fuerzas de empuje importantes sobre

esta parte del sistema que puedan explicar dichos eventos. También ocurre con frecuencia que esta estructura se encuentra visiblemente afectada por socavación regresiva al no existir un descole adecuado.

3.7.1.7. Estado de las estructuras de salida (descoles)

Refiriéndose por *descole*, no a la estructura de salida en general, sino específicamente al solado que encauza las aguas con una posible estructura de disipación (en los casos que sea necesaria) o con canal natural “ladera abajo”, debe anotarse que en la mayoría de los casos esta estructura no existe, posibilitando el fenómeno de socavación regresiva, proveniente del talud “ladera abajo” y afectando al muro cabezal de salida y posteriormente a la conducción.

3.7.2. Obras longitudinales (cunetas y canales)

En este tramo se encontraron no pocas cunetas totalmente obstruidas o sepultadas por aludes puntuales. También se logró, en algunos casos, identificar la necesidad de construcción de cuneta a uno u otro lado de la calzada por la presencia, o evidencia de la existencia de una corriente de agua sin estructura de conducción asociada.

3.7.2.1. Resumen del inventario

La Tabla 3.20 incluye el número total de cunetas del tramo clasificadas por el tipo de sección transversal que poseen. Las cunetas de sección triangular predominan en este tramo, aunque con existencia de cunetas con otros tipos de sección, o sin estructural civil construida (canal natural).

Salvo los casos de cunetas totalmente obstruidas o sepultadas por aludes, no se observan casos de colapsos totales de dichas estructuras ocasionados por inestabilidad geológica del terreno.

En la Tabla 3.21 se observa la magnitud de los daños en cunetas para el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa. De 23 daños considerados como graves (aquellos de severidad alta y media), la mayoría (21 de ellos) han sido calificados como de severidad alta. Para el tramo se obtiene una proporción de 1,10 daños graves por cuneta.

Tabla 3.20. Número de cunetas según tipo de sección transversal para el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa

CUNETAS	CANTIDAD
Sección triangular	10
Sección rectangular	2
Sección trapezoidal	1
Canal natural	3
Se encuentran totalmente sepultadas	5

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.21. Daños con severidad media y alta en cunetas para el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa

ESTADO DE LAS CUNETAS	CANTIDAD
Daños con severidad alta	21
Daños con severidad media	2

Fuente: elaboración propia

3.7.2.2. Estado estructural de las cunetas

Los fenómenos asociados a daños en las cunetas de este tramo, y de alta severidad, son: fracturamiento transversal y longitudinal, separación de la cuneta (o canal) del borde de la calzada, agrietamiento longitudinal y reducción de la sección transversal. Los canales naturales, aquellos que cumplen las labores de cunetas pero que no son en sí mismos una obra civil, son frecuentes en este tramo.

3.7.2.3. Estado hidráulico de la cuneta

Las capacidades hidráulicas de las cunetas de este tramo se encuentran disminuidas usualmente por obstrucciones debidas a la presencia de material vegetal arrastrado por las corrientes de agua durante eventos de precipitación intensa.

3.7.3. Sitios especiales

En el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa se identificaron - tras las visitas realizadas para la confección de este inventario - tres sitios que presentan signos de inestabilidad geológica: en el primero de ellos se identificó un alud de tierra que invade parcialmente la calzada existente y obstruye en su totalidad la cuneta adyacente (alud ubicado sobre el talud izquierdo, visto en la dirección de la visita, esto es, desde Tres Puertas y hacia el Alto El Paisa), en el segundo un hundimiento de calzada, y por último una cárcava (sobre talud izquierdo)

Además de lo anterior, se identificaron, como estructuras civiles mayores, tres puentes y cinco muros de contención (Tabla 3.22). De estos últimos, dos se encuentran obstruidos parcial o totalmente por material de alud o de arrastre, aunque ninguno de ellos ha colapsado.

Tabla 3.22. Descripción de los sitios especiales en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa

SITIOS ESPECIALES	CANTIDAD
Muros de contención	5
Puentes	3
Puntos de interés (geología inestable y otros)	3

Fuente: elaboración propia

3.7.3.1. Resumen del inventario y estado general

De los tres puentes encontrados el primero se localiza sobre el río Chinchiná; en él no se aprecian evidencias de socavación en sus pilas, aunque sí material arrastrado de tamaño gigante que deja entrever la capacidad de arrastre de la corriente ante grandes crecidas, y que puede poner en peligro la estabilidad de la estructura. El segundo de ellos salva las aguas de la quebrada Carminales. Las fundaciones de dicho puente se encuentran a simple vista en buen estado, si bien existen dos aportes de aguas servidas que generan socavación incipiente del lecho justo debajo de la estructura, y que pueden comprometer la estabilidad de la misma en un futuro si dicha socavación aumenta. El tercer puente se encuentra sobre el cauce de la quebrada El Berrión. La estructura se encuentra, según la evaluación visual, en buen estado; el cauce se encuentra parcialmente taponado por material de desechos de construcción.

Un análisis detallado sobre la hidrología del río Chinchiná se encuentra en el apartado 3.4, y sobre la de las restantes corrientes importantes que cruzan las vías estudiadas en el apartado 3.7.

Los muros de contención hallados en las visitas de campo correspondientes al inventario del tramo (Tabla 3.23), si bien no presentan colapsos, sí se encuentran –algunos de ellos- parcial o totalmente obstruidos por masa constituida por material de arrastre, la cual aporta un peso adicional al que originalmente debe soportar como carga a contener, y que induce al volcado de la estructura. En la mayoría de estos muros se identifica además, la falta de estructuras (lagrimales) que alivien la presión del agua subsuperficial.

Tabla 3.23. Daños encontrados en los sitios especiales del tramo Tres Puertas – Alto El Paisa

ESTADO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN	CANTIDAD
Colapsados	0
Sin filtros o estructura hidráulica asociada	3

Fuente: elaboración propia

3.7.3.2. Actuaciones propuestas

Aunque las obras encontradas en el inventario de sitios especiales no son de carácter hidráulico, se pueden hacer algunas recomendaciones pertinentes a esta rama:

- Asegurar el periódico mantenimiento de los puentes mediante revisiones estructurales y limpieza de los lechos.
- De igual forma, hacer limpieza de vegetación y remoción de material arrastrado y depositado en los alrededores de los muros de contención.
- Diseñar e implementar muros de contención con lagrimales que permitan disminuir la presión ejercida por el agua subsuperficial.
- En la medida de lo posible, procurar que el vaciado de los muros de contención sea monolítico.

3.7.4. Protocolo de las evaluaciones de tipo estructural e hidráulico en obras transversales

A continuación se presentan los diferentes grados de evaluación establecidos para calificar los defectos, tanto de tipo estructural como hidráulico, encontrados en las inspecciones realizadas a las obras transversales (alcantarillas y alcantarillas de cajón o *box culverts*) presentes en las vías objeto de estudio.

Las inspecciones están compuestas por una fase de campo, la cual recoge la información general de la obra (dimensiones físicas y ubicación geográfica), además de la evaluación de defectos apreciables a simple vista, y una fase de explotación del archivo fotográfico, en la cual, por medio de ampliaciones digitales de dichas fotografías, se aprecian defectos (tipo y magnitud) no visibles en la inspección.

La obra transversal se revisa en tres sitios:

- A la entrada, en la cual se visualiza el estado de la obra de entrada asociada (encole, si existe), de la poceta y solado (lo cual se denomina en su conjunto como “estructura de entrada”), del muro cabezal de entrada, del mortero de recubrimiento y de la parte exterior de la conducción a la entrada.
- Al interior, en la cual se observa el estado de la conducción en la gran mayoría de su longitud.
- A la salida, en la que se aprecia el estado de la obra de salida asociada (descole, si existe), de las aletas y solado (lo cual se denomina en su conjunto como “estructura de salida”), del muro cabezal de salida, y de la parte exterior de la conducción a la salida.

El estado estructural se refiere a la falta de obras indispensables, destrucciones, colapsos y desprendimientos de material de recubrimiento en la obra, agrietamientos, pérdidas de forma y alineamiento, defectos constructivos, hoyos y corrosión presente en el material de la conducción.

El estado hidráulico, a diferencia del estructural, analiza posibles obstrucciones por diferentes tipos de materiales y en diferentes sitios de la obra,

además del fenómeno de socavación tanto al interior de la conducción como a la salida.

La magnitud del defecto encontrado, en función del sitio y del tipo (estructural o hidráulico) se describe a continuación.

3.7.4.1. Entrada - diagnóstico del estado estructural

Destrucción parcial de la estructura de entrada.

Destrucción total de la estructura de entrada.

Destrucción parcial del muro cabezal de entrada.

Destrucción total del muro cabezal de entrada.

Desprendimiento leve del mortero de recubrimiento de la estructura de entrada.

Desprendimiento medio del mortero de recubrimiento de la estructura de entrada.

Desprendimiento total del mortero de recubrimiento de la estructura de entrada.

Falta estructura de conducción adecuada a la entrada (encole).

3.7.4.2. Entrada - diagnóstico del estado hidráulico

Obstrucción leve de la estructura de entrada por material de arrastre.

Obstrucción media de la estructura de entrada por material de arrastre.

Obstrucción total de la estructura de entrada por material de arrastre.

Obstrucción leve de la estructura de entrada por material proveniente de alud.

Obstrucción media de la estructura de entrada por material proveniente de alud.

Obstrucción total de la estructura de entrada por material proveniente de alud.

Obstrucción leve de la estructura de entrada por basuras, desechos de sembrados o podas.

Obstrucción media de la estructura de entrada por basuras, desechos de sembrados o podas.

Obstrucción total de la estructura de entrada por basuras, desechos de sembrados o podas.

Obstrucción leve del conducto a la entrada por material de arrastre.

Obstrucción media del conducto a la entrada por material de arrastre.

Obstrucción total del conducto a la entrada por material de arrastre.

Obstrucción leve del conducto a la entrada por material proveniente de alud.

Obstrucción media del conducto a la entrada por material proveniente de alud.

Obstrucción total del conducto a la entrada por material proveniente de alud.

Obstrucción leve del conducto a la entrada por basuras, desechos de sembrados o podas.

Obstrucción media del conducto a la entrada por basuras, desechos de sembrados o podas.

Obstrucción total del conducto a la entrada por basuras, desechos de sembrados o podas.

3.7.4.3. Interior - diagnóstico del estado estructural

Desprendimiento leve del mortero de recubrimiento del conducto.

Desprendimiento medio del mortero de recubrimiento del conducto.

Desprendimiento total del mortero de recubrimiento del conducto.

Agrietamiento longitudinal incipiente del conducto.

Agrietamiento longitudinal medio del conducto.

Agrietamiento longitudinal avanzado del conducto.

Agrietamiento transversal incipiente del conducto.

Agrietamiento transversal medio del conducto.

Agrietamiento transversal avanzado del conducto.

Pérdida difícilmente apreciable de alineamiento de los módulos del conducto.

Pérdida apreciable de alineamiento de los módulos del conducto.

Pérdida notoria de alineamiento de los módulos del conducto.

Pérdida difícilmente apreciable de forma de los módulos del conducto.

Pérdida apreciable de forma de los módulos del conducto.

Pérdida notoria de forma de los módulos del conducto.

Identificación de defecto difícilmente apreciable en junta entre módulos.

Identificación de defecto apreciable en junta entre módulos.

Identificación de defecto notorio en junta entre módulos.

Identificación de hoyo difícilmente apreciable en superficie interna del conducto.

Identificación de hoyo apreciable en junta en superficie interna del conducto.

Identificación de hoyo notorio en junta en superficie interna del conducto.

Corrosión incipiente del conducto.

Corrosión media del conducto.

Corrosión avanzada del conducto.

3.7.4.4. Interior - diagnóstico del estado hidráulico

Obstrucción leve del conducto al interior por material de arrastre.

Obstrucción media del conducto al interior por material de arrastre.

Obstrucción total del conducto al interior por material de arrastre.

Obstrucción leve del conducto al interior por material de alud.

Obstrucción media del conducto al interior por material de alud.

Obstrucción total del conducto al interior por material de alud.

Obstrucción leve del conducto al interior por basuras, desechos de sembrados o podas.

Obstrucción media del conducto al interior por basuras, desechos de sembrados o podas.

Obstrucción total del conducto al interior por basuras, desechos de sembrados o podas.

Obstrucción leve del conducto al interior por aparición de raíces.

Obstrucción media del conducto al interior por aparición de raíces.

Obstrucción total del conducto al interior por aparición de raíces.

Socavación incipiente de la parte mojada del conducto.

Socavación media de la parte mojada del conducto.

Socavación avanzada de la parte mojada del conducto.

Socavación incipiente de la parte seca del conducto.

Socavación media de la parte seca del conducto.

Socavación avanzada de la parte seca del conducto.

3.7.4.5. Salida - diagnóstico del estado estructural

Destrucción parcial de la estructura de salida.

Destrucción total de la estructura de salida.

Destrucción parcial del muro cabezal de salida.

Destrucción total del muro cabezal de salida.

Desprendimiento leve del mortero de recubrimiento de la estructura de salida.

Desprendimiento medio del mortero de recubrimiento de la estructura de salida.

Desprendimiento total del mortero de recubrimiento de la estructura de salida.

Falta estructura de conducción adecuada a la salida (descole).

3.7.4.6. Salida - diagnóstico del estado hidráulico

Obstrucción leve de la estructura de salida por material de arrastre.

Obstrucción media de la estructura de salida por material de arrastre.

Obstrucción total de la estructura de salida por material de arrastre.

Obstrucción leve de la estructura de salida por material proveniente de alud.

Obstrucción media de la estructura de salida por material proveniente de alud.

Obstrucción total de la estructura de salida por material proveniente de alud.

Obstrucción leve de la estructura de salida por basuras, desechos de sembrados o podas.

Obstrucción media de la estructura de salida por basuras, desechos de sembrados o podas.

Obstrucción total de la estructura de salida por basuras, desechos de sembrados o podas.

Obstrucción leve del conducto a la salida por material de arrastre.

Obstrucción media del conducto a la salida por material de arrastre.

Obstrucción total del conducto a la salida por material de arrastre.

Obstrucción leve del conducto a la salida por material proveniente de alud.

Obstrucción media del conducto a la salida por material proveniente de alud.

Obstrucción total del conducto a la salida por material proveniente de alud.

Obstrucción leve del conducto a la salida por basuras, desechos de sembrados o podas.

Obstrucción media del conducto a la salida por basuras, desechos de sembrados o podas.

Obstrucción total del conducto a la salida por basuras, desechos de sembrados o podas.

Socavación regresiva incipiente a la salida.

Socavación regresiva media de a la salida.

Socavación regresiva avanzada a la salida.

3.7.5. Protocolo de las evaluaciones de tipo estructural e hidráulico en obras longitudinales (cunetas y canales)

Las inspecciones de obras longitudinales, al igual que para las obras transversales, están compuestas por una fase de campo, en la que se recoge la información general de la obra (dimensiones físicas y ubicación geográfica), y donde además se realiza una evaluación de defectos apreciables a simple vista, y por una fase de explotación del archivo fotográfico, en la cual se aprecian los defectos (tipo y magnitud) no visibles en la visita.

La obra longitudinal se inspecciona en su totalidad mediante recorrido presencial. En dicho recorrido se pueden identificar los siguientes defectos, asociados al estado estructural e hidráulico.

3.7.5.1. Diagnóstico del estado estructural

Colapso.

Corriente de agua sin cuneta asociada.

Desgaste de la superficie en contacto con el agua.

Desportillamiento longitudinal.

Desportillamiento transversal.

Escalonamiento.

Fracturamiento longitudinal.

Fracturamiento transversal.

Grieta longitudinal.

Grieta transversal.

Agrietamiento general.

Reducción de capacidad hidráulica (asociada a otras obras).

Separación de cuneta.

Separación de canal.

3.7.5.2. Diagnóstico del estado hidráulico

Obstrucción con material de arrastre.

Obstrucción con material de arrastre y vegetación.

Obstrucción con material de arrastre y podas.

Obstrucción con material de alud.

3.7.6. Fichas individuales de descripción del estado actual de cada una de las obras longitudinales en el tramo Tres Puertas - Alto El Paisa

Es importante aclarar que el inventario fotográfico que a continuación se incluye se generó exclusivamente tras las visitas de campo efectuadas para tal fin. Por ello debe entenderse que la fuente de dichas fotografías es el mismo estudio, siendo una fuente única (correspondiendo al trabajo de campo del inventario para este tramo), igual para todas, y que constituye un producto inédito, por lo cual en el presente libro no se cita al pie de cada una de las mismas.

Tipo: CUNETETA, ID: C1				
Tramo: Tres Puertas – Alto El Paisa	Abscisa inicio: 0+000 Abscisa final: en otra vía Longitud (m): 15 Coordenada X inicio: 1158185 Coordenada Y inicio: 1054509 Costado: <table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>I</td><td>x</td><td>D</td></tr></table> Sección: Rectangular (A: 0.50m, H: 0.55m, e: 0.12m) Nota: canal de ladera que viene de vía secundaria, y que se incorpora a la vía de estudio en el punto de inicio del mismo.	I	x	D
I	x	D		
Tipo de daño: Desgaste	Tipo de daño: Separación de cuneta, fracturamiento longitudinal			
Severidad: Alta	Severidad: Alta			
Estado de la cuneta (foto ID 15)	Estado de la cuneta (foto ID 16)			



Tipo: CUNETETA, ID: C1			
<p>Tramo: Tres Puertas – Alto El Paisa</p>	<p>Abscisa inicio: 0+000 Abscisa final: en otra vía Longitud (m): 15 Coordenada X inicio: 1158185 Coordenada Y inicio: 1054509 Costado: <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td>I x</td><td>D</td></tr></table> Sección: Rectangular (A: 0.50m, H: 0.55m, e: 0.12m) Nota: canal de ladera que viene de vía secundaria, y que se incorpora a la vía de estudio en el punto de inicio del mismo.</p>	I x	D
I x	D		
<p>Tipo de daño: Desgaste</p> <p>Severidad: Alta</p>	<p>Tipo de daño: Separación de cuneta, fracturamiento longitudinal</p> <p>Severidad: Alta</p>		
Estado de la cuneta (foto ID 15)	Estado de la cuneta (foto ID 16)		



Tipo: CUNETETA, ID: C2				
Tramo Tres Puertas – Alto El Paisa	Abscisa inicio: 0+00 Abscisa final: 0+90 Longitud (m): 90 Coordenada X inicio: 1158185 Coordenada Y inicio: 1054509 Costado: <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td>I</td><td>x</td><td>D</td></tr></table> Sección: Triangular con lado corto (L1: 0.40m, L2: 0.60m, A: 0.90m)	I	x	D
I	x	D		
Tipo de daño: Obstrucción con material de arrastre Severidad: Alta	Tipo de daño: Separación de cuneta Severidad: Alta			
Estado de la cuneta (foto ID 19)	Estado de la cuneta (foto ID 20)			



Tipo: CUNETETA, ID: C3			
Tramo Tres Puertas – Alto El Paisa	Abscisa inicio: 1+170 Abscisa final: 1+190 Longitud (m): 20 Coordenada X inicio: 1157563 Coordenada Y inicio: 1054434 Costado: <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td>I x</td><td>D</td></tr></table> Sección: Trapezoidal (B1: 0.70m, B2: 1.00m, H:0.50m)	I x	D
I x	D		
Tipo de daño: Obstrucción con material de arrastre Severidad: Media			
Estado de la cuneta (foto ID 43)			



Tipo: CUNETETA, ID: C4				
Tramo Tres Puertas – Alto El Paisa	Abscisa inicio: 1+330 Abscisa final: 1+430 Longitud (m): 100 Coordenada X inicio: 1157553 Coordenada Y inicio: 1054290 Costado: <table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>I</td><td>x</td><td>D</td></tr></table> Sección: No existe cuneta	I	x	D
I	x	D		
Tipo de daño: Corriente de agua sin cuneta asociada Severidad: Alta				
Estado de la cuneta (foto ID 49)	Estado de la cuneta (foto ID 50)			



Tipo: CUNETETA, ID: C5				
Tramo Tres Puertas – Alto El Paisa	Abscisa inicio: 1+540 Abscisa final: 1+560 Longitud (m): 20 Coordenada X inicio: 1157472 Coordenada Y inicio: 1054123 Costado: <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td>I</td><td>x</td><td>D</td></tr></table> Sección: No existe cuneta o está obstruida por material de alud	I	x	D
I	x	D		
Tipo de daño: Corriente de agua sin cuneta asociada, obstrucción por material de alud Severidad: Alta				
Estado de la cuneta (foto ID 55)				







3.7.7. Fichas individuales de descripción del estado actual de cada una de las obras transversales en el tramo Tres Puertas - Alto El Paisa



Se aclara nuevamente que el inventario fotográfico que a continuación se incluye se generó exclusivamente tras las visitas de campo efectuadas para tal fin. Por ello debe entenderse que la fuente de dichas fotografías es el mismo estudio, siendo una fuente única (correspondiendo al trabajo de campo del inventario para este tramo), igual para todas, y que constituye un producto inédito, por lo cual en el presente libro no se cita al pie de cada una de las mismas.

Tipo: ALCANTARILLA, ID: A1		
Tramo Tres Puertas - Alto El Paisa		Abscisa 0+100 Coordenada X 1158182 Coordenada Y 1054509
Estructura Entrada Salida Muro cabezal X Guarda-ruedas Aletas Muro acompañamiento Poceta Solado	Cámara de registro de sistema de alcantarillado	Número de ductos 3 Tipo de ducto Tubería Material Concreto Diámetro o altura 0.60/0.60/0.50 Longitud (m) 8.35 Angulo esviaje (°) 0
Estado a la entrada (foto ID 22)		Estado a la salida (foto ID 24)
		
Estado estructural: Falta estructura de conducción adecuada a la entrada (encole) Destrucción parcial de la estructura de salida		
Estado hidráulico: Obstrucción total de la estructura de entrada por material de arrastre Obstrucción media de la tubería a la salida por material de arrastre		

Tipo: ALCANTARILLA, ID: A2			
Tramo Tres Puertas - Alto El Paisa			Abscisa 0+500 Coordenada X 1158112 Coordenada Y 1054474
Estructura	Entrada	Salida	
Muro cabezal	X	X	Número de ductos 1
Guarda-ruedas			Tipo de ducto Tubería
Aletas	X		Material Concreto
Muro acompañamiento			Díámetro o altura 0.60
Poceta	X		Longitud (m) 8.30
Solado	X		Angulo esviaje (°) 0
Estado a la entrada (foto ID 27)			Estado a la salida (foto ID 28)
			
Estado estructural: Destrucción parcial de la estructura de entrada Desprendimiento medio del mortero de recubrimiento del conducto Falta estructura de conducción adecuada a la entrada (encole) Falta estructura de conducción adecuada a la salida (encole)			
Estado hidráulico: Obstrucción total del conducto a la entrada por material de arrastre Obstrucción media de la estructura de entrada por material de arrastre Obstrucción total del conducto a la salida por material de arrastre Obstrucción media de la estructura de salida por material de arrastre			

Tipo: ALCANTARILLA, ID: A3			
Tramo Tres Puertas - Alto El Paisa			Abscisa 0+600 Coordenada X 1157957 Coordenada Y 1054720
Estructura	Entrada	Salida	
Muro cabezal	X	X	Número de ductos 1
Guarda-ruedas			Tipo de ducto Tubería
Aletas	X		Material Concreto
Muro acompañamiento			Díametro o altura 0.60
Poceta			Longitud (m) 8.50
Solado			Angulo esviaje (°) 0
Estado a la entrada (foto ID 29)			Estado a la salida (foto ID 31)
			
Estado estructural: Desprendimiento medio del mortero de recubrimiento del conducto Pérdida difícilmente apreciable de forma de los módulos del conducto Falta estructura de conducción adecuada a la entrada (encole) Falta estructura de conducción adecuada a la salida (encole)			
Estado hidráulico: Obstrucción leve del conducto a la entrada por material de arrastre Obstrucción leve de la estructura de entrada por material de arrastre Obstrucción leve del conducto a la salida por material de arrastre Obstrucción leve de la estructura de salida por material de arrastre			

Tipo: ALCANTARILLA, ID: A4			
Tramo Tres Puertas - Alto El Paisa			Abscisa 0+710 Coordenada X 1157801 Coordenada Y 1054709
Estructura	Entrada	Salida	
Muro cabezal	X	X	Número de ductos 1
Guarda-ruedas			Tipo de ducto Cajón
Aletas	X	X	Material Concreto
Muro acompañamiento			Díametro o altura 1.00 (ancho: 2.00)
Poceta			Longitud (m) 8.50
Solado			Angulo esviaje (°) -30
Estado a la entrada (foto ID 32)			Estado a la salida (foto ID 36)
			
Estado estructural: Desprendimiento medio del mortero de recubrimiento del conducto Falta estructura de conducción adecuada a la entrada (encole) Falta estructura de conducción adecuada a la salida (encole)			
Estado hidráulico: Obstrucción total del conducto a la entrada por material de arrastre Obstrucción total de la estructura de entrada por material de arrastre Obstrucción media del conducto al interior por material de arrastre Obstrucción leve del conducto a la salida por material de arrastre Obstrucción leve de la estructura de salida por material de arrastre Socavación avanzada de la parte mojada del conducto			

Tipo: ALCANTARILLA, ID: A4																							
Tramo Tres Puertas - Alto El Paisa		Abscisa 0+060 Coordenada X 1157526 Coordenada Y 1054615																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Estructura</th> <th>Entrada</th> <th>Salida</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Muro cabezal</td> <td>X</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Guarda-ruedas</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Aletas</td> <td>X</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Muro acompañamiento</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Poceta</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Solado</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Estructura	Entrada	Salida	Muro cabezal	X		Guarda-ruedas			Aletas	X		Muro acompañamiento			Poceta			Solado				Número de ductos 1 Tipo de ducto Tubería Material Concreto Diámetro o altura 0.60 Longitud (m) 8.80 Angulo esviaje (°) -0
Estructura	Entrada	Salida																					
Muro cabezal	X																						
Guarda-ruedas																							
Aletas	X																						
Muro acompañamiento																							
Poceta																							
Solado																							
Estado a la entrada (foto ID 39)		Estado a la salida (foto ID 42)																					
																							
Estado estructural: Desprendimiento medio del mortero de recubrimiento de la estructura de entrada Destrucción total de la estructura de salida Falta estructura de conducción adecuada a la entrada (encole) Falta estructura de conducción adecuada a la salida (encole)																							
Estado hidráulico: Obstrucción media del conducto al interior por material de arrastre Obstrucción total del conducto a la salida por material de arrastre																							

3.7.8. Fichas individuales de descripción del estado actual de los sitios especiales en el tramo Tres Puertas - Alto El Paisa

Como en los casos anteriores, se aclara que el inventario fotográfico que a continuación se incluye se generó exclusivamente tras las visitas de campo efectuadas para tal fin. Por ello debe entenderse que la fuente de dichas fotografías es el mismo estudio, siendo una fuente única (correspondiendo al trabajo de campo del inventario para este tramo), igual para todas, y que constituye un producto inédito, por lo cual en el presente libro no se cita al pie de cada una de las mismas.

Tipo: MURO DE CONTENCIÓN, ID: SE1		
Tramo Tres Puertas - Alto El Paisa	Abscisa	0+960
	Coordenadas X	1157697
	Coordenadas Y	1054704
	Costado	<input type="checkbox"/> I <input type="checkbox"/> Dx
	Dimensiones	
	Longitud (m)	42.34
	Altura media (m)	2.72 (visible)
	Espesor (m)	0.40
	Guarda-ruedas (m)	0.50
Descripción	Muro de contención sin lagrimales o filtros equivalentes que disminuyan la presión del agua en su parte inferior	
Sitio especial (foto ID 38)		
		

Tipo: MURO DE CONTENCIÓN, ID: SE2		
Tramo Tres Puertas - Alto El Paisa	Abscisa	0+440
	Coordenadas X	1157511
	Coordenadas Y	1054193
	Costado	<input type="text" value="I"/> <input type="text" value="Dx"/>
	Dimensiones	
	Longitud (m)	5.50
	Altura media (m)	
	Espesor (m)	1.80
	Guarda-ruedas (m)	0.50
Descripción	Muro de contención más cordón en gavión totalmente cubierto por vegetación y sin filtros visibles. La densidad de la cobertura vegetal impide la medición de su altura	
Sitio especial (foto ID)		
FOTO NO DISPONIBLE		

Tipo: MURO DE CONTENCIÓN, ID: SE1	
Tramo Tres Puertas - Alto El Paisa	Abscisa 1+490
	Coordenadas X 1157486
	Coordenadas Y 1054169
	Costado <input type="checkbox"/> I x <input type="checkbox"/> D
	Dimensiones
	Longitud (m) 20
	Altura media (m)
	Espesor (m)
Guarda-ruedas (m)	
Descripción	Deslizamiento pronunciado con afloramiento de agua que discurre paralela a la calzada
Sitio especial (foto ID 55 / 56)	
	

Tipo: MURO DE CONTENCIÓN, ID: SE1		
Tramo Tres Puertas - Alto El Paisa	Abscisa	1+600
	Coordenadas X	1157439
	Coordenadas Y	1054083
	Costado	<input type="checkbox"/> I <input type="checkbox"/> D x
	Dimensiones	
	Longitud (m)	1.20
	Altura media (m)	
	Espesor (m)	0.25
	Guarda-ruedas (m)	0.45 (visible)
Descripción	Muro de contención totalmente obstruido por material de alud y material de arrastre. La obstrucción impide la medición de su altura.	
Sitio especial (foto ID 59)		
		

Tipo: MURO DE CONTENCIÓN, ID: SE1		
Tramo Tres Puertas - Alto El Paisa	Abscisa	1+620
	Coordenadas X	1157397
	Coordenadas Y	1054037
	Costado	<input type="checkbox"/> I <input type="checkbox"/> D x
	Dimensiones	
	Longitud (m)	10.18
	Altura media (m)	2.30 (visible)
	Espesor (m)	0.30
	Guarda-ruedas (m)	0.45 (visible)
Descripción	Muro de contención sin lagrimales o filtros equivalentes que disminuyan la presión del agua en su parte inferior. La estructura se encuentra parcialmente obstruida por material de arrastre y vegetación	
Sitio especial (foto ID 61)		
		

3.8. Diseño de las estructuras hidráulicas para el caso de estudio

Resulta importante resaltar que la zona de estudio presenta problemas, en algunos casos suficientemente identificados (tanto en el estudio hidrológico que hace parte de este trabajo, como en estudios anteriores), concernientes a inundaciones recurrentes y ocurrencia de socavación, entre otros. Las condiciones hidráulicas naturales de las corrientes de la zona, en especial de las quebradas Carminales, Montelindo y El Berrión, han sido drásticamente modificadas por la acción humana. Por tanto los diseños, y en general, las acciones técnicas planteadas en este apartado, no tienen como objetivo solucionar dichos problemas. El objetivo primordial del presente estudio radica en asegurar que los nuevos corredores viales funcionen con seguridad desde la óptica hidráulica.

A continuación se citan los principales parámetros y valores de diseño utilizados en las obras hidráulicas contempladas para el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa. En los planos de diseño hidráulico pueden encontrarse el conjunto restante de dimensiones, así como detalles estructurales y constructivos (UNAL, 2010).

Las dimensiones y demás indicaciones que hacen parte de los resultados del proceso de diseño hidráulico han sido generadas en gran medida a partir de modelos de elevación digital del terreno, que por su misma naturaleza basada en la interpolación de datos fotogramétricos, conlleva un grado de incertidumbre asociado a sus resultados. Los productos del diseño hidráulico también se ven afectados por la incertidumbre inherente a los resultados de los estudios topográficos, y demás información disponible, que le sirven como punto de partida.

Basado en lo anterior, se especifica como condición indispensable para el debido funcionamiento de estas obras, que el constructor y el equipo interventor deben verificar en el terreno que cada obra (esto es, entre otras cosas: su tipo y naturaleza, dimensiones, especificaciones, detalles estructurales y constructivos, materiales utilizados, así como su ubicación, sentido y pendiente) se adaptará adecuadamente las condiciones topográficas particulares, y que bajo ellas resultará funcional y oportuna; y en caso de requerirse, planteen la necesidad de una revisión de los aspectos de diseño que consideren pertinentes, siempre en función de lo encontrado en el terreno.

3.8.1. Parámetros y valores de diseño

3.8.1.1. Obras típicas

Las obras típicas, compuestas por alcantarillas circulares en concreto simple de diámetro interno igual a 24", y reforzado de diámetro interno igual a 36", se ubican en abscisas separadas entre sí por distancias de 80 a 100 m.

Para el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa, la mayoría de los caudales intercuenca resultan menores de 1,0 m³/s, calculados para un período de retorno de 200 años, y en consecuencia pasan por alcantarillas de 24", con pendiente mínima del 2,5% y máxima del 4%. Valores menores de pendiente pueden ser admisibles si se tiene en consideración un caudal asociado a un período de retorno menor (ver Tabla 3.24, Table 3.25 y Tabla 3.26).

Tabla 3.24. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\varnothing_{\text{interno}} = 24''$, pendiente = 2.5% y capacidad hidráulica = 80%

Método de cálculo	Qd (m ³ /s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	1.00	0.59	3.99	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	1.02	0.59	4.05	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	1.02	0.59	4.07	Supercrítico
Hazen-Williams	1.12	0.59	4.46	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.25. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\varnothing_{\text{interno}} = 24''$, pendiente = 3.0% y capacidad hidráulica = 60%

Método de cálculo	Qd (m ³ /s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	0.75	0.55	4.08	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	0.75	0.55	4.12	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	0.76	0.55	4.16	Supercrítico
Hazen-Williams	0.84	0.57	4.59	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.26. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\varnothing_{\text{interno}} = 24''$, pendiente = 3.0% y capacidad hidráulica = 75%

Método de cálculo	Qd (m ³ /s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	1.01	0.59	4.31	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	1.03	0.59	4.37	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	1.03	0.59	4.39	Supercrítico
Hazen-Williams	1.14	0.60	4.84	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

En tuberías circulares de diámetro igual a 24", sólo en los casos en que la pendiente del terreno sea pronunciada y exija esta condición, se utilizarán pendientes de conducto mayores al 4 %, Las siguientes tablas incluyen verificaciones hidráulicas para tuberías de diámetro igual a 24" en pendientes del 4 %. Debe tenerse en cuenta que las velocidades que se generan bajo esta condición exceden el valor máximo de 5,0 m/s impuesto por el RAS. En estos casos se exige cimentar la conducción en una cama de concreto de 140,0 kg/cm² (Secretaría de Obras Públicas del departamento de Antioquia, 1985) de ancho mínimo igual a 0,75 m (equivalente a 1,25 veces el diámetro externo) (Carciente, 1977), espesor mínimo igual a 0,30 m (Secretaría de Obras Públicas del departamento de Antioquia, 1985), según lo indicado en el modelo de cimentación tipo B (ver Tabla 3.27 y Tabla 3.28). En caso de que, por configuración topográfica sea necesario cruzar obras típicas por zonas de terraplén reforzado a una profundidad de desplante de la tubería mayor a 1 metro, se debe colocar un recubrimiento en material granular (afirmado) adecuado para este tipo de obras.

Tabla 3.27. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\varnothing_{\text{interno}} = 24''$, pendiente = 4.0% y capacidad hidráulica = 60%

Método de cálculo	Qd (m ³ /s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	0.86	0.57	4.71	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	0.87	0.57	4.76	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	0.88	0.57	4.81	Supercrítico
Hazen-Williams	0.98	0.58	5.36	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.28. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\varnothing_{\text{interno}} = 24''$, pendiente = 4.0% y capacidad hidráulica = 75%

Método de cálculo	Qd (m ³ /s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	1.17	0.60	4.98	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	1.19	0.60	5.05	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	1.19	0.60	5.07	Supercrítico
Hazen-Williams	1.34	0.60	5.66	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

Los caudales intercuenca correspondientes a un período de retorno Tr de 200 años, se encuentran entre 1,0 y 2,69m³/s (son en total 3 casos, ubicados en las abscisas 1+030, 3+610 y 4+000). Ellos pasarán bajo la vía por alcantarillas de 36'' con pendiente hasta del 3%.

Además de los casos anteriores, se utilizarán alcantarillas de sección circular y diámetro 36'' (Tabla 3.29) en aquellas obras transversales ubicadas en curvas verticales tipo batea (concavidad positiva pronunciada), en sitios con corrientes definidas y cuyo caudal permita utilizar este tipo de conducción, y en obras que reciban aguas provenientes de los colectores diseñados como parte del proyecto.

Tabla 3.29. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\varnothing_{\text{interno}} = 36''$, pendiente = 2.2% y capacidad hidráulica = 80%

Método de cálculo	Qd (m ³ /s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	2.70	0.87	4.85	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	2.77	0.88	4.97	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	2.71	0.87	4.86	Supercrítico
Hazen-Williams	2.95	0.88	5.30	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

En tuberías circulares de diámetro igual a 36'', solo en los casos en que la pendiente del terreno sea pronunciada y exija esta condición, se utilizarán pendientes de conducto mayores al 3%. Las siguientes tablas incluyen verificaciones hidráulicas para tuberías de diámetro igual a 36'' en pendientes entre el 3 y el 4%. Debe tenerse en cuenta que las veloci-

des que se generan bajo esta condición exceden el valor máximo de 5,0 m/s impuesto por el RAS. En estos casos se exige cimentar la conducción en una cama de concreto de 140,0 kg/cm² (Secretaría de Obras Públicas del departamento de Antioquia, 1985) de ancho mínimo igual a 1,25 m (equivalente a 1,25 veces el diámetro externo) (Carciente, 1977), espesor mínimo igual a 0,40 m (Secretaría de Obras Públicas del departamento de Antioquia, 1985), según lo indicado en el modelo de cimentación tipo B.

No debe olvidarse además, que aunque los valores de velocidad que resultan son altos, dichos valores están asociados a períodos de retorno de 200 años, lo cual puede parecer una condición de diseño exagerada para el caso de alcantarillas. Las velocidades asociadas a períodos de retorno menores para estas mismas estructuras (y este es el escenario en el cual trabajan la mayoría de su vida útil) resultan, consecuentemente, menores (ver Tabla 3.30 a Tabla 3.33).

Tabla 3.30. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\phi_{\text{interno}} = 36''$, pendiente = 3.0% y capacidad hidráulica = 50%

Método de cálculo	Qd (m ³ /s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	1.63	0.75	4.97	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	1.66	0.76	5.06	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	1.64	0.75	5.03	Supercrítico
Hazen-Williams	1.81	0.78	5.54	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.31. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\phi_{\text{interno}} = 36''$, pendiente = 3.0% y capacidad hidráulica = 75%

Método de cálculo	Qd (m ³ /s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	2.96	0.88	5.63	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	3.04	0.89	5.78	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	2.97	0.88	5.65	Supercrítico
Hazen-Williams	3.28	0.89	6.23	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.32. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\varnothing_{\text{interno}} = 36''$, pendiente = 4.0% y capacidad hidráulica = 50%

Método de cálculo	Qd (m³/s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	1.88	0.79	5.74	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	1.92	0.80	5.87	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	1.90	0.80	5.81	Supercrítico
Hazen-Williams	2.12	0.83	6.47	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.33. Comportamiento hidráulico en tuberías con $\varnothing_{\text{interno}} = 36''$, pendiente = 4.0% y capacidad hidráulica = 75%

Método de cálculo	Qd (m³/s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	3.42	0.90	6.50	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	3.51	0.90	6.67	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	3.43	0.90	6.52	Supercrítico
Hazen-Williams	3.83	0.90	7.28	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

La Tabla 3.34 constituye un resumen donde se muestra la ubicación (respecto al eje izquierdo, con color azul en los planos, y que se refiere a la calzada en sentido de tránsito desde el Alto El Paisa hacia Tres Puertas) y tipo de cada una de las obras típicas planteadas para el presente tramo.

Tabla 3.34. Listado con ubicación y clase de obras típicas en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa

Abscisa eje izquierdo	Tipo de conducción	Obra de entrada	Obra de salida	D interior (pulg.)
0+020	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
0+100	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
0+183.17	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
0+270	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
0+360	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
0+500	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
0+590	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
0+690	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
0+770	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
0+860	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24

Abscisa eje izquierdo	Tipo de conducción	Obra de entrada	Obra de salida	D interior (pulg.)
0+950.56	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
1+030	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
1+220	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
1+300	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
1+370	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
1+605	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
1+700	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
1+780	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
1+880	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
1+950	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
2+020	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
2+100	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
2+180	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
2+260	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
2+338.27	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
2+420	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
2+500	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
2+580	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
2+637.64	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
2+700	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
2+850	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
2+895.56	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
2+986.99	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
3+070	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
3+160	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
3+255.52	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
3+340	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
3+430	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
3+520	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
3+610	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
3+810	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
3+910	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
4+000	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
4+084.02	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
4+160	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
4+230	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
4+300	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
4+375.78	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
4+440	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24

Abscisa eje izquierdo	Tipo de conducción	Obra de entrada	Obra de salida	D interior (pulg.)
4+500	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
4+600	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
4+680	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
4+768.49	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
4+840	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
4+916.19	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
5+080	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
5+160	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
5+350	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
5+423	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
5+500	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
5+710	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
5+810	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
5+910	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
5+940	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
6+050	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
6+200	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
6+350	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
6+411.11	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36
6+490	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
6+590	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
6+690	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
6+790	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	24
4+300	Alcantarilla circular	Poceta	Solado + aletas	36

Fuente: elaboración propia

3.8.1.2. Obras especiales

En el tramo Tres Puertas - Alto El Paisa se identificaron once sitios con corrientes de agua que exigen obras especiales para encauzarlas bajo el nuevo trazado. La solución de tres de estos casos (correspondientes al río Chinchiná y a las quebradas Carminales y El Berrión) consiste en el emplazamiento de puentes. Para las restantes corrientes se propone la construcción de conducciones de sección transversal circular (alcantarillas) o rectangular (*box culverts*) según sea su caudal de diseño asociado. En el caso particular de la quebrada El Berrión, su solución se complementa con la construcción de un canal excavado en tierra y con taludes perfilados.

A continuación se listan las corrientes principales, identificadas mediante la abscisa correspondiente al eje izquierdo del nuevo trazado. Entre paréntesis figura el nombre de la corriente, y en los casos en que no tiene un nombre conocido, el número de la cuenca asignado en el estudio hidrológico. La pendiente considerada en estos casos resulta ser la mínima para que asegure condiciones de autolimpieza óptimas (con lo cual se asegura, simultáneamente, la condición de velocidad mínima).

3.8.1.3. Abscisa 0+421 (Cuenca 1)

Descripción: el estudio hidrológico identifica en el sitio una corriente de ladera que actualmente no presenta obra hidráulica para a su drenaje. Dicha corriente tiene un caudal de diseño asociado a un período de retorno $T_r = 200$ años de $6,72 \text{ m}^3/\text{s}$. La topografía predominante es media ladera.

Solución propuesta: el drenaje de la corriente bajo la vía, con dicho caudal de diseño, requiere la construcción de una conducción de sección rectangular (*box culvert*) con dimensiones interiores alto = 1,5 m y ancho = 1,5 m, pendiente = 0,7% y longitud = 41,27 m. La solución propuesta se complementa con una estructura de salida en enrocado con trinchos vivos. Adicionalmente para la zona de la obra que cruza en terraplén reforzado se debe barras laterales en material granular (afirmado), con especificaciones mostradas en los planos de construcción.

Tabla 3.35. Comportamiento hidráulico en *box culverts* con ancho interno = 1.5 m, alto interno = 1,5 m, pendiente = 0,7% y capacidad hidráulica = 78%

Método de cálculo	Qd (m³/s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	6.74	1.27	3.82	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	6.91	1.29	3.92	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	6.59	1.25	3.74	Supercrítico
Hazen-Williams	6.90	1.29	3.92	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

La Tabla 3.35 presenta los principales valores surgidos tras el chequeo hidráulico realizado en FlowMaster (Bentley Institute Press, 2008) para una profundidad normal del 78% de la profundidad disponible, coeficiente de rugosidad para concreto = 0,013, altura de rugosidad

para concreto = 0,001m, coeficiente de Hazen-Williams para concreto = 110 y viscosidad cinemática del agua = $1,141 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$.

3.8.1.4. Abscisa 1+116 (Cuenca 2)

Descripción: el estudio hidrológico identifica en el sitio una corriente de ladera que actualmente transcurre bajo la vía existente a través de una alcantarilla de 24" obstruida por material de arrastre, la cual resulta hidráulicamente insuficiente. Dicha corriente tiene un caudal de diseño asociado a un período de retorno $T_r = 200$ años de $4,43 \text{ m}^3/\text{s}$. La topografía predominante es media ladera.

Solución propuesta: el drenaje de la corriente bajo la vía, con dicho caudal de diseño, requiere la construcción de una conducción de sección rectangular (*box culvert*) con dimensiones interiores alto = 1,0 m y ancho = 1,5m, pendiente = 0,8% y longitud = 38,48 m. La solución propuesta se complementa con una estructura de salida en enrocado con trinchos vivos. Adicionalmente para la zona de la obra que cruza en terraplén reforzado se debe barras laterales en material granular (afirmado), con especificaciones mostradas en los planos de construcción.

La Tabla 3.36 presenta los principales valores surgidos tras el chequeo hidráulico realizado en FlowMaster (Bentley Institute Press, 2008) para una profundidad normal del 80% de la profundidad disponible, coeficiente de rugosidad para concreto = 0,013, altura de rugosidad para concreto = 0,001m, coeficiente de Hazen-Williams para concreto = 110 y viscosidad cinemática del agua = $1,141 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$.

Tabla 3.36. Comportamiento hidráulico en *box culverts* con ancho interno = 1,5 m, alto interno = 1,0 m, pendiente = 0,8% y capacidad hidráulica = 80%

Método de cálculo	Qd (m³/s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	4.39	0.96	3.65	Supercrítico
Kutter (Chézy)	4.50	0.97	3.75	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	4.33	0.95	3.60	Supercrítico
Hazen-Williams	4.55	0.98	3.79	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

3.8.1.5. Abscisa 1+440 (Cuenca 3)

Descripción: el estudio hidrológico identifica en el sitio una corriente de ladera que actualmente transcurre bajo la vía existente a través de una alcantarilla de 24" obstruida por material de arrastre, la cual resulta hidráulicamente insuficiente. Dicha corriente tiene un caudal de diseño asociado a un período de retorno $T_r = 200$ años de $3,73 \text{ m}^3/\text{s}$. La topografía predominante es media ladera.

Solución propuesta: el drenaje de la corriente bajo la vía, con dicho caudal de diseño, requiere la construcción de una conducción de sección rectangular (*box culvert*) con dimensiones interiores alto = 1,0 m y ancho = 1,5 m, pendiente = 0,6 % y longitud = 30,62 m. La solución propuesta se complementa con una estructura de salida en enrocado con trinchos vivos. Adicionalmente para la zona de la obra que cruza en terraplén reforzado se debe barras laterales en material granular (afirmado), con especificaciones mostradas en los planos de construcción.

La Tabla 3.37 presenta los principales valores surgidos tras el chequeo hidráulico realizado en FlowMaster (Bentley Institute Press, 2008) para una profundidad normal del 78% de la profundidad disponible, coeficiente de rugosidad para concreto = 0,013, altura de rugosidad para concreto = 0,001m, coeficiente de Hazen-Williams para concreto = 110 y viscosidad cinemática del agua = $1,141 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Tabla 3.37. Comportamiento hidráulico en *box culverts* con ancho interno = 1,5 m, alto interno = 1,0 m, pendiente = 0,6% y capacidad hidráulica = 78%

Método de cálculo	Qd (m ³ /s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	3.67	0.85	3.14	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	3.77	0.86	3.22	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	3.62	0.84	3.10	Supercrítico
Hazen-Williams	3.76	0.86	3.22	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

3.8.1.6. Abscisa 1+504 (Cuenca 4)

Descripción: el estudio hidrológico identifica en el sitio una corriente de ladera que actualmente transcurre bajo la vía existente a través de una alcantarilla de 24" obstruida por material de arrastre, la cual resulta hidráulicamente insuficiente. Dicha corriente tiene un caudal de diseño asociado a un período de retorno $T_r = 200$ años de $3,99 \text{ m}^3/\text{s}$. La topografía predominante es media ladera.

Solución propuesta: el drenaje de la corriente bajo la vía, con dicho caudal de diseño, requiere la construcción de una conducción de sección rectangular (*box culvert*) con dimensiones interiores alto = 1,0m y ancho = 1,5m, pendiente = 0,7% y longitud = 41,15 m.

La Tabla 3.38 presenta los principales valores surgidos tras el chequeo hidráulico realizado en FlowMaster (Bentley Institute Press, 2008) para una profundidad normal del 78% de la profundidad disponible, coeficiente de rugosidad para concreto = 0,013, altura de rugosidad para concreto = 0,001m, coeficiente de Hazen-Williams para concreto = 110 y viscosidad cinemática del agua = $1,141 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Tabla 3.38. Comportamiento hidráulico en *box culverts* con ancho interno = 1,5 m, alto interno = 1,0 m, pendiente = 0,7% y capacidad hidráulica = 78%

Método de cálculo	Qd (m³/s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	3.97	0.89	3.39	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	4.07	0.91	3.48	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	3.91	0.89	3.35	Supercrítico
Hazen-Williams	4.09	0.91	3.50	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

3.8.1.7. Abscisas 2+756 a 2+787 (río Chinchiná)

Descripción: en el tramo comprendido entre estas dos abscisas se encuentra el cruce del Río Chinchiná (sobre el puente Santágueda).

Las observaciones realizadas en el inventario tras la visita de campo realizada para tal fin, son las siguientes:

- Explotación de arena 150,0 m aguas arriba del puente sobre margen derecha.
- Existencia de muro de contención 50,0 m aguas arriba sobre margen derecha.
- Socavación de la margen izquierda 150,0 m aguas arriba.
- Corte del terraplén sobre margen derecha debajo del puente (con presencia de piedra gigante o afloramiento de roca en el lecho del río).

El estudio de socavación realizado provee una información detallada sobre la ocurrencia de este fenómeno en la zona de estudio.

Solución propuesta: por su caudal de diseño para un período de retorno $Tr = 200$ años, $2.382 \text{ m}^3/\text{s}$, y según el estudio hidrológico y de socavación realizado, se propone la construcción en el nuevo trazado de un puente con un gálibo de 0,50 m sobre la altura máxima del agua alcanzada por el caudal para dicho período de retorno, especificada en el estudio de socavación correspondiente (UNAL, 2010).

3.8.1.8. Abscisa 3+706.61 (Cuenca 5)

Descripción: el estudio hidrológico identifica en el sitio una corriente de ladera que actualmente transcurre bajo la vía existente a través de una alcantarilla de 24" obstruida por material de arrastre, la cual resulta hidráulicamente insuficiente. Dicha corriente tiene un caudal de diseño asociado a un período de retorno $Tr = 200$ años de $8,43 \text{ m}^3/\text{s}$. La topografía predominante es media ladera.

Solución propuesta: el drenaje de la corriente bajo la vía, con dicho caudal de diseño, requiere la construcción de una conducción de sección rectangular (*box culvert*) con dimensiones interiores alto = 1,5 m y ancho = 2,0 m, pendiente = 0,5% y longitud = 36,87 m.

La Tabla 3.39 presenta los principales valores surgidos tras el chequeo hidráulico realizado en FlowMaster (Bentley Institute Press, 2008) para una profundidad normal del 80,5% de la profundidad disponible, coeficiente de rugosidad para concreto = 0,013, altura de rugosidad para concreto =

0,001 m, coeficiente de Hazen-Williams para concreto = 110 y viscosidad cinemática del agua = $1,141 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Tabla 3.39. Comportamiento hidráulico en **box culverts** con ancho interno = 2,0 m, alto interno = 1,5 m, pendiente = 0,5% y capacidad hidráulica = 80,5%

Método de cálculo	Qd (m ³ /s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	8.43	1.22	3.60	Supercrítico
Kutter (Chézy)	8.62	1.24	3.68	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	8.18	1.19	3.50	Supercrítico
Hazen-Williams	8.47	1.22	3.62	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

3.8.1.9. Abscisa 4+999 (quebrada Carminales)

Descripción: en la abscisa se encuentra la quebrada Carminales. La variación de las condiciones naturales del cauce por la intervención humana, en especial, el desvío aguas arriba de la quebrada Montelindo hacia la quebrada Carminales, hace que la corriente inunde la zona aledaña y la vía bajo eventos de precipitación con períodos de retorno normales. La solución que se propone (que no es otra que dejar lo existente en la actualidad) no tiene por objetivo resolver el problema de inundación y socavación; tan sólo configura un tratamiento temporal. Una solución definitiva pasa en principio por restablecer las condiciones normales de ambos cauces, y sólo después de eso, plantear las obras hidráulicas finales, asociadas a cada corriente.

Las observaciones realizadas en el inventario tras la visita de campo realizada para tal fin, son las siguientes:

- Invasión de la llanura de inundación natural de la corriente aguas abajo.
- Muro de contención 50,0 m. aguas abajo sobre margen derecha.
- Socavación de la margen derecha 100,0 m aguas abajo.
- Invasión de la llanura de inundación natural de la corriente aguas arriba.
- Socavación del lecho por dos corrientes que aportan a la corriente principal justo debajo del puente.

El estudio de socavación realizado provee una información detallada sobre la ocurrencia de este fenómeno en la zona de estudio.

Solución propuesta: por su caudal de diseño para un período de retorno $Tr = 200$ años, $380,91 \text{ m}^3/\text{s}$, y según el estudio hidrológico y de socavación realizado, se propone la construcción en el nuevo trazado de un puente de longitud = $10,0 \text{ m}$, ancho = $27,91 \text{ m}$, con un gálibo de $0,50 \text{ m}$ sobre la altura que trae la rasante del nuevo trazado.

3.8.1.10. Abscisa 5+237 (quebrada Montelindo)

Descripción: el estudio hidrológico identifica en el sitio una corriente con un caudal de diseño asociado a un período de $Tr = 200$ años, de $10,96 \text{ m}^3/\text{s}$. En la visita realizada al lugar se estableció la existencia de un colector enterrado, de diámetro no establecido, que cruza la vía, y que recibe aportes de la planta de tratamiento de aguas residuales del centro vacacional La Rochela. En dicha visita se identificó además el desvío del cauce de la quebrada Montelindo hacia la quebrada Carminales, afectando por tanto el comportamiento natural de ambas corrientes.

Solución propuesta: conservar la estructura actual, perteneciente al centro vacacional, la cual conduce algunos aportes sanitarios pequeños mediante colector enterrado existente.

3.8.1.11. Abscisa 5+667 (Cuenca 6)

Descripción: el estudio hidrológico identifica en el sitio una corriente que actualmente transcurre bajo la vía existente a través de una alcantarilla de $24''$. Dicha corriente tiene un caudal de diseño asociado a un período de retorno $Tr = 200$ años de $7,12 \text{ m}^3/\text{s}$. La topografía es predominantemente llana.

Solución propuesta: el drenaje de la corriente bajo la vía, con dicho caudal de diseño, requiere la construcción de una conducción de sección rectangular (*box culvert*) con dimensiones interiores alto = $1,5 \text{ m}$ y ancho = $1,5 \text{ m}$, pendiente = $0,7\%$ y longitud = $40,80 \text{ m}$

La Tabla 3.40 presenta los principales valores surgidos tras el chequeo hidráulico realizado en FlowMaster (Bentley Institute Press, 2008) para una profundidad normal del 81% de la profundidad disponible, coeficiente

de rugosidad para concreto = 0,013, altura de rugosidad para concreto = 0,001 m, coeficiente de Hazen-Williams para concreto = 110 y viscosidad cinemática del agua = $1,141 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Tabla 3.40. Comportamiento hidráulico en **box culverts** con ancho interno = 1,5 m, alto interno = 1,5 m, pendiente = 0,7% y capacidad hidráulica = 81%

Método de cálculo	Qd (m ³ /s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	7.03	1.31	3.86	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	7.20	1.33	3.95	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	6.87	1.29	3.77	Supercrítico
Hazen-Williams	7.20	1.33	3.95	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

3.8.1.12. Abscisa 6+147 (quebrada El Berrión)

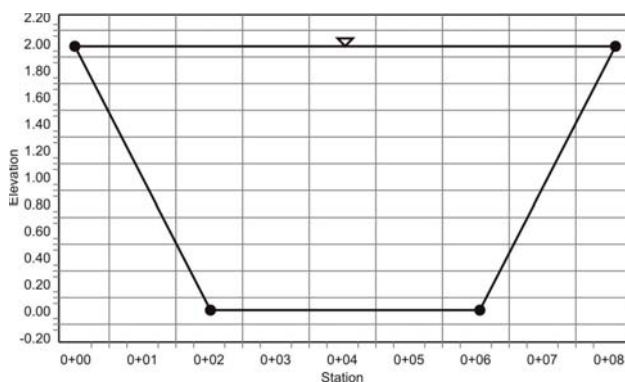
Descripción: el estudio hidrológico identifica en el sitio una corriente con un caudal de diseño asociado a un período de $T_r = 200$ años, de 89,43 m³/s. En la visita se identificó el desvío del cauce natural de la quebrada aguas abajo del cruce con el puente perteneciente la vía existente. El cauce, que originalmente continuaba en línea recta en dicho sitio, por efectos de la actividad urbanizadora sufre ahora un cambio drástico de dirección, afectando por tanto el comportamiento natural de esta corriente.

Solución propuesta: elaboración de un canal natural mediante perfilado de taludes, de longitud total = 8,0 m, ancho = 29,48 m, con dos tipos de sección transversal que se alternan para realizar el paso bajo el puente. Se propone además la construcción en el nuevo trazado de un puente con un gálibo de 0,50 m sobre la altura máxima del agua alcanzada por el caudal para dicho período de retorno, especificada en el estudio de socavación correspondiente. Las dimensiones del canal son suficientes para evacuar caudales con bajos períodos de retorno (máximo 50 m³/s, a su máxima capacidad). Ante eventos importantes la zona se inundará inevitablemente, siendo la solución adecuada restituir las condiciones naturales del cauce, existentes antes de la intervención humana en la zona, para después plantear, bajo esas condiciones, las soluciones hidráulicas definitivas.

Primera sección transversal (Figura 3.62): entre los 0,0 m y los 132,0 m (aguas arriba del puente, y medidos según abscisado especial para este canal que figura en el plano especial para El Berrión), y entre los 162,0 m y los 443,0 m (aguas abajo del puente), canal sección trapezoidal, pendiente media longitudinal = 3%, pendiente de taludes = 1,0 m/m (H:V), elevación = 2,0 m, coeficiente de rugosidad en el fondo = 0,03, ancho inferior = 4,0 m, ancho superior = 8,0 m.

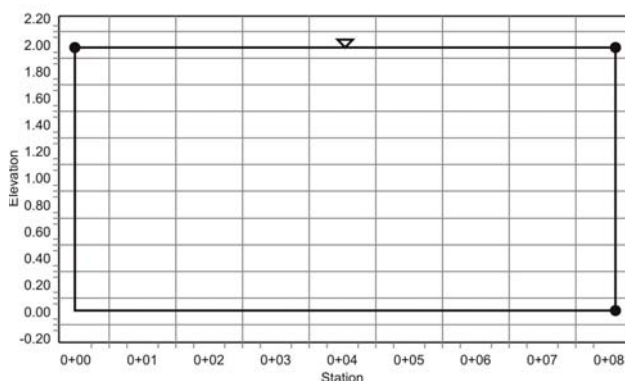
Segunda sección transversal (Figura 3.63): entre los 132,0 m y los 162,0 m (transcurre bajo el puente), canal sección rectangular, pendiente media longitudinal = 3%, elevación = 2,0 m, coeficiente de rugosidad en el fondo = 0,03, ancho = 8,0m.

Figura 3.62. Primera sección transversal (trapezoidal) del canal de la quebrada El Berrión



Fuente: elaboración propia

Figura 3.63. Segunda sección transversal (rectangular) del canal de la quebrada El Berrión



Fuente: elaboración propia

La Tabla 3.41 presenta los principales valores surgidos tras el chequeo hidráulico realizado en FlowMaster (Bentley Institute Press, 2008) para una profundidad normal del 100% de la profundidad disponible (estado a punto de inundación), y un coeficiente de rugosidad para concreto = 0,078 (enrocado en *riprap* en el fondo del canal).

Tabla 3.41. Comportamiento hidráulico en canal con sección rectangular de base = 8,0 m, alto = 2,0 m, pendiente = 3,0% y capacidad hidráulica = 100% y coeficiente de rugosidad = 0,078 (*riprap*)

Método de cálculo	Qd (m³/s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	49.70	8.00	3.11	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	51.83	8.00	3.24	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

Para el tramo comprendido desde que comienza la transición de sección trapezoidal a rectangular (abscisa 113,49), y hasta que el canal se une con el cauce del afluente del Berrión (abscisa 180,42), se propone la protección de la sección transversal mediante revestimiento con enrocado en el fondo y estaquillado en Cañabrava en los taludes.

3.8.1.13. Abscisa 6+281 (afluente de El Berrión)

Descripción: el estudio hidrológico identifica en el sitio una corriente que actualmente transcurre bajo la vía existente a través de una alcantarilla de 36" obstruida. Dicha corriente tiene un caudal de diseño asociado a un período de retorno $T_r = 200$ años de 44,75 m³/s. La topografía es predominantemente llana.

Solución propuesta: el drenaje de la corriente bajo la vía, con dicho caudal de diseño, requeriría la construcción de una conducción de sección rectangular (*box culvert*) con dimensiones interiores alto = 2,5 m y ancho = 2,5 m, y pendiente = 4% y longitud = 28,04 m.

La anterior pendiente generaría velocidades que por su gran magnitud, expondrían la estructura a un fallo estructural y a una socavación del fondo del *box* y del canal aguas abajo, aún ante caudales de período de retorno menores a 200 años. Por otra parte, ante la ocurrencia de un evento de período de retorno de dichas magnitudes, la obra seguramente

se vería rebosada en su capacidad hidráulica por los aportes provenientes de la inundación generada en el cauce vecino, El Berrión (vale la pena recordar que las condiciones naturales de dicho cauce, y muy probablemente las del afluente del mismo fueron modificadas por la intervención del hombre, cambiando la dirección del cauce y modificando las llanuras de inundación naturales).

Ante esta situación, se adopta la solución de conservar la misma sección transversal interior (2,5 m x 2,5 m), pero diseñando el *box* con una pendiente = 0,5%, la cual la protege de los efectos nocivos de altas velocidades, considerando que:

- La estructura funcionará adecuadamente solo ante caudales asociados a bajos períodos de retorno, que no produzcan inundación en el cauce de El Berrión, y que en el afluente sean menores a 22,8 m³/s, y que, para medios y altos períodos de retorno los efectos esperados serán la mezcla de lo que pase en El Berrión y en el afluente del mismo, y que estos efectos sólo se tendrán bajo control en el momento en que se restablezcan totalmente las condiciones naturales de ambas corrientes.

La Tabla 3.42 presenta los principales valores surgidos tras el chequeo hidráulico realizado en FlowMaster (Bentley Institute Press, 2008) para una profundidad normal del 100% de la profundidad disponible, coeficiente de rugosidad para concreto = 0,013, altura de rugosidad para concreto =

Tabla 3.42. Comportamiento hidráulico en *box culverts* con ancho interno = 2,5 m, alto interno = 2,5 m, pendiente = 0,5% y capacidad hidráulica = 100%

Método de cálculo	Qd (m ³ /s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	24.85	2.16	3.98	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	25.31	2.19	4.05	Supercrítico
Swamee-Jain (Darcy-Weisbach)	23.92	2.11	3.83	Supercrítico
Hazen-Williams	24.84	2.16	3.97	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

0,001m, coeficiente de Hazen-Williams para concreto = 110 y viscosidad cinemática del agua = $1,141 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$.

La Tabla 3.43 constituye un resumen donde se muestra la ubicación y tipo de cada una de las obras especiales planteadas para el tramo estudiado.

Tabla 3.43. Listado con ubicación y clase de obras especiales en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa

Abscisa eje izq.	Tipo de conducción
0+421.76	Cuenca 1: Box 1.5 x 1.5 S=0.7% más enrocados con trinchos vivos a la salida. Antes: nada
1+116.12	Cuenca 2: Box 1.0 x 1.5 S=0.8% más enrocados con trinchos vivos a la salida. Antes: alcantarilla 24"
1+440.75	Cuenca 3: Box 1.0 x 1.5 S=0.6% más enrocados con trinchos vivos a la salida. Antes: alcantarilla 24"
1+504.84	Cuenca 4: Box 1.0 x 1.5 S=0.7% más enrocados con trinchos vivos a la salida. Antes: alcantarilla 24"
2+756 a 2+787	Río Chinchiná: puente de longitud según diseños de equipo vías (con ancho de calzada según planos de equipo de vías) y gálibo= 0.50 m sobre altura máxima del agua. Antes: puente actual sobre la calzada existente, y nada sobre la nueva calzada.
3+706.61	Cuenca 5: Box 1.5 x 2.0 S=0.5%. Antes: alcantarilla 24" obstruida totalmente
4+999.65	Quebrada Carminales: puente de longitud igual a 10 m (con ancho de calzada según planos de equipo de vías) con gálibo= 0.50 m sobre altura máxima del agua. Antes: puente actual (L= 10 m)
5+237.83	Quebrada Montelindo: dejar alcantarilla 36" existente. Antes: alcantarilla 36" (cauce modificado por obras anteriores aguas arriba)
5+667.79	Cuenca 6: Box 1.5 x 1.5 S=0.7% Glorieta. Antes: alcantarilla 24" (lluvia más aporte de aguas negras)
6+147.48	Quebrada El Berrión: puente de longitud igual a 8 m (con ancho de calzada según planos de equipo de vías) y gálibo= 0.50 m sobre altura máxima del agua, más canal con sección trapezoidal y con cobertura vegetal. Antes: puente
6+281.85	Afluente de la quebrada El Berrión: Box 2.5 x 2.5 S= 0.5%. Antes: 2 alcantarillas de 36" totalmente obstruidas (cauce modificado por obras anteriores aguas arriba)

Fuente: elaboración propia

3.8.2. Colectores

Dadas las condiciones geotécnicas de algunas zonas, se recomienda la construcción de colectores que transporten el agua recogida en las obras transversales típicas, ubicadas cada 80,0 m aproximadamente, y las conduzcan hasta entregarlas en sitios con mejores condiciones para la recepción de aguas (evitando que cada obra transversal entregue su caudal directamente al talud adyacente).

Otra opción para la entrega de aguas procedentes de las obras transversales en sitios geotécnicamente inestables, y que se constituye en solución alternativa a la construcción de colectores, es la conducción de dichas aguas a la salida de las obras, y ladera abajo, mediante la construcción de torrenteras en trinchos vivos que siguen la pendiente del terreno. Dichos trinchos deben prolongarse en cada caso hasta el final de la zona tratada geotécnicamente, y después de este punto, también en trinchos vivos, hasta encontrar un sitio con condiciones adecuadas para la recepción de aguas. En el plano de obras típicas para este tramo se incluye el corte transversal típico de torrenteras en trinchos vivos.

Las tablas que a continuación se citan incluyen como datos de entrada las longitudes y cotas de inicio y final de cada uno de los tramos del colector, la altura H de la cámara, el recubrimiento R sobre la tubería, y la pendiente de la misma. Con las áreas de aporte atrás y en cada tramo, el tiempo de concentración que genera un valor de intensidad (acorde a la Ecuación 5.18, estación Santa Ana), y mediante un coeficiente de escorrentía apropiado, se calcula, haciendo uso del Método racional, el caudal circulante. Para cada diámetro propuesto en el tramo se calculan las relaciones hidráulicas q/Q y v/V , así como la fuerza tractiva y la velocidad real.

En los diseños propuestos se presentan diámetros que aseguran siempre el valor de recubrimiento mínimo de 1,20 m y máximo de 5,0 m, y que igualmente aseguren una fuerza tractiva suficiente (en alcantarillados sanitarios, el esfuerzo cortante mínimo es $0,10 \text{ kg/m}^2$, RAS, artículo 127, valor que se toma como referencia ante la falta de un valor explícito para alcantarillados pluviales), así como para generar relaciones hidráulicas q/Q y v/V siempre menores a 1,0 y deseablemente menores a 0,8. El material propuesto para todos los colectores es PVC, plástico o polietileno con interior liso con coeficiente de rugosidad 0,010 (RAS, artículo 124). El período de retorno utilizado para el diseño de colectores es de 75 años.

3.8.2.1. Colector 1A

Abscisa inicio: 0+690. Cota: 1.051 m.s.n.m.

Abscisa final: 1+087. Cota: 1.027 m.s.n.m.

Número de tramos: 5 (ver Tabla 3.44 a Tabla 3.47).

Tabla 3.44. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 1A

Tramo	L (m)	D (pulg)	Inicio				Final				
			Cota		H (m)	R (m)	Cota		H (m)	R (m)	S (%)
			Terreno	Batea			Terreno	Batea			
1	79.69	24.00	1051.00	1045.39	5.61	5.00	1047.00	1042.99	4.01	3.40	3.01
2	86.94	24.00	1047.00	1041.39	5.61	5.00	1041.00	1038.79	2.21	1.60	2.99
3	91.04	36.00	1041.00	1035.09	5.91	5.00	1036.00	1032.89	3.11	2.20	2.42
4	76.68	36.00	1036.00	1030.09	5.91	5.00	1032.00	1028.49	3.51	2.60	2.09
5	59.49	36.00	1032.00	1026.09	5.91	5.00	1027.00	1024.89	2.11	1.20	2.02

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.45. Parámetros hidrológicos del colector 1A

Tramo	L (m)	A (Ha)			Tc			Coeficiente de escorrentía	Intensidad (lt/seg/Ha)
		Atrás	Tramo	Total	Inicial	Tramo	Total		
1	79.69	0.000	1.720	1.720	10.00	0.33	10.33	0.51	515.64
2	86.94	1.720	1.125	2.845	10.33	0.31	10.64	0.51	510.68
3	91.04	2.845	2.745	5.590	10.64	0.30	10.94	0.51	506.06
4	76.68	5.590	1.000	6.590	10.94	0.26	11.20	0.51	501.66
5	59.49	6.590	0.725	7.315	11.20	0.19	11.39	0.51	498.02

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.46. Caudales en el colector 1A

Tramo	Caudales											
	Aguas residuales (lt/s)			Aguas infiltración (lt/s)			Aguas lluvias (lt/s)			Totales (lt/s)		
	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	452.324	452.324	0.000	452.324	452.324
2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	452.324	293.000	745.324	452.324	293.000	745.324
3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	745.324	708.464	1453.788	745.324	708.464	1453.788
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1453.788	255.848	1709.636	1453.788	255.848	1709.636
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1709.636	184.143	1893.779	1709.636	184.143	1893.779

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.47. Parámetros hidráulicos para el colector 1A

Tramo	Diámetros		Caudal tubo lleno (lt/seg)	Fza. tractiva (T) (Kg/m ²)	Relaciones hidráulicas			Fza. Tractiva real (t) (Kg/m ²)	Velocidades (m/s)	
	Ext. (pulg)	Nom. (pulg)			q/Q	v/V	t/T		Tubo lleno (V)	Real (v)
1	24	23.430	1506.007	4.48	0.31	0.747	0.908	4.069	5.414	4.044
2	24	23.430	1500.722	4.45	0.50	0.862	1.074	4.779	5.395	4.651
3	36	35.395	4057.677	5.44	0.36	0.782	0.959	5.220	6.392	4.999
4	36	35.395	3766.413	4.69	0.46	0.841	1.045	4.901	5.933	4.990
5	36	35.395	3703.204	4.53	0.52	0.872	1.087	4.928	5.834	5.087

Fuente: elaboración propia

3.8.2.2. Colector 1B

Abscisa inicio: 1+220. Cota: 1.022 m.s.n.m.

Abscisa final: 1+427. Cota: 1.007 m.s.n.m.

Número de tramos: 3 (ver Tablas 3.84 a Tabla 3.51).

Tabla 3.48. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 1B

Tramo	L (m)	D (pulg)	Inicio				Final				
			Cota		H (m)	R (m)	Cota		H (m)	R (m)	S (%)
			Terreno	Batea			Terreno	Batea			
6	81.95	24.00	1022.00	1016.39	5.61	5.00	1017.00	1012.59	4.41	3.80	4.64
7	99.26	24.00	1017.00	1011.39	5.61	5.00	1012.00	1006.69	5.31	4.70	4.74
8	31.52	24.00	1012.00	1006.39	5.61	5.00	1007.00	1005.19	1.81	1.20	3.81

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.49. Parámetros hidrológicos del colector 1B

Tramo	L (m)	A (Ha)			Tc			Coeficiente de escorrentía	Intensidad (lt/seg/Ha)
		Atrás	Tramo	Total	Inicial	Tramo	Total		
6	81.95	0.000	0.618	0.618	10.00	0.39	10.39	0.51	515.64
7	99.26	0.618	0.806	1.423	10.39	0.37	10.76	0.51	509.77
8	31.52	1.423	1.505	2.928	10.76	0.10	10.86	0.51	504.31

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.50. Caudales en el colector 1B

Tramo	Caudales											
	Aguas residuales (lt/s)			Aguas infiltración (lt/s)			Aguas lluvias (lt/s)			Totales (lt/s)		
	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total
6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	162.462	162.462	0.000	162.462	162.462
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	162.462	209.433	371.895	162.462	209.433	371.895
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	371.895	387.083	758.978	371.895	387.083	758.978

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.51. Parámetros hidráulicos para el colector 1B

Tramo	Diámetros		Caudal tubo lleno (lt/seg)	Fza. tractiva (T) (Kg/m ²)	Relaciones hidráulicas			Fza. Tractiva real (t) (Kg/m ²)	Velocidades (m/s)	
	Ext. (pulg)	Nom. (pulg)			q/Q	v/V	t/T		Tubo lleno (V)	Real (v)
6	24	23.430	1868.704	6.90	0.09	0.523	0.542	3.739	6.718	3.514
7	24	23.430	1888.361	7.04	0.20	0.656	0.764	5.382	6.789	4.453
8	24	23.430	1693.249	5.66	0.45	0.836	1.037	5.874	6.087	5.089

Fuente: elaboración propia

3.8.2.3. Colector 1C

Abscisa inicio: 1+623. Cota: 999 m.s.n.m.

Abscisa final: 2+000. Cota: 980 m.s.n.m.

Número de tramos: 5 (ver Tabla 3.52 a Tabla 3.55).

Tabla 3.52. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 1C

Tramo	L (m)	D (pulg)	Inicio				Final				
			Cota		H (m)	R (m)	Cota		H (m)	R (m)	S (%)
			Terreno	Batea			Terreno	Batea			
9	74.77	24.00	999.00	994.19	4.81	4.20	994.00	989.99	4.01	3.40	5.62
10	79.80	24.00	994.00	988.99	5.01	4.40	990.00	984.79	5.21	4.60	5.26
11	96.13	24.00	990.00	984.39	5.61	5.00	984.00	981.19	2.81	2.20	3.33
12	73.17	36.00	984.00	978.09	5.91	5.00	981.00	976.19	4.81	3.90	2.60
13	66.24	36.00	981.00	975.49	5.51	4.60	980.00	974.09	5.91	5.00	2.11

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.53. Parámetros hidrológicos del colector 1C

Tramo	L (m)	A (Ha)			Tc			Coeficiente de escorrentía	Intensidad (lt/seg/Ha)
		Atrás	Tramo	Total	Inicial	Tramo	Total		
9	74.77	0.000	0.550	0.550	0.00	0.33	0.33	0.51	753.29
10	79.80	0.550	1.000	1.550	0.33	0.27	0.60	0.51	741.21
11	96.13	1.550	1.250	2.800	0.60	0.32	0.93	0.51	731.63
12	73.17	2.800	1.505	4.305	0.93	0.25	1.17	0.51	720.57
13	66.24	4.305	1.075	5.380	1.17	0.23	1.40	0.51	712.37

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.54. Caudales en el colector 1C

Tramo	Caudales											
	Aguas residuales (lt/s)			Aguas infiltración (lt/s)			Aguas lluvias (lt/s)			Totales (lt/s)		
	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	211.383	211.383	0.000	211.383	211.383
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	211.383	378.020	589.403	211.383	378.020	589.403
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	589.403	466.413	1055.816	589.403	466.413	1055.816
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1055.816	553.077	1608.893	1055.816	553.077	1608.893
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1608.893	390.554	1999.448	1608.893	390.554	1999.448

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.55. Parámetros hidráulicos para el colector 1C

Tramo	Diámetros		Caudal tubo lleno (lt/s)	Fza. tractiva T (Kg/m ²)	Relaciones hidrául.			Fza. Tractiva real (t) (Kg/m ²)	Velocidades (m/s)	
	Ext. (pulg)	Nom. (pulg)			q/Q	v/V	t/T		Tubo lleno (V)	Real (v)
9	24	23.430	1851.087	8.36	0.12	0.567	0.615	5.140	6.655	3.773
10	24	23.430	1791.798	7.83	0.33	0.761	0.929	7.275	6.442	4.902
11	24	23.430	1424.988	4.95	0.75	0.967	1.197	5.928	5.123	4.954
12	36	35.395	3786.253	5.85	0.43	0.825	1.021	5.974	5.964	4.921
13	36	35.395	3411.578	4.75	0.59	0.904	1.129	5.363	5.374	4.858

Fuente: elaboración propia

3.8.2.4. Colector 2

Abscisa inicio: 3+255.Cota: 963 m.s.n.m.

Abscisa final: fuera del nuevo trazado (río Chinchiná). Cota: 933,19 m.s.n.m.

Número de tramos: 8 (ver Tabla 3.56 a Tabla 3.59).

Tabla 3.56. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 2

Tramo	L (m)	D (pulg)	Inicio				Final				S (%)
			Cota		H (m)	R (m)	Cota		H (m)	R (m)	
			Terreno	Batea			Terreno	Batea			
1	86.88	20.00	963.00	958.49	4.51	4.00	958.50	955.59	2.91	2.40	3.34
2	34.61	20.00	958.50	954.34	4.16	3.65	956.00	953.09	2.91	2.40	3.61
3	45.31	20.00	956.00	952.04	3.96	3.45	953.50	950.59	2.91	2.40	3.20
4	37.26	24.00	953.50	949.04	4.46	3.85	951.00	947.99	3.01	2.40	2.82
5	57.70	24.00	951.00	945.69	5.31	4.70	946.70	943.69	3.01	2.40	3.47
6	100.00	24.00	946.70	941.39	5.31	4.70	941.10	938.09	3.01	2.40	3.30
7	84.92	24.00	941.10	938.04	3.06	2.45	938.00	934.99	3.01	2.40	3.59
8	52.00	24.00	938.00	934.69	3.31	2.70	935.00	933.19	1.81	1.20	2.88

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.57. Parámetros hidrológicos del colector 2

Tramo	L (m)	A (Ha)			Tc			Coeficiente de escorrentía	Intensidad (lt/seg/Ha)
		Atrás	Tramo	Total	Inicial	Tramo	Total		
1	86.88	0.000	0.591	0.591	10.00	0.46	10.46	0.51	515.64
2	34.61	0.591	0.501	1.092	10.46	0.15	10.61	0.51	508.73
3	45.31	1.092	0.000	1.092	10.61	0.20	10.81	0.51	506.54
4	37.26	1.092	0.613	1.705	10.81	0.16	10.97	0.51	503.59
5	57.70	1.705	0.000	1.705	10.97	0.23	11.20	0.51	501.30
6	100.00	1.705	0.322	2.026	11.20	0.38	11.58	0.51	498.05
7	84.92	2.026	0.000	2.026	11.58	0.32	11.90	0.51	492.72
8	52.00	2.026	0.000	2.026	11.90	0.21	12.11	0.51	488.40

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.58. Caudales en el colector 2

Tramo	Caudales											
	Aguas residuales (lt/s)			Aguas infiltración (lt/s)			Aguas lluvias (lt/s)			Totales (lt/s)		
	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	155.499	155.499	0.000	155.499	155.499
2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	155.499	129.934	285.434	155.499	129.934	285.434
3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	285.434	0.000	285.434	285.434	0.000	285.434
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	285.434	157.308	442.741	285.434	157.308	442.741
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	442.741	0.000	442.741	442.741	0.000	442.741
6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	442.741	81.688	524.429	442.741	81.688	524.429
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	524.429	0.000	524.429	524.429	0.000	524.429
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	524.429	0.000	524.429	524.429	0.000	524.429

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.59. Parámetros hidráulicos para el colector 2

Tramo	Diámetros		Caudal tubo lleno (lt/seg)	Fza. tractiva (T) (Kg/m ²)	Relaciones hidráulicas			Fza. Tractiva real (t) (Kg/m ²)	Velocidades (m/s)	
	Ext. (pulg)	Nom. (pulg)			q/Q	v/V	t/T		Tubo lleno (V)	Real (v)
1	20	17.795	761.315	3.77	0.21	0.665	0.779	2.938	4.745	3.155
2	20	17.795	791.916	4.08	0.37	0.788	0.968	3.951	4.935	3.889
3	20	17.795	745.439	3.62	0.39	0.801	0.987	3.569	4.646	3.721
4	24	23.430	1457.898	4.20	0.31	0.747	0.908	3.813	5.241	3.915
5	24	23.430	1615.662	5.16	0.28	0.724	0.874	4.507	5.808	4.205
6	24	23.430	1576.450	4.91	0.34	0.768	0.939	4.610	5.667	4.353
7	24	23.430	1644.630	5.34	0.32	0.754	0.918	4.905	5.912	4.458
8	24	23.430	1473.897	4.29	0.36	0.782	0.959	4.116	5.299	4.144

Fuente: elaboración propia

3.8.2.5. Colector 3A

Abscisa inicio: fuera del nuevo trazado (sobre el trazado antiguo). Cota: 1.017,20 m.s.n.m.

Abscisa final: fuera del nuevo trazado (alcantarilla existente sobre el trazado antiguo). Cota: 1.014 m.s.n.m.

Número de tramos: 2 (ver Tabla 3.60 a Tabla 3.63).

Tabla 3.60. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 3A

Tramo	L (m)	D (pulg)	Inicio				Final				
			Cota		H (m)	R (m)	Cota		H (m)	R (m)	S (%)
			Terreno	Batea			Terreno	Batea			
1	60.00	16.00	1017.20	1015.59	1.61	1.20	1015.40	1013.79	1.61	1.20	3.00
2	60.00	24.00	1015.40	1013.59	1.81	1.20	1014.00	1012.19	1.81	1.20	2.34

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.61. Parámetros hidrológicos del colector 3A

Tramo	L (m)	A (Ha)			Tc			Coeficiente de escorrentía	Intensidad (lt/seg/Ha)
		Atrás	Tramo	Total	Inicial	Tramo	Total		
1	60.00	0.522	0.415	0.937	10.00	0.38	10.38	0.51	515.64
2	60.00	0.937	0.419	1.357	10.38	0.36	10.74	0.51	509.85

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.62. Caudales en el colector 3A

Tramo	Caudales											
	Aguas residuales (lt/s)			Aguas infiltración (lt/s)			Aguas lluvias (lt/s)			Totales (lt/s)		
	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	109.163	109.163	0.000	109.163	109.163
2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	109.163	108.977	218.139	109.163	108.977	218.139

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.63. Parámetros hidráulicos para el colector 3A

Tramo	Diámetros		Caudal tubo lleno (lt/seg)	Fza. tractiva (T) (Kg/m ²)	Relaciones hidrául.			Fza. Tractiva real (t) (Kg/m ²)	Velocidades (m/s)	
	Ext. (pulg)	Nom. (pulg)			q/Q	v/V	t/T		Tubo lleno (V)	Real (v)
1	16	14.252	359.337	2.72	0.31	0.747	0.908	2.465	3.491	2.608
2	24	23.430	1194.400	3.48	0.19	0.646	0.748	2.603	4.294	2.774

Fuente: elaboración propia

3.8.2.6. Colector 3B

Abscisa inicio: fuera del nuevo trazado (sobre el trazado antiguo). Cota: 1.015,50 m.s.n.m.

Abscisa final: fuera del nuevo trazado (alcantarilla existente sobre el trazado antiguo). Cota: 1.014 m.s.n.m.

Número de tramos: 1 (ver Tabla 3.64 a Tabla 3.67).

Tabla 3.64. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 3B

Tramo	L (m)	D (pulg)	Inicio				Final				
			Cota		H (m)	R (m)	Cota		H (m)	R (m)	S (%)
			Terreno	Batea			Terreno	Batea			
3	60.01	16.00	1015.50	1013.89	1.61	1.20	1014.00	1012.19	1.81	1.40	2.83

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.65. Parámetros hidrológicos del colector 3B

Tramo	L (m)	A (Ha)			Tc			Coeficiente de escorrentía	Intensidad (lt/seg/Ha)
		Atrás	Tramo	Total	Inicial	Tramo	Total		
3	60.01	0.438	0.376	0.814	10.00	0.40	10.40	0.51	515.64

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.66. Caudales en el colector 3B

Tramo	Caudales											
	Aguas residuales (lt/s)			Aguas infiltración (lt/s)			Aguas lluvias (lt/s)			Totales (l/s)		
	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total
3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	98.801	98.801	0.000	98.801	98.801

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.67. Parámetros hidráulicos para el colector 3B

Tramo	Diámetros		Caudal tubo lleno (lt/seg)	Fza. tractiva (T) (Kg/m ²)	Relaciones hidráulicas			Fza. Tractiva real (t) (Kg/m ²)	Velocidades (m/s)	
	Ext. (pulg)	Nom. (pulg)			q/Q	v/V	t/T		Tubo lleno (V)	Real (v)
3	16	14.252	349.184	2.56	0.29	0.732	0.885	2.269	3.393	2.483

Fuente: elaboración propia

3.8.2.7. Colector 4

Abscisa inicio: fuera del nuevo trazado (sobre el trazado antiguo). Cota: 1.015,50 m.s.n.m.

Abscisa final: 5+420. Cota: 1.012,40 m.s.n.m.

Número de tramos: 2 (ver Tabla 3.68 a Tabla 3.71).

Tabla 3.68. Principales dimensiones, cotas y pendiente del colector 4

Tramo	L (m)	D (pulg)	Inicio				Final				
			Cota		H (m)	R (m)	Cota		H (m)	R (m)	S (%)
			Terreno	Batea			Terreno	Batea			
1	50.13	16.00	1015.50	1013.89	1.61	1.20	1014.00	1012.19	1.81	1.40	3.39
2	61.83	20.00	1014.00	1011.99	2.01	1.50	1012.40	1010.59	1.81	1.30	2.27

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.69. Parámetros hidrológicos del colector 4

Tramo	L (m)	A (Ha)			Tc			Coeficiente de escorrentía	Intensidad (lt/seg/Ha)
		Atrás	Tramo	Total	Inicial	Tramo	Total		
1	50.13	0.000	0.770	0.770	10.00	0.26	10.26	0.51	515.64
2	61.83	0.770	0.328	1.097	10.26	0.34	10.60	0.51	511.75

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.70. Caudales en el colector 4

Tramo	Caudales											
	Aguas residuales (lt/s)			Aguas infiltración (lt/s)			Aguas lluvias (lt/s)			Totales (lt/s)		
	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total	Atrás	Tramo	Total
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	202.389	202.389	0.000	202.389	202.389
2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	202.389	85.554	287.942	202.389	85.554	287.942

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.71. Parámetros hidráulicos para el colector 4

Tramo	Diámetros		Caudal tubo lleno (lt/seg)	Fza. tractiva (T) (Kg/m ²)	Relaciones hidráulicas			Fza. Tractiva real (t) (Kg/m ²)	Velocidades (m/s)	
	Ext. (pulg)	Nom. (pulg)			q/Q	v/V	t/T		Tubo lleno (V)	Real (v)
1	16	14.252	382.048	3.07	0.53	0.877	1.083	3.324	3.712	3.255
2	20	17.795	564.651	2.56	0.51	0.857	1.080	2.766	3.519	3.016

Fuente: elaboración propia

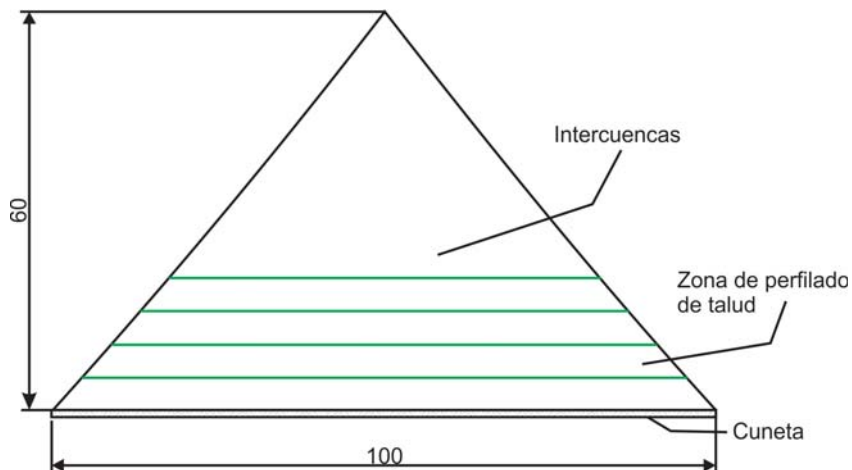
3.8.3. Cunetas

Las cunetas diseñadas para el proyecto que resulta caso de estudio son revestidas en concreto simple según las especificaciones INVIAS (2009) en su artículo 671 - 07 (CUNETAS Cunetas Revestidas en Concreto) de manera que al alcanzar la máxima longitud entre alcantarillas sobre la vía su sección llegue a nivel de rebose.

La longitud máxima entre alcantarillas para el tramo Tres Puertas - Alto El Paisa es de 100,0 m y longitudes de ladera sobre los taludes perfilados de un máximo de 90 m en las intercuenas y 30,0 m en las zonas planas, como se muestra en la Figura 3.64. El diseño de las misma consistirá en la verificación de la capacidad hidráulica de las cunetas tipo 1A y 2A propuesta por el INVIAS y una cuneta estándar diseñada para el proyecto. Se utilizaran las cunetas tipo 1A en talud en terraplén, la 2A en talud en corte y la cuneta estándar en zonas muy planas, la cuneta tipo 3C se utiliza a media ladera. Las secciones y dimensiones se observan en la Figura 3.65.

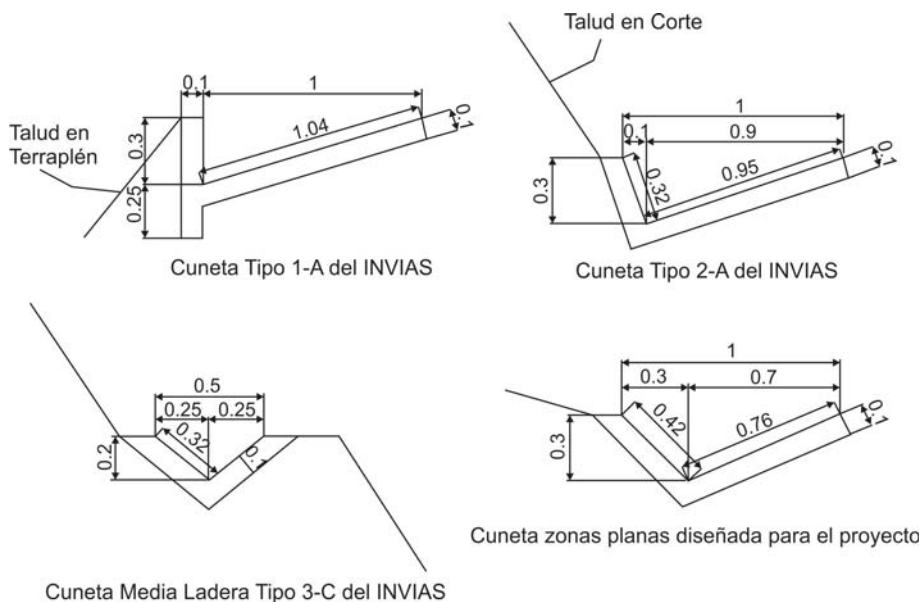
Las cunetas se diseñaran para un período de retorno de 25 años según especificaciones de la literatura especializada (Carciente, 1982). La verificación consiste en determinar todas las características hidráulicas de los cuatro tipos de cunetas a utilizar y su caudal como se reporta desde la Tabla 5.52 hasta la Tabla 5.53, variando la pendiente de la cuneta desde la más baja encontrada en el trazado vial del tramo Tres puertas - Alto El

Figura 3.64. Vista en planta del área drenaje sobre las cunetas revestidas en concreto a utilizar en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa



Fuente: elaboración propia

Figura 3.65. Tipos de cunetas revestidas en concreto a utilizar en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa (dimensiones en metros)



Fuente: elaboración propia

Paisa correspondiente a 0,5%; recordando que esta es la más baja admisible por el INVIAS (2009) en su manual de diseño geométrico y que si la condición de área y longitud drenada para esta pendiente cubre la máxima registrada, las cunetas con pendientes mayores a esta tendrán una mayor capacidad podrán evacuar las aguas satisfactoriamente durante los eventos de lluvia.

La manera de relacionar la capacidad hidráulica de las cunetas con el área y máxima longitud de las intercuenas y los taludes perfilados (Figura 3.64) es el Método racional; el cual constituye una relación empírica entre el caudal de escorrentía producido por una lluvia de una intensidad determinada para un tiempo de concentración y un período de retorno específico, el área drenante y un coeficiente de escorrentía en función del tipo y uso del suelo así:

De los mapas de C y intensidad de la lluvia, calculados en el estudio hidrológico para el tramo en estudio se pueden calcular los valores medios de intensidad y coeficiente de escorrentía para el período de retorno del diseño; y de la fórmula del Método racional descrita despejar la máxima área que podría tributar hacia las cunetas para las diferentes pendiente encontradas sobre la vía.

De acuerdo con la Figura 3.64 el área de la intercuenca es similar al área de un triángulo el cual tiene como fórmula geométrica $A = (\text{base} \cdot \text{altura}) / 2$. Para el caso en estudio la base del triángulo es la máxima distancia entre alcantarillas en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa, correspondiente a 100,0 m, y con el área calculada por este método se despeja el valor de la máxima longitud en pendiente sobre las laderas que drenan a la vía (equivalente a la altura de dicho triángulo).

La intensidad de lluvia media para un período de retorno Tr de 25 años y un tiempo de concentración de 5 minutos en el corredor vial en estudio es de 444,83 mm/hr, el coeficiente de escorrentía C medio para el mismo Tr es de 0,4208, con lo cual se calculan las máximas longitudes en pendiente para cada tipo de cuneta. Los cálculos para las cunetas típicas del INVIAS se muestran de la Tabla 3.72 a Tabla 3.75.

Tabla 3.72. Cálculos hidráulicos, área drenante y máxima longitud para diferentes pendientes de la cuneta tipo 1A del INVIAS

Pendiente (%)	Área Flujo (m ²)	Perímetro Mojado (m)	V (m/s)	Caudal (m ³ /s)	Área Drenante (m ²)	Longitud (m)
0,50	0,15	1,34	1,26	0,19	3203,47	64,07
1,00	0,15	1,34	1,78	0,27	4552,30	91,05
2,00	0,15	1,34	2,52	0,38	6406,94	128,14
3,00	0,15	1,34	3,09	0,46	7755,77	155,12
4,00	0,15	1,34	3,57	0,53	8936,00	178,72
5,00	0,15	1,34	3,99	0,60	10116,22	202,32
6,00	0,15	1,34	4,37	0,66	11127,85	222,56
7,00	0,15	1,34	4,72	0,71	11970,87	239,42

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.73. Cálculos hidráulicos, área drenante y máxima longitud para diferentes pendientes de la cuneta tipo 2A del INVIAS

Pendiente (%)	Área Flujo (m ²)	Perímetro Mojado (m)	V (m/s)	Caudal (m ³ /s)	Área Drenante (m ²)	Longitud (m)
0,50	0,15	1,26	1,31	0,20	3372,07	67,44
1,00	0,15	1,26	1,86	0,28	4720,90	94,42
2,00	0,15	1,26	2,63	0,39	6575,55	131,51
3,00	0,15	1,26	3,22	0,48	8092,98	161,86
4,00	0,15	1,26	3,71	0,56	9441,81	188,84
5,00	0,15	1,26	4,15	0,62	10453,43	209,07
6,00	0,15	1,26	4,55	0,68	11465,05	229,30
7,00	0,15	1,26	4,91	0,74	12476,68	249,53

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.74. Cálculos hidráulicos, área drenante y máxima longitud para diferentes pendientes de la cuneta diseñada para el proyecto

Pendiente (%)	Área Flujo (m ²)	Perímetro Mojado (m)	V (m/s)	Caudal (m ³ /s)	Área Drenante (m ²)	Longitud (m)
0,50	0,15	1,19	1,37	0,21	3540,68	70,81
1,00	0,15	1,19	1,94	0,29	4889,51	97,79
2,00	0,15	1,19	2,74	0,41	6912,75	138,26
3,00	0,15	1,19	3,36	0,50	8430,19	168,60
4,00	0,15	1,19	3,88	0,58	9779,02	195,58
5,00	0,15	1,19	4,33	0,65	10959,24	219,18
6,00	0,15	1,19	4,75	0,71	11970,87	239,42
7,00	0,15	1,19	5,13	0,77	12982,49	259,65

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.75. Cálculos hidráulicos, área drenante y máxima longitud para diferentes pendientes de la Cuneta tipo 3C del INVIAS a utilizar a media ladera

Pendiente (%)	Área Flujo (m ²)	Perímetro Mojado (m)	V (m/s)	Caudal (m ³ /s)	Área Drenante (m ²)	Longitud (m)
0,50	0,10	0,84	1,32	0,13	2191,85	21,92
1,00	0,10	0,84	1,86	0,19	3203,47	32,03
2,00	0,10	0,84	2,63	0,26	4383,70	43,84
3,00	0,10	0,84	3,22	0,32	5395,32	53,95
4,00	0,10	0,84	3,72	0,37	6238,34	62,38
5,00	0,10	0,84	4,16	0,42	7081,36	70,81
6,00	0,10	0,84	4,56	0,46	7755,77	77,56
7,00	0,10	0,84	4,92	0,49	8261,58	82,62

Fuente: elaboración propia

Para las cunetas tipo 1A, 2A y la propia, la longitud máxima de drenaje es mayor que la longitud de las intercuenas (dicha longitud de intercuenas oscila alrededor de 60,0 m, y en los taludes perfilados esta medida resulta del orden de 25,0 a 35,0 m). Ninguno de los dos valores supera la capacidad de las cunetas para el caso más desfavorable de pendiente (longitud $L = 64,07$ m) de la vía en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa, con lo cual quedan estas diseñadas.

La cuneta tipo 3C se colocara cada dos bermas en las laderas perfiladas con la finalidad de recoger las aguas a media ladera y llevadas a una estructura de descole asociada a una alcantarilla.

3.8.4. Canales de rápidas con tapa y columpio

Las CRTC se implementarán, a juicio de la componente de geotecnia, en las obras de drenaje de las laderas con tratamiento de este tipo, para entregar las aguas recogidas en el talud a la obra transversal adyacente, y siempre según las recomendaciones de utilización consignadas en el marco teórico.

Los parámetros utilizados para el diseño de canales de rápida con tapa y columpio (ver Tabla 3.76), son calculados para que por dichas estructuras circule el caudal de diseño más grande encontrado (0,37 m³/s), siendo a el ancho del CRTC, $V_{máx}$ la velocidad máxima en la rápida, V_{prom} la velocidad promedio a lo largo del CRTC, e el espesor del CRTC y L la longitud

Tabla 3.76. Parámetros para el diseño de CRTC. Caso general más desfavorable en drenajes de ladera con tratamiento geotécnico

a (m)	0.6	1.5 a (m)	0.91
V _{máx} (m/s)	7.8	0.28a (m)	0.17
V _{prom} (m/s)	5.9	0.35a (m)	0.21
e (m)	0.12	e/2 (m)	0.06
L (m)	1.41	a+2e (m)	0.85
2/3a (m)	0.41	2a (m)	1.22
1/3a (m)	0.20	0.05a (m)	0.030

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.77. Parámetros para el diseño de CRTC en el colector 1A

a (m)	1.17	1.5 a (m)	0.70
V _{máx} (m/s)	6.05	0.28a (m)	0.23
V _{prom} (m/s)	5.02	0.35a (m)	0.16
e (m)	0.20	e/2 (m)	0.12
L (m)	2.33	a+2e (m)	0.58
2/3a (m)	0.39	2a (m)	2.34
1/3a (m)	0.78	0.05a (m)	0.06

Fuente: elaboración propia

del columpio. También se implementará CRTC en la estructura de entrega del colector 1A (caudal de salida = 1,89 m³/s), siendo sus parámetros (ver Tabla 3.77).

3.8.5. Torrenteras

Las torrenteras se implementarán en las obras de drenaje de las laderas con tratamiento geotécnico que conforman taludes con pendientes 1H:1,5 V, que entregan sus aguas a obras transversales, y cuya ubicación se muestra en los planos geotécnicos.

Las torrenteras también se implementarán a la salida de las obras especiales, conformadas mediante trinchos vivos con pendiente aproximada del 5%, aunque siempre buscando conformarlos en campo con apego a la pendiente natural del terreno.

Según recomendaciones de Carciente (1977), las dimensiones de diseño deben ajustarse a la pendiente del talud y a las dimensiones de la obra a la cual la torrentera entregará sus aguas. Para el caso del tramo de diseño, los taludes con tratamiento geotécnico tienen una pendiente única, e igual a 1H:1,5V. Es por esta razón que se escoge un escalón típico con longitud de huella igual a 1,00 m y longitud de contrahuella igual a 1,50 m.

Se diseñarán las torrenteras para la condición más desfavorable, la cual se alcanza considerando el máximo caudal de diseño que desciende por ellas, y equivalente a 4,43 m³/s.

Las velocidades máximas satisfacen los requerimientos del RAS, siendo para ambos métodos menores a 10,0 m/s (valor máximo permitido para entrega a estructuras de concreto reforzado, cual es el caso de los *box culverts*).

Tabla 3.78. Comportamiento hidráulico en torrenteras con ancho interno = 1.5 m, alto interno = 1,0 m, pendiente = 1H:1,5V y capacidad hidráulica = 80%

Método de cálculo	Qd (m ³ /s)	Yc (m)	V (m/s)	Tipo de flujo
Manning	8.67	1.51	7.23	Supercrítico
Kutter (Chèzy)	7.21	1.33	6.01	Supercrítico

Fuente: elaboración propia

3.8.6. Canales con pantallas deflectoras

Los CPD se implementarán en las obras de drenaje de las laderas con tratamiento geotécnico que conforman taludes con pendientes 2H:1V, que entregan sus aguas a obras transversales, y cuya ubicación se muestra en los planos geotécnicos. También se implementará este tipo de estructuras en la entrega de los colectores 1B y 1C.

Los parámetros utilizados para el diseño de los canales con pantallas deflectoras (CPD) implementados en algunas de las laderas con tratamiento geotécnico de este tramo, y calculados para que por dichas estructuras circule el caudal de diseño más grande encontrado (3,83 m³/s), son (ver Tabla 3.79): siendo a : ancho del CPD, V_{prom1} : velocidad promedio método tradicional, V_{prom2} : velocidad promedio método optimizado, e : espesor de la pared y c : altura de la pestaña.

Tabla 3.79. Parámetros para el diseño de CDP. Caso general más desfavorable en drenajes de ladera con tratamiento geotécnico

a (m)	1.55	2/3 a (m)	1.03
V _{prom1} (m/s)	6.97	0.6 a (m)	0.93
V _{prom2} (m/s)	5.78	0.2 a (m)	0.31
e (m)	0.20	0.14 a (m)	0.22
c (m)	0.13	0.10 a (m)	0.15
2 a (m)	3.10	a/2 (m)	0.77
1/3 a (m)	0.52		

Fuente: elaboración propia

Para los canales utilizados en las tres primeras cuencas (abscisas 0+421, 1+116 y 1+440), los parámetros son (ver Tabla 3.80):

Tabla 3.80. Parámetros para el diseño de CPD en las cuencas 1, 2 y 3

a (m)	1.72	2/3 a (m)	1.15
V _{prom1} (m/s)	7.35	0.6 a (m)	1.03
V _{prom2} (m/s)	6.10	0.2 a (m)	0.34
e (m)	0.20	0.14 a (m)	0.24
c (m)	0.13	0.10 a (m)	0.17
2 a (m)	3.45	a/2 (m)	0.86
1/3 a (m)	0.57		

Fuente: elaboración propia

Para la estructura de entrega del colector 1B (caudal de salida = 2,07 m³/s), los parámetros son (ver Tabla 3.81):

Tabla 3.81. Parámetros para el diseño de CPD en el colector 1B

a (m)	1.21	2/3 a (m)	0.81
V _{prom1} (m/s)	6.16	0.6 a (m)	0.73
V _{prom2} (m/s)	5.11	0.2 a (m)	0.24
e (m)	0.20	0.14 a (m)	0.17
c (m)	0.13	0.10 a (m)	0.12
2 a (m)	2.42	a/2 (m)	0.61
1/3 a (m)	0.40		

Fuente: elaboración propia

Para la estructura de entrega del colector 1C (caudal de salida = 2,00 m³/s), los parámetros son (ver Tabla 3.82):

Tabla 3.82. Parámetros para el diseño de CPD en el colector 1C

a (m)	1.19	2/3 a (m)	0.80
Vprom1 (m/s)	6.12	0.6 a (m)	0.72
Vprom2 (m/s)	5.08	0.2 a (m)	0.24
e (m)	0.20	0.14 a (m)	0.17
c (m)	0.13	0.10 a (m)	0.12
2 a (m)	2.39	a/2 (m)	0.60
1/3 a (m)	0.40		

Fuente: elaboración propia

3.8.7. Filtros

En los tramos adyacentes a taludes en corte se propone la instalación de un filtro longitudinal ubicado bajo la cuneta. Para ello se plantean dos tipos de secciones transversales (ver Tabla 3.83 y Tabla 3.84), que varían en las dimensiones de ancho y alto, y que se instalan según sea la pendiente del terreno pronunciada o leve. En zonas con talud de corte a ambos lados se instalarán filtros bajo ambas cunetas. Dichas secciones transversales estarán delimitadas mediante el uso de geotextil y entregarán sus aguas a la poceta o cabezote más cercano aguas abajo mediante la instalación de 4 lagrimales de diámetro igual a 6" y longitud igual a 0,25 m cada uno.

Tabla 3.83. Dimensiones de la sección transversal 1 (sección completa)

Sección transversal 1 (tela entera)	
Alto (m)	1.00
Ancho (m)	0.60
Traslapo (m)	0.30
Total (m)	3.50

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.84. Dimensiones de la sección transversal 2 (media sección)

Sección transversal 2 (media tela)	
Alto (m)	0.50
Ancho (m)	0.30
Traslapo (m)	0.15
Total (m)	1.75

Fuente: elaboración propia

3.8.8. Sumideros

A continuación se presentan las dimensiones propuestas para sumideros según el tipo de calzada, que a su vez depende de la abscisa del tramo definida en el trazado de la vía.

- 1: doble calzada sin bahía (ver Tabla 5.61).
- 2: doble calzada con bahía a ambos lados (ver Tabla 5.62).
- 3: doble calzada con bahía al lado izquierdo (ver Tabla 5.63).
- 4: doble calzada con separador en zona verde amplia (ver Tabla 5.64).
- 5: doble calzada a desnivel con rápidas con tapa (ver Tabla 5.65).
- 6: doble calzada a desnivel con pantallas deflectoras (ver Tabla 5.66).

Tabla 3.85. Dimensiones de sumideros para calzadas tipo 1, 2 y 3

CANAL HACIA LA POCETA pend. 6,67 %		
Ancho interior	Alto interior	Largo interior
1.00	0.14	3.20
SUMIDERO DEL SEPARADOR		
Ancho interior	Alto interior	Largo interior
1.40	2.62	1.00
CANAL DEL SEPARADOR pend. 2,2 %		
Ancho interior	Alto interior	Largo interior
1.00	0.14	1.00
SUMIDERO SOBRE EL CICLO PASEO		
Ancho interior	Alto interior	Largo interior
1.20	2.70	0.80

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.86. Dimensiones de sumideros para calzada tipo 4

SUMIDERO POSTERIOR A LA POCETA		
Ancho interior	Alto interior	Largo interior
1.00	1.98	1.00
SUMIDERO CON ESCALONES		
Ancho interior	Alto interior	Largo interior
1.00	0.80	0.60
SUMIDERO SOBRE LA REJILLA		
Ancho interior	Alto interior	Largo interior
1.40	3.10	1.00
IMBORNAL CON REJILLA		
Ancho interior	Alto interior	Largo interior
a lo largo	0.82	0.50
SUMIDERO ANTERIOR AL CABEZOTE		
Ancho interior	Alto interior	Largo interior
1.00	3.50	1.00

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.87. Dimensiones de sumideros para calzadas con desnivel, tipo 5 y 6

SUMIDERO POSTERIOR A LA POCETA		
Ancho interior	Alto interior	Largo interior
1.00	1.64	0.64
POCETA PARTE ALTA		
Ancho interior	Alto interior	Largo interior
1.07	1.66	1.07
POCETA PARTE BAJA		
Ancho interior	Alto interior	Largo interior
1.07	1.66	1.07
SUMIDERO ANTERIOR AL CABEZOTE		
Ancho interior	Alto interior	Largo interior
1.07	2.39	0.64

Fuente: elaboración propia

El diseño de sumideros realizado en el programa FlowMaster consiste en el chequeo de la longitud interior de sumidero propuesta (en todos los casos, igual a 1,00 m), dada una altura interior fija de 0,145 m, para que ésta resulte suficiente bajo la condición más desfavorable, equivalente a satisfacer la evacuación del máximo caudal recogido en la calzada, equivalente en este tramo a 0,53 m³/s (este valor es calculado por el método racional, con los valores medios de intensidad y coeficiente de escorrentía

del tramo, y para un área aferente igual al ancho máximo de la calzada, multiplicado por la máxima longitud entre obras transversales), acumulado dicho caudal en una berma con envergadura máxima igual a 100 m, de ancho igual a 1,00 m, pendiente transversal del 3%, y que también recoge las aguas de una calzada con longitud transversal de 3%.

La Tabla 3.88 contiene los parámetros de diseño utilizados y la longitud de sumidero resultante, que coincide con la propuesta y resulta suficiente para la situación más desfavorable encontrada en el tramo Tres Puertas – Alto El Paisa.

Tabla 3.88. Parámetros de diseño hidráulico en sumideros. Caso general más desfavorable según la longitud máxima entre obras y el caudal de diseño máximo intercuenca

Datos de entrada	
Descarga (m ³ /s)	0.53
Envergadura (m)	100
Ancho berma (m)	1.00
Pendiente transversal berma (m/m)	0.03
Pendiente transversal calzada (m/m)	0.03
Altura de la abertura del sumidero	0.145
Resultado	
Longitud de la abertura (m)	0.72

Fuente: elaboración propia

Al realizar el análisis hidráulico para las condiciones más desfavorables se verifica que, en todos los casos, la longitud interior de abertura de los sumideros, de 1,00 m, resulta suficiente para evacuar el caudal de diseño del tramo.

3.8.9. Longitud de solados

Aguas arriba, la longitud del solado resulta establecida, en zonas con tratamiento geotécnico, por el empalme a nivel del fondo de la obra hidráulica asociada, que se realiza entre la conducción que lleva el agua desde la ladera (rápida con tapa y columpio, rápida con pantallas deflectoras o torrentera) y aquella estructura que sirve para conducir la corriente bajo la vía (*box culvert* o alcantarilla). Dicha longitud, es pues, variable en cada

caso de aquellos considerados como obras especiales. En zonas sin tratamiento geotécnico, y también para obras típicas, la longitud de solado aguas arriba queda determinada por la zona delimitada por las aletas laterales.

Aguas abajo, la longitud de solado (correspondiente con la longitud de socavación) debe ser cubierta por un enrocado que evite o retarde la socavación, y cuyo tamaño medio de elementos individuales se determina en función de la velocidad media del flujo en el canal, la densidad y peso específico del agua y la piedra a utilizar, y el coeficiente de turbulencia.

A su vez, la longitud de socavación se calcula en función del número de Froude y del diámetro o ancho de la conducción. Los diseños se realizaron para las secciones de *box culvert* implementadas en las obras especiales (ver Tabla 3.89), así como para los diámetros de alcantarillas utilizadas en las obras típicas.

Tabla 3.89. Longitud de solado en enrocado aguas abajo

TIPO DE OBRA	Fr	D	L
Box Culvert 1,5x1,5 Q= 6,72 m ³ /s (cuenca 1)	1.13	1.5	12.21
Box Culvert 1,5x1 Q= 4,43 m ³ /s (cuenca 2)	1.17	1.5	12.49
Box Culvert 1,5x1 Q= 3,73 m ³ /s (cuenca 3)	1.13	1.5	12.21
Box Culvert 2x1,5 Q= 8,43 m ³ /s (cuenca 5)	1.06	2	15.59
Box Culvert 1,5x1,5 Q= 7,12 m ³ /s (cuenca 6)	1.11	1.5	12.06
Box Culvert 2,5x2,5 Afluente de El Berrión	0.97	2.5	18.37
Alcantarilla 24"	1.98	0.6	7.1
Alcantarilla 36"	1.9	0.91	10.47

Fuente: elaboración propia

3.8.10. Tamaño medio de los elementos individuales del solado

Además de los resultados generados tras la aplicación del método del U.S Geological Survey y del método antiguo del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, el valor promedio de tamaño de los bloques incluye la recomendación hecha por Carciente (1977) para una longitud de enrocado igual a 25,0 m, y la lectura de la tabla propuesta por Suárez (2001), que relaciona la velocidad, peso del bloque y tipo de flujo con el diámetro

del mismo. Los diseños se realizaron para las secciones de *box culvert* implementadas en las obras especiales (ver Tabla 3.90), así como para los diámetros de alcantarillas utilizadas en las obras típicas (ver Tabla 3.97 y Tabla 3.98).

Tabla 3.90. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para *box culvert* de la cuenca 1

Box Culvert 1,5x1,5 Q= 6,72 m ³ /s (cuenca 1)	
Velocidad	3.82
Densidad del agua	1000.00
Peso especifico del agua	1.00
peso especifico de la piedra	3000.00
K1	2.80
	Diámetro (m)
Método del U.S Geological Survey	0.26
cuerpo de ingenieros	0.31
Grafica	0.35
L=5	0.40
L=15	0.50
L=25	0.50
L=35	0.50
longitudes	12.21
Diámetro medio (m)	0.36
Box Culvert 1,5x1 Q= 4,43 m ³ /s (cuenca 2)	
Velocidad	3.66
Densidad del agua	1000.00
Peso especifico del agua	1.00
peso especifico de la piedra	3000.00
K1	2.80
	Diámetro (m)
Método del U.S Geological Survey	0.24
Cuerpo de ingenieros	0.28
Grafica	0.44
L=5	0.40
L=15	0.50
L=25	0.50
L=35	0.50
longitudes	12.49
Diámetro medio (m)	0.37

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.91. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para **box culvert** de la cuenca 2

Box Culvert 1,5x1 Q= 4,43 m³/s (cuenca 2)	
Velocidad	3.66
Densidad del agua	1000.00
Peso específico del agua	1.00
peso específico de la piedra	3000.00
K1	2.80
	Diámetro (m)
Método del U.S Geological Survey	0.24
Cuerpo de ingenieros	0.28
Grafica	0.44
L=5	0.40
L=15	0.50
L=25	0.50
L=35	0.50
longitudes	12.49
Diámetro medio (m)	0.37

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.92. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para **box culvert** de la cuenca 3

Box Culvert 1,5x1 Q= 3,73 m³/s (cuenca 3)	
Velocidad	3.15
Densidad del agua	1000.00
Peso específico del agua	1.00
peso específico de la piedra	3000.00
K1	2.80
	Diámetro (m)
Método del U.S Geological Survey	0.16
cuerpo de ingenieros	0.21
Grafica	0.36
L=5	0.40
L=15	0.50
L=25	0.50
L=35	0.50
longitud	12.21
Diámetro medio (m)	0.28

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.93. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para **box culvert** de la cuenca 4

Box Culvert 1,5x1 Q= 4 m ³ /s (cuenca 4)	
Velocidad	3.40
Densidad del agua	1000.00
Peso especifico del agua	1.00
peso especifico de la piedra	3000.00
K1	2.80
	Diámetro (m)
Método del U.S Geological Survey	0.20
cuerpo de ingenieros	0.25
Grafica	0.30
L=5	0.40
L=15	0.50
L=25	0.50
L=35	0.50
longitud	12.84
Diámetro medio (m)	0.29

Tabla 3.94. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para **box culvert** de la cuenca 5

Box Culvert 2x1,5 Q= 8,43 m ³ /s (cuenca 5)	
Velocidad	3.60
Densidad del agua	1000.00
Peso especifico del agua	1.00
peso especifico de la piedra	3000.00
K1	2.80
	Diámetro (m)
Método del U.S Geological Survey	0.23
cuerpo de ingenieros	0.28
Grafica	0.30
L=5	0.40
L=15	0.50
L=25	0.50
L=35	0.50
longitudes	15.59
Diámetro medio (m)	0.30

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.95. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para **box culvert** de la cuenca 6

Box Culvert 1,5x1,5 Q= 7,12 m³/s (cuenca 6)	
Velocidad	3.87
Densidad del agua	1000.00
Peso especifico del agua	1.00
peso especifico de la piedra	3000.00
K1	2.80
	Diámetro (m)
Método del U.S Geological Survey	0.27
cuerpo de ingenieros	0.32
Grafica	0.36
L=5	0.40
L=15	0.50
L=25	0.50
L=35	0.50
longitudes	12.06
Diámetro medio (m)	0.34

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.96. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para el afluente de El Berrión

Box Culvert 2,5x2,5 Afluente de El Berrión	
Velocidad	4.81
Densidad del agua	1000.00
Peso especifico del agua	1.00
peso especifico de la piedra	3000.00
K1	2.80
	Diámetro (m)
Método del U.S Geological Survey	0.46
cuerpo de ingenieros	0.49
Grafica	0.35
L=5	0.40
L=15	0.50
L=25	0.50
L=35	0.50
longitudes	18.37
Diámetro medio (m)	0.45

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.97. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para el caso más desfavorable en alcantarillas de 24"

Alcantarilla 24"	
Velocidad	3.84
Densidad del agua	1000.00
Peso específico del agua	1.00
peso específico de la piedra	3000.00
K1	2.80
	Diámetro (m)
Método del U.S Geological Survey	0.27
cuerpo de ingenieros	0.31
Grafica	0.30
L=5	0.40
L=15	0.50
L=25	0.50
L=35	0.50
longitudes	7.10
Diámetro medio (m)	0.35

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.98. Tamaño medio de los elementos individuales del solado en enrocado aguas abajo, para el caso más desfavorable en alcantarillas de 36"

Alcantarilla 36"	
Velocidad	4.54
Densidad del agua	1000.00
Peso específico del agua	1.00
peso específico de la piedra	3000.00
K1	2.80
	Diámetro (m)
Método del U.S Geological Survey	0.40
cuerpo de ingenieros	0.44
Grafica	0.46
L=5	0.40
L=15	0.50
L=25	0.50
L=35	0.50
longitudes	10.47
Diámetro medio (m)	0.42

Fuente: elaboración propia

3.8.11. Revestimiento de canales con enrocado

Para el fondo del canal que transporta las aguas de la quebrada El Berrión se propone implementar protección mediante revestimiento tipo *riprap*. Este enrocado se realizará desde el inicio de la zona de transición entre las secciones trapezoidal y rectangular aguas arriba del puente, y hasta aguas abajo del punto de empalme de la quebrada El Berrión con el afluente de la misma. El revestimiento de los taludes en este trayecto, como ya se dijo, se realizará con estaquillado en cañabrava.

3.8.11.1. Gradación del enrocado

Se propone utilizar la clase de enrocado *enchape* (la de menor tamaño de roca, suficiente para las condiciones de El Berrión) propuesta por la AASHTO (2007), definida por los puntos de 100%, 50% y 10% que pasa el tamaño indicado, y que se muestra en la Tabla 3.99.

Tabla 3.99. Curva de gradación escogida para el enrocado de revestimiento del fondo del canal de El Berrión

Clase de enrocado	Tamaño de roca (m)	Peso de roca (kg)	El % que pasa debe ser menor de
Enchape	0.395	85	100
	0.294	35	50
	0.122	2.5	10

Fuente: elaboración propia

3.8.11.2. Espesor del enrocado

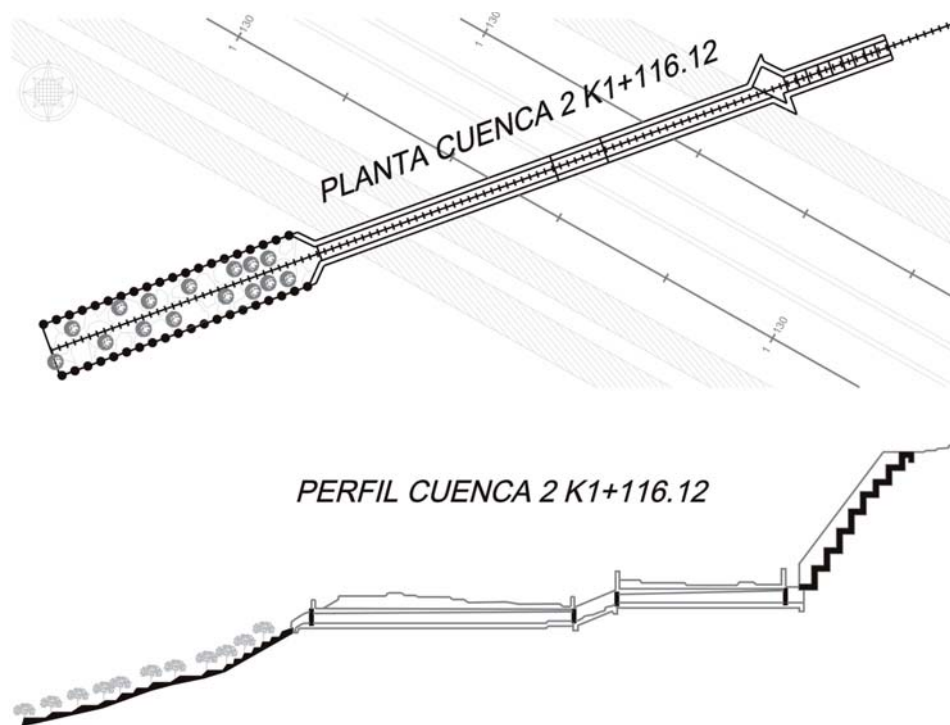
Siguiendo las indicaciones para determinar el espesor del enrocado (en este caso, la altura de enrocado en el fondo) que presenta Suárez (2001), y considerando el tamaño para el porcentaje que pasa el 50% de la curva de gradación escogida (0,294 m), se fija como valor de altura el doble del mismo, equivalente a 0,60 m.

No se aumenta dicho valor en 50% dado que el proceso de instalación del enrocado en el canal de El Berrión puede hacerse en condiciones controladas, eliminando las incertidumbres en dicho proceso, motivo que justifica el citado aumento, pero que no es aquí del caso.

3.9. Ejemplos de diseño definitivo

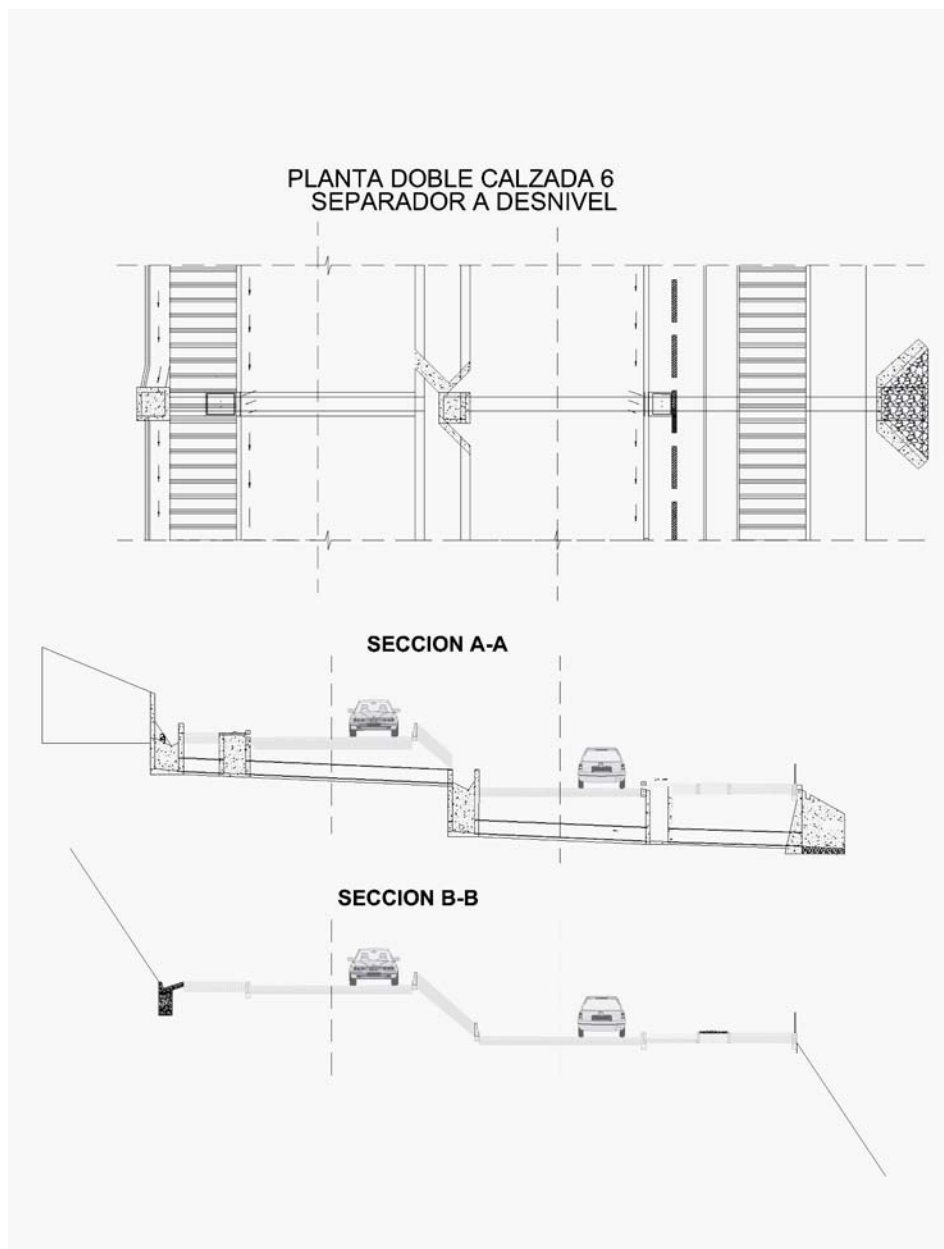
A modo de ejemplo se presenta en la Figura 3.66 los resultados en forma gráfica de los diseños hidrológicos e hidráulicos para la obra especial de la Cuenca 2, y para los diseños finales de una obra típica se muestra la Figura 3.67.

Figura 3.66. Diseño hidráulico definitivo, vista en planta y perfil longitudinal para la obra especial ubicada en la Cuenca 2



Fuente: UNAL (2010)

Figura 3.67 Diseño definitivo para las obras típicas



Fuente: UNAL (2010)

4. CONCLUSIONES

La metodología para el diseño hidrológico e hidráulico de proyectos viales propuesta involucra diferentes variables que la hidrología moderna considera relevantes: es el caso del MED (modelo de elevación digital del terreno), del mapa de uso del suelo y de la geología, variables que permiten extraer otras igualmente importantes para los estudios hidrológicos e hidráulicos, tales como las redes de drenaje, la pendiente, el índice topográfico, las longitudes de corriente, las áreas acumuladas, entre otras. La utilización de estas metodologías de diseño permite incluir información disponible, y por tanto se hace posible reducir la incertidumbre asociada a las estimaciones de los caudales que rigen los resultados finales de los diseños, ya que al realizar las estimaciones mediante diferentes modelos se eliminan aquellas que presentan valores más extremos y se deja el valor medio como el caudal de diseño.

El inventario de obras existentes debe ser complementado con una evaluación estructural e hidráulica de las mismas. Dicha evaluación permite estimar las posibilidades de continuar con el uso actual de la obra, o bien proyectar actuaciones futuras en cuanto a renovación o rehabilitación. La actividad en campo asociada a la confección del inventario permite además determinar los puntos críticos donde el estudio hidráulico debe hacerse con un mayor nivel de detalle.

Para el caso del anillo vial para la región centro - sur del departamento de Caldas, tramo Tres Puertas – Alto El Paisa se ha elaborado una rigurosa recopilación de información hidrológica y climatológica y se han calculado diferentes mapas hidrológicos para la región, como son los mapas

de precipitación, del número de curva y el del coeficiente de escorrentía, los cuales constituyen un insumo para otros estudios hidrológicos que se requieran en la zona.

El balance hídrico permitió visualizar sobre la zona de estudio, y en particular sobre la cuenca del río Chinchiná, la disponibilidad del recurso hídrico y su variabilidad espacial. El comportamiento que se observa para la precipitación tiene un carácter bimodal, típico de las zonas de confluencia intertropical, ZCIT, cuyos valores máximos de precipitación se observan en abril y octubre, mientras que los períodos secos ocurren en enero-febrero y julio-agosto. Además se observa que la variabilidad espacial y temporal es importante dentro de la cuenca y debe ser tomada en cuenta dentro de cualquier estudio que contemple el uso o gestión del recurso hídrico. Este comportamiento bimodal no puede generalizarse, como bien es sabido, a todo el territorio nacional

La evapotranspiración sobre la cuenca se presenta como baja sobre las zonas elevadas y alta sobre las zonas bajas teniendo como argumento las condiciones particulares de cada punto. La escorrentía está dada de acuerdo al entorno según la disposición de los suelos sobre la cuenca y a las pérdidas del recurso derivado de las precipitaciones.

El diseño de las principales obras hidráulicas de cruce, consiste en proponer unas dimensiones características y pendiente para cada obra, y basándose en estos datos obtener una profundidad normal, velocidad mínima y velocidad máxima adecuadas, así como un caudal de descarga mayor al caudal de diseño generado en el estudio hidrológico. El mayor grado de incertidumbre que se presenta en los diseños hidráulicos es el inherente a la naturaleza de la información de entrada utilizada, motivo por el cual se exige que en el proceso constructivo se verifique in-situ la bondad del diseño propuesto, planteando en caso de ser necesario, una revisión de éste.

Las nuevas propuestas de diseño se basan en soluciones integrales, de tal forma que se realice un buen diseño hidráulico de la obra de cruce del cauce con la vía, incluyendo elementos que se integren al paisaje y que mejoren las condiciones hidráulicas de las estructuras de entrada y salida a las obras de drenaje, para lo cual se deben integrar al proyecto solucio-

nes de bioingeniería, obras flexibles (conocidas como obras blandas) en combinación con las obras tradicionales (también llamadas obras duras).

Finalmente, el lector tiene a su disposición un manual para el diseño hidrológico e hidráulico para proyectos viales, en donde el tramo de estudio comprendido entre Tres Puertas y Alto El Paiso comprende información variada de tipo espacial y temporal, zonas diferenciadas en complejidad geológica e hidrológica, zonas con nuevos diseños y zonas para rehabilitar, e incluye una serie de estructuras hidráulicas que son de interés dada su variedad, de obras simples a complejas, lo que convierte a este caso de estudio en un buen ejemplo para entender las complejidades que el diseño hidrológico e hidráulico involucran.

5. REFERENCIAS

- AASHTO (2007): *Highway drainage guidelines*. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Bentley Institute Press (2008): *Computer application in hydraulic engineering* (7a. ed.) Connecticut: Headstad methods.
- Bravo, P.E. (1976): *Diseño de carreteras. Técnicas y análisis del proyecto*. Bogotá: Carvajal.
- Carciente, J., García, G., Serrano, Z. (1977): *Drenaje de carreteras. Manual de estructuras típicas*. Caracas: Ed. Vega.
- Chow, V.T., Maidment, D.R. y Mays, L.W. (1994): *Hidrología Aplicada*. Bogotá: Ed. McGraw Hill.
- Corporación Autónoma Regional de Caldas - CORPOCALDAS (2004). *Ordenamiento del uso del agua en la subcuenca del río Chinchiná*. Manizales: Proagua.
- Instituto Nacional de Vías - INVIAS (2009). *Manual de drenaje para carreteras*. Bogotá: INVIAS y Ministerio del Transporte.
- Jaramillo, A. (2005): *Clima andino y café en Colombia*. Chinchiná: Cenicafé.
- Kite, G. W. (1988): *Frequency and risk analyses in hydrology* (4ª ed.). Colorado: Water Resources Publications

- Linsley, R.K., Kholer, M.A. y Paulus, J.L.H. (1990): *Hidrología para Ingenieros* (2ª ed.). México: Mc Graw Hill.
- McCuen, R.H., (1982): *A Guide to Hvdrologic Analysis using SCS Methods*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Mejía, F. (2010): *Estructuras de vertimiento de aguas en laderas de media a fuerte pendiente. Canal de pantallas deflectorias (CDP) y canal de rápidas con tapa y columpio (CRTC)*. Manizales: Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales.
- Mesa, O.J. (2007): *¿Adónde va a caer este globo?* Medellín: Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín.
- Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia (2000): *Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS – 2000*. Bogotá: Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico.
- Montserrat, F. (1995): *Generación automática del número de curva con sistemas de información geográfica*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, Centro de Estudios Hidrográficos, CEDEX, MOPT-MA.
- Poveda, G. (2004): “La hidroclimatología de Colombia: una síntesis desde la escala inter-decadal hasta la escala diurna”. *En: Revista de la Academia Colombiana de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales*, 107(28): 201-222. Disponible en (2010): <http://www.accefyn.org.co/PubliAcad/Periodicas>.
- Secretaría de Obras Públicas de departamento de Antioquia (1985): *Manual de obras de drenaje y protección para carreteras*. Medellín: Gobernación de Antioquia.
- Silva, L. (1982): *Diseño de acueductos y alcantarillados*. Bogotá: Ed. Universidad Javeriana.
- Segura, J.M. y Reyes, M. (1992): *Hidrología*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.

- Smith R., y Vélez M.V (1997): *Hidrología de Antioquia*. Medellín: Secretaría de Obras Públicas del departamento de Antioquia. Informe Técnico. Posgrado de Aprovechamiento de Recursos Hídricos. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín.
- Suárez, J. (2001): *Control de erosión en zonas tropicales*. Bucaramanga: Instituto de investigaciones sobre erosión y deslizamientos e Ingeniería de Suelos Ltda.
- Témez, J.R. (1978): "Cálculo hidrometeorológico de caudales de avenida en pequeñas cuencas naturales". Disponible en (2009): <http://www.milliarium.com/proyectos/carreteras/anejos/04/an04c.asp>.
- Témez, J.R. (1991): "Extended and improved Rational Method. Version of the Highways Administration of Spain". En: *Proc. XXIV Congress* (vol. A). Madrid: s.i.; pp. 33-40.
- Témez, J.R. (2003): "Facetas del cálculo hidrometeorológico y estadístico de máximos caudales". En: *Revista de Obras Públicas*, 3(430), pp. 47-51.
- United States Department of Agriculture –USDA- & Natural Resources Conservation Service –NRCS- (2010): *Part 630. Hydrology. National Engineering Handbook*. Disponible en (2010): <http://www.info.usda.gov/viewerFS.aspx?hid=21422>.
- Universidad Nacional de Colombia - UNAL (2010). *Hidrología e Hidráulica. Estudios para el Desarrollo del Ordenamiento Territorial y Estudios Técnicos para el Sistema Vial de la Región Centro Sur del Departamento de Caldas*. Informe Técnico. Manizales: Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales, Gobernación de Caldas e Inficaldas.
- Vélez, J. I., Poveda, G. y Mesa, O. (2000): *Balances Hidrológicos de Colombia* (1ª ed.). Medellín: Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín.
- Vélez, J. J. y Botero, A. (2011): "Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la quebrada San Luis, Manizales". En: *DYNA*, 165; pp. 58-71.

Viessman W. y Lewis L. (2003): *Introduction to hydrology* (5a ed.). Londres: Pearson Education Inc.

6. BIBLIOGRAFÍA

- Aparicio, J.F. (1997): *Fundamentos de hidrología de superficie*. México: Limusa.
- Arocha, S. (1983): *Cloacas y drenajes. Teoría y diseño*. Caracas: Ed. Vega.
- Bolinaga J. (1979): *Drenaje urbano*. Caracas: Instituto Nacional de Obras Sanitarias.
- Botero, A. (2008): “Análisis espacio temporal de la lluvia en la cuenca de la quebrada San Luis Manizales – Caldas”. Trabajo de grado. Manizales: Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales.
- Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas - CEDEX (2004): *Guía técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano*. Madrid: Ministerio de Fomento de España.
- Corporación Autónoma Regional de Caldas – CORPOCALDAS (2005): *Actualización de especificaciones técnicas de construcción*. Manizales: Corpocaldas.
- Corporación Autónoma Regional de Caldas – CORPOCALDAS (2004): *Ordenamiento del uso del agua en la subcuenca del río Chinchiná. Tomo II: Caracterización Climatológica, Hidrológica e Hidráulica*. Manizales: Proaguas.
- Contreras, C. y Niño, R. (1999): *Procesamiento y calidad de la información hidrológica básica*. Bogotá: IDEAM.

muestra en la Figura 3.47. Una vez calculado este parámetro, se calcula la humedad relativa media diurna de la Tabla 3.15 y finalmente se obtiene el mapa de ETP presentado en la Figura 3.48.

3.6.1.6. Cálculo de la evapotranspiración definitiva

Una vez realizada la estimación de la evapotranspiración real y potencial multianual por los diferentes métodos, se presenta en la Tabla 3.16 un resumen de los resultados, con unidades en mm/año. Es importante mencionar que los valores de evapotranspiración real obtenidos se interpretan como valores de evapotranspiración potencial, dado que por aproximación en el trópico húmedo, debido a la disponibilidad total de agua, la evapotranspiración real puede ser considerada igual a la potencial.

Tabla 3.16. Resumen de la evapotranspiración potencial multianual estimada en mm/año

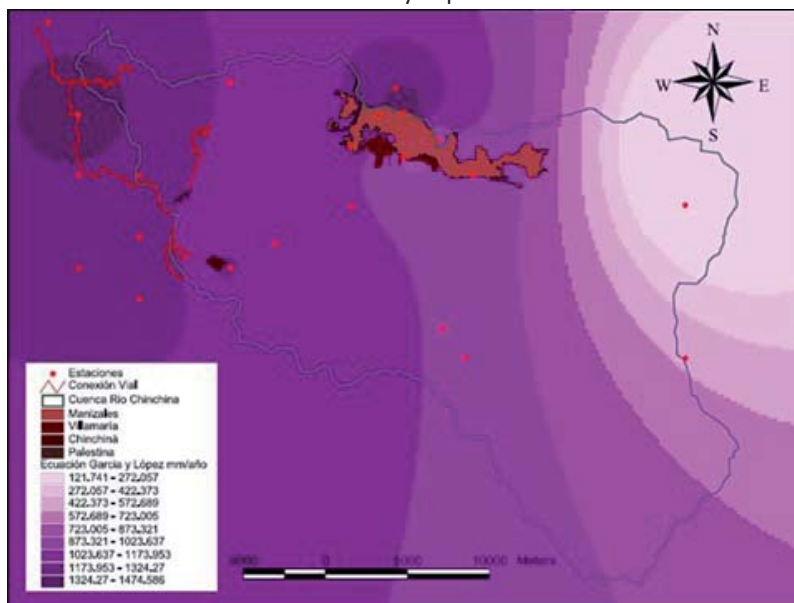
MÉTODO (mm/año)	ETP Máxima	ETP Mínima	ETP Media
Turc	1253,35	477,57	941.36
Coutagne	1000,72	451,33	832.71
Cenicafé	1024,08	592,58	1030,75
Thornthwaite	1087,43	542,51	816,62
García y López	1472,05	121,74	883,47
Promedios	1167,53	437,146	910,28

Fuente: elaboración propia

3.6.2. Cálculo de la precipitación efectiva

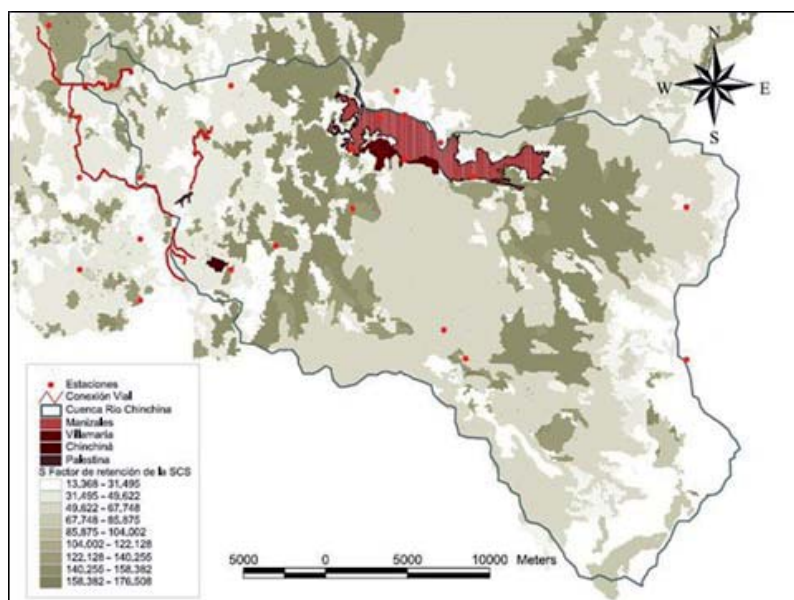
Es preciso calcular la lluvia efectiva de manera tal que las pérdidas sean tenidas en cuenta. Para esto se hace uso del mapa de precipitación anual acumulada y del mapa de número de curva, ya que para este cálculo se emplea la ecuación propuesta por el SCS. Por esto es posible estimar el mapa del factor de retención que se muestra en Figura 3.49, para luego obtener el mapa de precipitación efectiva que se presenta en Figura 3.50. La precipitación efectiva media anual sobre la cuenca es de 1.856 mm/año, con un valor máximo de 2.732 mm/año y un valor mínimo de 1.131 m/año.

Figura 3.48. Mapa de evapotranspiración potencial anual estimada por el método de García y López



Fuente: elaboración propia

Figura 3.49. Mapa del factor de retención S de la SCS



Fuente: elaboración propia

essment Protocols for Sewer Management. S.I.: Institute for Research in Construction Publishing.

PAVCO (2009): *Manual técnico tubosistemas para alcantarillado*. Bogotá: Pavco.

Posada, J.E. (1998): *Determinación del Coeficiente de Rugosidad en Canales Naturales*. Medellín: Facultad de Minas de la Universidad Nacional de Colombia.

Rodríguez E.A., Camacho L.A. y Villarreal, J. (2008): "Variabilidad espacio-temporal de la precipitación en una microcuenca urbana". En: *Memorias del XVII Seminario nacional de hidráulica e hidrología*. Bogotá: s.i., [Cd-Rom]; pp. 75-84.

Silva, G. (1998): *Hidrología básica*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.

Sorooshian, S., Hsu, K., Coppola, E., Tomassetti, B., Verdecchia, M. y Visconti, G. (eds.) (2008): *Hydrological Modeling and the Water Cycle: Coupling the Atmospheric and Hydrological Models*. Germany: Springer.

Universidad Nacional de Colombia (2006): *Estudio e investigación del estado actual de las obras de la red nacional de carreteras*. Informe Técnico. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá e Instituto Nacional de Vías del Ministerio de Transporte.

Universidad Nacional de Colombia (2003): *Manual para la inspección visual de estructuras de drenaje*. Informe Técnico. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá e Instituto Nacional de Vías del Ministerio de Transporte.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan sus agradecimientos al Grupo de Trabajo Académico de Ingeniería Hidráulica y Ambiental, al Laboratorio de Hidráulica, a la Oficina de Proyectos Especiales de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura y al Instituto de Estudios Ambientales IDEA de la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales. Así mismo, conscientes de los aportes realizados por Inficaldas y la Gobernación de Caldas, quienes apoyaron económicamente este proyecto.

Diseño hidrológico e hidráulico de obras de ingeniería para proyectos viales

Se terminó de imprimir en abril de 2013 en los talleres gráficos de Editorial Blanecolor S.A.S.

Manizales 200 ejemplares.

En esta edición se empleó papel Bond de 90 g, se utilizaron caracteres Swis721 Cn BT y Calibri, en un formato de 16.5 x 24 cm

Juan Camilo Parra Toro: Ingeniero Civil egresado de la Facultad de Minas de la Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín. Especialista en Hidráulica Urbana por la Universidad Politécnica de Valencia, España, y candidato a Doctor en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente en la misma institución. Sus áreas de trabajo investigativo están enfocadas en la gestión eficiente de redes de acueducto y alcantarillado, sistemas soporte a la decisión enfocados a la renovación y rehabilitación de infraestructuras civiles, uso eficiente del agua, cuantificación y gestión del riesgo hidrológico e hidráulico. Ha trabajado durante 10 años en diferentes empresas del sector público y privado como contratista consultor. Estuvo vinculado por 4 años como personal de investigación del Instituto Tecnológico Del Agua (ITA) de la Universidad Politécnica de Valencia. Actualmente es docente investigador del Politécnico Colombiano Jaime Isaza Cadavid y pertenece al grupo de investigación Innovación y Sostenibilidad Aplicadas a Infraestructuras en Ingeniería (ISAI).

Víctor Mauricio Aristizábal Trujillo: Ingeniero Civil, egresado de la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, Especialista en Ingeniería Hidráulica y Ambiental, con amplia experiencia en Sistemas de Información Geográfica. Actualmente estudiante de Maestría en Ingeniería, Docente Ocasional de la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales. Sus áreas de investigación son la modelación hidrológica, la modelación de corrientes y la hidráulica fluvial.

Alejandro Marulanda Aguirre: Ingeniero Civil egresado de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales. Especialista en Ingeniería Hidráulica y Ambiental de la misma Universidad. Sus áreas de interés científico son la modelación hidrológica, los procesos hidrológicos y la hidráulica de canales.

Jorge Julián Vélez Upegui: Profesor Asociado de la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales. Ingeniero Civil egresado de la Facultad de Minas de la Universidad Nacional de Colombia sede Medellín, Doctor en Planificación y Gestión de Recursos Hidráulicos por la Universidad Politécnica de Valencia, España. Sus áreas de trabajo investigativo son la modelación hidrológica, la variabilidad espacio temporal de las variables hidroclimáticas, el ciclo del agua, la hidráulica fluvial, el monitoreo ambiental, la predicción hidrológica y la gestión de los recursos hidráulicos. Se ha desempeñado como Jefe del Laboratorio de Hidráulica, coordinador del Grupo de Trabajo Académico en Ingeniería Hidráulica y Ambiental y Director del Instituto de Estudios Ambientales - IDEA - de la sede Manizales.

Blanca Adriana Botero Hernández: Ingeniera Civil egresada de la Facultad de Minas de la Universidad Nacional de Colombia sede Medellín, Doctora en Hidráulica y Medio Ambiente por la Universidad Politécnica de Valencia, España. Desempeñó una posición Posdoctoral en el Consejo Superior de Investigaciones Científicas de España y estuvo vinculada a la universidad Nacional de Colombia sede Manizales como profesora asistente durante tres años. Actualmente es profesora asistente de la Universidad de Medellín y se desempeña como directora del grupo de investigación en ingeniería civil –GICI-. Sus áreas de trabajo investigativo son la modelación hidrológica, la Paleohidrología, la estimación de la frecuencia de eventos extremos, el análisis espacio temporal de las variables hidroclimáticas, la modelación hidráulica y el riesgo asociado a inundaciones.

El libro ***Diseño hidráulico e hidrológico de obras de ingeniería para proyectos viales*** presenta un compendio de los métodos de diseño hidrológicos e hidráulicos recomendados para el diseño de obras hidráulicas en proyectos viales. En este texto se recogen las principales normativas nacionales que rigen este tipo de diseños, así como aportes propios y técnicas propuestas por diversos autores locales y extranjeros. En los diseños hidrológicos se presentan los criterios, las metodologías recomendadas y la aplicación de dichas metodologías utilizando sistemas de información geográfica, en un esfuerzo por disminuir la brecha entre los métodos que ha desarrollado la hidrología como ciencia y aquellos que el ingeniero aplica para sus estudios, con la información y los recursos informáticos disponibles en el medio. Adicionalmente, en los diseños hidráulicos se presentan los criterios que definen dichos estudios en el caso de un proyecto vial, las descripciones generales referidas a las diferentes formas y tipos de obras hidráulicas en este tipo de proyectos, el diseño propuesto por diferentes autores para este tipo de obras y una guía adaptada para el levantamiento de inventarios de obras existentes en proyectos viales, así como para la evaluación de tipo estructural e hidráulico del estado actual de estas obras. Finalmente se presenta la aplicación y adaptación de las metodologías expuestas al caso de estudio del Anillo Vial de la Región Centro Sur del departamento de Caldas, tramo Tres Puertas - Alto El Paisa. Por todo lo expuesto este Manual es una herramienta práctica para el estudiante y un apoyo para el diseñador de obras hidráulicas en proyectos viales.

