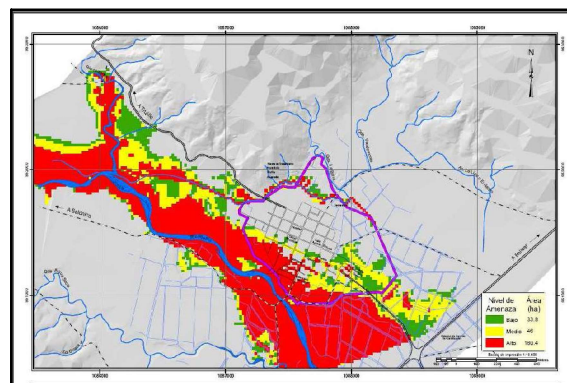
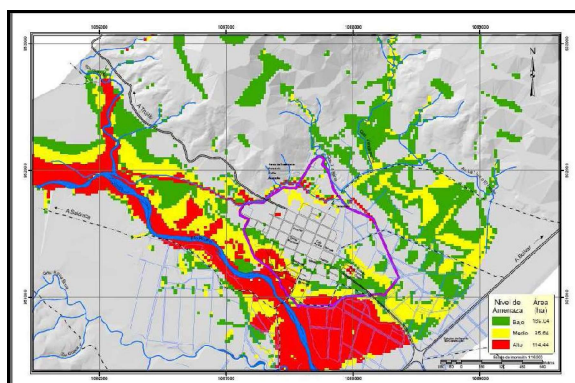


**CONTRATO INTERADMINISTRATIVO CVC – UNIVALLE 188
DE 2008**

PROYECTO:

**ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS Y ESCENARIOS DE RIESGO
POR MOVIMIENTOS EN MASA, INUNDACIONES Y
CRECIENTES TORRENCIALES DEL ÁREA URBANA Y DE
EXPANSIÓN DE LOS MUNICIPIOS DE BUGA, RIOFRÍO, DAGUA,
EL CAIRO Y LA UNIÓN**

- M I D A S -



**INFORME FINAL DE MAPAS DE AMENAZAS POR
INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES
PARA EL MUNICIPIO DE RIOFRÍO**

Santiago de Cali, Marzo de 2010

TABLA DE CONTENIDO

1. Introducción	22
2. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	27
2.1. INFORMACIÓN DE EVENTOS HISTÓRICOS	27
2.2. Información sobre las características de los cauces de la zona de estudio del municipio Riofrío	28
3. INVESTIGACIÓN DE CAMPO	31
3.1. CAUCES EN LA ZONA DE ESTUDIO	31
3.2. DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	38
3.3. RESULTADOS DE LOS TRABAJOS DE CAMPO	40
3.3.1. Levantamientos topobatómicos	40
3.3.2. Caracterización hidrológica	49
4. CARACTERIZACIÓN SEDIMENTOLÓGICA	53
4.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE MUESTREO	53
4.2 MÉTODOS DE CONVERSIÓN	55
4.3 DIÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL MATERIAL DEL LECHO DE LOS RÍOS RIOFRÍO Y CUANCUA	58
4.4. DIÁMETROS DE LOS MATERIALES FINOS DEL LECHO DE LOS RÍOS RIOFRÍO Y CUANCUA	62
5. CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA	65
5.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL RÍO RIOFRÍO	65
5.2. CAUDALES CARACTERÍSTICOS DEL RÍO RIOFRÍO	66
5.3. ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS O DE CRECIENTES	68
5.4. CURVAS DE VARIACIÓN ESTACIONAL	69
5.5. CURVAS DE DURACIÓN DE CAUDALES	70
5.6. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS Y GEOMÉTRICAS	72
5.7. PERFILES LONGITUDINALES DE LOS CAUCES DEL MUNICIPIO DE RIOFRÍO	74
5.8. PENDIENTE PROMEDIO DE LOS CAUCES DEL MUNICIPIO DE RIOFRÍO	76
5.9. RUGOSIDAD DEL LECHO DE LOS CAUCES DEL MUNICIPIO DE RIOFRÍO	78
5.10. RUGOSIDAD DE LAS LLANURAS DE INUNDACIÓN DEL MUNICIPIO DE RIOFRÍO	81
6. DEFINICIONES, CLASIFICACIONES DE FLUJO Y REOLOGÍA Y MECÁNICA DE LODOS	89
6.1. DEFINICIONES	89
6.2. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO EN LOS RÍOS	90
6.3. REOLOGÍA Y MECÁNICA DE LODOS	93
6.3.1. Características generales de las avenidas torrenciales	93
6.3.2. Comportamiento de la relación esfuerzo cortante - deformación	95
6.3.3. Modelo reológico cuadrático (O'Brien y Julien, 1988).....	96
7. METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE NIVELES DE AMENAZA POR INUNDACIÓN Y AVENIDAS TORRENCIALES	100
7.1. ESTADO DEL ARTE	100

7.2. METODOLOGÍA ADOPTADA EN EL PRESENTE ESTUDIO	114
7.2.1. Metodología para determinar los niveles de amenaza por inundaciones	115
7.2.2. Metodología para determinar los niveles de amenaza por avenidas torrenciales.....	117
8. MODELACIÓN MATEMÁTICA	122
8.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL FLO-2D	122
8.1.1. Generalidades	122
8.1.2. Ecuaciones hidrodinámicas	123
8.1.3. Simulación de flujos hiperconcentrados en el modelo FLO-2D	124
8.1.4. Solución numérica de las ecuaciones de flujo.....	128
8.1.5. Criterios de estabilidad numérica	130
8.1.6. Resolución espacial y temporal	132
8.1.7. Hipótesis y limitaciones del modelo FLO-2D	132
8.1.8. Variabilidad de parámetros.....	133
8.1.9. Variabilidad de parámetros.....	135
8.1.10. Fases del programa	138
8.2. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL FLO-2D	139
8.2.1. Esquematización.....	139
8.2.1.1. Rugosidad de las llanuras	140
8.2.1.2. Esquematización de la batimetría de los ríos y canales.....	140
8.2.1.3. Propiedades reológicas	142
8.2.1.4. Volumen total y concentración volumétrica de sedimentos.....	143
8.2.1.5. Infiltración	143
8.2.1.6. Condiciones de frontera.....	144
8.2.1.7. Simulación	145
8.2.2. Simulación	145
8.2.2.1. Calibración	145
8.2.2.2. Verificación del modelo	146
8.2.2.3. Análisis de sensibilidad	147
8.2.2.4. Resultados.....	150
8.2.2.5. Análisis de resultados	273
9. DETERMINACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA DE AMENAZA POR INUNDACIÓN.....	278
9.1. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LAS INUNDACIONES	278
9.2. MEDIDAS PARA EL CONTROL Y EL MANEJO DE INUNDACIONES	280
9.2.1. Medidas estructurales.....	280
9.2.2. Medidas no estructurales	281
9.3. MAPAS DE AMENAZA POR INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES	282
9.3.1. Clasificación de la amenaza en planicies de inundación.....	283
9.3.2. Mapas de inundación para crecientes con periodos de retorno de 10, 30 y 100 años por inundaciones y avenidas torrenciales.....	284
9.3.3. Determinación de caudales extremos	284
9.3.4. Modelación hidrodinámica y generación de mapas de inundación	284

9.3.5. Modelación hidrodinámica y generación de mapas de inundación por escenarios para los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales	285
9.4. GENERACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA DE AMENAZA POR INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES.....	286
9.5. GENERACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA DE AMENAZA GLOBAL POR INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES.....	287
Para cada uno de los fenómenos analizados (inundaciones y avenidas torrenciales) se determinó el mapa de amenaza global, considerando en cada espacio del territorio (o celda de la malla computacional) la situación o nivel de amenaza más crítico establecido para los tres periodos de retorno evaluados (10, 30 y 100 años).	287
9.6. INTEGRACIÓN DE LOS MAPAS DE AMENAZA GLOBAL POR INUNDACIONES Y DE AMENAZA GLOBAL POR AVENIDAS TORRENCIALES	288
9.7. ÁREA URBANA AFECTADA POR LOS FENÓMENOS DE INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES.....	288
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	306
10.1. CONCLUSIONES.....	306
10.2. RECOMENDACIONES	309
11. BIBLIOGRAFÍA	313
ANEXO 1: Secciones transversales de los cauces de la zona de estudio del municipio de Riofrío	
ANEXO 2: Curvas de calibración de los puentes de la zona de estudio del municipio de Riofrío	

LISTADO DE FIGURAS

<i>Figura 1. Esquema de las derivaciones y aportes del río Riofrío y los caudales bases.</i>	37
<i>Figura 2. Esquema de las derivaciones del río Riofrío en la zona de estudio.</i>	38
<i>Figura 3. Localización de la zona de estudio en el municipio de Riofrío.</i>	39
<i>Figura 4. Sección transversal del río Riofrío en la abscisa K0 + 000, aproximadamente 1400 m aguas arriba de la desembocadura del río Cuancua.</i>	46
<i>Figura 5. Sección transversal del río Riofrío en la abscisa K1 + 146.67.</i>	46
<i>Figura 6. Sección transversal del río Riofrío en la abscisa K2 + 702.04.</i>	47
<i>Figura 7. Sección transversal del río Cuancua en la abscisa K0 + 000, en la frontera aguas arriba.</i>	47
<i>Figura 8. Sección transversal del río Cuancua en la abscisa K0 + 43.063.</i>	48
<i>Figura 9. Sección transversal de la acequia La Liga en la abscisa K0 + 000, localizada en la toma de agua.</i>	48
<i>Figura 10. Hidrógrafas de caudales del río Riofrío para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.</i>	49
<i>Figura 11. Hidrógrafas de caudales del río Cuancua para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.</i>	50
<i>Figura 12. Hietograma de precipitaciones para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años en la zona de estudio del municipio de Riofrío.</i>	51
<i>Figura 13. Tipos de marcos utilizados para el análisis granulométrico (a) Marco de 2 m x 2 m (b) Marco de 1 m x 1 m.</i>	54
<i>Figura 14. Identificación de partículas para el análisis granulométrico de malla-número (a) Muestra fotográfica (b) Partículas delimitadas en las intersecciones de la malla.</i>	55
<i>Figura 15. Curvas granulométricas del material superficial del lecho en varios sectores del río Riofrío, utilizando mallas de 1 m x 1 m</i>	59
<i>Figura 16. Curvas granulométricas del material superficial del lecho en varios sectores del río Riofrío, utilizando mallas de 2 m x 2 m.</i>	60
<i>Figura 17. Curva granulométrica del material superficial del lecho del río Cuancua, utilizando mallas de 1 m x 1 m.</i>	61
<i>Figura 18. Curvas granulométricas del material superficial del lecho en varios sectores del río Cuancua, utilizando mallas de 2 m x 2 m.</i>	62
<i>Figura 19. Cuenca del río Riofrío.</i>	65

<i>Figura 20. Curva de calibración nivel – caudal en el río Riofrío, estación Salónica</i>	67
<i>Figura 21. Caudales medios mensuales multianuales en el río Riofrío, estación Salónica</i>	67
<i>Figura 22. Caudales medios, máximos y mínimos instantáneos anuales en el río Riofrío, estación Salónica</i>	68
<i>Figura 23. Análisis de eventos extremos en el río Riofrío, estación Salónica.</i>	69
<i>Figura 24. Curvas de variación estacional en el río Riofrío.</i>	70
<i>Figura 25. Curva de duración de caudales horarios en el río Riofrío, estación Salónica.</i>	71
<i>Figura 26. Relación caudal vs. parámetros hidráulicos y geométricos en el río Riofrío, estación Salónica.</i>	73
<i>Figura 27. Relaciones entre los niveles de agua y los parámetros hidráulicos y geométricos en el río Riofrío, estación Salónica.</i>	74
<i>Figura 28. Perfil longitudinal del río Riofrío en la zona de estudio</i>	75
<i>Figura 29. Perfil longitudinal del río Cuancua en la zona de estudio.</i>	75
<i>Figura 30. Perfil longitudinal del río Riofrío en la zona de estudio dividido por zonas para el cálculo de la pendiente.</i>	77
<i>Figura 31. Perfil longitudinal del río Riofrío en la zona de estudio dividido por zonas para el cálculo de la pendiente.</i>	78
<i>Figura 32. Coeficiente de Chezy en función de la profundidad de inundación en la planicie (Vries, 1993)</i>	82
<i>Figura 33. Clases de flujo.</i>	93
<i>Figura 34. Clasificación de flujos según Meunier (1991)</i>	93
<i>Figura 35. Perfil de un frente de detritos.</i>	94
<i>Figura 36. Morfología de la huella de los flujos detríticos.</i>	94
<i>Figura 37. Perfil de un frente de detritos</i>	94
<i>Figura 38. Relación esfuerzo – deformación para distintas clases de fluidos</i>	95
<i>Figura 39. Clasificación de las zonas de inundación de acuerdo con la Agencia Catalana del Agua.</i>	102
<i>Figura 40. Zona de intenso desagüe definida por la Agencia Catalana del Agua.</i>	103
<i>Figura 41. Definición de rangos de intensidad para inundaciones estáticas y dinámicas.</i>	107

<i>Figura 42. Metodología para la estructuración de un escenario de riesgo</i>	110
<i>Figura 43. Nivel de intensidad o magnitud de la amenaza por inundaciones.</i>	116
<i>Figura 44. Nivel de intensidad o magnitud de la amenaza por avenidas torrenciales.</i>	118
<i>Figura 45. Cálculo del caudal a través de las fronteras de los elementos de la malla computacional</i>	130
<i>Figura 46. Extensión del canal sobre varios elementos de la malla.</i>	136
<i>Figura 47. Esquematación de una simulación en el modelo FLO-2D.</i>	137
<i>Figura 48. Comparación entre los diámetros característicos de tres muestras tipo y los resultados de las hidrometrías en el municipio de Riofrío.</i>	142
<i>Figura 49. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	152
<i>Figura 50. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	153
<i>Figura 51. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	154
<i>Figura 52. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	155
<i>Figura 53. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	156
<i>Figura 54. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en los caudales. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	157
<i>Figura 55. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en la profundidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	158
<i>Figura 56. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en la velocidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	159
<i>Figura 57. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en los caudales. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	160
<i>Figura 58. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	162
<i>Figura 59. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	163

<i>Figura 60. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	164
<i>Figura 61. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	165
<i>Figura 62. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	166
<i>Figura 63. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en los caudales. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	167
<i>Figura 64. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en la profundidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	168
<i>Figura 65. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en la velocidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	169
<i>Figura 66. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en los caudales. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96</i>	170
<i>Figura 67. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r2 en la profundidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	172
<i>Figura 68. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r2 en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	173
<i>Figura 69. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r2 en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	174
<i>Figura 70. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r2 en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	175
<i>Figura 71. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r2 en la velocidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	176
<i>Figura 72. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r2 en los caudales. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	177
<i>Figura 73. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r2 en la profundidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	178
<i>Figura 74. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r2 en la velocidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	179
<i>Figura 75. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r2 en los caudales. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	180

<i>Figura 76. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	182
<i>Figura 77. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	183
<i>Figura 78. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	184
<i>Figura 79. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	185
<i>Figura 80. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	186
<i>Figura 81. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en los caudales. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	187
<i>Figura 82. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en la profundidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	188
<i>Figura 83. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en la velocidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	189
<i>Figura 84. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en los caudales. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	190
<i>Figura 85. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (Δx), en la profundidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	192
<i>Figura 86. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (Δx), en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	193
<i>Figura 87. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (Δx), en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	194
<i>Figura 88. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (Δx), en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	195
<i>Figura 89. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (Δx), en la velocidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	196
<i>Figura 90. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (Δx), en los caudales. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.</i>	197
<i>Figura 91. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (Δx), en la profundidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	198

<i>Figura 92. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (Δx), en la velocidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	199
<i>Figura 93. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (Δx), en los caudales. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	200
<i>Figura 94. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en la profundidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	202
<i>Figura 95. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	203
<i>Figura 96. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	204
<i>Figura 97. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.</i>	205
<i>Figura 98. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en la velocidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.</i>	206
<i>Figura 99. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en los caudales. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.</i>	207
<i>Figura 100. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en la profundidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	208
<i>Figura 101. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en la velocidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	209
<i>Figura 102. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en los caudales. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	210
<i>Figura 103. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	212
<i>Figura 104. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	213
<i>Figura 105. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	214
<i>Figura 106. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.</i>	215
<i>Figura 107. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.</i>	216

<i>Figura 108. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en los caudales. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.</i>	217
<i>Figura 109. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en la profundidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	218
<i>Figura 110. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en la velocidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	219
<i>Figura 111. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en los caudales. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	220
<i>Figura 112. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	222
<i>Figura 113. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	223
<i>Figura 114. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	224
<i>Figura 115. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.</i>	225
<i>Figura 116. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.</i>	226
<i>Figura 117. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en los caudales. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.</i>	227
<i>Figura 118. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en la profundidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	228
<i>Figura 119. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en la velocidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	229
<i>Figura 120. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en los caudales. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.</i>	230
<i>Figura 121. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $T_r = 10$ años. Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.</i>	231
<i>Figura 122. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $T_r = 10$ años. Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.</i>	231
<i>Figura 123. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $T_r = 10$ años. Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.</i>	232

<i>Figura 124. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años. Río Riofrío - Sección 10 – K1 + 725.48.</i>	232
<i>Figura 125. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años. Río Riofrío - Sección 10 – K1 + 725.48</i>	233
<i>Figura 126. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años. Río Riofrío - Sección 10 – K1 + 725.48</i>	233
<i>Figura 127. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años. Río Riofrío - Sección 15 – K2 + 282.38</i>	234
<i>Figura 128. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años. Río Riofrío - Sección 15 – K2 + 282.38.</i>	234
<i>Figura 129. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años. Río Riofrío - Sección 15 – K2 + 282.38.</i>	235
<i>Figura 130. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años. Río Cuancua - Sección 6 – K0 + 749.96.</i>	235
<i>Figura 131. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años. Río Cuancua - Sección 6 – K0 + 749.96.</i>	236
<i>Figura 132. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años. Río Cuancua - Sección 6 – K0 + 749.96.</i>	236
<i>Figura 133. Perfil de la elevación máxima de la superficie de agua en el río Riofrío para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de inundación).</i>	237
<i>Figura 134. Perfil de la elevación máxima de la superficie de agua en el río Cuancua para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de inundación).</i>	237
<i>Figura 135. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.</i>	238
<i>Figura 136. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.</i>	238
<i>Figura 137. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.</i>	239
<i>Figura 138. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 10 – K1 + 725.48</i>	239
<i>Figura 139. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 10 – K1 + 725.48.</i>	240

<i>Figura 140. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 10 - $K1 + 725.48$.</i>	240
<i>Figura 141. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 15 - $K2 + 282.38$.</i>	241
<i>Figura 142. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 15 - $K2 + 282.38$</i>	241
<i>Figura 143. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 15 - $K2 + 282.38$</i>	242
<i>Figura 144. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años. Río Cuancua - Sección 6 - $K0 + 749.96$</i>	242
<i>Figura 145. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años. Río Cuancua - Sección 6 - $K0 + 749.96$.</i>	243
<i>Figura 146. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años. Río Cuancua - Sección 6 - $K0 + 749.96$.</i>	243
<i>Figura 147. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Riofrío para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de inundaciones).</i>	244
<i>Figura 148. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Cuancua para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de inundaciones).</i>	244
<i>Figura 149. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años. Río Riofrío - Sección 4 - $K0 + 782.505$.</i>	245
<i>Figura 150. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años. Río Riofrío - Sección 4 - $K0 + 782.505$.</i>	245
<i>Figura 151. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años. Río Riofrío - Sección 4 - $K0 + 782.505$.</i>	246
<i>Figura 152. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años. Río Riofrío - Sección 10 - $K1 + 725.48$.</i>	246
<i>Figura 153. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años. Río Riofrío - Sección 10 - $K1 + 725.48$.</i>	247
<i>Figura 154. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años. Río Riofrío - Sección 10 - $K1 + 725.48$.</i>	247
<i>Figura 155. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años. Río Riofrío - Sección 15 - $K2 + 282.38$.</i>	248

<i>Figura 156. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones Tr = 100 años. Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38.</i>	248
<i>Figura 157. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones Tr = 100 años. Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38.</i>	249
<i>Figura 158. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones Tr = 100 años. Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.</i>	249
<i>Figura 159. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones Tr = 100 años. Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.</i>	250
<i>Figura 160. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones Tr = 100 años. Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.</i>	250
<i>Figura 161. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Riofrío para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de inundaciones).</i>	251
<i>Figura 162. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Cuancua para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de inundaciones).</i>	251
<i>Figura 163. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial Tr = 10 años. Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.</i>	252
<i>Figura 164. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial Tr = 10 años. Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.</i>	252
<i>Figura 165. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial Tr = 10 años. Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.</i>	253
<i>Figura 166. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial Tr = 10 años. Río Riofrío - Sección 10 - K1 + 725.48.</i>	253
<i>Figura 167. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial Tr = 10 años. Río Riofrío - Sección 10 - K1 + 725.48.</i>	254
<i>Figura 168. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial Tr = 10 años. Río Riofrío - Sección 10 - K1 + 725.48.</i>	254
<i>Figura 169. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial Tr = 10 años. Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38.</i>	255
<i>Figura 170. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial Tr = 10 años. Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38.</i>	255
<i>Figura 171. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial Tr = 10 años. Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38.</i>	256

<i>Figura 172. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 10$ años. Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.</i>	256
<i>Figura 173. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 10$ años. Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.</i>	257
<i>Figura 174. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 10$ años. Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.</i>	257
<i>Figura 175. Perfil de la elevación máxima de la superficie de flujo en el río Riofrío para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de avenidas torrenciales).</i>	258
<i>Figura 176. Perfil de la elevación máxima de la superficie de flujo en el río Cuancua para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de avenidas torrenciales).</i>	258
<i>Figura 177. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.</i>	259
<i>Figura 178. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 4 - K0+782.505.</i>	259
<i>Figura 179. Variación de caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 4 - K0+782.505.</i>	260
<i>Figura 180. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	260
<i>Figura 181. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	261
<i>Figura 182. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.</i>	261
<i>Figura 183. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.</i>	262
<i>Figura 184. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38.</i>	262
<i>Figura 185. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años. Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38.</i>	263
<i>Figura 186. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años. Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.</i>	263
<i>Figura 187. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años. Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.</i>	264

<i>Figura 188. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 30$ años. Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.</i>	264
<i>Figura 189. Perfil de la elevación máxima de la superficie de flujo en el río Riofrío para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de avenidas torrenciales).</i>	265
<i>Figura 190. Perfil de la elevación máxima de la superficie de flujo en el río Cuancua para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de avenidas torrenciales).</i>	265
<i>Figura 191. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años. Río Riofrío - Sección 4 - K2 + 782.505</i>	266
<i>Figura 192. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años Río Riofrío - Sección 4 - K2 + 782.505.</i>	266
<i>Figura 193. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años Río Riofrío - Sección 4 - K2 + 782.505.</i>	267
<i>Figura 194. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años Río Riofrío - Sección 10 - K1 + 725.48.</i>	267
<i>Figura 195. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años Río Riofrío - Sección 10 - K1 + 725.48.</i>	268
<i>Figura 196. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años Río Riofrío - Sección 10 - K1 + 725.48.</i>	268
<i>Figura 197. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años. Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38.</i>	269
<i>Figura 198. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años. Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38.</i>	269
<i>Figura 199. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años. Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38.</i>	270
<i>Figura 200. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años. Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.</i>	270
<i>Figura 201. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años. Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.</i>	271
<i>Figura 202. Variación de la caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años. Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.</i>	271
<i>Figura 203. Perfil de la elevación máxima de la superficie de flujo en el río Riofrío para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de avenidas torrenciales).</i>	272

<i>Figura 204. Perfil de la elevación máxima de la superficie de flujo en el río Cuancua para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de avenidas torrenciales).</i>	272
<i>Figura 205. Mapa de inundaciones periodo de retorno 10 años.</i>	289
<i>Figura 206. Mapa de inundaciones periodo de retorno 30 años.</i>	290
<i>Figura 207. Mapa de inundaciones periodo de retorno 100 años.</i>	291
<i>Figura 208. Mapa de Avenidas torrenciales periodo de retorno 10 años.</i>	292
<i>Figura 209. Mapa de Avenidas torrenciales periodo de retorno 30 años.</i>	293
<i>Figura 210. Mapa de Avenidas torrenciales periodo de retorno 100 años.</i>	294
<i>Figura 211. Mapa de Amenazas por inundaciones periodo de retorno 10 años.</i>	295
<i>Figura 212. Mapa de Amenazas por inundaciones periodo de retorno 30 años.</i>	296
<i>Figura 213. Mapa de Amenazas por inundaciones periodo de retorno 100 años.</i>	297
<i>Figura 214. Mapa de Amenazas por avenidas torrenciales periodo de retorno 10 años.</i>	298
<i>Figura 215. Mapa de Amenazas por avenidas torrenciales periodo de retorno 30 años.</i>	299
<i>Figura 216. Mapa de Amenazas por avenidas torrenciales periodo de retorno 100 años.</i>	300
<i>Figura 217. Mapa de Amenaza por inundaciones.</i>	301
<i>Figura 218. Mapa de Amenaza por Avenidas torrenciales.</i>	302
<i>Figura 219. Mapa de inundaciones periodo de retorno 10 años.</i>	303

LISTADO DE TABLAS

<i>Tabla 1. Volúmenes de agua totales (en millones de m³) de las hidrógrafas de los ríos Cuancua y Riofrío para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.</i>	50
<i>Tabla 2. Valores del exponente x para la expresión de Kellerhals y Bray para convertir curvas granulométricas obtenidas por diferentes métodos de muestreo.</i>	57
<i>Tabla 3. Diámetros característicos del material del lecho del río Riofrío (muestras utilizando mallas de dimensiones de 1 m x 1 m).</i>	58
<i>Tabla 4. Diámetros característicos del material del lecho del río Riofrío (muestras utilizando mallas de dimensiones de 2 m x 2 m).</i>	59
<i>Tabla 5. Diámetros característicos del material del lecho del río Cuancua (muestras utilizando mallas de dimensiones de 1 m x 1 m).</i>	60
<i>Tabla 6. Diámetros característicos del material del lecho del río Cuancua (muestras utilizando mallas de dimensiones de 2 m x 2 m).</i>	61
<i>Tabla 7. Resultados de los diámetros característicos y porcentajes de limos y arcillas de los ensayos de hidrometrías del río Riofrío.</i>	63
<i>Tabla 8. Resultados de los diámetros característicos y porcentajes de limos y arcillas de los ensayos de hidrometrías del río Cuancua.</i>	63
<i>Tabla 9. Caudales característicos del río Riofrío en la estación Salónica (1964-2008).</i>	72
<i>Tabla 10. Propiedades hidráulicas y geométricas del río Riofrío - estación Salónica.</i>	73
<i>Tabla 11. Factores de rugosidad de Manning, Chezy y Darcy en el río Riofrío en diferentes secciones transversales.</i>	80
<i>Tabla 12. Factores de rugosidad de Manning, Chezy y Darcy en el río Cuancua en diferentes secciones transversales.</i>	81
<i>Tabla 13. Características hidráulicas a banca llena de la sección 4 del río Riofrío (abscisa K0 + 782.51).</i>	81
<i>Tabla 14. Coeficientes de rugosidad de Manning y Chezy causada por pastos en función de la profundidad de inundación.</i>	83
<i>Tabla 15. Relación del número de Reynolds con el coeficiente de arrastre y la forma del cuerpo en el cual se produce el choque con el agua (W. F. Lindsey, 1938).</i>	84
<i>Tabla 16. Estimación de la rugosidad de Manning para planicies de inundación con árboles de diferentes tamaños de tronco.</i>	85

<i>Tabla 17. Estimación de la rugosidad de Manning para planicies de inundación con guaduas de diferentes densidades por metro cuadrado.</i>	86
<i>Tabla 18. Estimación de la rugosidad de Manning para planicies de inundación con cañaduzales de diferentes densidades por metro cuadrado.</i>	87
<i>Tabla 19. Resultados de la concentración por peso, C_w, y la concentración volumétrica, C_v, para distintos valores de la concentración de sedimentos, C_s.</i>	92
<i>Tabla 20. Niveles de riesgos definidos en la metodología del PATRICOVA.</i>	104
<i>Tabla 21. Nivel del riesgo de acuerdo con el Procedimiento Simplificado del Plan Medioambiental del río Ebro y tramo Bajo del río Cinca.</i>	105
<i>Tabla 22. Definición de rangos de intensidad para inundaciones estáticas y dinámicas (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales).</i>	107
<i>Tabla 23. Categorización de la inundación según el periodo de retorno (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales).</i>	108
<i>Tabla 24. Matriz de niveles de amenaza por inundaciones.</i>	109
<i>Tabla 25. Nivel Discreto de Amenaza (PREVENE, 2001).</i>	111
<i>Tabla 26. Definición de nivel de amenaza según García, Rodríguez y O'Brien.</i>	111
<i>Tabla 27. Intensidad de la inundación según García, Rodríguez y O'Brien.</i>	112
<i>Tabla 28. Intensidad de flujo de lodos según García, Rodríguez y O'Brien.</i>	112
<i>Tabla 29. Frecuencia del flujo de lodos y probabilidad significativa.</i>	113
<i>Tabla 30. Clasificación de magnitud del evento de acuerdo al volumen de detritos transportado.</i>	113
<i>Tabla 31. Nivel de amenaza.</i>	114
<i>Tabla 32. Nivel de frecuencia de los eventos de inundaciones y avenidas torrenciales.</i>	114
<i>Tabla 33. Nivel de intensidad o magnitud del evento de inundación.</i>	115
<i>Tabla 34. Nivel de amenaza según la frecuencia y la intensidad o magnitud de la inundación.</i>	117
<i>Tabla 35. Clasificación de la amenaza por inundaciones.</i>	117
<i>Tabla 36. Nivel de intensidad o magnitud de la amenaza por avenidas torrenciales.</i>	118
<i>Tabla 37. Nivel de amenaza según la frecuencia y la intensidad o magnitud de avenidas torrenciales.</i>	119

<i>Tabla 38. Clasificación del nivel de amenaza por avenidas torrenciales.</i>	119
<i>Tabla 39. Rango de valores del parámetro de resistencia K para flujo laminar.</i>	125
<i>Tabla 40. Propiedades de las matrices de flujos de lodos.</i>	127
<i>Tabla 41. Coeficientes para la determinación de esfuerzos cortantes y viscosidad de las matrices de flujos de lodos.</i>	128
<i>Tabla 42. Valores del parámetro de resistencia K para flujo laminar en función de los valores de la rugosidad de Manning en la llanura de inundación.</i>	135
<i>Tabla 43. Valores estimados de la rugosidad de Manning en las planicies de la zona de estudio del municipio de Riofrío.</i>	140
<i>Tabla 44. Factores de rugosidad de Manning en el cauce principal del río Riofrío.</i>	141
<i>Tabla 45. Factores de rugosidad de Manning en el cauce principal del río Cuacua.</i>	141
<i>Tabla 46. Descripción de las principales obras estructurales para control de las crecientes e inundaciones.</i>	281
<i>Tabla 47. Áreas afectadas por los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales para los diferentes periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.</i>	285
<i>Tabla 48. Áreas de niveles de amenaza por inundaciones para los diferentes periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.</i>	286
<i>Tabla 49. Áreas de niveles de amenaza por avenidas torrenciales para los diferentes periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.</i>	287
<i>Tabla 50. Áreas afectadas por inundaciones y avenidas torrenciales según os mapas de amenaza global.</i>	287
<i>Tabla 51. Áreas amenazadas conjuntamente por inundaciones y avenidas torrenciales.</i>	288
<i>Tabla 52. Áreas de la zona urbana amenazadas por inundaciones.</i>	288
<i>Tabla 53. Áreas de la zona urbana amenazadas por avenidas torrenciales.</i>	289
<i>Tabla 54. Áreas de la zona urbana amenazadas conjuntamente por inundaciones y avenidas torrenciales.</i>	289

LISTADO DE FOTOS

<i>Foto 1. Compuerta de entrada canal de aducción, acequia Planta No.2 (Fuente: Informe de bocatomas del río Riofrío (CVC, 1997)).</i>	32
<i>Foto 2. Vista general bocatoma acequia Planta No. 1. (Fuente: Informe de bocatomas del río Riofrío (CVC, 1997))</i>	33
<i>Foto3. Tercera derivación, acequia Las Minas (Fuente: Informe de bocatomas del río Riofrío (CVC, 1997))</i>	33
<i>Foto 4. Entrada de agua, acequia El Tablazo (Fuente: Informe de bocatomas del río Riofrío (CVC, 1997))</i>	34
<i>Foto 5. Acequia Janeiro (Fuente: Informe de bocatomas del río Riofrío (CVC, 1997))</i>	35
<i>Foto 6. Sitio de derivación, acequia Normandía (Fuente: Informe de bocatomas del río Riofrío (CVC, 1997))</i>	35
<i>Foto 7. Río Riofrío aguas abajo del</i>	42
<i>Puente Alfonso Bonilla Aragón – frontera aguas abajo.</i>	42
<i>Foto 8. Río Riofrío después de la desembocadura del río Cuancua.</i>	42
<i>Foto 9. Río Riofrío - Puente Alfonso Bonilla Aragón.</i>	42
<i>Foto 10. Balneario Cuancua – Aguas arriba de la frontera superior.</i>	43
<i>Foto 11. Río Cuancua antes de su confluencia en el río Riofrío.</i>	43
<i>Foto 12. Desembocadura del río Cuancua en el río Riofrío.</i>	43
<i>Foto 15. Acequia La Liga antes de entrar al casco urbano.</i>	44
<i>Foto 16. Acequia La Liga en la zona urbana.</i>	44
<i>Foto 17. Acequia La Liga circundando los cultivos de la parte occidental del casco urbano.</i>	44
<i>Foto 18. Quebrada La Barra en el barrio Fundevir.</i>	45
<i>Foto 19. Río Riofrío, cerca de su desembocadura en el río Cauca.</i>	66

1. INTRODUCCIÓN

Las inundaciones y las avenidas torrenciales son dos de los fenómenos naturales que mayores estragos y daños causan a nivel mundial. Si se tiene en cuenta la distribución geográfica de las distintas amenazas naturales, las inundaciones y las avenidas torrenciales son, sin duda, los más generalizados, pues afectan a todos los países del mundo. Algunos ejemplos recientes de inundaciones importantes son las acaecidas en Francia (1992), Europa Central (1992, 1993, 1995, 2002, 2005), Italia (1994, 2000), República Checa y Polonia (1997), Suecia (2000), Estados Unidos, Bangladesh, China, Guatemala, Honduras, Somalia y Sudáfrica durante la década de los 90 (European Comision, 1997a; 1997b; 2000; United Nations, 2002), o las inundaciones ocurridas en New Orleans como consecuencia del huracán Katrina en agosto de 2005.

En Colombia, las inundaciones originadas por los desbordamientos de los ríos son altamente frecuentes a lo largo y ancho del territorio nacional. Casi todas las regiones del país son vulnerables a las inundaciones, que pueden presentarse no sólo en los ríos principales, sino que a veces la población se ve afectada por el desborde de quebradas y ríos pequeños.

Las avenidas torrenciales o flujos de lodos son fenómenos que ocurren en los ríos o quebradas por efecto inicial de un deslizamiento. Se caracterizan por ser homogéneos, es decir, son monofásicos. Es un movimiento en masa, que se desplaza ladera abajo por efecto de las fuerzas gravitacionales, o por causas naturales.

Las comunidades asentadas en zonas aledañas a las regiones montañosas pueden estar en riesgo a causa de las avenidas torrenciales, pues éstas son muchas veces responsables de pérdidas de vidas y daños a la infraestructura. Caracterizados por una alta velocidad del flujo y grandes fuerzas de impacto, tienen un potencial erosivo y destructor mucho mayor que el de las inundaciones. En combinación con la poca predictibilidad temporal, las avenidas torrenciales representan una amenaza para asentamientos humanos, zonas agrícolas y ganaderas, vías, entre otros tipos de infraestructura localizados sobre el abanico aluvial, es decir, en la parte plana donde todos los escombros y material transportado son depositados.

Por ello es importante que las áreas amenazadas por este tipo de fenómenos sean identificadas con el fin de estimar la vulnerabilidad de los elementos expuestos y determinar los escenarios de riesgo. Éstos permitirán plantear y analizar diferentes alternativas con el propósito de prevenir, mitigar o controlar la amenaza por este tipo de fenómenos para decidir posteriormente el uso adecuado de dichas áreas. En muchos casos, esto puede verse reflejado tanto en proyectos de reubicación, como modificaciones de los planes de ordenamiento territorial en cuanto a las futuras áreas de expansión de los municipios. Para cumplir con esta tarea, se debe desarrollar una metodología para delimitar las zonas que son vulnerables a este tipo de amenazas.

El municipio de Riofrío en el departamento del Valle del Cauca es un municipio con vocación agropecuaria; su economía se basa principalmente en las tareas y labores agrarias realizadas en sus tierras planas y de ladera.

El 84.25% del área del municipio corresponde a zona rural, donde tradicionalmente los campesinos han derivado su sustento de la agricultura, representada en los cultivos de café, plátano, banano, algunas fincas fructíferas y otros cultivos de pancoger. Sin embargo, la crisis cafetera de años anteriores ha forzado a cambiar el uso de los suelos de grandes fincas cafeteras por grandes espacios ganaderos, es decir, por extensiones de tierra sembradas en pastos. Esto ha generado la inestabilidad en los suelos por la falta de amarre y la erosión progresiva causada por el tránsito de ganado sin técnica ni control.

La explotación ganadera y la tala de bosques tropicales que incluyen especies nativas de gran beneficio para la estabilidad de los suelos, unidas a las fuertes y prolongados periodos invernales que se registran cada año en el municipio, representan el mayor riesgo y vulnerabilidad para las poblaciones asentadas en zonas de ladera, ya que se exponen a los diferentes deslizamientos o movimientos en masa (caída, volcamiento, etc.) y a las fuertes crecientes que se presentan en los ríos y quebradas, las cuales recogen la mayor parte del agua que escurre por las montañas y laderas, causando inundaciones repentinas.

La mayoría de las viviendas de la zona rural ha sido construida de manera artesanal, con estructuras soportadas en guadua y paredes levantadas en lata o revocadas en barro mezclado con paja; sus techos son en madera cubiertos con teja de zinc y en algunos casos en teja de cartón. Son construcciones antiguas y dada las condiciones económicas de la región, resulta complicado efectuar el mantenimiento de las mismas. Debido a esto la población es altamente vulnerable a factores climáticos como vientos fuertes y lluvias torrenciales, los cuales desmejoran y en casos ya registrados destruyen no solamente sus techos, sino su estructura artesanal descrita.

Algún sector de la población se encuentra ubicado o asentado en las riberas de ríos y quebradas; estos cauces en temporada de verano presentan un cauce intermitente con caudales muy bajos, pero en periodos de invierno se convierten en colectores potentes de las corrientes de aguas que escurren por las montañas y laderas, generando inundaciones de grandes proporciones.

En el presente estudio se determinó el nivel de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales en el perímetro urbano y las zonas de expansión del municipio de Riofrío en el departamento del Valle del Cauca. Para ello se aplicó una metodología para la determinación de los mapas de amenaza, de acuerdo a los niveles de amenaza definidos. Además de efectuó la caracterización hidráulica y sedimentológica de los cauces de la zona de estudio con el fin de implementar un modelo matemático para simular los fenómenos de inundación y avenidas torrenciales.

El estudio comprende dos grandes partes:

En la primera se presenta la recolección de información, conceptualización general del tema de las inundaciones, los antecedentes históricos para la determinación de la amenaza, las mediciones de campo y el marco conceptual de la amenaza. Finalmente se establece una metodología para determinar los mapas de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales.

La segunda parte corresponde específicamente al desarrollo del estudio del municipio de Riofrío, localizado al norte del departamento del Valle del Cauca, en el cual se determinan los mapas de amenaza por inundación y avenidas torrenciales, aplicando los procedimientos de la metodología establecida en la primera parte del estudio.

Esta estructura general del estudio se detalla en los siguientes capítulos:

Capítulo 1: Introducción. En este capítulo se exponen los motivos que justifican el presente trabajo, los objetivos y la organización del documento.

Capítulo 2: Recolección de información. En él se incluye la información recopilada acerca de registros de eventos históricos. De esta forma, se definen los cauces y cuerpos de agua implicados en las problemáticas a evaluar. El objetivo de este capítulo es brindar una idea más clara acerca del contexto de la zona de estudio.

Capítulo 3: Investigación de campo. En este capítulo se incluye la delimitación de la zona de estudio y los resultados de los trabajos de campo realizados por los grupos de topografía e hidrología.

Capítulo 4: Caracterización sedimentológica. En este capítulo se muestran los resultados de los diámetros característicos del material del lecho de los cauces y se describen los métodos utilizados. También se incluyen los resultados de los trabajos de campo del grupo de geotecnia.

Capítulo 5: Caracterización hidráulica. En este capítulo se muestran los caudales característicos, las curvas de variación estacional, los caudales máximos o de crecientes y las curvas de variación de caudales, las relaciones nivel-parámetros hidráulicos y geométricos y las relaciones caudal-parámetros hidráulicos y geométricos del río Riofrío en la estación Salónica; además se muestra el cálculo de las pendientes medias, los perfiles y la rugosidad de los lechos y planicies de los ríos Cuancua y Riofrío.

Capítulo 6: Definiciones, clasificaciones de flujo y reología y mecánica de lodos. En este capítulo se definen las clases de flujo, así como la clasificación respecto a la concentración volumétrica de sedimentos de varios autores. Además se definen los conceptos de reología y mecánica de lodos asociados al fenómeno de avenidas torrenciales.

Capítulo 7: Metodología. En este capítulo se presenta la propuesta metodológica para la determinación de amenazas por inundación y avenidas torrenciales en la que se adoptan unos criterios de umbrales en magnitud y frecuencia para determinar los niveles de amenaza.

Capítulo 8: Modelación matemática. Aquí se especifican las características generales del modelo matemático bidimensional FLO-2D, así como las ecuaciones que utiliza el mismo. Este es el capítulo más importante, ya que con base a toda la información recopilada anteriormente se procede a realizar la modelación hidrodinámica como tal. Se incluyen parámetros de entrada al modelo como la rugosidad de los lechos de los cauces y planicies y las características reológicas de los materiales de arrastre. Se definen también los criterios empleados para la definición de la malla computacional, la topografía y batimetría de los cauces implicados en el problema, la esquematización, la definición de fronteras (tanto aguas arriba como aguas abajo) y los periodos de retorno para definir distintos escenarios de recurrencia. Finalmente, este capítulo contiene la información referente a la calibración del modelo, así como el análisis de sensibilidad, la verificación y la modelación de escenarios.

Capítulo 9: Evaluación de la amenaza donde se determinan los diferentes escenarios contemplados y se determinan los diferentes niveles de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales para generar dichos mapas en el municipio de Riofrío.

Capítulo 10: Como contenido final de este estudio se consignan las principales conclusiones y recomendaciones.

2. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

2. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

2.1. INFORMACIÓN DE EVENTOS HISTÓRICOS

En la Subdirección de Recursos Hídricos de la Dirección Técnica ambiental de la CVC se recopiló información muy valiosa relacionada con los eventos históricos de inundaciones y avenidas torrenciales presentadas en el municipio de Riofrío. Se revisaron los diferentes informes y documentos que contienen dicha información, en los cuales se describe el comportamiento de las corrientes de agua que se encuentran en la zona de estudio del municipio de Riofrío durante estos fenómenos, los niveles de agua alcanzados, los caudales registrados (si los hay) y las afectaciones al municipio. Los documentos en los que se obtuvo este tipo de información son los siguientes:

- Evaluación de la emergencia por inundaciones y avenidas torrenciales del río Riofrío al paso por los barrios El Lago y El Castillo, casco urbano del municipio de Riofrío. Maximiliano Echeverry Lasso, José Jesús Pérez Gómez. 2007.
- Informe de visita para plan de inversiones por temporada invernal, abril – mayo de 2006. Joseph Carrión. 2007.
- Proyecto control de inundaciones del río Riofrío, barrios El Lago y El Castillo. Freddy Mosquera, Carlos Arango, Gonzalo Llanos. 2007.

Algunos de los aspectos más destacados en estos estudios sobre las características de las avenidas torrenciales e inundaciones acaecidas en el municipio de Riofrío son los siguientes:

Antes del año 1957, al desbordarse el río Riofrío, el nivel del agua alcanzaba los patios de las casas cuyas fachadas dan al costado suroccidental de la Calle 5.

Ante la probabilidad de que se presentase una creciente de mayor magnitud, se realizó la construcción de un muro marginal de protección en concreto, cuyo extremo suroccidental se apoya en el estribo izquierdo del puente Alfonso Bonilla Aragón y se extiende en línea recta, en longitud aproximada de 500 m en dirección sureste – noreste, hasta la Carrera 14 en cercanías a la Calle 5. Después de construido el muro, fue levantado el barrio El Castillo sobre relleno de tierra con frente al citado muro. Según los informes, los niveles de agua en el río Riofrío nunca han superado la corona del muro.

El 26 de abril de 2006 se presentó una creciente del río Riofrío en la que se temió el desbordamiento y posterior inundación de la parte baja de la ciudad, la cual por fortuna no ocurrió. No obstante, durante el evento hubo afloramiento de aguas del lado seco del muro, lo que alertaba sobre un posible colapso con una creciente similar.

Por otra parte, en mayo de 1971 se presentaron inundaciones en el municipio ocasionadas por aguas que corrían a través de los potreros de la hacienda La Liga, ubicada entre el lindero occidental del municipio y el río Cuancua y entre el pie de monte de la loma y el río Riofrío.

De manera similar, el 4 de junio de 2007, en horas de la tarde y debido a fuertes lluvias, las aguas precipitadas sobre las lomas del noreste corrieron torrencialmente hacia el municipio ocasionando inundaciones hasta de 0.4 m en las que se vieron afectados los barrios Fundevir y Las Delicias (al pie de la lomas), Belén, San Jorge y La Paz (en la ciudad antigua).

Entre los años 2006 y 2007 se presentaron crecientes torrenciales en el río Riofrío con desbordamiento y afectación marginal, en las que se vieron afectados el barrio La Villa y la entrega del río Lindo al río Riofrío en el corregimiento de Salónica, y en ocasiones el caudal de excesos llegó a transitar sobre el tablero del puente que es la única vía de acceso al corregimiento y las veredas ubicadas en la parte alta del municipio de Riofrío. En esta misma época, también se vieron afectadas estructuras y viviendas de los barrios El Lago y El Castillo, en el municipio de Riofrío, posiblemente debido a que el municipio se encuentra localizado en la llanura de inundación del río y falta la construcción de obras de protección a erosión marginal y control de desbordamiento.

Adicionalmente, la zona baja del río Riofrío recibe todos los canales de drenaje de la parte alta de la cuenca, lo que ocasiona que durante las temporadas invernales los caudales de creciente del río Riofrío en esta parte del municipio se incrementen de manera considerable al reunir los caudales tributarios aumentados por la precipitación presentada en toda la cuenca. De esta forma se afecta de manera directa la población asentada en el casco urbano del municipio de Riofrío; en la zona se han presentado pérdidas económicas y se ha puesto en riesgo la vida de los habitantes de los barrios El Lago y El Castillo.

Las inundaciones y las avenidas torrenciales ocurridas en los meses de abril y mayo de 2006, donde resultaron seriamente afectados los barrios El Lago y El Castillo, condujeron a la formulación del proyecto de emergencia invernal y con ello obtener recursos para realizar el diseño de las obras necesarias con el fin de atender la problemática presentada en el municipio de Riofrío y en otros municipios del Valle del Cauca.

2.2. Información sobre las características de los cauces de la zona de estudio del municipio Riofrío

La información disponible sobre las principales características geométricas, físicas e hidráulicas de los cauces en la zona de estudio del municipio de Riofrío se obtuvo principalmente en la CVC. Entre los estudios, documentos e información más destacados se pueden mencionar los siguientes:

- Estudio de embalses de regulación. Regulación del río Riofrío. IRH LTDA. 1996.
- Resolución SGA. Reglamentación del río Riofrío. 2007.
- Riofrío – Inventario de Bocatomas. Ing. Isabel Ramírez. 1996.
- Embalses de Regulación Sector 04. Municipios de Jamundí, Vijos, Yotoco y Riofrío. INGETEC – Ingenieros consultores. 1996.
- Estudio y diseño de obras de protección contra inundaciones causadas por desbordamientos del río Riofrío, en el Barrio El Castillo, cabecera municipal del municipio de Riofrío. CVC - Hidro-Occidente (Contrato No. 238 de Diciembre 22 de 2006). 2007.

De los anteriores documentos se extrajeron principalmente registros de eventos históricos.

3. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

3. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

El reconocimiento de la zona de estudio en el municipio de Riofrío se dio inicio con las visitas de campo realizadas los días 25 de marzo, 27 de abril y 28 de abril de 2009, donde se recorrió el casco urbano y las zonas de expansión urbana para la identificación de las corrientes de agua (cauces naturales, acequias, canales) a considerar y analizar en el estudio. Además, se visitaron la oficina regional de la CVC y la Alcaldía Municipal (oficina de Planeación Municipal) para la recolección de información (Esquema de Ordenamiento Territorial (EOT), Plan Local de Emergencias (PLE), informes del Comité Local de Prevención y Atención de Desastres (CLOPAD), registros de eventos históricos, informes técnicos, etc.).

3.1. CAUCES EN LA ZONA DE ESTUDIO

La información recopilada y consultada permitió identificar los diferentes cauces que transitan por el casco urbano del municipio de Riofrío. Entre las corrientes que históricamente han generado problemas por inundaciones y avenidas torrenciales se destacan el río Riofrío y su afluente el río Cuancua, la acequia La Liga y la quebrada La Barra.

El principal cauce que atraviesa la zona urbana del municipio de Riofrío es el río Riofrío, el cual presenta problemas de desbordamiento en toda su longitud (especialmente sobre la margen izquierda), afectando los barrios aledaños como El Lago y El Castillo.

Otro río de gran importancia para la cabecera municipal del municipio de Riofrío es el río Cuancua, afluente del río Riofrío, que abastece de agua al casco urbano. Se han registrado desbordamientos en la parte alta de este río, en el balneario Cuancua, donde se derrumbó un puente. Al parecer, este río cuando se desborda también puede afectar la zona urbana, especialmente los barrios El Lago y El Castillo.

También existen en el municipio varias acequias que son utilizadas para riego. Sin embargo, la acequia La Liga o El Retiro es una de las corrientes más críticas ya que cuando se desborda ocasiona daños en el casco urbano, sobre todo en la zona norte, afectando los barrios El Belén, San Jorge, Las Delicias y Ciudadela Portales de Riofrío Etapa I, entre otros. La acequia La Liga toma sus aguas del río Riofrío, algunos metros aguas arriba de la confluencia del río Cuancua, pasando por la zona norte y occidental del municipio. Aunque esta acequia es utilizada para riego, se ha convertido en un canal colector de las aguas de escorrentía que vienen de la zona montañosa, y al excederse su capacidad, se desborda.

Ubicada en la zona noroccidental, cerca del barrio Fundevir, se halla la quebrada La Barra, que aunque es un cauce intermitente, se desborda en épocas de lluvia pues recoge también las aguas de escorrentía de esta zona del casco urbano.

Principales derivaciones del río Riofrío

A continuación, se describe la ubicación y el caudal asignado a cada una de las derivaciones del río Riofrío, información extraída del Informe de bocatomas del río Riofrío (CVC, 1997) y del Proyecto de reglamentación de los cauces del municipio de Riofrío (CVC, 2002).

Derivación No. 1, margen derecha – Acequia Planta No. 2

La derivación No. 1 - Acequia Planta No. 2, se encuentra ubicada sobre la margen derecha del río Riofrío. Coordenadas: 1082847.6E, 953061.6N. Caudal asignado: 3 m³/s.

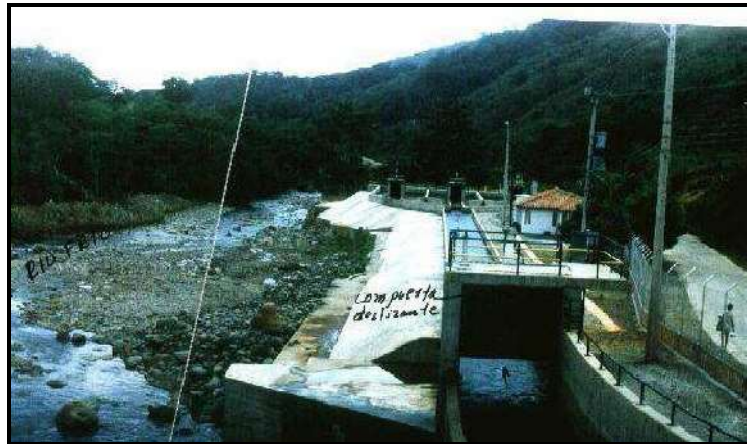


Foto.1. Compuerta de entrada canal de aducción, acequia Planta No.2 (Fuente: Informe de bocatomas del río Riofrío (CVC, 1997)).

Derivación No. 2, margen izquierda – Acequia Planta No. 1

La derivación No. 2 - Acequia Planta No. 1, se encuentra sobre la margen izquierda del río Riofrío, en predios de la compañía de Electricidad de Tuluá y terrenos de la nación, aproximadamente 50 m aguas abajo de la confluencia del río Cáceres en el río Riofrío. Coordenadas: 1079351.6E, 949002.3N. Caudal asignado: 3 m³/s.



Foto 2. Vista general bocatoma acequia Planta No. 1. (Fuente: Informe de bocatomas del río Riofrío (CVC, 1997))

Derivación No. 3, margen derecha – Acequia La Mina

La derivación No. 3 – Acequia La Mina, se encuentra ubicada sobre la margen derecha del río Riofrío, aproximadamente 700 m aguas abajo de la derivación No.2 – Acequia Planta No. 1. Coordenadas: 1083543.4E, 952745.5N. Caudal asignado: 0.55 m³/s.



Foto 3. Tercera derivación, acequia Las Minas (Fuente: Informe de bocatomas del río Riofrío (CVC, 1997))

Derivación No. 4, margen derecha – Acequia El Tablazo

La captación de la derivación No. 4 – Acequia El Tablazo, se encuentra sobre la margen derecha del río Riofrío, en el predio El Tablazo, 900 m aguas abajo de la derivación No. 3 (Acequia La Mina). Coordenadas: 1084185E, 952296N. Caudal asignado: 0.25 m³/s.



Foto 4. Entrada de agua, acequia El Tablazo (Fuente: Informe de bocatomas del río Riofrío (CVC, 1997))

Derivación No. 5, margen izquierda – Acequia La Liga o El Retiro

La captación de la derivación No. 5 – Acequia La Liga, se encuentra sobre la margen izquierda del río Riofrío inmediatamente aguas arriba de la desembocadura del río Cuancua. Coordenadas: 1086106.7E, 952018.2N. Caudal asignado: 0.35 m³/s.

Derivación No. 6, margen derecha – Acequia Janeiro

La derivación No. 6 – Acequia Janeiro, se encuentra ubicada sobre la margen derecha del río Riofrío. El sitio de captación se halla aproximadamente 200 m aguas abajo de la desembocadura del río Cuancua en el río Riofrío. Coordenadas: 1086799.2E, 951442.3N. Caudal asignado: 0.25 m³/s.

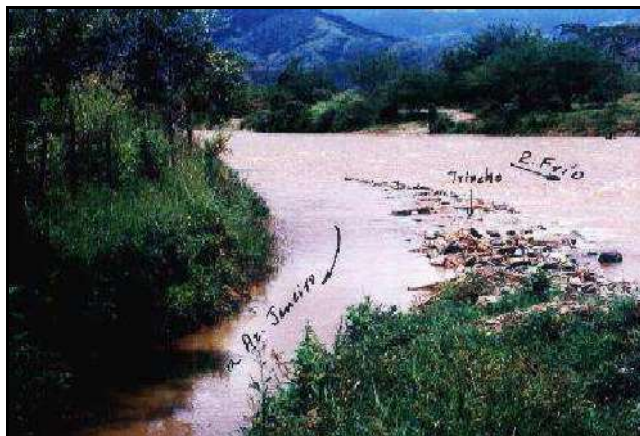


Foto 5. Acequia Janeiro (Fuente: Informe de bocatomas del río Riofrio (CVC, 1997))

Derivación No. 7, margen izquierda – Acequia Guásimo

La captación de la derivación No. 7 – Acequia Guásimo, se encuentra ubicada sobre la margen izquierda del río Riofrio, 50 m aguas abajo del puente Alfonso Bonilla Aragón. Caudal asignado: $0.65 \text{ m}^3/\text{s}$.

Derivación No. 8, margen izquierda – Acequia Normandía

La derivación No. 8 – Acequia Normandía, se encuentra ubicada sobre la margen izquierda del río Riofrio, 2 km arriba aguas de la desembocadura del río Riofrio al río Cauca. Coordenadas: 1088351.9E, 949190.3N. Caudal asignado: $0.55 \text{ m}^3/\text{s}$.



Foto 6. Sitio de derivación, acequia Normandía (Fuente: Informe de bocatomas del río Riofrio (CVC, 1997))

De acuerdo con el Proyecto de reglamentación de los cauces del municipio de Riofrío (CVC, 2002), para la asignación de los caudales en las diferentes derivaciones, el río se dividió en 4 tramos o zonas, como se detalla a continuación.

En la zona 1, comprendida desde la derivación No. 1 hasta la desembocadura del río Cáceres, se tuvo en cuenta el caudal registrado en la estación hidrométrica Salónica, la cual se localiza aguas arriba de las derivaciones existentes del río Riofrío, con coordenadas IGAC 1079.123,1E y 948.810,3N. Del análisis de la información se determinó la utilización del caudal correspondiente al 80% de la curva de duración para ser derivado entre los potenciales usuarios, el cual equivale a $3.85 \text{ m}^3/\text{s}$.

La zona 2 va desde la desembocadura del río Cáceres hasta la entrega de excedentes de la Planta de Generación de Energía No.2. Dicha planta capta del río Riofrío un caudal de $3 \text{ m}^3/\text{s}$. Para la determinación del caudal de distribución en esta zona, se consideró el caudal no distribuido en la zona 1 que continua en el río Riofrío ($0.85 \text{ m}^3/\text{s}$), el aporte del río Cáceres ($4.8 \text{ m}^3/\text{s}$) y el caudal ecológico ($0.8 \text{ m}^3/\text{s}$). Por lo tanto, el caudal disponible para distribución del río Riofrío resultante en la zona 2 es de $4.85 \text{ m}^3/\text{s}$.

La determinación del caudal base para la zona 3, que va desde la entrega de la Planta de Generación de Energía No. 2 hasta la desembocadura del río Cuancua al río Riofrío, se efectuó considerando que el 80% del caudal total captado por la Planta de Generación de Energía No. 2 retorna de nuevo al río Riofrío; este caudal es de $2.4 \text{ m}^3/\text{s}$. Además se tuvo en cuenta el caudal sobrante de la zona anterior ($1.05 \text{ m}^3/\text{s}$). Por lo tanto, el caudal disponible para distribución de la zona 3 del río Riofrío es de $3.45 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para la zona 4, comprendida entre la desembocadura del río Cuancua y la desembocadura del río Riofrío al río Cauca, se tiene un caudal disponible para distribución de $7.15 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente a la suma del caudal aportado por el río Cuancua ($1.9 \text{ m}^3/\text{s}$), los caudales sobrantes de la zona 3 ($2.85 \text{ m}^3/\text{s}$) y el caudal que retorna de la Planta de Generación de Energía No. 1 ($2.4 \text{ m}^3/\text{s}$). En la Figura 1 se muestra el esquema de las derivaciones del río Riofrío y los caudales base; asimismo, en la Figura 2 se muestra el esquema de las derivaciones y aportes del río Riofrío en la zona de estudio del municipio de Riofrío.

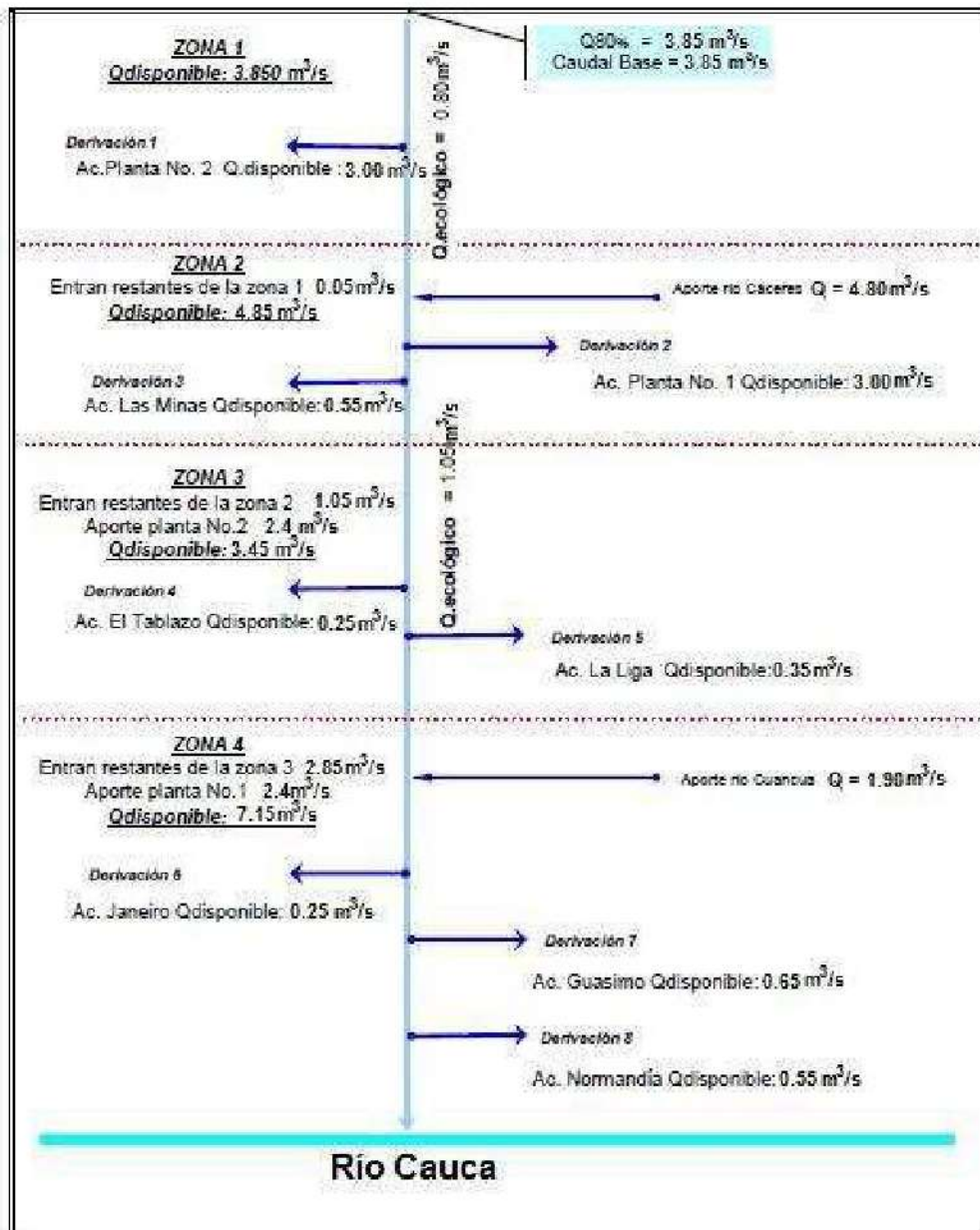


Figura 1. Esquema de las derivaciones y aportes del río Riofrio y los caudales bases.

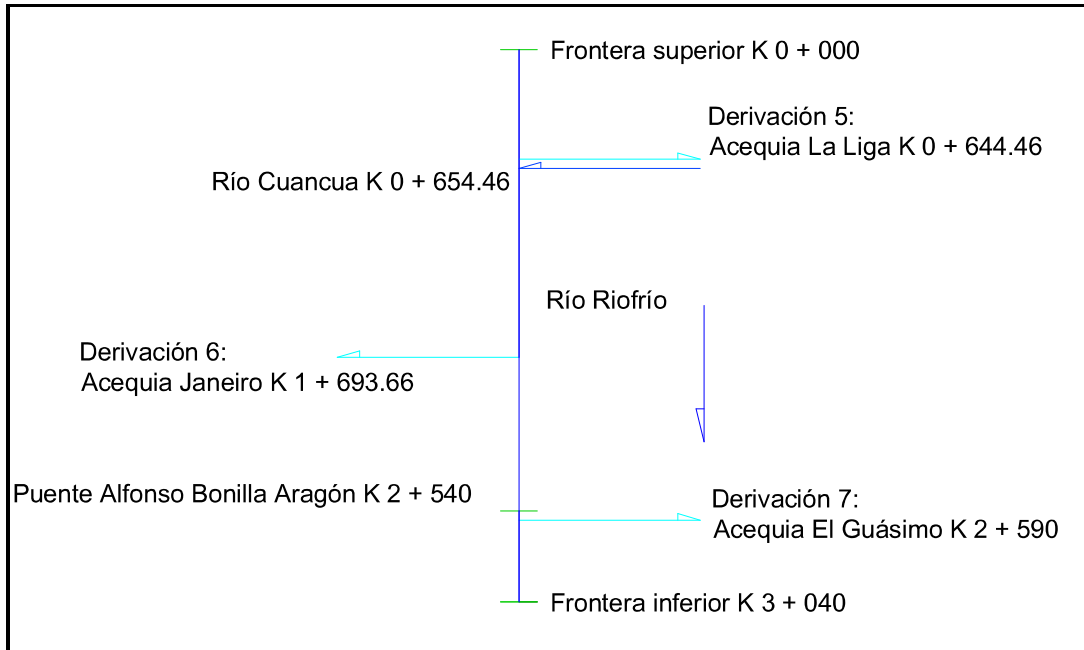
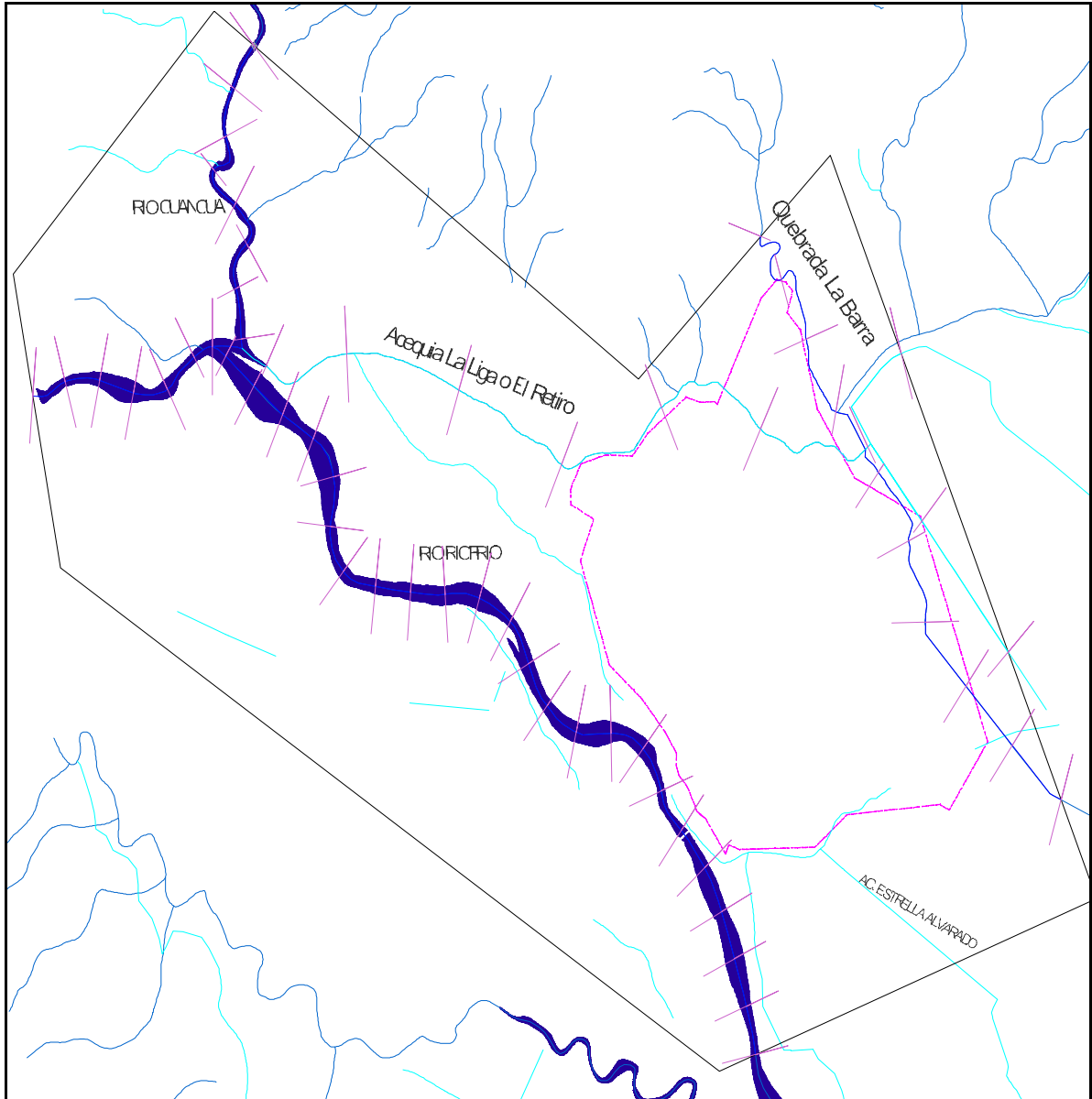


Figura 2. Esquema de las derivaciones del río Riofrío en la zona de estudio.

3.2. DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

Para la delimitación de la zona de estudio del municipio de Riofrío se tuvo en cuenta el área del perímetro urbano y de expansión urbana, puesto que la zona a estudiar debe abarcar ambas regiones. Sin embargo, se debe aclarar que la cabecera municipal del municipio de Riofrío no cuenta en la actualidad con una zona de expansión urbana como tal debido a la gran extensión del perímetro urbano. Éste tiene un área total de 84.6 ha y un perímetro de longitud de 4 km aproximadamente, y una zona construida de alrededor de 30 ha. La zona de estudio se definió por tanto de 390 ha con un perímetro de longitud de 8.8 km para poder abarcar todos los sectores susceptibles a inundaciones y avenidas torrenciales. En la Figura 3 se indica de manera aproximada el perímetro de la zona de estudio del municipio de Riofrío.



ESCALA 1: 127558

Figura 3. Localización de la zona de estudio en el municipio de Riofrío.

3.3. RESULTADOS DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

3.3.1. Levantamientos topobatimétricos

La información topobatimétrica de los diferentes cauces que recorren la zona de estudio del municipio de Riofrío es de gran importancia para efectuar la modelación matemática de los fenómenos de inundación y avenidas torrenciales.

Para efectuar el levantamiento topobatimétrico de las secciones transversales de los diferentes cauces y canales se tuvieron en cuenta los siguientes criterios los cuales permitieron la adecuada localización de las secciones de los cauces y las fronteras del modelo:

- Las secciones deben localizarse preferiblemente en tramos rectos del cauce.
- Las secciones no deben estar ubicadas en sectores en los cuales existan barras centrales e islas en medio del cauce.
- Las bancas de las secciones deben ser estables.
- Las secciones deben ser representativas de la morfología del cauce en cada tramo, y en su conjunto deben ser representativas de la configuración morfológica de todo el cauce.
- Las secciones transversales deben localizarse donde haya cambios importantes en la rugosidad del cauce y en la pendiente del río.
- Las secciones se deben ubicar aguas arriba y aguas abajo de la desembocadura de corrientes tributarias importantes.
- Las secciones deben localizarse en las fronteras del modelo (aguas arriba, aguas abajo e internas).
- Se debe realizar el levantamiento de secciones transversales donde existan puentes, box culverts, diques, derivaciones, vertimientos, compuertas y demás estructuras hidráulicas que estén presentes en los tramos de estudio de los cauces a modelar.

De acuerdo a estas recomendaciones, se definió el espaciamiento aproximado entre las secciones transversales a monitorear en los diferentes cauces, quebradas y acequias.

Los cauces a estudiar en el municipio de Riofrío son el río Riofrío, el río Cuancua, la acequia La Liga y la quebrada La Barra.

Con base en las observaciones directas realizadas en campo los días 25 de marzo, 27 de abril y 28 de abril de 2009 de los diferentes tramos de los cauces a modelar en el municipio de Riofrío y teniendo en cuenta los criterios previamente mencionados así como los recursos disponibles, se definieron los siguientes espaciamientos entre las secciones transversales a monitorear: cada 100 m en los ríos Cuancua y Riofrío, cada 350 m en la acequia La Liga o El Retiro y cada 170 m en la quebrada La Barra.

Es preciso señalar que debido a limitaciones presupuestales se detallaron más los cauces principales, levantando en consecuencia más secciones transversales en estas corrientes.

Puesto que el río Riofrío es el cauce principal que recorre el municipio de Riofrío, es el que debe ser caracterizado de forma más detallada. Por ello, en el río Riofrío el espaciamiento entre secciones es menor que en la acequia La Liga y la quebrada La Barra. Sin embargo, a pesar del gran espaciamiento entre las secciones transversales de la acequia La Liga y la quebrada La Barra, las secciones a levantar son suficientes para reflejar la variación de la geometría (o morfología) de dichas corrientes puesto que éstas son canales cuya variación geométrica a lo largo de su recorrido por la zona de estudio es mínima.

A continuación se indican las longitudes de los tramos a monitorear en cada uno de los cauces a estudiar, el número total de las secciones transversales levantadas y la localización de las fronteras del modelo matemático para el municipio de Riofrío.

Río Riofrío

La longitud total del tramo a modelar del río Riofrío es de alrededor de 4430 m, en el cual se levantaron 29 secciones transversales espaciadas cada 100 m aproximadamente.

La frontera superior de la zona de estudio se situó aproximadamente 580 m aguas arriba de la desembocadura del río Cuancua. La frontera aguas abajo se ubicó a unos 500 m aguas abajo del puente Alfonso Bonilla Aragón y aproximadamente 520 m aguas arriba del puente Alfredo Garrido Tovar.

De la misma forma, se estableció una sección transversal en el Puente Alfonso Bonilla Aragón, pues no sólo representa una sección estable (constituyéndose así en un punto de control del modelo), sino que es un punto crítico en el estudio, ya que los barrios aledaños (El Lago y El Castillo) son una de las zonas más amenazadas por las crecientes del río Riofrío y el puente podría generar eventualmente el represamiento del río y el desbordamiento e inundación de las áreas más próximas al cauce.



Foto 7. Río Riofrío aguas abajo del Puente Alfonso Bonilla Aragón – frontera aguas abajo.



Foto 8. Río Riofrío después de la desembocadura del río Cuancua.



Foto 9. Río Riofrío - Puente Alfonso Bonilla Aragón.

Río Cuancua

La frontera superior en el río Cuancua se ubicó aproximadamente 860 m aguas arriba de su confluencia con el río Riofrío. En total se realizó el levantamiento topográfico y batimétrico de 7 secciones transversales espaciadas cada 120 m aproximadamente. La frontera interna aguas abajo se localizó en la desembocadura del río Cuancua en el río Riofrío.



Foto 10. Balneario Cuancua – Aguas arriba de la frontera superior.



Foto 11. Río Cuancua antes de su confluencia en el río Riofrío.



Foto 12. Desembocadura del río Cuancua en el río Riofrío.

Acequia La Liga

Esta acequia es un canal de riego que deriva sus caudales del río Riofrío, unos cuantos metros aguas arriba de la desembocadura del río Cuancua en el río Riofrío. Esta acequia recorre el sector norte municipal, interceptando las aguas de escorrentía superficial que descienden de la zona montañosa. Debido a su estrecha sección, la acequia se desborda frecuentemente, inundando la zona norte de la cabecera municipal.

La longitud del tramo a modelar es de aproximadamente 3400 m, en el cual se levantaron 18 secciones transversales espaciadas cada 190 m aproximadamente.

La frontera superior de la acequia La Liga se ubicó en su inicio y la frontera inferior (aguas abajo) se ubicó 3400 aguas abajo de este punto, cerca de 1 km aguas abajo del desvío de la acequia en dirección sureste al salir del casco urbano.



Foto 13. Estructura para la captación de agua en el río Riofrio - acequia La Liga.



Foto 14. Inicio de la acequia La Liga.



Foto 15. Acequia La Liga antes de entrar al casco urbano.



Foto 16. Acequia La Liga en la zona urbana.



Foto 17. Acequia La Liga circundando los cultivos de la parte occidental del casco urbano.

Quebrada La Barra

La quebrada La Barra nace en la región montañosa al noroeste del casco urbano. Debe incluirse en el estudio de inundaciones y avenidas torrenciales debido a que es uno de los drenajes de las aguas de escorrentía superficial que descienden de la zona de ladera, al norte de la cabecera municipal. Se realizó el levantamiento topográfico de 11 secciones transversales en este cauce; fue incluido su cauce en la simulación como parte del drenaje de la escorrentía proveniente de la zona montañosa ya que se contaba con la información topográfica y de la pluviosidad de toda la cuenca de la quebrada.



Foto 18. Quebrada La Barra en el barrio Fundevir.

En síntesis, en la campaña topográfica en la zona de estudio del municipio de Riofrío se realizó el levantamiento topobatimétrico de 54 secciones transversales, distribuidas así: 29 secciones transversales en el río Riofrío, 7 secciones transversales en el río Cuancua, 18 secciones transversales en la acequia La Liga y 11 secciones transversales en la quebrada La Barra. Es importante aclarar que en todos los cauces se levantaron secciones transversales en diferentes puntos de control como puentes, diques, box culverts, entre otras estructuras hidráulicas ubicadas en los tramos de los cauces a modelar en el municipio de Riofrío, siguiendo los requerimientos topobatimétricos. En las Figuras 4, 5, 6, 7, 8 y 9 se detallan algunas de las secciones que fueron levantadas en la campaña topográfica, de los ríos Cuancua y Riofrío y la acequia La Liga.

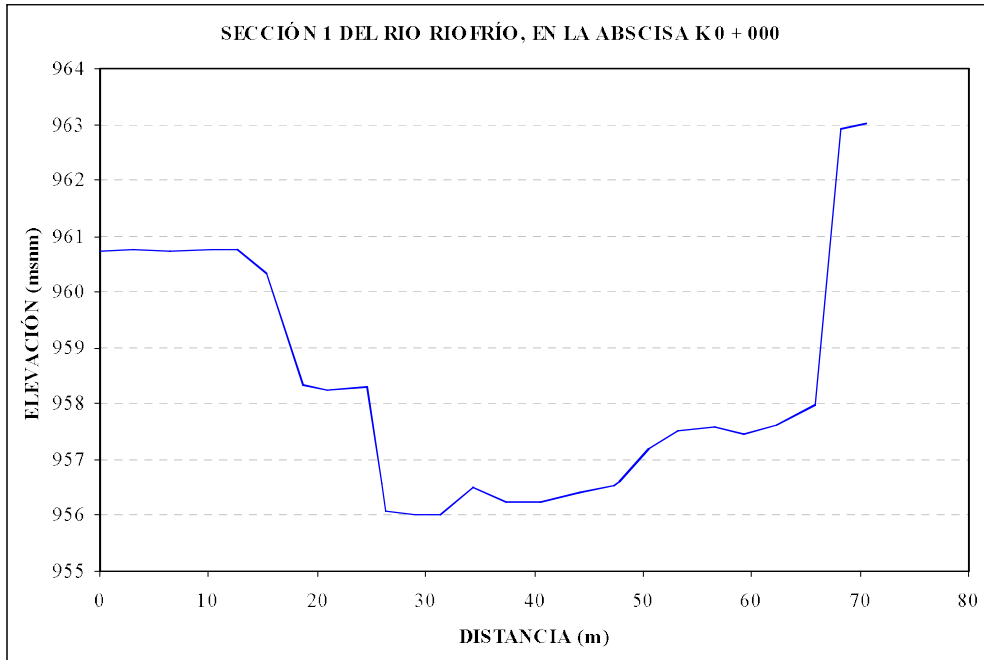


Figura 4. Sección transversal del río Riofrío en la abscisa K0 + 000, aproximadamente 1400 m aguas arriba de la desembocadura del río Cuauca.

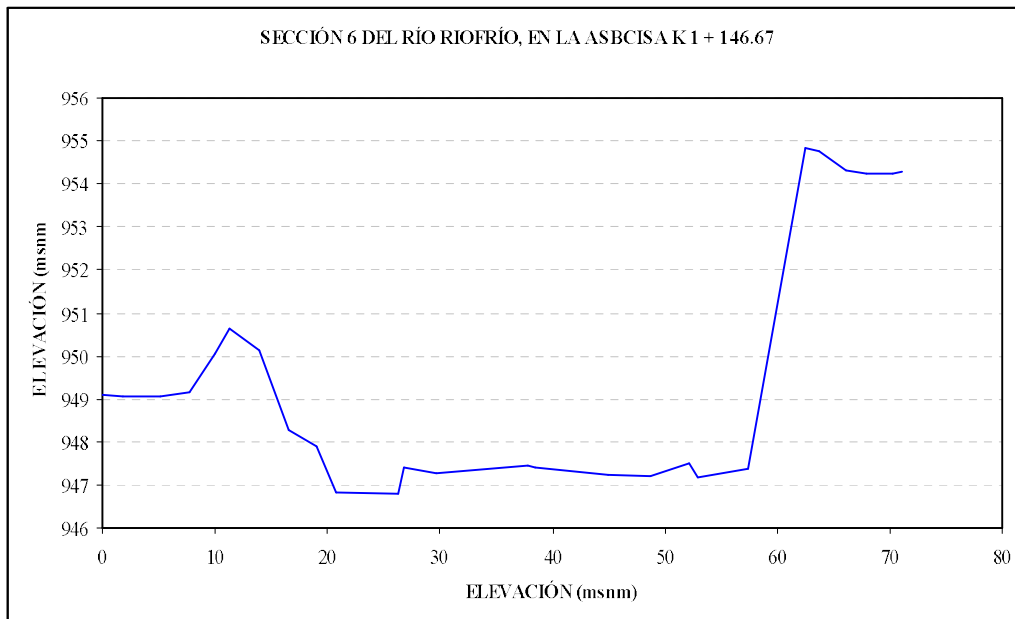


Figura 5. Sección transversal del río Riofrío en la abscisa K1 + 146.67.

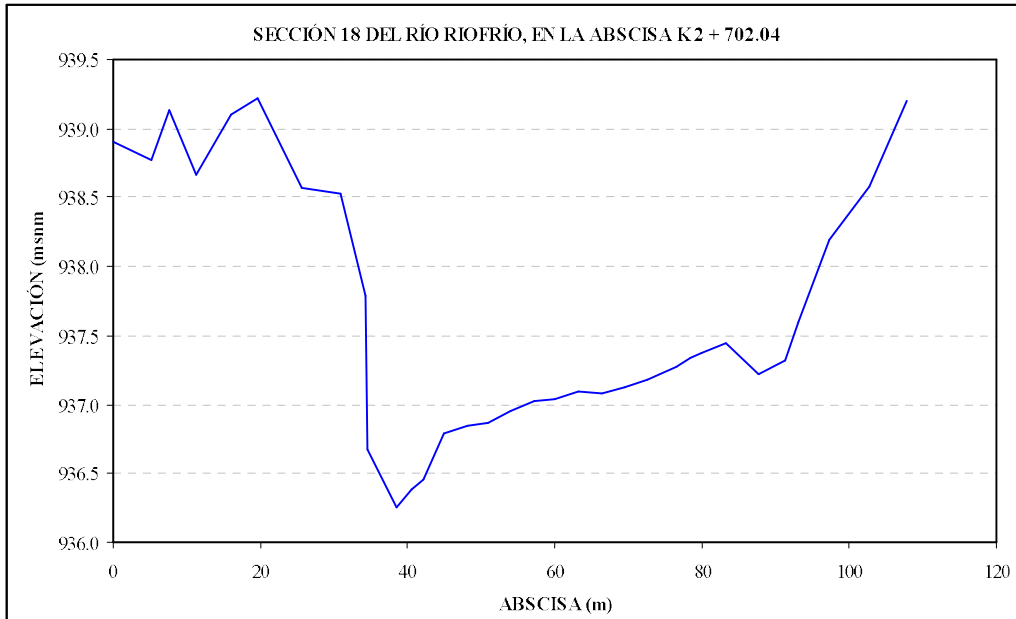


Figura 6. Sección transversal del río Riofrío en la abscisa K2 + 702.04.

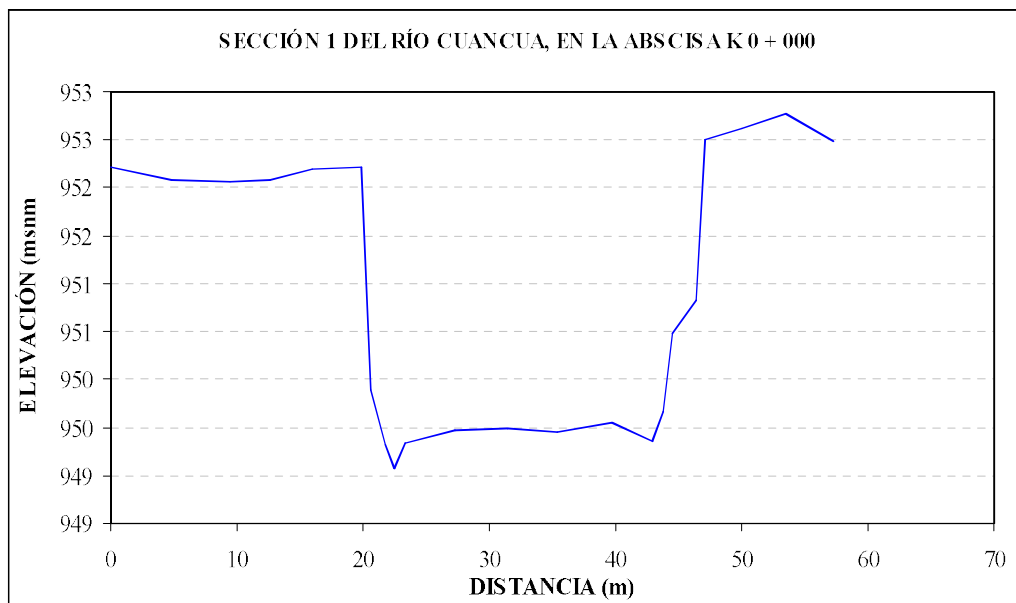


Figura 7. Sección transversal del río Cuancua en la abscisa K0 + 000, en la frontera aguas arriba.

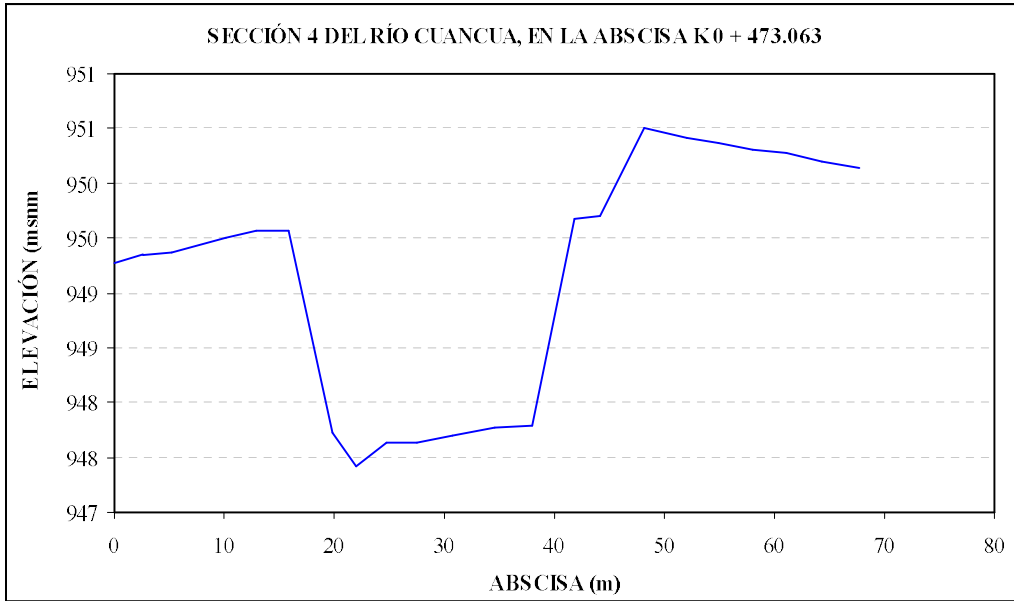


Figura 8. Sección transversal del río Cuancua en la abscisa K0 + 43.063.

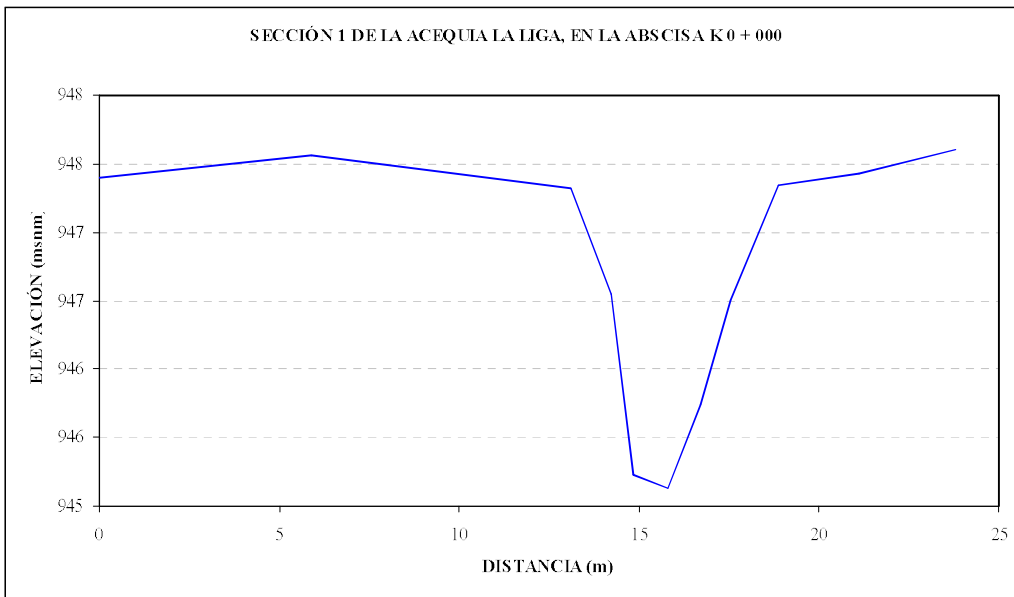


Figura 9. Sección transversal de la acequia La Liga en la abscisa K0 + 000, localizada en la toma de agua.

Las 54 secciones transversales levantadas se incluyen en el Anexo 1 con sus tablas de datos respectivas.

3.3.2. Caracterización hidrológica

Para efectuar la modelación de los diferentes eventos catastróficos de inundaciones y avenidas torrenciales en el municipio de Riofrío fue necesario determinar las condiciones hidrológicas en las fronteras del área a modelar. En las fronteras superiores de los tramos a modelar de los ríos Cuancua y Riofrío se estimaron mediante modelación matemática (modelo hidrológico HEC-HMS) los caudales para los diferentes periodos de retorno definidos en los términos de referencia del proyecto (10, 30 y 100 años).

También se determinó la información de la pluviosidad (intensidad y duración) en la zona de estudio para ser implementada en la simulación del fenómeno de inundaciones, para los diferentes periodos de retorno especificados.

Los caudales obtenidos en las fronteras de los cauces a modelar a partir de los histogramas de lluvia para los periodos de retorno de eventos de lluvia diaria de 10, 30 y 100 años se presentan en las Figuras 10 y 11. Los valores máximos de caudal en el río Riofrío para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años, son $207 \text{ m}^3/\text{s}$, $277.5 \text{ m}^3/\text{s}$ y $361.2 \text{ m}^3/\text{s}$ y en el río Cuancua fueron $77.6 \text{ m}^3/\text{s}$, $103.5 \text{ m}^3/\text{s}$ y $133.6 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente.

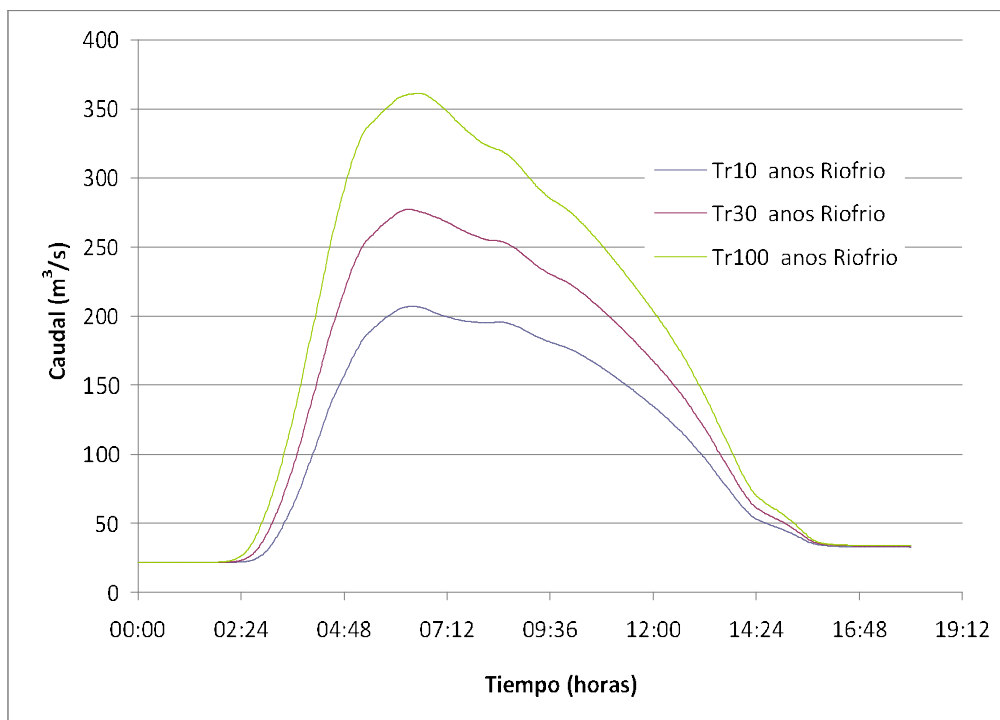


Figura 10. Hidrógrafas de caudales del río Riofrío para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

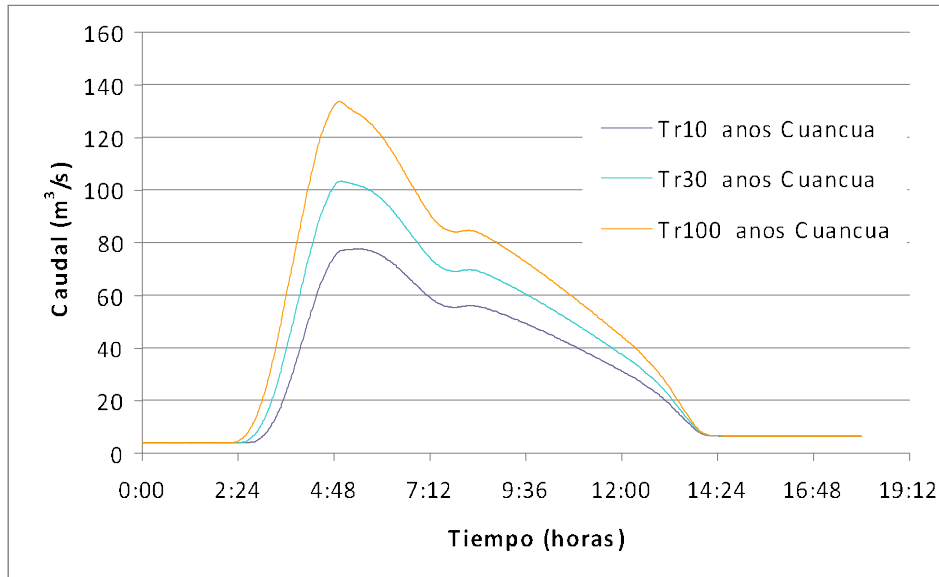


Figura 11. Hidrógrafas de caudales del río Cuancua para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

Los volúmenes de agua de las hidrógrafas para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años de los ríos Cuancua y Riofrío se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Volúmenes de agua totales (en millones de m³) de las hidrógrafas de los ríos Cuancua y Riofrío para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

	Tr = 10 años	Tr = 30 años	Tr = 100 años
	Volumen de agua (x 10 ⁶ m ³)	Volumen de agua (x 10 ⁶ m ³)	Volumen de agua (x 10 ⁶ m ³)
Río Riofrío	6.048	8.554	10.782
Río Cuancua	1.768	2.458	3.055

Es necesario aclarar que, para tener en cuenta los materiales, escombros y sedimentos que transporta un río en crecientes de estas magnitudes, las hidrógrafas de caudales fueron incrementadas 5% y fueron usadas para simular tanto el fenómeno de inundaciones como el de avenidas torrenciales.

La modelación de la precipitación en la zona de estudio requiere la información del volumen máximo para los diferentes periodos de retorno y la curva porcentual de distribución de la lluvia. La precipitación total para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años es 89.23 mm, 106.27 mm y 124.32 mm, respectivamente. En la Figura 12 se muestra el histograma de lluvias para los periodos de retorno estipulados en la zona de estudio del municipio de Riofrío.

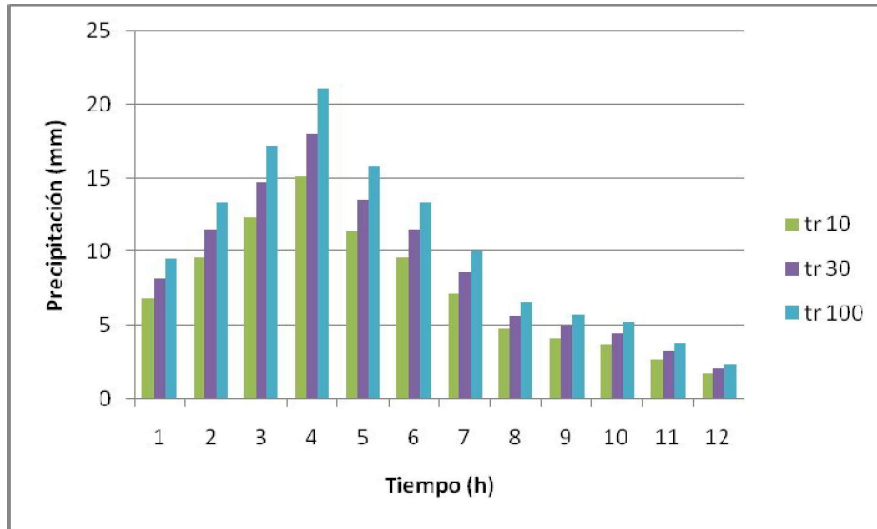


Figura 12. Histograma de precipitaciones para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años en la zona de estudio del municipio de Riofrio.

4. CARACTERIZACIÓN SEDIMENTOLÓGICA

4. CARACTERIZACIÓN SEDIMENTOLÓGICA

Con el fin de caracterizar los materiales del lecho del río y que pueden ser transportados por el río durante las crecientes se llevó a cabo un programa de mediciones de campo en el cual se tomaron muestras de materiales finos y gruesos las cuales fueron procesadas y analizadas posteriormente en laboratorio y oficina. Esta información sobre las curvas granulométricas de los materiales del lecho permite estimar las rugosidades de los cauces, factor determinante durante el proceso de calibración del modelo matemático de los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales. La caracterización de los sedimentos finos de los lechos de los cauces permite determinar las propiedades reológicas del material que puede ser arrastrado por los cauces en una avenida torrencial.

Para determinar las curvas de distribución de tamaños o curvas granulométricas de los materiales gruesos se adoptó el método de muestreo superficial por malla (ver numeral 4.1). Se optó por este método teniendo en cuenta los tamaños relativamente grandes de los materiales de los lechos de los ríos Riofrío y Cuancua (gravas, guijarros y cantos), por cuanto el método volumétrico o másico requeriría la recolección de volúmenes muy elevados de materiales resultando demasiado costoso y poco práctico su transporte y posterior análisis de laboratorio.

El muestreo superficial del material del lecho se realizó mediante registros fotográficos tomando áreas de 1 m x 1 m o de 2 m x 2 m dependiendo del tamaño máximo de los sedimentos en diferentes sectores de los tramos de estudio considerados representativos de las características granulométricas de los materiales de los lechos. De acuerdo con el criterio de Diplas & Fripp (1992) el área muestreada debe ser mayor o igual a 100 veces el cuadrado del diámetro máximo observado.

4.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE MUESTREO

Con las fotografías tomadas durante las visitas de campo se realizó el análisis granulométrico del material superficial del lecho utilizando un procesamiento fotográfico a través del método de malla-número. Las fotografías se tomaron utilizando marcos de PVC de 1 m² y 4 m² de área, cuyas dimensiones son de 1 m x 1 m y de 2 m x 2 m respectivamente (ver Figura 13), demarcados con cintas métricas que sirven como referencia de medida en cada lado.

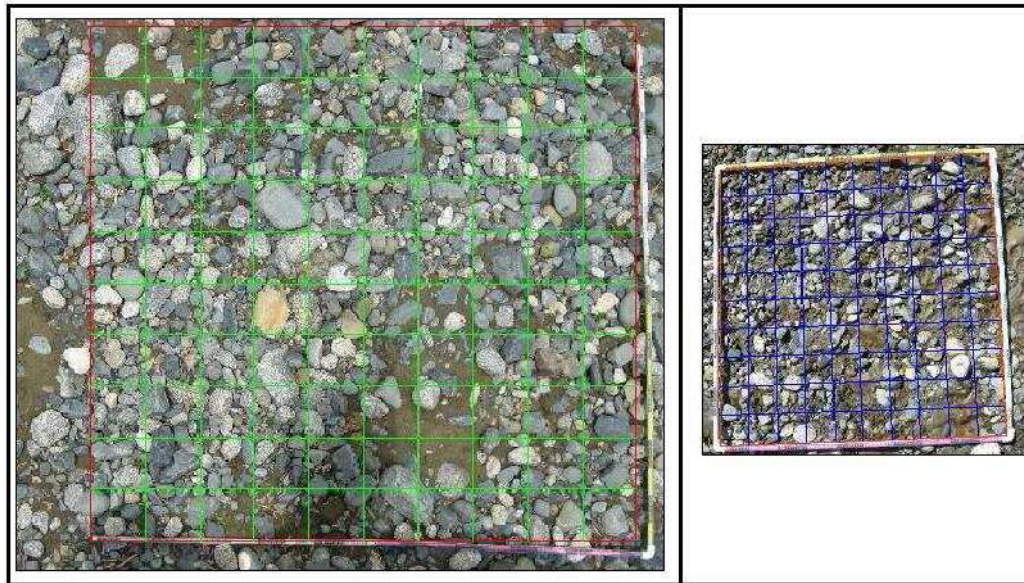


Figura 13. Tipos de marcos utilizados para el análisis granulométrico (a) Marco de 2 m x 2 m (b) Marco de 1 m x 1 m.

El método de malla-número únicamente considera las partículas en las intersecciones de una malla que abarca el área de muestreo predefinida de 1 m^2 o de 4 m^2 . El procesamiento digital consiste en trazar una malla sobre la fotografía, delinear las partículas en las intersecciones de la malla y medir el diámetro o eje medio (eje b) de cada una de ellas (Figura 14). Para mallas de dimensiones de $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ el procedimiento consiste en contar las piedras que se encuentran en las intersecciones y clasificarlas en los siguientes rangos de tamaños: menores que 10 mm; 10-20 mm; 20-30 mm; 30-40 mm; 40-50 mm; 50-60 mm; 60-70 mm; 70-80 mm; 80-90 mm; y 90-100 mm. Para las mallas de dimensiones de $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ se incluyen los rangos de 110-120 mm, 120-130 mm, 130-140 mm, hasta el rango correspondiente al d_{max} , de aproximadamente 200 mm de longitud. Con el número de partículas correspondiente a cada rango se calcula el porcentaje con respecto al número total de intersecciones. Las intersecciones de la malla que se encuentran vacías corresponden al porcentaje de partículas más finas (menores que 3 mm). Con esta información se construye la curva de distribución de frecuencias (curva granulométrica), la cual permite estimar los diámetros y parámetros característicos del material del lecho.

Para la adecuada implementación del método de muestreo y análisis adoptado (Bunte & Abt, 2001) se tuvieron en cuenta las siguientes recomendaciones de la bibliografía consultada:

- Selección de un sitio representativo de los diferentes tamaños de partículas encontradas en la playa o barra del lecho del cauce.
- Toma de fotografías digitales normales al lecho para evitar distorsión en la escala.

- La malla debe tener un espaciamiento aproximadamente igual al diámetro máximo encontrado (d_{max}), el cual corresponde a la longitud del eje b de la partícula de sedimento de mayor tamaño.
- El área muestreada debe ser mayor o igual $100(d_{max})^2$ (Diplas y Fripp, 1992).

Teniendo en cuenta lo anterior, para realizar el muestreo fotográfico en cada uno de los sitios de estudio se utilizaron marcos de dimensiones de 1 m x 1 m con un espaciamiento de 100 mm y de 2 m x 2 m con un espaciamiento de 200 mm, considerando partículas con un diámetro máximo encontrado d_{max} de 100 mm y 200 mm, respectivamente.

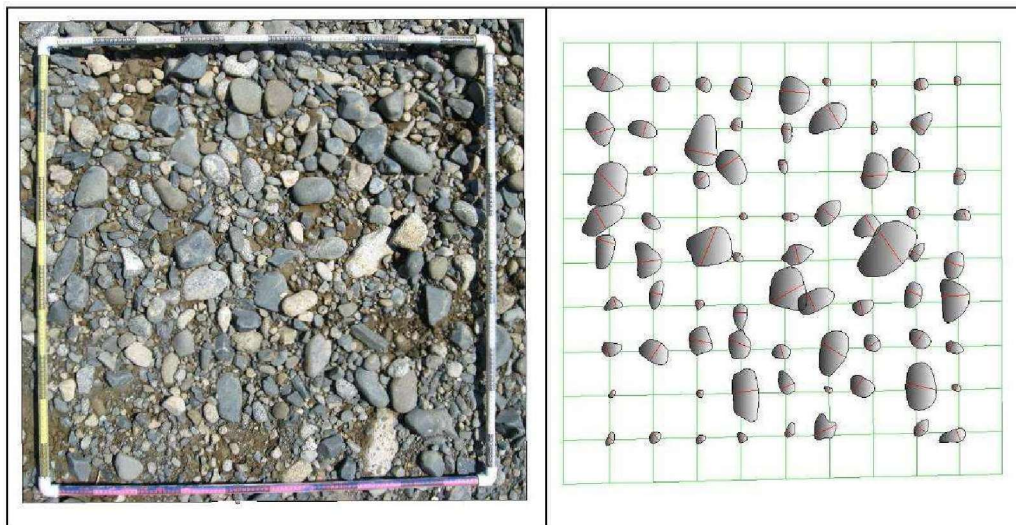


Figura 14. Identificación de partículas para el análisis granulométrico de malla-número (a) Muestra fotográfica (b) Partículas delimitadas en las intersecciones de la malla.

4.2 MÉTODOS DE CONVERSIÓN

En ocasiones es necesario combinar dos o más métodos de muestreo para obtener una distribución de tamaños de partículas representativas, el cual se denomina método híbrido.

Diferentes métodos de muestreo y análisis aplicados al mismo lecho o depósito de materiales producen diferentes distribuciones de tamaño de partículas (Bunte y Abt, 2001). Debido a que las partículas grandes ocupan un mayor volumen que las partículas más pequeñas para idéntica área superficial, el muestreo por el método de malla-número tiende a ser distorsionado o sesgado hacia los tamaños de gravas más gruesos. En consecuencia, los resultados de las muestras colectadas y analizadas por diferentes métodos deben ser transformados a una misma categoría de método de muestreo y análisis, para así poder integrarlas (cuando se emplea un método híbrido) o simplemente para propósitos de comparación con los resultados de otras muestras. Esta transformación se logra aplicando factores de conversión a las distribuciones de tamaño

de partículas obtenidas de acuerdo con la técnica de muestreo y el método de análisis empleado.

Algunos autores han propuesto diferentes métodos y modelos para convertir las distribuciones de tamaños de partículas entre las diferentes categorías de muestreo y análisis. El proceso de conversión es complicado debido a que el sesgo hacia los materiales gruesos o hacia los finos no es lineal y, además, éste varía con el tamaño de los granos.

El método o modelo de conversión propuesto por Kellerhals y Bray (1971) es uno de los más usados y permite convertir una curva granulométrica obtenida empleando un determinado método de muestreo (M1) y una técnica de análisis de tamaños (A1) a otro método de muestreo (M2) y de análisis de tamaños (A2), según la siguiente expresión:

$$P_{M2-A2} = \frac{P_{M1-A1} \times d_i^x}{\sum (P_{M1-A1} \times d_i^x)} \quad \text{ec. (1)}$$

donde:

P_{M1-A1} = Porcentaje de la fracción de tamaño D_i obtenido empleando el método de muestreo M_1 de análisis A_1

P_{M2-A2} = Porcentaje equivalente de la fracción de tamaño D_i si se emplea el método de muestreo M_2 y de análisis A_2

d_i = Diámetro medio geométrico de la fracción de tamaño entre i y $i+1$

x = Exponente que depende de los métodos de muestreo y los tipos de análisis (empleados y equivalentes)

Los diferentes procedimientos de muestreo pueden finalmente clasificarse en 3 tipos: volumétrico, por área y por malla. Los métodos de análisis de tamaños son de dos clases: frecuencia por peso o frecuencia por número. Por lo tanto, resultan seis posibles formas de muestrear y analizar la distribución de tamaños del material del lecho de un cauce.

En la Tabla 2 se presenta el valor del exponente x a utilizar en la expresión de Kellerhals y Bray para convertir la curva granulométrica obtenida por un cierto método de muestreo y de análisis a una equivalente empleando otro método de muestreo y de análisis.

Tabla 2. Valores del exponente x para la expresión de Kellerhals y Bray para convertir curvas granulométricas obtenidas por diferentes métodos de muestreo.

Conversión de	Conversión a				
	Volumen-frecuencia por peso	Malla-frecuencia por número	Malla-frecuencia por peso	Área-frecuencia por número	Área-frecuencia por peso
Volumen-frecuencia por peso	0	0	3	0	1
Malla-frecuencia por número	0	0	3	-2	1
Malla-frecuencia por peso	-3	-3	0	-5	-2
Área-frecuencia por número	0	2	5	0	3
Área-frecuencia por peso	-1	-1	2	-3	0

El análisis de una muestra volumétrica por el método de frecuencia por número es técnicamente posible mas no muy práctico, por lo cual no se incluye en el cuadro anterior (Bunte y Abt, 2001).

En el caso del municipio de Riofrío, los ríos Riofrío y Cuancua presentan las características de ríos con lecho de gravas, guijarros y piedras. Debido a ello y teniendo en cuenta las dificultades para realizar muestreos volumétricos de la capa superficial de un río de lecho de gravas y piedras (por los grandes volúmenes de materiales requeridos) se optó por emplear en estos cauces el método de muestreo superficial por malla y la técnica de análisis de frecuencia por número (método malla-número). En estos muestreos se siguió el procedimiento fotográfico referido en el numeral 8.5.2.

Puesto que las muestras superficiales fueron recolectadas empleando el muestreo superficial por el método de malla-número, es necesario convertir las granulometrías obtenidas a los otros dos métodos de muestreo (muestreo volumétrico y análisis de frecuencia por peso). Para efectuar esta conversión el valor del exponente x a aplicar en la expresión de Kellerhals y Bray es igual a 0 (ver Tabla 2). Esto significa finalmente que las curvas granulométricas obtenidas mediante muestreo volumétrico y análisis de frecuencia por peso y muestreo por el método superficial por malla y análisis de frecuencia por número son idénticas, de acuerdo con el modelo del cubo sin vacíos propuesto por Kellerhals y Bray (1971).

4.3 DIÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL MATERIAL DEL LECHO DE LOS RÍOS RIOFRÍO Y CUANCUA

En las Tablas 3, 4, 5 y 6 y en las Figuras 15, 16, 17 y 18 se presentan respectivamente los diámetros característicos y las curvas granulométricas obtenidas del análisis del material del lecho por el método de malla-número en diferentes sectores de los ríos Riofrío y Cuancua, así como también las curvas granulométricas promedio y sus correspondientes diámetros característicos. Los resultados se muestran de manera independiente para diámetros menores de 100 mm (mallas de 1 m x 1 m) y menores de 200 (mallas de 2 m x 2 m), en cada uno de los sitios de muestreo. En las tablas de diámetros característicos se puede apreciar que en algunos casos no hay valores de diámetros correspondientes a d_{10} , d_{16} y d_{30} ; esto sucede porque el método utilizado registra porcentajes para diámetros mayores a 5 mm y en muchas de las fotografías analizadas el porcentaje de material menor a 5 mm fue superior a 30% (d_{30}), dejando de esta manera sin registros a los diámetros o tamaños mencionados.

Diámetros característicos y curvas granulométricas del material del lecho del río Riofrío

Tabla 3. Diámetros característicos del material del lecho del río Riofrío (muestras utilizando mallas de dimensiones de 1 m x 1 m).

Lugar de la muestra	Tipo de muestra	d_{10}	d_{16}	d_{30}	d_{50}	d_{70}	d_{84}	d_{90}
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1000 m aguas abajo de la confluencia del río Cuancua	Muestra superficial	-	-	5	11	21	32	40
325 m aguas arriba del puente Alfonso Bonilla Aragón	Muestra superficial	-	-	20	33	48	62	71
100 m aguas abajo del puente Alfonso Bonilla Aragón	Muestra superficial	-	-	17	28	37	48	58
Promedio	Muestra superficial	-	-	10	24	37	48	59

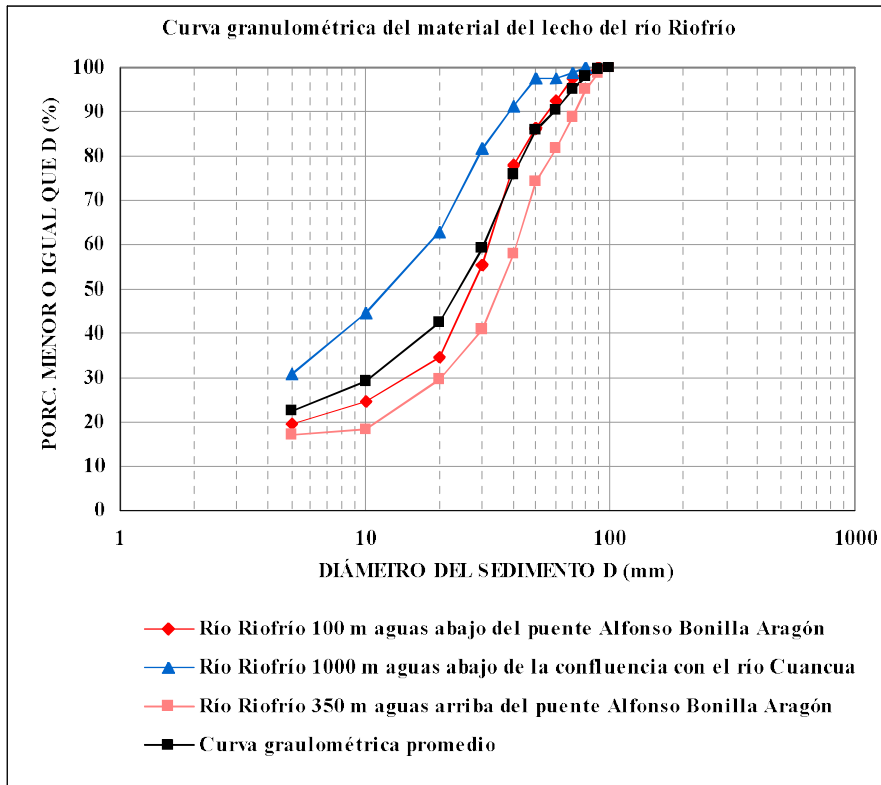


Figura 15. Curvas granulométricas del material superficial del lecho en varios sectores del río Riofrío, utilizando mallas de 1 m x 1 m

Tabla 4. Diámetros característicos del material del lecho del río Riofrío (muestras utilizando mallas de dimensiones de 2 m x 2 m).

Lugar de la muestra	Tipo de muestra	d ₁₀	d ₁₆	d ₃₀	d ₅₀	d ₇₀	d ₈₄	d ₉₀
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
500 m aguas arriba de la confluencia del río Cuancua	Muestra superficial	-	-	-	17	38	68	74
20 m aguas arriba de la confluencia del río Cuancua	Muestra superficial	-	8	22	38	52	68	90
500 m aguas abajo de la confluencia del río Cuancua	Muestra superficial	8	11	21	33	53	79	100
Puente Alfredo Garrido Tovar	Muestra superficial	17	22	27	42	58	69	76
Promedio	Muestra superficial	5.2	7	15	30	48	63	78

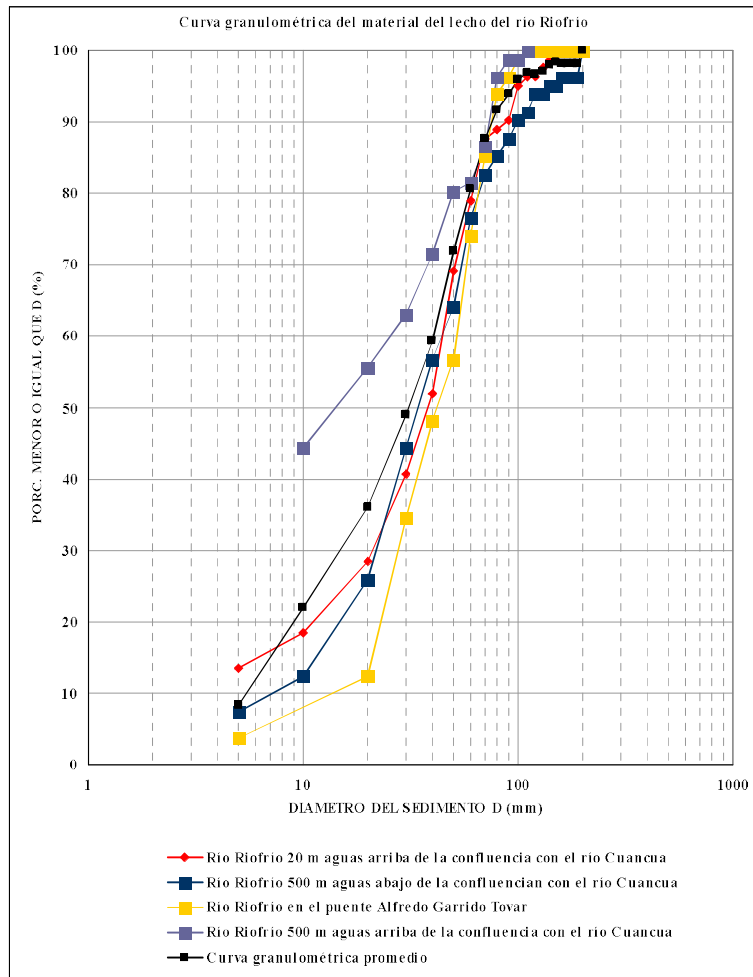


Figura 16. Curvas granulométricas del material superficial del lecho en varios sectores del río Riofrio, utilizando mallas de 2 m x 2 m.

Diámetros característicos y curvas granulométricas del material del lecho del río Cuancua

Tabla 5. Diámetros característicos del material del lecho del río Cuancua (muestras utilizando mallas de dimensiones de 1 m x 1 m).

Lugar de la muestra	Tipo de muestra	d ₁₀	d ₁₆	d ₃₀	d ₅₀	d ₇₀	d ₈₄	d ₉₀
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Balneario Cuancua	Muestra superficial	-	-	5	17	22	31	41

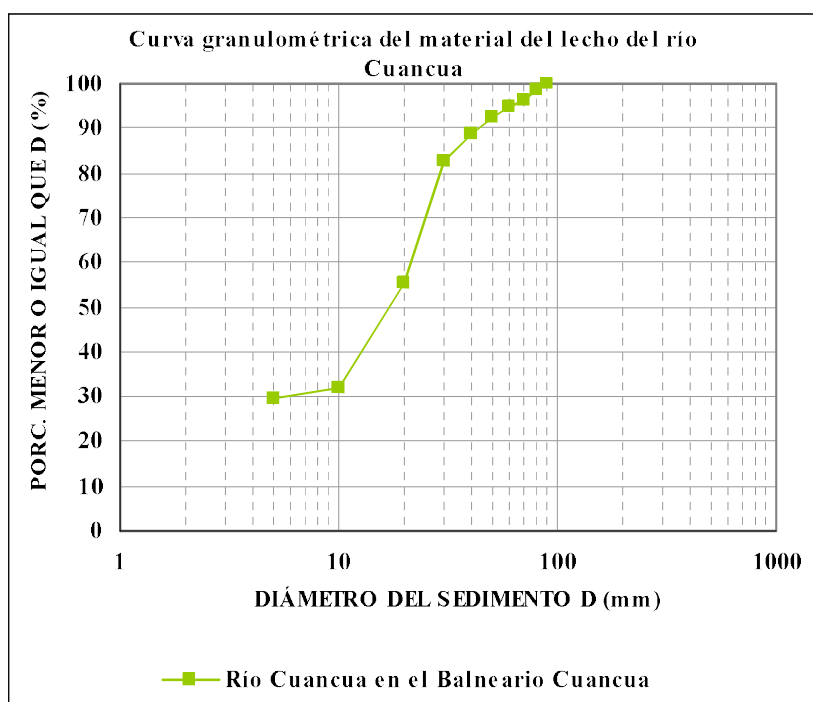


Figura 17. Curva granulométrica del material superficial del lecho del río Cuancua, utilizando mallas de 1 m x 1 m.

Tabla 6. Diámetros característicos del material del lecho del río Cuancua (muestras utilizando mallas de dimensiones de 2 m x 2 m).

Lugar de la muestra	Tipo de muestra	d ₁₀	d ₁₆	d ₃₀	d ₅₀	d ₇₀	d ₈₄	d ₉₀
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
350 m aguas arriba de la confluencia en el río Riofrio	Muestra superficial	-	-	12	30	70	108	139
330 m aguas arriba de la confluencia en el río Riofrio	Muestra superficial	8	11	20	36	49	65	73
Justo en la confluencia con el río Riofrio	Muestra superficial	-	-	-	23	81	127	149
Promedio	Muestra superficial	-	-	13	32	59	90	130

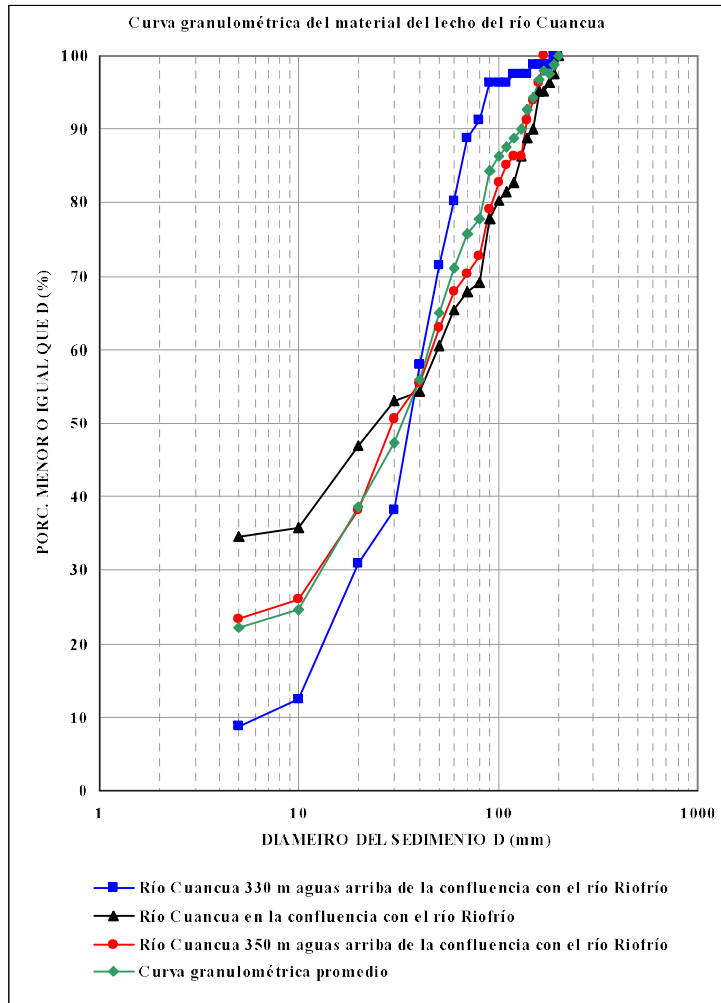


Figura 18. Curvas granulométricas del material superficial del lecho en varios sectores del río Cuancua, utilizando mallas de 2 m x 2 m.

4.4. DIÁMETROS DE LOS MATERIALES FINOS DEL LECHO DE LOS RÍOS RIOFRÍO Y CUANCUA

Las características granulométricas y reológicas de los sedimentos de los cauces (material fino) se determinó mediante la toma de muestras para ser llevadas al laboratorio y realizar el ensayo de granulometría de material fino (hidrometría). En total en el municipio de Riofrío se tomaron 5 muestras.

Los resultados de los diámetros característicos y el porcentaje de limos y arcillas de los ensayos de hidrometrías de las muestras tomadas en los ríos Cuancua y Riofrío se muestran en las Tablas 7 y 8.

Tabla 7. Resultados de los diámetros característicos y porcentajes de limos y arcillas de los ensayos de hidrometrías del río Riofrío.

Muestra	d_{50} (mm)	d_{84} (mm)	Limos (%)	Arcillas (%)
M 3	0.004	0.06	50	50
M 4	0.002	0.053	42	58
M 5	0.00205	0.053	38	62
M 6	0.0021	0.053	47	53

Tabla 8. Resultados de los diámetros característicos y porcentajes de limos y arcillas de los ensayos de hidrometrías del río Cuauca.

Muestra	d_{50} (mm)	d_{84} (mm)	Limos (%)	Arcillas (%)
M 1	0.0041	0.04	50.5	49.5

De los resultados obtenidos se tiene un diámetro característico d_{50} promedio de 0.003 mm y un diámetro característico d_{84} promedio de 0.005 mm, donde el porcentaje promedio de limos es de 45 % y el porcentaje promedio de arcillas es de 55%, aproximadamente. Estos resultados reflejan que los materiales finos de los lechos de estos cauces tienen un carácter arcilloso.

Otro parámetro de gran importancia para la simulación de avenidas torrenciales es la cantidad de sedimentos que pueden transportar los cauces cuando ocurre este fenómeno. Este valor fue estimado con base en el inventario de movimientos en masa realizado por el grupo de geotecnia. El volumen total de sedimentos que probablemente puede llegar a los cauces de los ríos Riofrío y Cuauca es de 28207 m³.

Las gráficas de los resultados de los ensayos de hidrometrías de las muestras tomadas en el municipio de Riofrío se presentan en el capítulo de los resultados del trabajo de campo del grupo de geotecnia.

5. CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA

5. CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA

5.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL RÍO RIOFRÍO

El río Riofrío (ver Foto 19) nace en la parte alta de la vertiente oriental de la cordillera Occidental en el sitio denominado Mirador en el municipio de Riofrío, desemboca en la margen izquierda del río Cauca en la abscisa K 291 + 847 aguas abajo de la represa de Salvajina y tiene una longitud aproximada de 40 km. En la Figura 19 se presenta la cuenca del río Riofrío, que posee una extensión de aproximadamente 380.69 km². La cuenca hidrográfica presenta elevaciones extremas que varían desde los 950 hasta los 2800 msnm en la divisoria de aguas. Los principales tributarios del río Riofrío son los ríos Lindo, Cáceres y Cuancua; a su vez, el afluente más importante del río Cáceres es el río Culebras que pasa por la población de Trujillo. En la zona de estudio, el tributario más importante del río Riofrío es el río Cuancua.

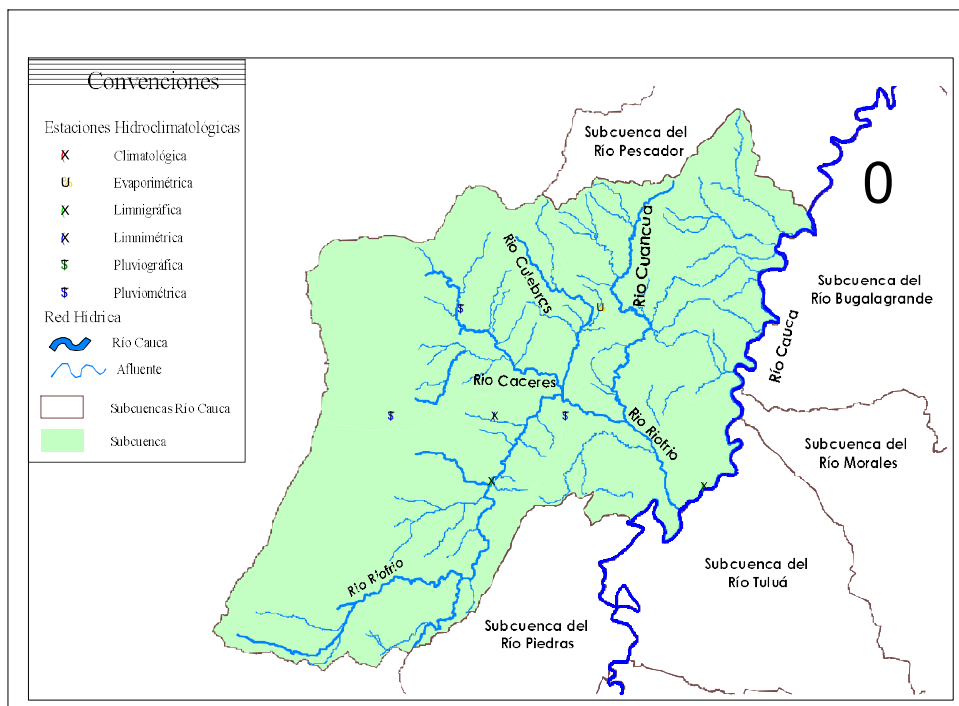


Figura 19. Cuenca del río Riofrío.

En la cuenca se presentan dos períodos secos durante el año: enero – febrero en el primer semestre y julio – septiembre en el segundo. Se presentan dos períodos lluviosos: marzo – mayo en el primer semestre y octubre – noviembre en el segundo semestre. Las precipitaciones medias en la parte baja de la cuenca fluctúan entre 1300 y 1400 mm anuales, con una temperatura de 28°C. En sitios específicos se presentan precipitaciones elevadas que fluctúan entre 1800 y 2200 mm anuales con una temperatura media de 19° C.

Geológicamente la cuenca está constituida por las siguientes formaciones: Grupo Dagua, Grupo Diabásico, Grupo de Rocas Ígneas Intrusivas, Grupo Popayán y Grupo

Valle. Las fallas o estructuras geológicas que afectan la cuenca se presentan principalmente en los Grupos Dagua y Diabásico, así: falla Venecia, falla El Guineo, falla de Aguablanca, falla de Platanares, falla Morroplancha y falla Fenecia.



Foto 19. Río Riofrío, cerca de su desembocadura en el río Cauca.

5.2. CAUDALES CARACTERÍSTICOS DEL RÍO RIOFRÍO

En la Tabla 9 se presentan los principales caudales característicos del río Riofrío en la estación hidrométrica de Salónica, tales como caudales máximos y mínimos instantáneos anuales registrados, los promedios de los caudales máximos y mínimos instantáneos anuales, el caudal medio mensual multianual y los caudales correspondientes a eventos con diferentes periodos de retorno. En la Figura 20 se presenta la curva de calibración nivel-caudal.

En la Figura 21 se presentan los caudales medios mensuales multianuales en la estación hidrométrica Salónica. En general en esta estación se aprecia un comportamiento bimodal con caudales altos en los periodos abril – junio y octubre – diciembre y caudales bajos en los periodos enero – marzo y julio – septiembre.

En la Figura 22 se registran las curvas de variación anual de caudales máximos y mínimos instantáneos anuales y la curva de variación de caudales medios anuales en la estación Salónica.

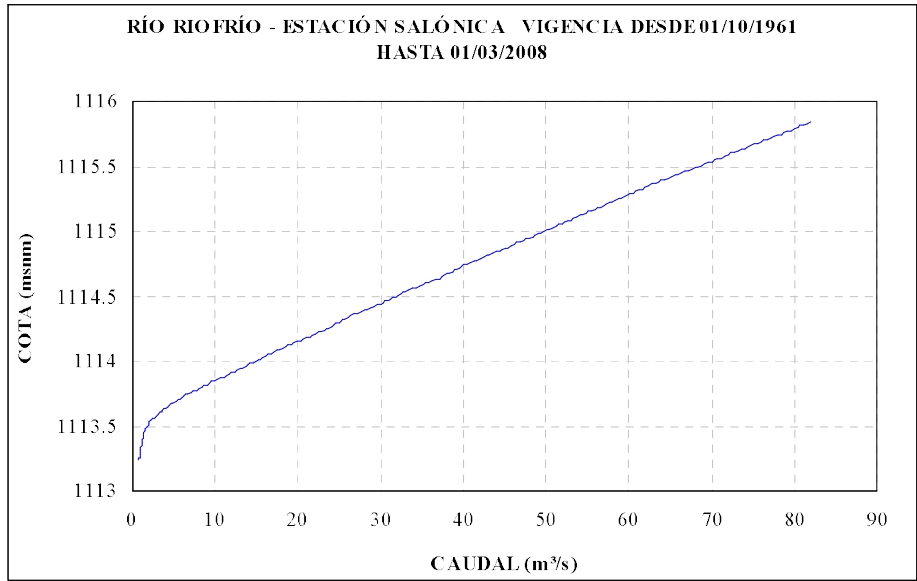


Figura 20. Curva de calibración nivel – caudal en el río Riofrío, estación Salónica

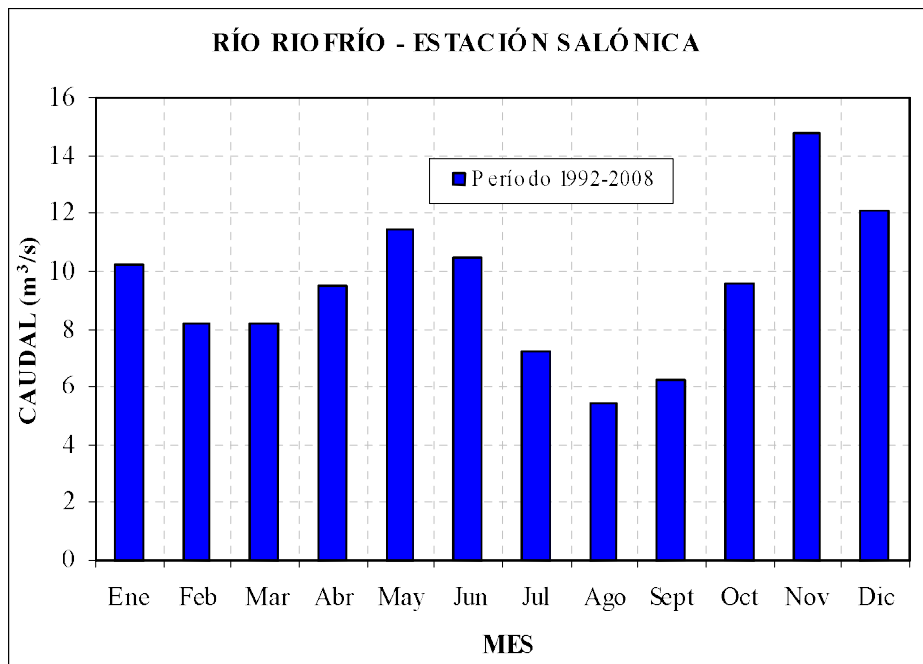


Figura 21. Caudales medios mensuales multianuales en el río Riofrío, estación Salónica

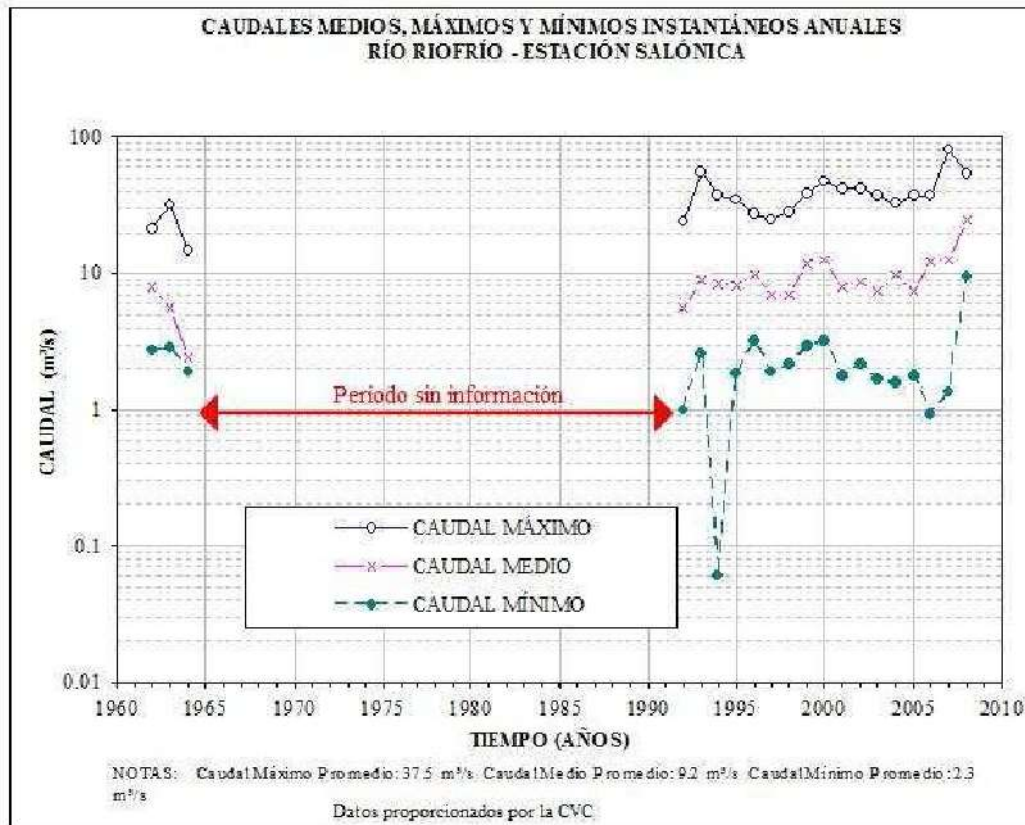


Figura 22. Caudales medios, máximos y mínimos instantáneos anuales en el río Riofrío, estación Salónica

5.3. ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS O DE CRECIENTES

Se realizó un análisis de frecuencia de la información hidrológica con el fin de relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad. Para estimar los caudales máximos existen diferentes metodologías. En este análisis se evaluaron diferentes distribuciones, como la de Pearson Tipo III, Gumbel Tipo I, Normal, 2 Parámetros, 3 Parámetros y Log Pearson Tipo III. Finalmente, se seleccionó el método de Pearson Tipo III ya que esta distribución fue la que más se ajustó a los datos hidrológicos. Con base en las series de caudales máximos instantáneos anuales se calcularon los caudales extremos en la estación Salónica para periodos de retorno de 2, 5, 7, 10, 20, 50 y 100 años. En la Figura 23 se incluyen los caudales máximos estimados para diferentes distribuciones. Los resultados de la estimación de los caudales máximos utilizando el método de Pearson Tipo III se presentan en la Tabla 9.

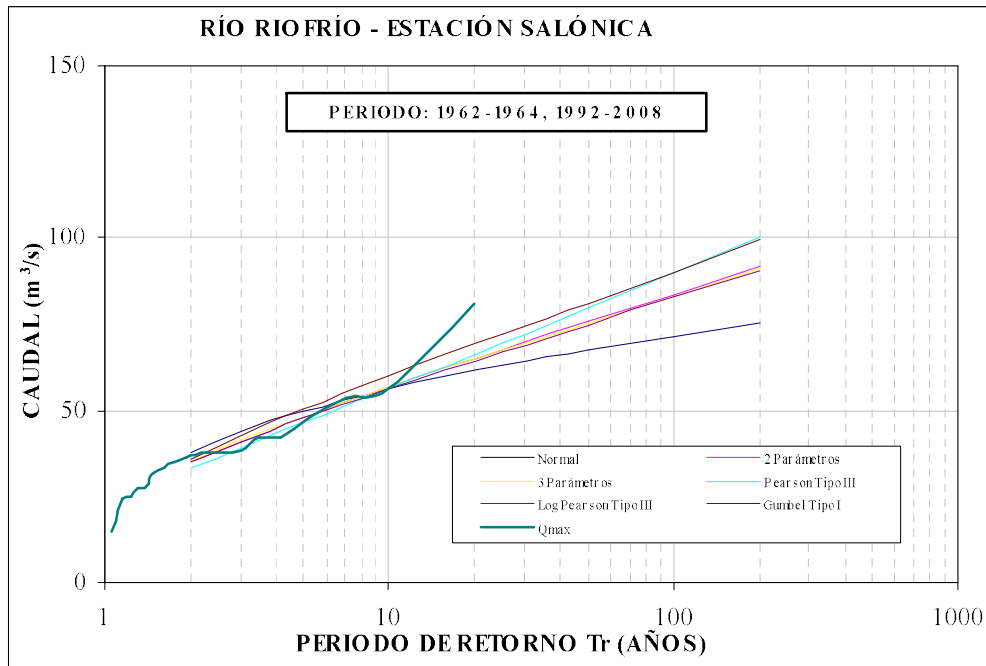


Figura 23. Análisis de eventos extremos en el río Riofrío, estación Salónica.

5.4. CURVAS DE VARIACIÓN ESTACIONAL

En la Figura 24 se presentan las curvas de variación estacional, las cuales se utilizan para obtener información general acerca del comportamiento estacional de los caudales. Su importancia radica en que permite determinar el régimen de distribución de los caudales en función de la probabilidad en que los eventos sean igualados o excedidos. Las curvas de variación estacional se construyeron con base en la información de las curvas de frecuencia, considerando probabilidades del 10%, 50% y 90%. En estas curvas se observa el régimen bimodal de dos periodos de caudales bajos en los periodos enero - marzo y julio - septiembre y dos periodos de caudales altos en los periodos abril - junio y octubre - diciembre.

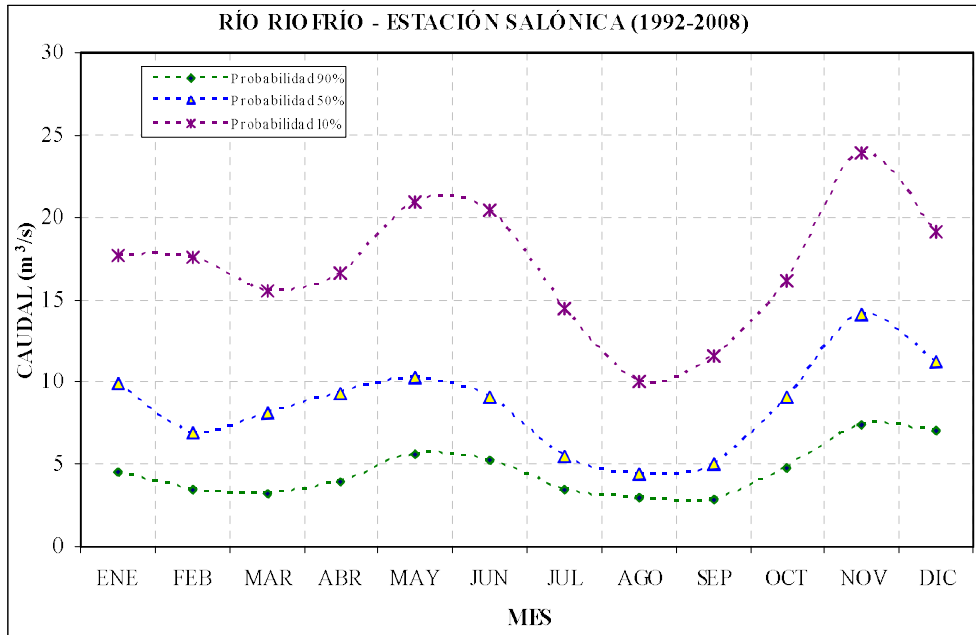


Figura 24. Curvas de variación estacional en el río Riofrío.

5.5. CURVAS DE DURACIÓN DE CAUDALES

La evaluación de la disponibilidad de agua en un cauce se representa, generalmente, a través de la curva de duración de caudales. Ésta consiste en un gráfico en el cual se relacionan los caudales medios del río (ordenados por su magnitud) contra la frecuencia de ocurrencia del evento en términos del porcentaje total. Las curvas de duración de caudales indican el número de días del año o periodo en términos de porcentaje del tiempo en que un determinado caudal es igualado o excedido en magnitud. En la Figura 25 se presenta la curva de duración de caudales medios horarios en la estación Salónica. En la Tabla 9 se muestran los valores de los caudales para los porcentajes de tiempo del 10%, 25%, 50%, 75% y 90%.

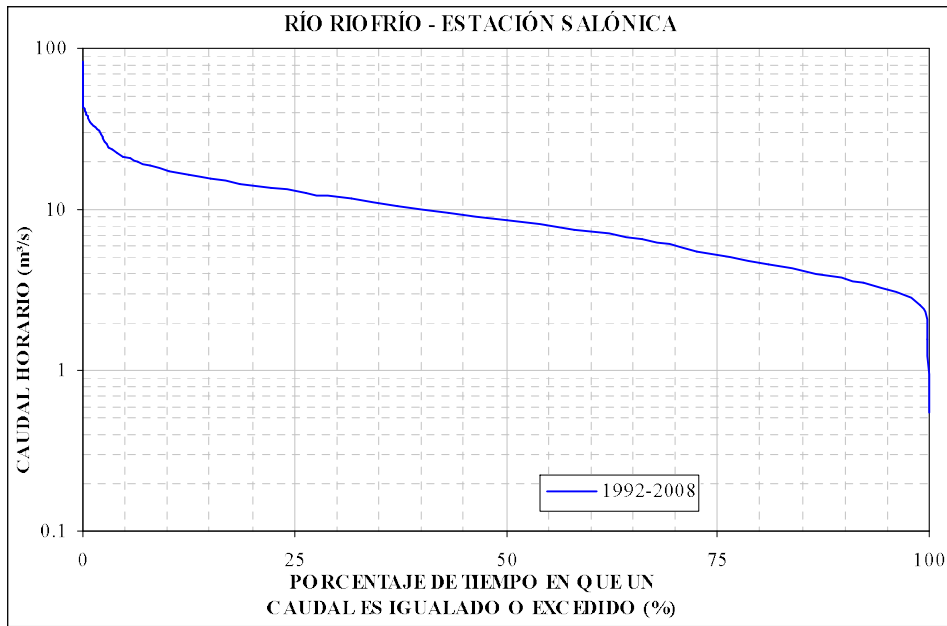


Figura 25. Curva de duración de caudales horarios en el río Riofrío, estación Salónica.

Tabla 9. Caudales característicos del río Riofrío en la estación Salónica (1964-2008).

Caudal característico		Valor	
Caudal medio mensual multianual (m ³ /s)	Máximo	14.75	Noviembre
	Mínimo	5.45	Agosto
	Medio	9.46	
Caudal instantáneo histórico (m ³ /s)	Máximo	81.2	Noviembre de 2007
	Mínimo	0.06	Febrero de 1994
Caudal promedio de máximos instantáneos anuales (m ³ /s)		37.5	
Caudal promedio de mínimos instantáneos anuales (m ³ /s)		2.3	
Curva de Duración de Caudales		% de tiempo en que los caudales son igualados o excedidos	Caudal (m ³ /s)
		10%	17.64
		25%	12.87
		50%	8.56
		75%	5.25
		90%	3.75
Caudales máximos estimados para un periodo de retorno Tr (m ³ /s)		Tr (años)=2	33.33
		Tr (años)=5	46.5
		Tr (años)=10	56.36
		Tr (años)=25	69.49
		Tr (años)=50	79.54
		Tr (años)=100	89.72
		Tr (años)=200	100.04

5.6. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS Y GEOMÉTRICAS

Los ríos son sistemas altamente dinámicos que ajustan su geometría y morfología a las condiciones impuestas por el régimen de caudales líquidos y descargas sólidas. La geometría hidráulica se refiere comúnmente a la sección transversal del cauce y su estudio se basa en las relaciones existentes entre los caudales y los niveles de agua y los diferentes parámetros hidráulicos y geométricos, tales como el área hidráulica, el ancho, la pendiente, la profundidad hidráulica y la velocidad del agua.

Se efectuó la caracterización hidráulica y geométrica del río Riofrío considerando para ello las relaciones existentes entre los caudales y los niveles de agua y los distintos parámetros hidráulicos y geométricos para todo el periodo de registro en la estación Salónica. En general, las regresiones halladas presentan correlaciones bastante aceptables; la velocidad media de la corriente y el área hidráulica son los parámetros

que mejor se correlacionan con el caudal y el nivel de agua, seguidos por la profundidad hidráulica. Por el contrario, la correlación entre el caudal y el ancho superior es bastante pobre, así como la correlación entre el nivel de agua y el ancho superior.

Relación entre los caudales y los parámetros hidráulicos y geométricos

Las relaciones entre los caudales líquidos y los distintos parámetros hidráulicos y geométricos (área, ancho superior, velocidad y profundidad hidráulica) se presentan en la Figura 26. Se indican en ellas las curvas y las ecuaciones de mejor ajuste.

En la Tabla 10 se presentan las características hidráulicas y geométricas calculadas con base en las ecuaciones de regresión determinadas, para caudales seleccionados dentro del rango de información de campo disponible, es decir, en el rango de validez de las regresiones obtenidas. También se presenta en este cuadro el número de Froude para cada uno de los caudales utilizados.

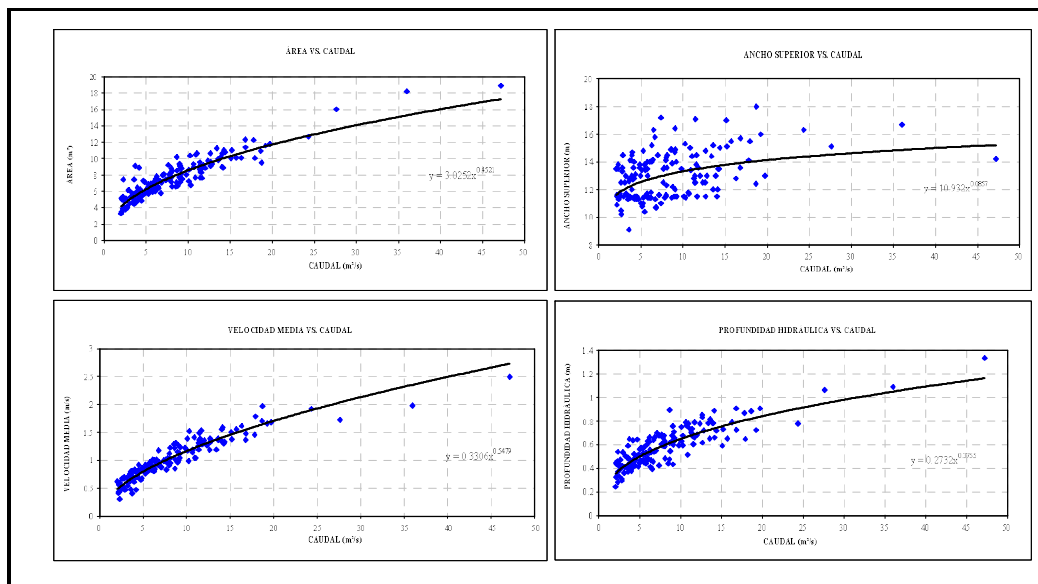


Figura 26. Relación caudal vs. parámetros hidráulicos y geométricos en el río Riofrío, estación Salónica.

Tabla 10. Propiedades hidráulicas y geométricas del río Riofrío - estación Salónica.

Parámetros	Caudal (m ³ /s)				
	5	10	15	20	25
Velocidad (m/s)	0.80	1.17	1.46	1.71	1.93
Área (m ²)	6.26	8.57	10.29	11.72	12.96
Profundidad Hidráulica (m)	0.50	0.65	0.76	0.84	0.91
Ancho superior (m)	12.55	13.32	13.79	14.13	14.40
Número de Froude	0.36	0.46	0.54	0.60	0.65

Relación entre los niveles de agua y los parámetros hidráulicos y geométricos

Las relaciones entre los niveles de agua y los parámetros hidráulicos y geométricos en la estación hidrométrica Salónica se presentan en la Figura 27.

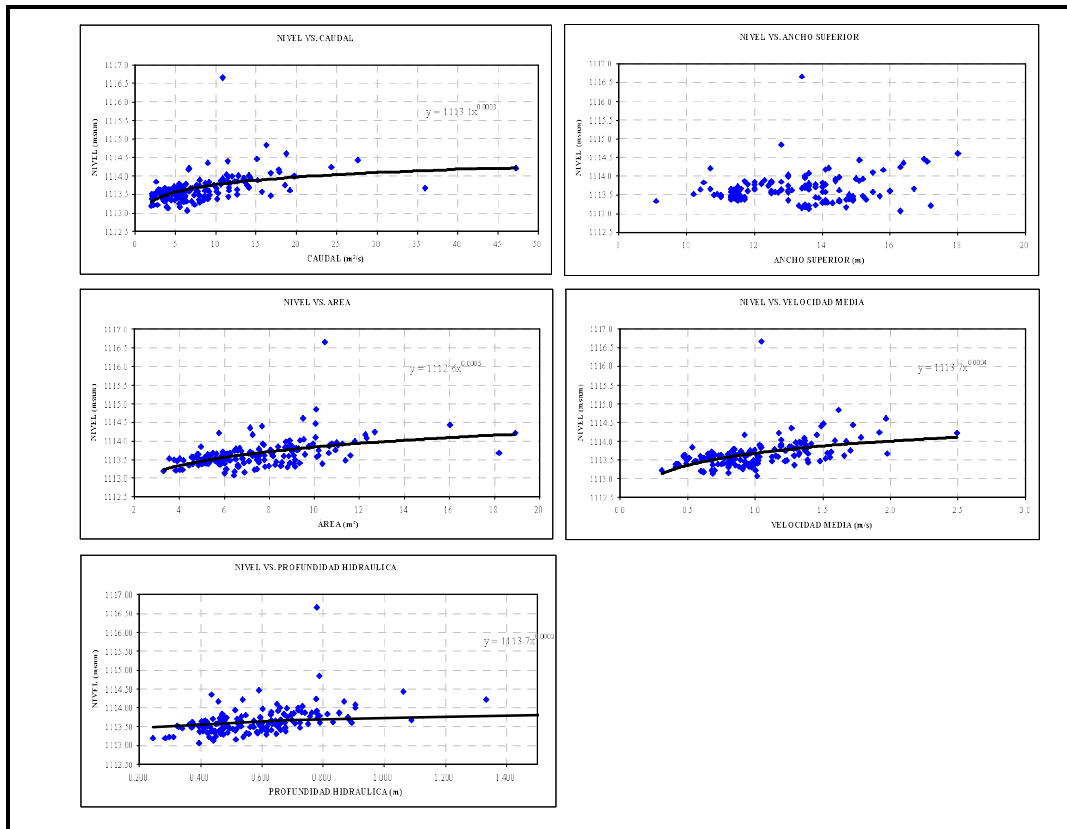


Figura 27. Relaciones entre los niveles de agua y los parámetros hidráulicos y geométricos en el río Riofrío, estación Salónica.

5.7. PERFILES LONGITUDINALES DE LOS CAUCES DEL MUNICIPIO DE RIOFRÍO

Perfil longitudinal del río Riofrío

En la Figura 28 se muestra el perfil longitudinal del río Riofrío obtenido con base en las secciones transversales levantadas. Para ello se graficó el perfil de fondo con base en el thalweg (nivel mínimo de lecho en la sección transversal) y con la profundidad promedio para obtener un perfil longitudinal más representativo del río.

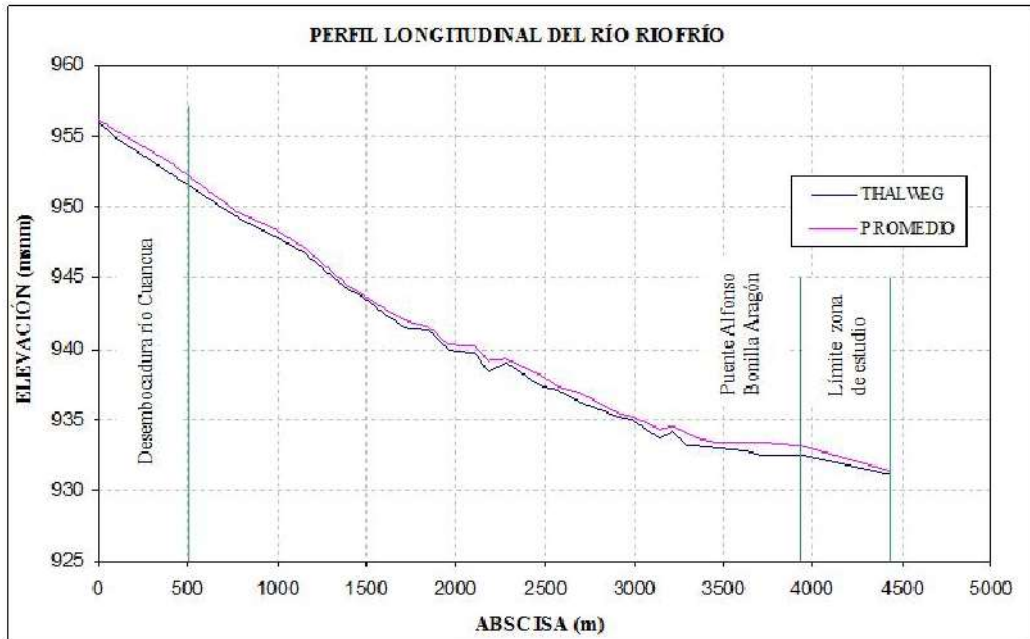


Figura 28. Perfil longitudinal del río Riofrío en la zona de estudio

Perfil longitudinal del río Cuancua

De igual forma, el perfil longitudinal del río Cuancua se obtuvo mediante las secciones transversales levantadas. En la Figura 29 se muestra el perfil longitudinal del río Cuancua.

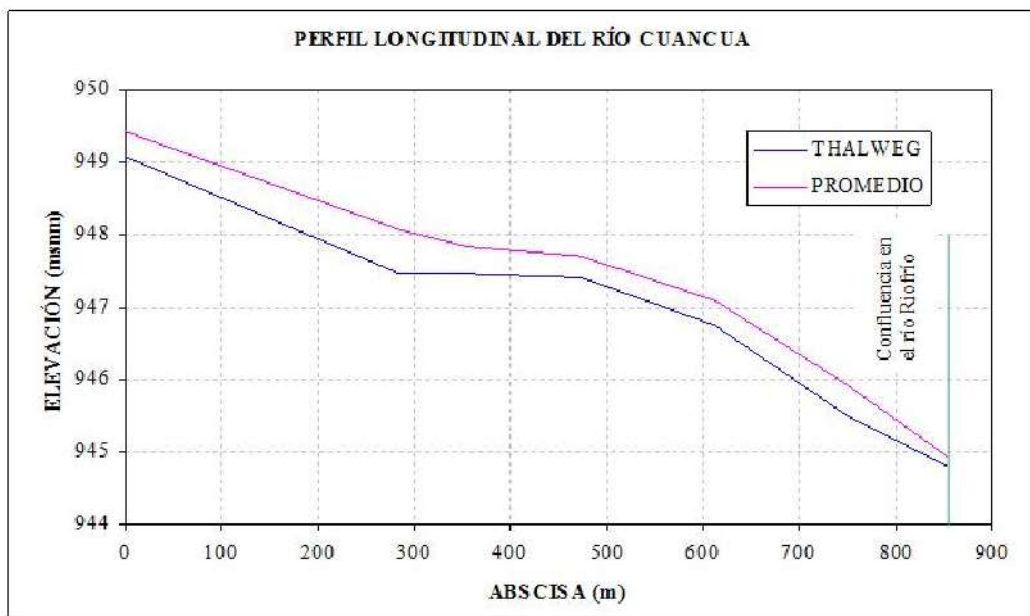


Figura 29. Perfil longitudinal del río Cuancua en la zona de estudio.

5.8. PENDIENTE PROMEDIO DE LOS CAUCES DEL MUNICIPIO DE RIOFRÍO

Longitud del cauce

La longitud del cauce corresponde a la longitud del eje del cauce principal y se obtiene al sumar los arcos en las curvas y los tramos rectos que componen el cauce principal. La longitud del cauce influye en el tiempo de concentración y en la mayoría de los índices morfométricos y puede obtenerse a partir de los mapas rasterizados de la red de drenaje. Las longitudes estimadas de los ríos Riofrío y Cuancua en la zona de estudio son 4430 m y 860 m, respectivamente.

Pendiente media de los cauces principales

La pendiente media de los cauces principales se puede estimar mediante distintos métodos; entre los métodos más comunes se tienen: (i) Método de las elevaciones extremas y (ii) Método de Taylor-Schwarz.

- *Método de las elevaciones extremas*: En este método se determina el desnivel ΔH entre el punto más elevado y el más bajo del río dividido entre la longitud L del mismo cauce, así:

$$S = \frac{\Delta H}{L_c} \quad \text{ec. (2)}$$

donde:

ΔH = Diferencia de elevación entre las cotas extremas del cauce principal

L_c = Longitud del cauce principal

- *Método de Taylor - Schwarz*: Para este método se adopta la formulación expuesta en el método de las elevaciones extremas pero se divide el cauce en m canales de pendiente uniforme y longitud dx , en los cuales el tiempo de recorrido del agua es igual al del río.

De acuerdo con las anteriores consideraciones el método resultante es representado mediante la siguiente expresión:

$$S = \left(\frac{m}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{S_i} \right)^{1/2}} \right)^2 \quad \text{ec. (3)}$$

donde:

m = Número de tramos de igual longitud en que se divide el río

S_i = Pendiente en cada uno de los tramos que dividen el río

Pendiente promedio del río Riofrío

La pendiente media del río Riofrío es de 0.56% según el método de elevaciones extremas y 0.47% de acuerdo al método de Taylor- Schwarz.

Según Jarrett (1990) los ríos que presentan una pendiente mayor del 0.2% en la mayoría de su trazado se denominan o clasifican como ríos de montaña. Para el caso del río Riofrío la pendiente media es aproximadamente 0.52%, por lo que el río se puede clasificar como río de montaña.

De acuerdo con las inflexiones o variaciones observadas en la pendiente del cauce principal y la información existente, el río Riofrío se puede dividir en 3 zonas o tramos: (i) Zona alta, desde la primer sección transversal levantada en el río Riofrío en la cota 956.21 msnm hasta la cota 943.96 msnm y con una pendiente media del 0.83%; (ii) Zona media, comprendida entre las cotas 943.96 msnm y 935.26 msnm y con una pendiente media del 0.57%; y, (iii) Zona baja, localizada entre las cotas 935.26 msnm y 931.44 msnm y con una pendiente media del 0.26%.

En la Figura 30 se muestra el perfil longitudinal del río Riofrío dividido por zonas para el cálculo de la pendiente.

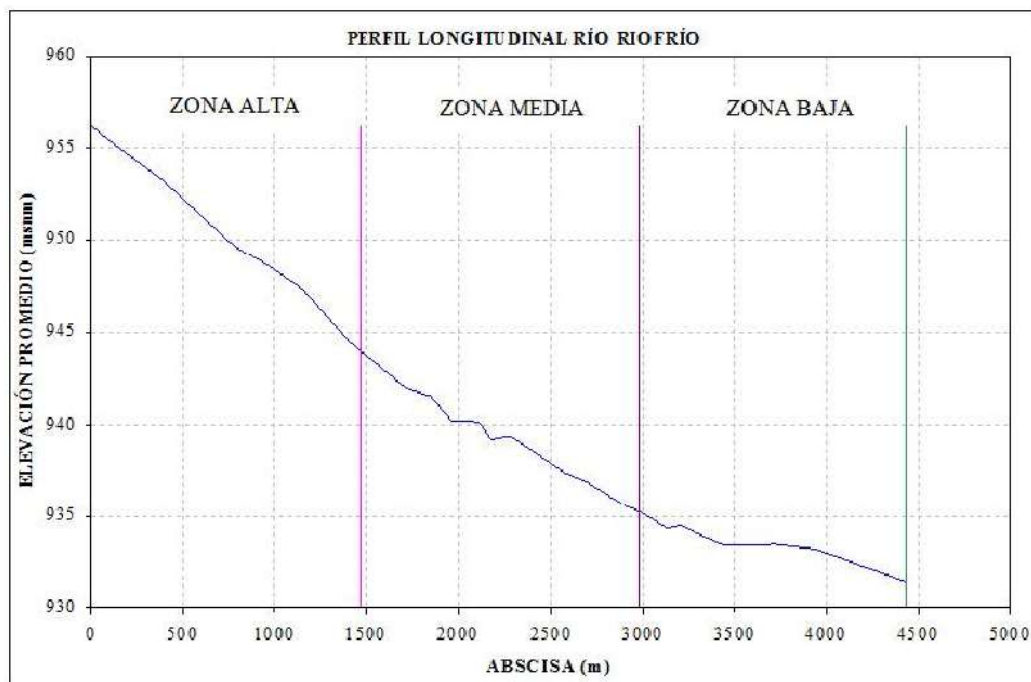


Figura 30. Perfil longitudinal del río Riofrío en la zona de estudio dividido por zonas para el cálculo de la pendiente.

Pendiente promedio del río Cuancua

La pendiente media del río Cuancua es de 0.52% según el método de elevaciones extremas y 0.48% de acuerdo al método de Taylor- Schwarz.

Para el caso del río Cuancua la pendiente media es aproximadamente 0.50%, por lo que el río Cuancua también se puede clasificar como río de montaña.

De acuerdo con las inflexiones o variaciones observadas en la pendiente del cauce principal y la información existente, el río Cuancua se puede dividir en 3 zonas o tramos: (i) Zona inicial, desde la primera sección transversal levantada en el río Cuancua en la cota 949.41 msnm hasta la cota 948.06 msnm y con una pendiente media del 0.47%; (ii) Zona media, comprendida entre las cotas 948.06 msnm y 947.10 msnm y con una pendiente media del 0.29%; y, (iii) Zona final, localizada entre las cotas 947.10 msnm y 944.94 msnm y con una pendiente media del 0.9%.

En la Figura 31 se muestra el perfil longitudinal del río Cuancua dividido por zonas para el cálculo de la pendiente.

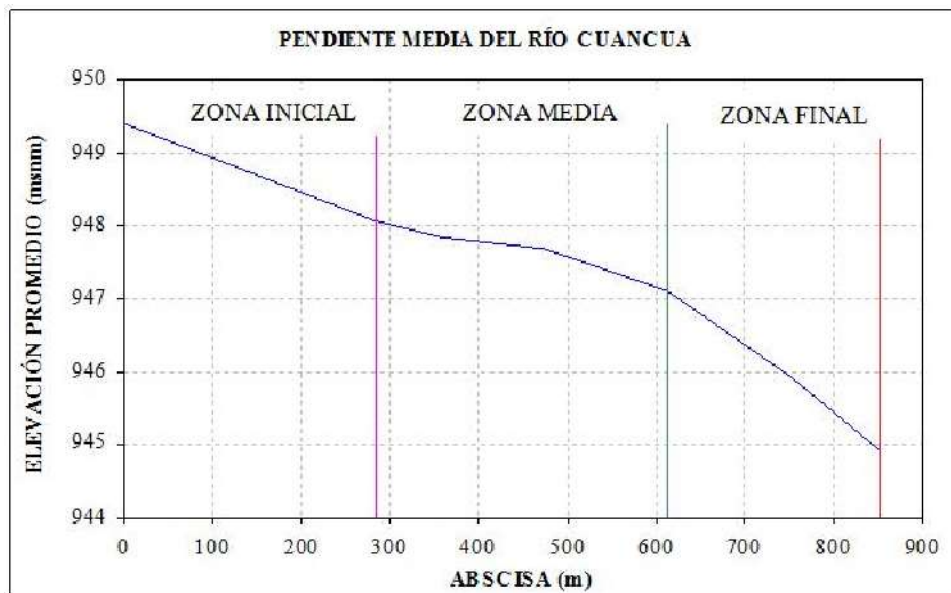


Figura 31. Perfil longitudinal del río Riofrío en la zona de estudio dividido por zonas para el cálculo de la pendiente.

5.9. RUGOSIDAD DEL LECHO DE LOS CAUCES DEL MUNICIPIO DE RIOFRÍO

Los ríos de montaña presentan diferencias importantes con respecto a los ríos aluviales o de llanura debido a las distintas condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas, hidráulicas, sedimentológicas y geomorfológicas. Los ríos de montaña se caracterizan por la alta pendiente de su cauce, sedimentos de mayor tamaño (gravas, guijarros, cantos y bolos) que causan una mayor resistencia al flujo, flujos altamente turbulentos

con velocidades relativamente altas y profundidades pequeñas; además, presentan una morfología variable espacialmente y reducida temporalmente excepto cuando son intervenidos (extracción intensiva de materiales del lecho, por ejemplo) y al producirse eventos extremos.

Hasta hace unas cuantas décadas, los ríos de llanura (constituidos principalmente de arenas de diferentes tamaños) habían sido objeto principal de estudio de la hidráulica fluvial debido a que los asentamientos humanos han estado ubicados en su mayoría en los valles aluviales. Aproximadamente desde la década de 1980 se incrementaron los estudios e investigaciones sobre el comportamiento hidráulico, sedimentológico y geomorfológico de los ríos de montaña. Estos estudios han mostrado que las relaciones hidráulicas (rugosidad, velocidad, etc.) y de transporte de sedimentos utilizadas regularmente para definir el comportamiento de ríos de llanura conducen a errores al emplearse para describir el comportamiento de los ríos de montaña (López, 2005).

Estimar la resistencia al flujo es fundamental para analizar el comportamiento hidráulico de los ríos de montaña. La rugosidad del lecho representa la resistencia al flujo ejercida por las partículas que conforman el lecho y las bancas del canal y por las formas de fondo y demás irregularidades que actúan como obstáculos al flujo de agua. Para incluir este mecanismo de disipación de energía en las ecuaciones que describen el flujo de agua en canales se han desarrollado diferentes expresiones que involucran la geometría del canal, el material del lecho, etc., cada una con ventajas y limitaciones dependiendo de las condiciones para las cuales se desee aplicar. López (2005) ha recopilado cerca de 70 expresiones que permiten calcular el coeficiente de rugosidad en cauces de montaña con lechos conformados por materiales gruesos como gravas y cantos.

Para estimar la rugosidad del lecho de los cauces del municipio de Riofrío en la zona de estudio, se evaluaron 10 expresiones que, en principio, se ajustan a las condiciones de los ríos Cuancua y Riofrío considerando la pendiente del fondo, la granulometría y la geometría del cauce. Éstas son las formulaciones propuestas por Limerinos (1970), Charlton (1978), Bray (1979), Griffiths (1981), Ugarte & Méndez (1994), Knighton (1998) y Samora (1993). Estas ecuaciones están en función del radio hidráulico, el área de la sección transversal, la pendiente y los diámetros característicos del material del lecho (d_{50} , d_{84} , y d_{90}), lo cual es considerado muy importante puesto que en dichas ecuaciones la rugosidad es un parámetro que no sólo depende de las características geométricas del cauce sino que también está en función de los tamaños de los sedimentos. Las formulaciones de Riggs (1976), Williams (1978), Jarret (1984), Meunier (1989) y López & Barragán (2004) fueron aplicadas inicialmente pero luego se descartaron ya que dichas fórmulas no están en función de los tamaños de los sedimentos de los lechos de los cauces, y los resultados arrojaron valores poco representativos de la rugosidad para esta clase de ríos. Las expresiones se aplicaron para el nivel de banca llena de las secciones transversales levantadas, donde además se tomó registro fotográfico para la caracterización sedimentológica.

Sin embargo, las formulaciones de Limerinos, Griffiths, Knighton, Ugarte & Méndez y Samora arrojaron sistemáticamente valores muy bajos (valores de rugosidad de Manning menores que $0.023 \text{ s/m}^{1/3}$), considerados muy poco representativos de la

rugosidad de cauces como los ríos Riofrío y Cuancua, teniendo en cuenta sus características morfológicas y sedimentológicas (material granulares gruesos de diferentes tamaños). Por esta razón, la estimación de la rugosidad de los cauces de la zona de estudio del municipio de Riofrío se realizó empleando la formulación de Charlton.

Charlton (1978) empleó registros de variables hidráulicas en ríos de montaña británicos con el propósito fundamental de encontrar una relación con el coeficiente de fricción de Manning, n , en este tipo de corrientes. La mayoría de los datos corresponden a ríos con vegetación significativamente densa en las márgenes. Los resultados observados mostraron que n varía inversamente con la profundidad del flujo y directamente con la pendiente. Mediante técnicas de regresión múltiple Charlton determinó que la relación de mejor ajuste para determinar el coeficiente de fricción de Darcy, f , con base en el radio hidráulico, R , y el diámetro característico d_{90} es la siguiente:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 5.89 \text{Log}\left(\frac{R}{d_{90}}\right) + 2.57 \quad \text{ec. (4)}$$

Según López (2005), la ecuación es aplicable a canales naturales los cuales tengan una pendiente del lecho entre 0.07 y 1.37%, y cuyo diámetro característico d_{90} se encuentre en el rango entre 0.055 y 0.315 m.

Rugosidad del lecho del río Riofrío

La ecuación de Charlton fue aplicada en las secciones transversales en las cuales se realizó el análisis fotográfico superficial por malla para los niveles de banca llena en el río Riofrío. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 11. La rugosidad de Manning promedio estimada para el río Riofrío es de $0.04 \text{ s/m}^{1/3}$.

Tabla 11. Factores de rugosidad de Manning, Chezy y Darcy en el río Riofrío en diferentes secciones transversales.

	Abscisa	R (m)	d_{90} (m)	f	C ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$)	n ($\text{s/m}^{1/3}$)
4	K0 + 782.51	0.73	0.074	0.11	26.40	0.04
7	K1 + 392.39	0.93	0.09	0.11	26.78	0.04
11	K1 + 845.60	0.89	0.100	0.12	25.55	0.04
23	K3 + 292.98	5.00	0.071	0.04	42.13	0.03
29	K4 + 432.48	4.24	0.076	0.04	41.89	0.03

Rugosidad del lecho del río Cuancua

La ecuación de Charlton fue aplicada en las secciones transversales en las cuales se realizó el análisis fotográfico superficial por malla para los niveles de banca llena en el río Cuancua. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 12. La rugosidad de Manning promedio estimada para el río Cuancua es de $0.04 \text{ s/m}^{1/3}$.

Tabla 12. Factores de rugosidad de Manning, Chezy y Darcy en el río Cuancua en diferentes secciones transversales.

Sección	Abscisa	R (m)	d_{90} (m)	f	C ($m^{1/2}/s$)	n ($s/m^{1/3}$)
1	K0 + 000	2.23	0.139	0.06	35.15	0.03
4	K1 + 473.06	0.17	0.139	0.10	27.41	0.04
5	K1 + 611.84	0.64	0.149	0.20	19.71	0.05

5.10. RUGOSIDAD DE LAS LLANURAS DE INUNDACIÓN DEL MUNICIPIO DE RIOFRÍO

En la planicie de inundación de un río la presencia de vegetación y diferentes tipos de elementos y obstáculos (piedras, cercos, casas, infraestructura) producen resistencia al flujo cuando éste se desborda. La rugosidad estimada debe ser representativa de la vegetación y los diferentes elementos existentes en las llanuras de inundación ya que este factor es muy importante para obtener resultados confiables en la modelación matemática.

Para determinar los valores de la rugosidad de Manning en las planicies de inundación de la zona de estudio del municipio de Riofrío fue necesario aplicar algunos conceptos de esfuerzos cortantes en las llanuras ejercidos por los obstáculos presentes (pastos, árboles, cañaduzales y rastrojo).

A continuación se describe el procedimiento seguido para la determinación de los valores de rugosidad de Manning con base en las características hidráulicas de la sección 4 (abscisa K0 + 782.51) del río Riofrío, donde se obtuvo un valor de rugosidad de Manning del lecho de 0.04 (ver numeral 5.9). En la Tabla 13 se muestran las características hidráulicas y geométricas de esta sección.

Tabla 13. Características hidráulicas a banca llena de la sección 4 del río Riofrío (abscisa K0 + 782.51).

Q (m^3/s)	A (m^2)	V (m/s)	R (m)	n ($s/m^{1/3}$)
61.29	30.19	2.03	0.73	0.04

Determinación de los valores de rugosidad de Manning causada por pastos

La Figura 32 muestra la relación entre el coeficiente de Chezy y la profundidad de inundación en la planicie para pastos largos (Vries, 1993).

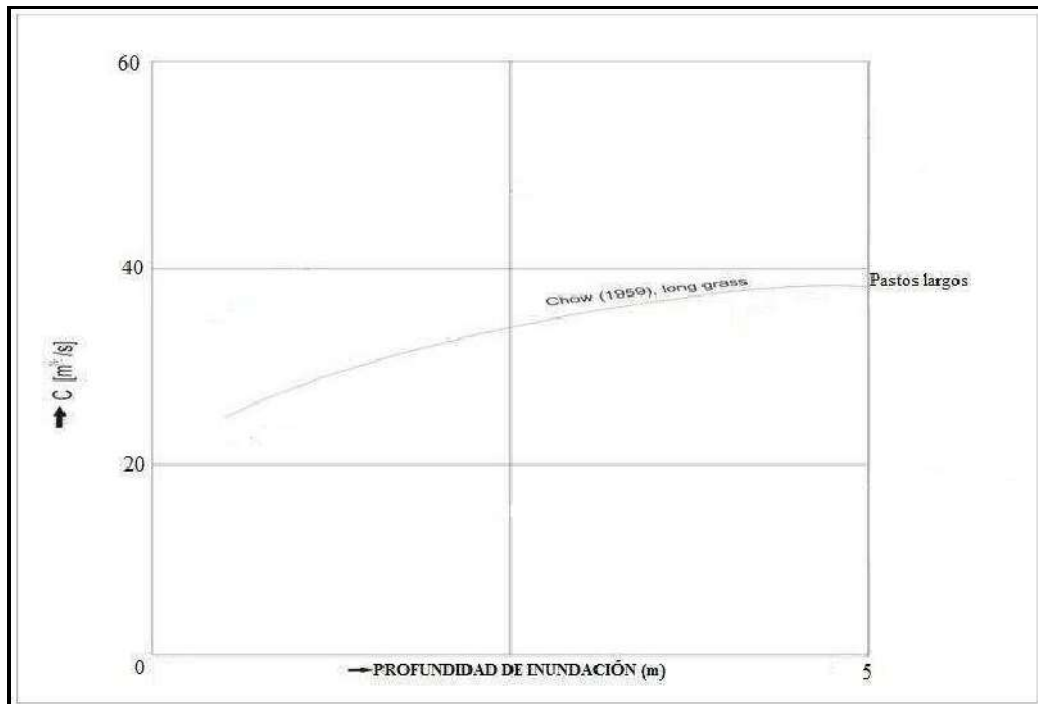


Figura 32. Coeficiente de Chezy en función de la profundidad de inundación en la planicie (Vries, 1993)

Después de obtener el valor del coeficiente de Chezy para distintas profundidades de flujo se obtiene el valor de la rugosidad de Manning respectivo mediante la siguiente expresión:

$$n = \frac{H^{\frac{1}{6}}}{C} \quad \text{ec. (5)}$$

donde:

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

H = Profundidad de inundación en la planicie

C = Coeficiente de Chezy

En la Tabla 14 se muestran los valores de rugosidad de Manning y Chezy de la planicie de inundación producida por pastos, para diferentes profundidades de flujo.

Tabla 14. Coeficientes de rugosidad de Manning y Chezy causada por pastos en función de la profundidad de inundación.

H (m)	C (m ^{1/2} / s)	n (s/ m ^{1/3})
0.06	21	0.029
0.15	22.5	0.032
0.2	23.1	0.033
0.3	23.8	0.034
0.4	24.3	0.035
0.5	25	0.036
0.6	25.7	0.036
0.7	26.4	0.036
0.8	27.1	0.036
1	28.5	0.035

Determinación de los valores de rugosidad de Manning producida por árboles, guadua y caña

El tránsito del flujo en la planicie de inundación a través de obstáculos produce un esfuerzo cortante debido al impacto entre el fluido y la vegetación en la planicie, τ_i (en este caso árboles, guaduas y cañas), como se muestra en la siguiente relación:

$$\tau_i = \frac{1}{2} m \rho C_d v^2 A \quad \text{ec. (6)}$$

El esfuerzo cortante, τ_i , también es equivalente a la siguiente expresión:

$$\tau_i = \gamma \frac{V^2}{C^2} \quad \text{ec. (7)}$$

Al sustituir la ecuación (7) en la ecuación (6) se obtiene el coeficiente de Chezy, C , de la planicie de inundación:

$$C^2 = \frac{2g}{m C_d D H} \quad \text{ec. (8)}$$

donde:

C = Coeficiente de Chezy relacionado con el esfuerzo cortante en la planicie de inundación.

m = Densidad del vegetal por metro cuadrado

C_d = Coeficiente de arrastre

D = Diámetro del tronco del árbol, caña o guadua

H = Profundidad de inundación en la planicie

g = Aceleración debida a la gravedad

V = Velocidad del flujo

Para hallar el coeficiente de Chezy se debe determinar el coeficiente de arrastre, C_d , el cual está en función del número de Reynolds, Re . Para ello, primero se debe calcular el número de Reynolds mediante la siguiente expresión:

$$Re = \frac{VD}{\mu} \quad \text{ec. (9)}$$

donde:








v = Velocidad del fluido en la llanura de inundación

D = Diámetro del tronco

μ = Viscosidad cinemática del agua

El valor de la viscosidad cinemática del agua es igual a $1.01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ a una temperatura de 20°C . Para calcular los valores del número de Reynolds se asumen diferentes tamaños de los diámetros de los troncos y una velocidad de flujo de 1 m/s ; los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 16. Con base en los valores del número de Reynolds calculados se estima el coeficiente de arrastre, C_d , correspondiente, de acuerdo con los valores reportados en la literatura para diferentes geometrías del cuerpo u obstáculo que ejerce resistencia al flujo (ver Tabla 15).

Tabla 15. Relación del número de Reynolds con el coeficiente de arrastre y la forma del cuerpo en el cual se produce el choque con el agua (W. F. Lindsey, 1938).

Forma del cuerpo	Figura	C_d	Número de Reynolds
Cilindro circular		1.2	1×10^4 a 1.5×10^5
Cilindro elíptico	 2:1	0.6	4×10^4
	 4:1	0.46	1×10^5
	 8:1	0.32	2.5×10^4 a 1×10^5
	 8:1	0.29	2.5×10^4
Prisma cuadrado		2.0	3.5×10^4
		1.6	1×10^4 a 1×10^5

En el presente estudio se adoptó un coeficiente de arrastre, C_d , igual a 1.2, teniendo en cuenta los valores calculados del número del Reynolds (ver Tabla 15) y que la vegetación en la planicie (árboles, cañas, guaguas) se puede aproximar a tallos de forma cilíndrica.

Después de obtener los valores del coeficiente de Chezy mediante la ecuación (8) para distintos diámetros de troncos, se determinaron los valores del coeficiente de rugosidad de Manning, asumiendo distintas profundidades del flujo en la llanura de inundación:

$$n = \frac{H^{\frac{1}{6}}}{C} \quad \text{ec. (10)}$$

donde:

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

H = Profundidad del flujo en la llanura de inundación

C_e = Coeficiente de Chezy en la llanura de inundación

En las Tablas 16 a 18 se presentan los valores de rugosidad de Manning para diferentes clases y densidades de vegetación, distintas profundidades de flujo y diámetros de tronco.

Tabla 16. Estimación de la rugosidad de Manning para planicies de inundación con árboles de diferentes tamaños de tronco.

Profundidad de inundación (m)	Diámetro del tronco (m)	Número de Reynolds (Re)	No. árboles/m ²	C (m ^{1/5} /s)	Rugosidad de Manning (s/m ^{1/3})
0.06	0.8	792079.21	0.06	75.35	0.008
0.06	0.7	693069.31	0.06	80.55	0.008
0.06	0.6	594059.41	0.06	87.00	0.007
0.06	0.5	495049.5	0.06	95.31	0.007
0.06	0.4	396039.6	0.06	106.56	0.006
0.15	0.8	792079.21	0.06	47.65	0.015
0.15	0.7	693069.31	0.06	50.94	0.014
0.15	0.6	594059.41	0.06	55.03	0.013
0.15	0.5	495049.5	0.06	60.28	0.012
0.15	0.4	396039.6	0.06	67.39	0.011
0.5	0.8	792079.21	0.06	26.1	0.034
0.5	0.7	693069.31	0.06	27.90	0.032
0.5	0.6	594059.41	0.06	30.14	0.030
0.5	0.5	495049.5	0.06	33.02	0.027
0.5	0.4	396039.6	0.06	36.91	0.024
1	0.8	792079.21	0.06	18.46	0.054
1	0.7	693069.31	0.06	19.73	0.051
1	0.6	594059.41	0.06	21.31	0.047
1	0.5	495049.5	0.06	23.35	0.043
1	0.4	396039.6	0.06	26.1	0.038

En el caso de las planicies de inundación con guadua se estimó, de acuerdo a las observaciones de campo realizadas, que pueden encontrarse de 12 a 16 guaduas por metro cuadrado.

Tabla 17. Estimación de la rugosidad de Manning para planicies de inundación con guaduas de diferentes densidades por metro cuadrado.

Profundidad de inundación (m)	Diámetro del tronco (m)	Número de Reynolds (Re)	No. Guaduas/m ²	C (m ^{1/5} /s)	Rugosidad de Manning (s/m ^{1/3})
0.06	0.1	99009.90	16	13.05	0.048
0.06	0.1	99009.90	15	13.48	0.046
0.06	0.1	99009.90	14	13.95	0.045
0.06	0.1	99009.90	13	14.48	0.043
0.06	0.1	99009.90	12	15.07	0.042
0.15	0.1	99009.90	16	8.25	0.088
0.15	0.1	99009.90	15	8.52	0.086
0.15	0.1	99009.90	14	8.82	0.083
0.15	0.1	99009.90	13	9.16	0.080
0.15	0.1	99009.90	12	9.53	0.076
0.5	0.1	99009.90	16	4.52	0.197
0.5	0.1	99009.90	15	4.67	0.191
0.5	0.1	99009.90	14	4.83	0.184
0.5	0.1	99009.90	13	5.02	0.178
0.5	0.1	99009.90	12	5.22	0.171
1	0.1	99009.90	16	3.2	0.313
1	0.1	99009.90	15	3.3	0.303
1	0.1	99009.90	14	3.42	0.293
1	0.1	99009.90	13	3.55	0.282
1	0.1	99009.90	12	3.69	0.271

En el caso de las planicies de inundación con cañaduzales se estimó que para el sembrado de la caña se coloca un número de tallos por metro lineal con una distancia entre surcos de 1.65 m. La cantidad de tallos de caña por metro cuadrado varía dependiendo del tiempo de sembrado de la siguiente forma:

En 3 meses de sembrado:

- 20 tallos por metro lineal, por lo tanto 24 tallos por metro cuadrado.

En 6 meses de sembrado:

- 15 tallos por metro lineal, por lo tanto 18 tallos por metro cuadrado.

En 10 meses de sembrado:

- 13 tallos por metro lineal, por lo tanto 16 tallos por metro cuadrado.

Tabla 18. Estimación de la rugosidad de Manning para planicies de inundación con cañaduzales de diferentes densidades por metro cuadrado.

Profundidad de inundación (m)	Diámetro del tronco (m)	Número de Reynolds (Re)	No. Cañas/m²	C (m^{1/5}/s)	Rugosidad de Manning (s/m^{1/3})
0.06	0.05	49504.95	24	15.07	0.042
0.06	0.05	49504.95	18	17.40	0.036
0.06	0.05	49504.95	16	18.46	0.034
0.15	0.05	49504.95	24	9.53	0.076
0.15	0.05	49504.95	18	11.01	0.066
0.15	0.05	49504.95	16	11.67	0.062
0.5	0.05	49504.95	24	5.22	0.171
0.5	0.05	49504.95	18	6.03	0.148
0.5	0.05	49504.95	16	6.39	0.139
1	0.05	49504.95	24	3.69	0.271
1	0.05	49504.95	18	4.26	0.235
1	0.05	49504.95	16	4.52	0.221

6. DEFINICIONES, CLASIFICACIONES DE FLUJO Y REOLOGÍA Y MECÁNICA DE LODOS

6. DEFINICIONES, CLASIFICACIONES DE FLUJO Y REOLOGÍA Y MECÁNICA DE LODOS

6.1. DEFINICIONES

Inundación. Es un evento natural y recurrente que se produce en las corrientes de agua como resultado de lluvias intensas o continuas que, al sobrepasar la capacidad de retención del suelo y de los cauces, desbordan e inundan las llanuras de inundación y en general, aquellos terrenos aledaños a los cursos de agua. Las inundaciones se pueden clasificar de acuerdo con el régimen de los cauces en fluviales, aluviales o lentas, torrenciales o súbitas y pluviales o de encharcamiento.

Inundación aluvial. Se produce cuando hay lluvias persistentes y generalizadas dentro de una gran cuenca, generando un incremento paulatino de los caudales de los grandes ríos hasta superar la capacidad máxima de almacenamiento; se produce entonces el desbordamiento y la inundación de las áreas planas aledañas al cauce principal. Este tipo de crecientes son inicialmente lentas y tienen una gran duración.

Inundación torrencial. Ocurre en ríos de montaña y es originada por lluvias intensas. El área de la cuenca aportante es reducida y tiene fuertes pendientes. El aumento de los caudales se produce cuando la cuenca recibe la acción de las tormentas durante determinadas épocas del año, por lo que las crecientes suelen ser repentinas y de corta duración. Estas inundaciones son generalmente las que causan los mayores estragos en la población por ser intempestivas.

Inundación pluvial. Es la que se produce por la acumulación de agua de lluvia en un determinado lugar o área geográfica sin que ese fenómeno coincida necesariamente con el desbordamiento de un cauce fluvial. Este tipo de inundación se genera tras un régimen de precipitaciones intensas o persistentes, es decir, por la concentración de un elevado volumen de lluvia en un intervalo de tiempo muy breve o por la incidencia de una precipitación moderada y persistente durante un amplio periodo de tiempo sobre un suelo poco permeable.

Flujo. Torrente de agua y materiales que se desplazan ladera abajo, asociado generalmente con lluvias intensas, el cual sigue las leyes de la mecánica de fluidos.

Flujo de creciente. Movimiento de ocurrencia súbita, sin carga de materiales grandes, generalmente asociado a corrientes de tipo intermitente.

Flujo de lodos o avenida torrencial. Flujo torrencial cuyo material predominante es de textura fina y homogénea como arcillas y limos, generalmente encausado. El material está visiblemente saturado y presenta una apariencia viscosa.

Flujo torrencial. Se define como una inundación de corta duración con un elevado pico de descarga y que sigue poco después de un evento fuerte o excesivo de precipitación. Puede recibir diversos nombres, los cuales dependen principalmente de las características de cada evento en particular como avenida torrencial o flujo de lodos.

Los flujos torrenciales son eventos que pueden producirse en un lapso de horas después de una lluvia muy fuerte y que llegan a causar un elevado número de víctimas humanas y cuantiosos daños en la propiedad por la dificultad para tomar medidas de prevención. Se caracterizan por su elevado daño potencial, ocurrencia repentina, alta recurrencia y variable magnitud, afectando grandes y pequeñas áreas urbanas.

Lavas torrenciales. En general las lavas torrenciales no tienen ningún vínculo particular con el vulcanismo, ni siquiera en la ocurrencia de aludes en las laderas de los volcanes.

Se trata de avalanchas de lodos cargadas de elementos sólidos cuyos tamaños varían sustancialmente. Se desplazan a menudo por los lechos de los torrentes siguiendo la línea de mayor pendiente, alcanzando velocidades de hasta 10 m/s. Al parecer su origen requiere de la formación de una masa la cual al desplazarse se retroalimenta progresivamente. La carga sólida representada por rodillos y bloques de arcillas confiere a la avalancha una fuerte densidad, y la presencia de agua genera una fluidez suficiente que favorece el rápido desplazamiento de este tipo de flujo. De ahí proviene una energía cinética considerable que implica la erosión de la zona de circulación, la contribución de nuevo material y, en consecuencia, el desarrollo de la avalancha que se extenderá sobre el cono de deyección del torrente e incluso más allá, en función de las condiciones topográficas. El fenómeno puede conducir al desplazamiento de varios centenares de millares de metros cúbicos. Las lavas torrenciales se generan por impulsos sucesivos: la instauración de la primera avalancha favorece la aparición de la siguiente, y así sucesivamente hasta agotar los materiales constitutivos del fenómeno presentes en el lecho del torrente y sus alrededores.

6.2. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO EN LOS RIOS

El flujo en un río puede ser clasificado en función de la concentración o cantidad relativa de sedimentos que transporta. De acuerdo con esto, se pueden tener tres clases de flujo: flujos de baja concentración, flujos hiperconcentrados y lavas torrenciales o corrientes de derrubios.

Flujos de baja concentración. Los flujos de baja concentración de sedimentos presentan un comportamiento newtoniano, cuyas pequeñas cantidades de sedimentos no alcanzan a afectar las propiedades del agua. Costa (1984) define los flujos de baja concentración como aquellos cuya concentración de sedimentos, C_s (donde C_s es la relación entre el caudal sólido y el caudal líquido), es menor a 25% y cuya concentración volumétrica de sedimentos, C_v (donde C_v es la relación entre el volumen de sedimentos y el volumen total de agua y sedimentos), es menor a 20% y una densidad, ρ , menor o igual a 1.3 g/cm³. Posteriormente, Meunier (1991) define los flujos de baja concentración como aquellos cuya concentración de sedimentos, C_s , es menor a 5% y cuya densidad es menor o igual a 1.3 g/cm³.

Flujos hiperconcentrados. Estos flujos incluyen las avenidas torrenciales o flujos de lodos. La característica más importante de esta clase de flujos es que la concentración de sedimentos afecta o modifica las características reológicas (viscosidad y esfuerzo de

cedencia) del flujo. Se caracterizan además por ser monofásicos u homogéneos. Además, el efecto de los sedimentos sobre el flujo estará determinado por la naturaleza de los sedimentos.

Si el sedimento es cohesivo el flujo es de tipo laminar y se comporta como un material plástico de Bingham, no-newtoniano, que necesita un esfuerzo de cedencia para iniciar el movimiento. Si el sedimento es de tipo granular, el flujo es turbulento y no existe un esfuerzo de cedencia. Sin embargo, es importante aclarar que aún con una porción pequeña de material fino (limos y/o arcillas e incluso arenas finas), el flujo se comportará como laminar.

Costa (1984) define los flujos hiperconcentrados como aquellos cuya concentración volumétrica, C_v , varía entre 20 y 100% y cuya densidad es mayor a 1.3 g/cm³ y menor a 1.8 g/cm³. Por otra parte, Meunier (1991) define los flujos hiperconcentrados como aquellos cuya concentración de sedimentos, C_s , varía entre 5% y 60%.

Lavas torrenciales o corrientes de derrubios. Esta clase de flujos es conocida en Perú como “huaycos”, y se caracteriza por ser un flujo visco-plástico y tener altas concentraciones de material sólido. Costa (1984) define las lavas torrenciales como aquellos flujos cuya concentración, C_s , de sedimentos es superior al 100% y la densidad de la mezcla es superior a 1.8 g/cm³. Meunier (1991) clasifica las lavas torrenciales como aquellos flujos cuya concentración de sedimentos, C_s , varía entre 60% y 230%.

Tanto el valor de C_s como el valor de C_v es adimensional los cuales se expresan mediante las siguientes relaciones:

$$C_s = \frac{V_s}{V_l} \quad \text{ec. (11)}$$

$$C_v = \frac{V_s}{V_s + V_l} \quad \text{ec. (12)}$$

La expresión que relaciona las ecuaciones 11 y 12 es la siguiente:

$$C_v = \frac{C_s}{C_s + 1} \quad \text{ec. (13)}$$

La concentración por peso, C_w (relación entre el peso de los sedimentos y el volumen líquido), se expresa en términos de la concentración volumétrica, C_v , y la concentración de sedimentos, C_s , mediante las siguientes relaciones:

$$C_w = \gamma_s C_s \quad \text{ec. (14)}$$

$$C_w = \frac{\gamma_s C_v}{1 - C_v} \quad \text{ec. (15)}$$

donde γ_s es el peso específico de los sedimentos y es igual a 2.65 ton/ m³. C_w tiene unidades de peso sobre volumen. La concentración por peso C_w , para un valor de C_s de 5%, es igual a 0.1325 ton/m³, que a su vez es igual a 132500 mg/lit o ppm (partes por millón). Una concentración por peso de esta magnitud en un río es considerada bastante alta, razón por la cual en el presente estudio se acogió la clasificación de los flujos en un cauce establecida por Meunier (1991); es decir, cuando la concentración C_s es superior al 5% el flujo se considera hiperconcentrado.

En la Tabla 19 se presentan las equivalencias entre las diferentes definiciones o tipos de concentraciones.

Tabla 19. Resultados de la concentración por peso, C_w , y la concentración volumétrica, C_v , para distintos valores de la concentración de sedimentos, C_s .

C_s (%)	C_v (%)	C_w (ppm)
5	4.76	132500
10	9.09	265000
15	13.04	397500
20	16.67	530000
25	20	662500
30	23.08	795000
35	25.93	927500
40	28.57	1060000
45	31.03	1192500
50	33.33	1325000

Meunier define los flujos de baja concentración como “fluviales” y los flujos hiperconcentrados y lavas torrenciales como “flujos torrenciales”, porque en estos dos últimos no es posible tratar independientemente la fase sólida y la fase líquida a efectos de cálculo. Por lo tanto, el término “avenida torrencial” se refiere a un flujo hiperconcentrado, cuya fase sólida afecta las características reológicas del flujo. En la Figura 33 se muestran las diferentes clases de flujo y las disciplinas encargadas de su estudio y en la Figura 34 se muestra la clasificación de los flujos según Meunier (1991).

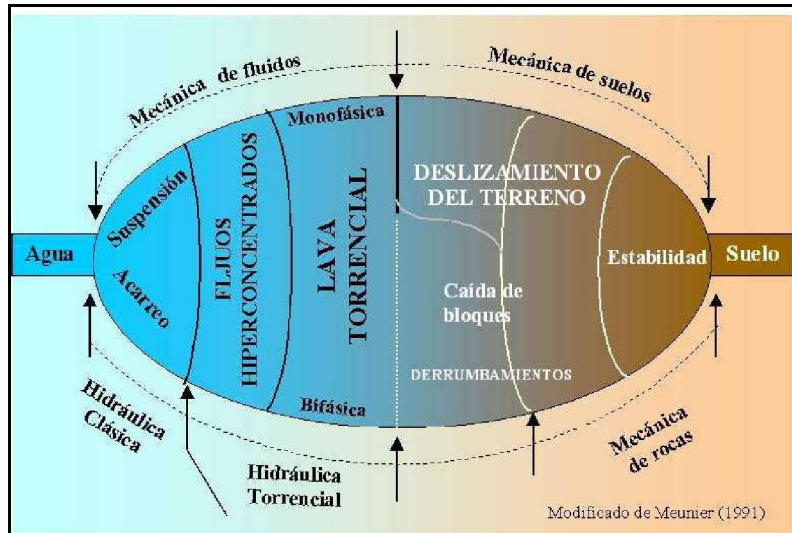


Figura 33. Clases de flujo.

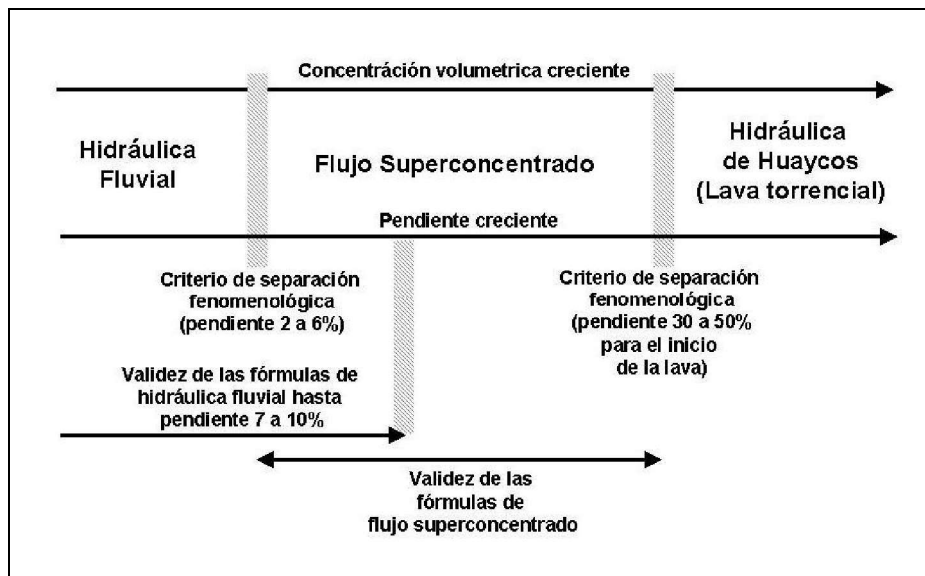


Figura 34. Clasificación de flujos según Meunier (1991)

6.3. REOLOGÍA Y MECÁNICA DE LODOS

6.3.1. Características generales de las avenidas torrenciales

Los flujos detríticos, que son una clase de flujo hiperconcentrado, se caracterizan por poseer un material de granulometría extendida. Esto quiere decir que se componen de materiales de diversos tamaños. Los materiales más gruesos se encuentran al frente de la avenida torrencial, mientras que el resto de agua y la mezcla de agua y sedimentos finos se encuentran distribuidos en el cuerpo y la cola de la avalancha.

Existen tres zonas por donde se inicia, transcurre y finaliza una avalancha:

- Zona de embudo o de iniciación (donde el terreno presenta pendientes mayores a 40°)
- Zona de transición o tránsito del flujo (normalmente a lo largo de un cañón)
- Zona de depósito (donde el terreno pierde pendiente ($< 3^\circ$))

En las Figuras 35, 36 y 37 se muestra el perfil de un frente de detritos y la morfología de la huella de los flujos detriticos.

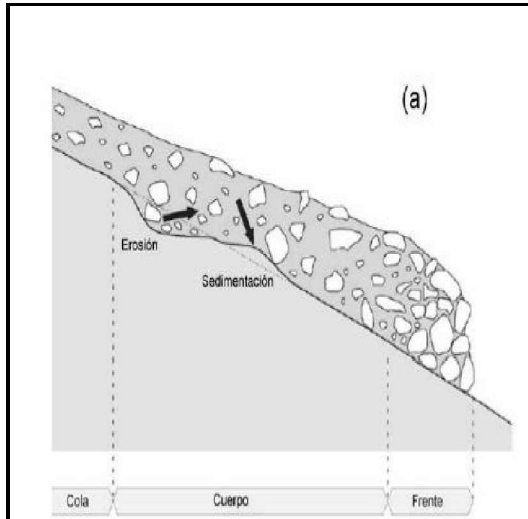


Figura 35. Perfil de un frente de detritos.

(Fuente: Schatzman, 2005)

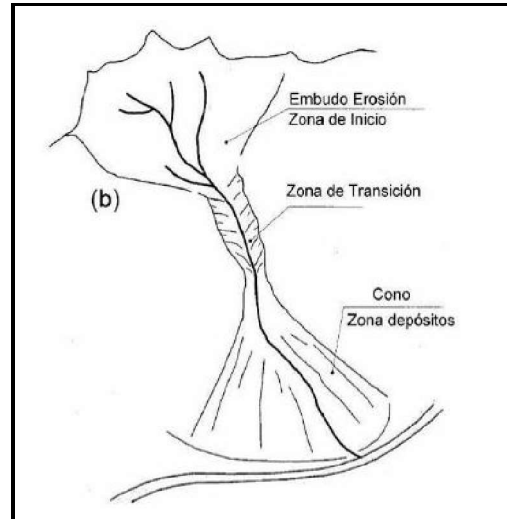


Figura 36. Morfología de la huella de los flujos detriticos.

(Fuente: Véosla, 2005)

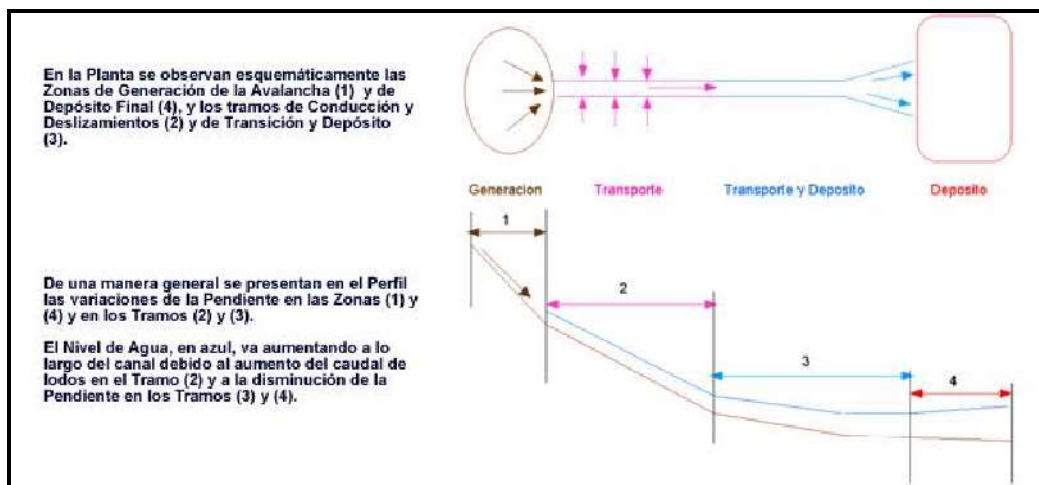


Figura 37. Perfil de un frente de detritos

(Fuente: Véosla, 2005)

Los flujos de detritos se caracterizan, además, por poseer una alta concentración de energía que causa erosión del lecho, lo que incorpora incluso más material al propio

flujo. Esto quiere decir que es un flujo que se retroalimenta, así que se conoce como dinámicamente creciente.

6.3.2. Comportamiento de la relación esfuerzo cortante - deformación

En los flujos hiperconcentrados no es válido separar la fase sólida de la fase líquida a efectos de cálculo ya que la cantidad existente de sedimentos afecta las propiedades del fluido. El comportamiento de este tipo de flujos está en función de parámetros como la rugosidad, la pendiente, la geometría del canal y especialmente las propiedades de la matriz del fluido (mezcla entre agua y sedimentos).

Para describir el comportamiento de este tipo de flujos, diversos investigadores han propuesto diferentes modelos reológicos con el fin de estimar los esfuerzos que se presentan y, finalmente, calcular la variación de la profundidad del flujo y la velocidad, tanto a nivel temporal como espacial. Entre los modelos reológicos existentes se encuentran los de Voellmy, Herschel Bulkley y Bingham, entre otros. En la Figura 38 se ilustran algunos de los modelos usados para describir la relación esfuerzo cortante - deformación en distintas clases de fluidos.

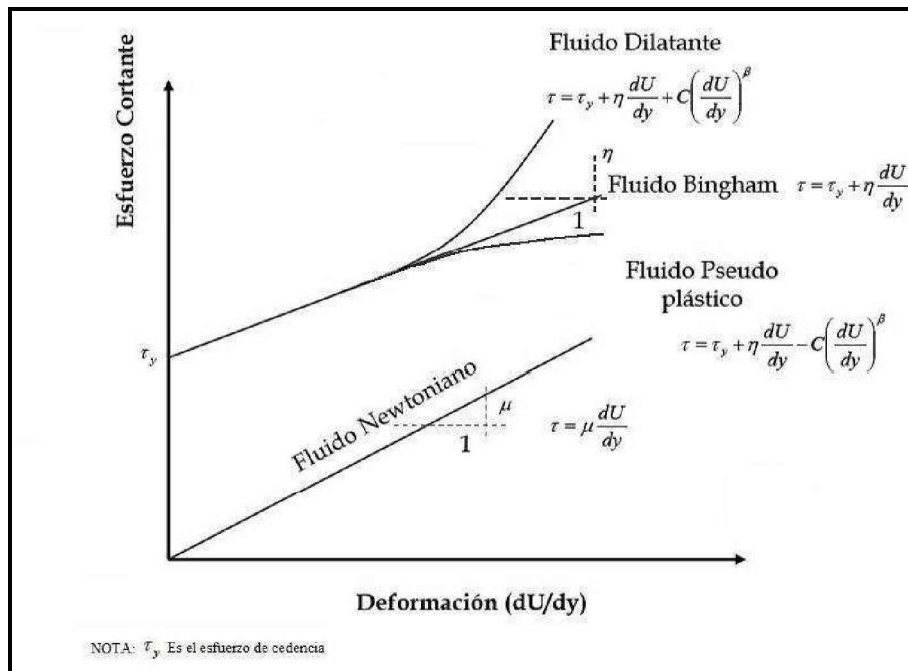


Figura 38. Relación esfuerzo – deformación para distintas clases de fluidos

El comportamiento no-newtoniano de la matriz del fluido está controlado en parte por la cohesión entre las partículas de sedimento fino. Esta cohesión causa que haya un esfuerzo de cedencia, τ_y , que debe ser excedido por un esfuerzo aplicado para iniciar el movimiento. Combinando el esfuerzo de cedencia y los componentes del esfuerzo viscoso, se tiene el modelo plástico de Bingham:

$$\tau = \tau_y + \eta \left(\frac{dU}{dy} \right) \quad \text{ec. (15)}$$

donde:

η = Viscosidad absoluta o dinámica

El modelo Bingham ha sido uno de los más utilizados a nivel mundial para la descripción del comportamiento de un flujo hiperconcentrado. Pese a ello, el modelo reológico cuadrático propuesto por O'Brien y Julien (1988) es más apropiado para describir el comportamiento de los regímenes de flujo de viscoso a turbulento-dispersivo.

6.3.3. Modelo reológico cuadrático (O'Brien y Julien, 1988)

O'Brien y Julien (1988) mostraron en investigaciones reológicas que las matrices de lodo se comportan como flujos Bingham para altas concentraciones de sedimentos finos y tasas de deformación bajas. Sin embargo, encontraron además que para concentraciones bajas de sedimentos, los esfuerzos dominantes son los turbulentos (como suele ocurrir en abanicos aluviales de alta pendiente). Igualmente, notaron que al presentarse concentraciones altas de material grueso en combinación con concentraciones bajas de material fino se generan esfuerzos dispersivos (el modelo reológico de Bingham no incluye los esfuerzos turbulentos ni los esfuerzos dispersivos).

Un modelo reológico que incorpora sólo los esfuerzos de cedencia y viscosos e ignora los esfuerzos inerciales asume que el flujo de lodo es viscoso, como ya se mencionó anteriormente. Esta suposición no siempre es aplicable ya que algunos flujos hiperconcentrados son turbulentos. Dependiendo de las propiedades de la matriz del fluido, los esfuerzos viscosos y de cedencia para concentraciones mayores al 40% pueden ser relativamente pequeños en comparación con los esfuerzos turbulentos a altas velocidades.

Por lo tanto, el esfuerzo cortante total, τ , en flujos hiperconcentrados (incluyendo flujos detríticos, de lodos e inundaciones de lodos), según el modelo reológico cuadrático, se puede obtener sumando las cinco componentes de los esfuerzos cortantes:

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \quad \text{ec. (16)}$$

Esto es, el esfuerzo cortante total depende del esfuerzo cortante cohesivo, τ_c , el esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb, τ_{mc} , el esfuerzo cortante viscoso, τ_v , el esfuerzo cortante turbulento, τ_t , y el esfuerzo cortante dispersivo, τ_d . El esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb, τ_{mc} , depende de la presión intergranular, p_s , y el ángulo de reposo, ϕ , del material ($\tau_{mc} = p_s \tan \phi$).

La ecuación (16) puede ser expresada en términos de la tasa de deformación así:

$$\tau = \tau_y + \eta \left(\frac{dU}{dy} \right) + C \left(\frac{dU}{dy} \right)^2 \quad \text{ec. (17)}$$

donde:

$$\tau_c + \tau_{mc} = \tau_y$$

$$\tau_v = \eta \left(\frac{dU}{dy} \right)$$

$$\tau_t + \tau_d = C \left(\frac{dU}{dy} \right)^2$$

La suma del esfuerzo cortante cohesivo, τ_c , y el esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb, τ_{mc} , se conoce como el esfuerzo de cedencia, τ_y ; el segundo término del lado derecho de la ecuación (17) representa el esfuerzo cortante viscoso, τ_v . La suma del esfuerzo de cedencia y el esfuerzo cortante viscoso constituyen el esfuerzo cortante de un fluido cohesivo, hiperconcentrado en un régimen de flujo viscoso (modelo reológico de Bingham). El último término de la ecuación (17) representa la suma del esfuerzo cortante turbulento y el esfuerzo cortante dispersivo. La sumatoria de los tres términos de la ecuación (17) es lo que se conoce como el modelo reológico cuadrático (O'Brien y Julien, 1988).

El esfuerzo cortante depende de parámetros como la viscosidad dinámica, η , y el coeficiente inercial de esfuerzo cortante C , el cual se define de la siguiente forma:

$$C = \rho_m l^2 + f(\rho_m, C_v) d_s^2 \quad \text{ec. (18)}$$

donde C depende a su vez de la densidad de la mezcla, ρ_m , la longitud de la mezcla de Prandtl, el tamaño del sedimento, d_s , y una función de la concentración volumétrica, C_v , definida de la siguiente manera:

$$f(\rho_s, C_v) = \frac{\pi}{12} \left(\frac{6}{\pi} \right)^{\frac{1}{3}} \text{sen}^2 \alpha_i \rho_s (1 - e_n^2) C_v^{\frac{1}{3}} \quad \text{ec. (19)}$$

donde: el coeficiente de restitución de energía, e_n , varía, después del impacto, entre 0.70 y 0.85 para arenas; α_i es el ángulo promedio de impacto de la partícula; y ρ_s es la densidad de las partículas de sedimento.

Para definir los términos de la ecuación que resuelve el modelo matemático FLO-2D para calcular las pérdidas de energía en un flujo hiperconcentrado, la ecuación (16) puede ser reescrita en términos de la pendiente de fricción, tomando la siguiente forma:

$$S_f = S_y + S_v + S_{id} \quad \text{ec. (20)}$$

donde:

$$S_y = \frac{\tau_y}{\gamma_m h}$$

$$S_v = \frac{K\eta V}{8\gamma_m h^2}$$

$$S_{td} = \frac{n^2 V^2}{h^{\frac{4}{3}}}$$

El término S_y es la pendiente de cedencia, S_v es la pendiente viscosa y S_{td} es la pendiente turbulenta-dispersiva. De acuerdo a esto, la ecuación (20) es igual a la siguiente expresión:

$$S_f = \frac{\tau_y}{\gamma_m h} + \frac{K\eta V}{8\gamma_m h^2} + \frac{n^2 V^2}{h^{\frac{4}{3}}} \quad \text{ec. (21)}$$

La ecuación (21) está en términos de la velocidad promedio en la vertical, V , el peso específico de la mezcla de sedimento, γ_m , el parámetro de resistencia, K , que se incrementa con la rugosidad y la irregularidad de las secciones transversales, el coeficiente de rugosidad de Manning, n , la profundidad de flujo, h , el esfuerzo de cedencia, τ_y , y la viscosidad dinámica, η . La ecuación (21) es la que el modelo FLO-2D resuelve para calcular las pérdidas de energía en la simulación de flujos hiperconcentrados.

7. METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE NIVELES DE AMENAZA POR INUNDACIÓN Y AVENIDAS TORRENCIALES

7. METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE NIVELES DE AMENAZA POR INUNDACIÓN Y AVENIDAS TORRENCIALES

Se presenta a continuación una breve descripción de algunas de las metodologías más empleadas para la determinación de los mapas de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales. Finalmente, se presentan las metodologías establecidas para el desarrollo del presente estudio, teniendo en cuenta para ello las características principales de los fenómenos o eventos que suelen presentarse en los cauces de la zona de estudio.

7.1. ESTADO DEL ARTE

A partir de los criterios para la clasificación de las amenazas por inundaciones y avenidas torrenciales se han desarrollado en diferentes regiones alrededor del mundo numerosas metodologías para la elaboración de los mapas de amenaza. Estas metodologías generalmente se basan en la determinación de valores límites para la profundidad del agua, la velocidad del flujo o una combinación de estos dos parámetros, así como en la frecuencia de los eventos en términos de los periodos de retorno. Las metodologías existentes difieren entre sí en los requerimientos de información y los criterios establecidos para la zonificación de la amenaza (incluyendo los valores límites adoptados). Algunas de las metodologías desarrolladas y que se describen a continuación son las siguientes:

- 1) Metodología establecida por la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones de España, 1995.
- 2) Metodología adoptada por la Agencia Catalana del Agua, 2003.
- 3) Metodología planteada por el Plan de Acción Territorial de Carácter Sectorial sobre Prevención del Riesgo de Inundación en la Comunidad Valenciana, PATRICOVA, 2002.
- 4) Metodología propuesta en el Plan Medioambiental del río Ebro y tramo bajo del río Cinca (Gobierno de Aragón – Iberinsa, 2005).
- 5) Metodología Implementada para la Generación de Mapas de Inundación en la Llanura Aluvial del río Cauca. Proyecto de Modelación río Cauca – Proyecto PMC (CVC-Universidad del Valle, 2007).
- 6) Metodología aplicada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales. Agencia Suiza para el Desarrollo y la Cooperación Proyecto MET-ALARN INETER/COSUDE “Inundaciones Fluviales Mapas de Amenaza” Recomendaciones técnicas para su elaboración. Managua, Nicaragua, Agosto de 2005.
- 7) Metodología para la Zonificación de Amenaza y Riesgo por Avenidas Torrenciales en la Cabecera Municipal de Florida-Valle del Cauca. Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca, CVC - Instituto de Investigaciones en Geociencias Minería y Química, Ingeominas. Convenio CVC-984/96 Ingeominas I-024. Santa Fé de Bogotá, Marzo de 1998.

8) Metodología para delimitación de mapas de amenaza propuesta por R. García, J.J. Rodríguez y J.S. O'Brien (2001).

9) Metodología aplicada en el cono aluvial del cauce Jones Creek y propuesta por Kerr Word Leital Associates Limited para el Departamento de Obras Públicas del Condado de Whatcom (Estados Unidos, 2004).

Metodología de la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil

Esta metodología fue establecida por la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones en España, en 1995. Para la determinación de los riesgos por inundaciones se considera la población potencialmente afectada y los elementos (edificios, instalaciones, infraestructuras y elementos naturales o medioambientales) situados en zonas de peligro que debido a la inundación puedan producir víctimas, interrumpir un servicio imprescindible para la comunidad o impedir la atención de la emergencia generada.

La vulnerabilidad de estos elementos se estima considerando sus características, su ubicación y las características hidráulicas de la creciente que genera el desbordamiento (profundidad del agua, velocidad del flujo, caudal sólido transportado y duración de la inundación).

En esta metodología, las zonas potencialmente inundables, de acuerdo con el grado del riesgo, se clasifican de la siguiente manera:

Zona A de Riesgo Alto. Conformada por aquellas áreas en las que las crecientes con periodos de retorno de 50, 100 o 500 años generarán graves daños a núcleos de población importantes. También se consideran zonas de riesgo alto aquellas en las que la creciente con periodo de retorno de 50 años generará impactos a viviendas aisladas o daños importantes a instalaciones comerciales o industriales y/o a los servicios básicos. Estas zonas de riesgo alto se dividen en tres subzonas:

- **Zonas A-1. Zonas de riesgo alto frecuente.** Son aquellas en las que la creciente con periodo de retorno de 50 años generará graves daños a núcleos urbanos.
- **Zonas A-2. Zonas de riesgo alto ocasional.** Son aquellas en las que la creciente con periodo de retorno de 100 años generará graves daños a núcleos urbanos.
- **Zonas A-3. Zonas de riesgo alto excepcional.** Son aquellas en las que la creciente con periodo de retorno de 500 años generará graves daños a núcleos urbanos.

Zonas B de Riesgo Significativo. Conformada por aquellas áreas, no coincidentes con las zonas A, en las que la creciente con periodo de retorno de 100 años generará impactos en viviendas aisladas y las crecientes de periodo de retorno igual o superior a los 100 años causarán daños significativos a instalaciones comerciales, industriales y/o servicios básicos.

Zonas C de Riesgo Bajo. Son aquellas, no coincidentes con las zonas A ni con las zonas B, en las que la creciente con periodo de retorno de 500 años generará impactos en viviendas aisladas, y las crecientes consideradas en los mapas de inundación causarán daños pequeños a instalaciones comerciales, industriales y/o servicios básicos.

Metodología adoptada por la Agencia Catalana del Agua

Esta metodología fue adoptada por la Agencia Catalana del Agua en el año 2003. Se presenta en la guía “Recomendaciones Técnicas para los Estudios de Inundabilidad Locales” (Agencia Catalana del Agua, 2003) y propone la siguiente clasificación de las zonas potencialmente inundables:

Zonas de Inundación Alta. Corresponde a los sectores ubicados por fuera de las zonas de intenso desagüe, donde la profundidad del agua, H , alcanza valores superiores a 1 m, la velocidad de flujo, V , es mayor a 1 m/s o el producto de la profundidad del agua por la velocidad del flujo, $V \cdot H$, es mayor a $0.5 \text{ m}^2/\text{s}$ (ver Figura 39).

La Zona de Intenso Desagüe. Se define como la zona limitada por paramentos verticales imaginarios en ambos márgenes del río en la cual, al discurrir por ella la creciente con periodo de retorno de 100 años, se produciría un incremento en el nivel de agua, ΔH , con respecto al nivel natural sin paramentos que alcanzaría la tabla de agua (ver Figura 40). Se define un valor máximo de ΔH igual a 0.1 m en los sectores en los que la inundación provocaría daños importantes (sectores poblados o de alta inversión) y un valor máximo de ΔH igual a 0.5 m en las zonas en las que la inundación generaría daños menores (poblaciones menores).

Zonas de Inundación Moderada. Son los sectores ubicados por fuera de las zonas de intenso desagüe en los que la profundidad del agua es superior a 0.4 m e inferior a 1 m, la velocidad de flujo es mayor a 0.4 m/s y menor a 1 m/s o el producto de la profundidad del agua por la velocidad del flujo es mayor a $0.08 \text{ m}^2/\text{s}$ y menor a $0.5 \text{ m}^2/\text{s}$ (ver Figura 39).

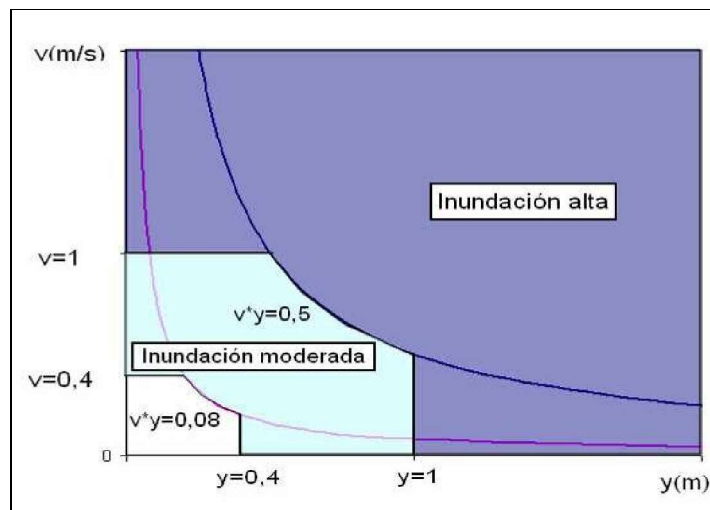


Figura 39. Clasificación de las zonas de inundación de acuerdo con la Agencia Catalana del Agua.

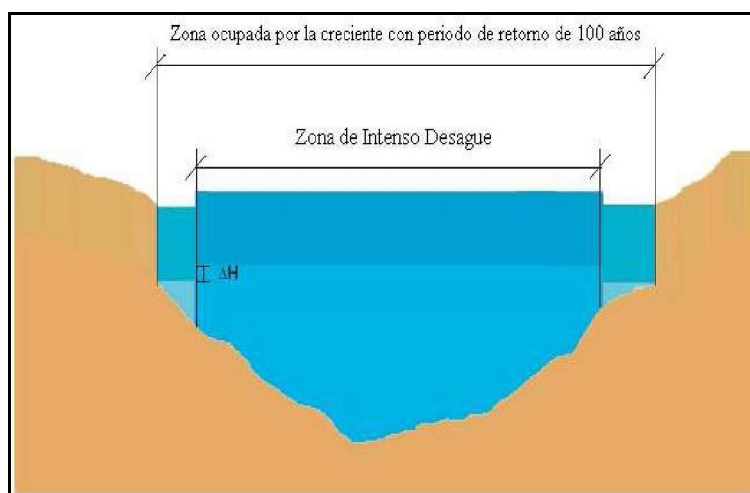


Figura 40. Zona de intenso desagüe definida por la Agencia Catalana del Agua.

Metodología planteada por el Plan de Acción Territorial

Esta metodología planteada por el Plan de Acción Territorial de carácter sectorial sobre prevención del riesgo de inundación en la comunidad valenciana PATRICOVA, en el año 2002, define 6 niveles de riesgo de acuerdo con la frecuencia de ocurrencia del evento que genera el desbordamiento y la profundidad que alcanza la columna de agua en la llanura de inundación.

Para la definición de los niveles de riesgo deben considerarse tres frecuencias de ocurrencia de crecientes:

- **Frecuencia Alta:** corresponde a periodos de retorno inferiores a 25 años (probabilidades de ocurrencia en cualquier año superiores al 4%).
- **Frecuencia Media:** corresponde a periodos de retorno entre 25 y 100 años (probabilidades de ocurrencia entre 4 y 1% en cualquier año).
- **Frecuencia Baja:** corresponde a periodos de retorno entre 100 y 500 años (probabilidades de ocurrencia entre 1 y 0.20% en cualquier año).

De la misma forma, deben considerarse dos profundidades de la columna de agua en la planicie:

- **Profundidades Bajas:** corresponden a profundidades inferiores a 0.8 m. Se considera que estas profundidades generan daños menores, lo cual significa que se tendría un bajo nivel de vulnerabilidad.

- Profundidades Altas: corresponden a profundidades superiores a 0.8 m. Se asume que estas profundidades generan daños importantes, por lo cual están asociadas a altos niveles de vulnerabilidad.

Al combinar los rangos definidos para las dos variables analizadas se obtienen los seis niveles de riesgo que se presentan en la Tabla 20.

Tabla 20. Niveles de riesgos definidos en la metodología del PATRICOVA.

Profundidad de la inundación H (m)	Nivel de riesgo		
	Periodo de retorno (Tr) de la inundación (años)		
	Tr < 25 (Frecuencia alta)	25 ≤ Tr ≤ 100 (Frecuencia media)	100 ≤ Tr ≤ 500 (Frecuencia baja)
Alta: H > 0.8	1 – Alto	2 – Alto	5 – Bajo
Baja: H ≤ 0.8	3 – Medio	4 – Medio	6 – Bajo

Con base en esta clasificación se establecen las siguientes restricciones en el desarrollo urbanístico:

- Las zonas potencialmente inundables sometidas a un nivel de riesgo 1 se consideran no urbanizables y deben contar con una protección especial.
- En las áreas sometidas a niveles de riesgo 2, 3 y 4 se prohíbe la construcción de viviendas, granjas, hoteles, centros escolares o sanitarios, zonas para camping, bomberos, cementerios y otros usos y actividades de naturaleza similar.
- En las zonas de riesgo 5 y 6 se permite la construcción de viviendas y hoteles con ciertas medidas de seguridad.

Para la elaboración de los mapas de riesgo aplicando esta metodología es necesario conocer los niveles de inundación para las crecientes con periodos de retorno de 25, 100 y 500 años y la extensión de las áreas que resultarían inundadas al presentarse estos eventos.

Metodología propuesta en el Plan Medioambiental de los ríos Ebro y Cinca

Esta metodología fue propuesta en el Plan Medioambiental del río Ebro y el tramo bajo del río Cinca, en España, en el año 2005. Dicha metodología plantea la implementación de dos procedimientos para la evaluación del riesgo debido a inundaciones: un procedimiento simplificado aplicable para las situaciones de riesgo bajo, en donde no se espera que se presenten daños importantes y un procedimiento general que debe implementarse cuando los bienes amenazados son de alta vulnerabilidad o son edificaciones importantes para la atención de desastres.

Procedimiento Simplificado. Este procedimiento considera márgenes de seguridad bastante altos y debería aplicarse sólo para descartar el riesgo en aquellos sectores que se estima podrían estar por fuera de la zona de riesgo.

Para la estimación del nivel de riesgo, de acuerdo con este procedimiento, es necesario llevar a cabo las siguientes actividades: caracterización preliminar de la cuenca, cálculo de los caudales máximos, cálculo del tiempo de concentración, caracterización del comportamiento hidráulico de las secciones críticas, modelación hidráulica del tránsito de los caudales máximos calculados, estimación del nivel de exposición, estimación del nivel de vulnerabilidad y, finalmente, establecimiento del grado de aceptabilidad del riesgo debido a las inundaciones, en función de la profundidad del agua y la velocidad del flujo, de acuerdo con la Tabla 21.

Tabla 21. Nivel del riesgo de acuerdo con el Procedimiento Simplificado del Plan Medioambiental del río Ebro y tramo Bajo del río Cinca.

Velocidad del Flujo (m/s)	Nivel de riesgo	
	Profundidad del agua H (m)	
	H < 1	H ≥ 1
Menor a 0.5	Aceptable	Inaceptable
Mayor a 0.5	Inaceptable	Completamente inaceptable

Procedimiento General. En este procedimiento la estimación del nivel de riesgo se realiza a través de la implementación de los siguientes estudios: caracterización hidrológica de la cuenca, estimación de precipitaciones máximas, elaboración del plano de localización de los cursos de agua, análisis y evaluación de la frecuencia histórica de las inundaciones, cálculo de caudales correspondientes a eventos con periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años, determinación de caudales de diseño de las obras hidráulicas existentes, estimación del tiempo de concentración, identificación de las características hidráulicas de las secciones representativas y críticas de los diferentes tramos del curso de agua, modelación hidráulica a través de la cual se determinan los planos de inundabilidad para los eventos correspondientes a los diferentes periodos de retorno analizados, cálculo de las velocidades y profundidades máximas, estudio geomorfológico, estimación del nivel de exposición, estimación del nivel de vulnerabilidad, estimación cuantitativa del nivel de riesgo y generación de una cartografía de riesgo de inundaciones en la que se diferencien cuatro zonas en función del riesgo:

Zona Blanca. Corresponde a los sectores en los que se considera que el nivel de riesgo es aceptable sin necesidad de tomar medidas de mitigación debido a las inundaciones.

Zona Amarilla. Corresponde a las zonas en las que se considera que el nivel de riesgo es bajo y deben implementarse medidas de mitigación de baja intensidad.

Zona Azul. Corresponde a sectores en los que se considera que el nivel de riesgo es entre medio y alto, por lo que es necesario tomar medidas de mitigación de intensidad media a alta.

Zona Roja. Corresponde a sectores sometidos a un alto nivel de riesgo por lo que no se permiten usos permanentes como la urbanización.

Metodología aplicada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales

Esta metodología fue aplicada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales en Managua, Nicaragua, en el año 2005. A su vez, dentro de esta metodología existen diversos criterios para la evaluación de la amenaza, los cuales se mencionan a continuación.

1. Criterios para la evaluación de la intensidad o magnitud de la inundación. La amenaza está en función de la probabilidad de ocurrencia del fenómeno y de su intensidad. La intensidad a su vez se puede definir en función de la profundidad, la velocidad del agua y la duración de las inundaciones. Por tanto, la definición de amenaza por inundaciones (en función del daño potencial) debe tener en cuenta tanto la probabilidad o frecuencia de ocurrencia de la inundación como los niveles o altura del agua.

$$\text{Amenaza por inundación} = f(\text{Intensidad} \times \text{probabilidad de ocurrencia})$$

donde:

Intensidad = f (profundidad de agua, duración, velocidad)
Probabilidad = f (precipitaciones, eventos desencadenantes (huracanes y tormentas), cambios climáticos).

2. Criterios recomendados para la evaluación de la intensidad o magnitud de la inundación. La intensidad y los efectos potenciales de las inundaciones dependen de varios aspectos, no sólo meteorológicos sino también de las características propias del terreno, como son los tipos y usos del suelo, el tipo y la distribución de la vegetación, la litología, las características de la red de drenaje, la magnitud de las pendientes de la cuenca y las obras realizadas en los cauces, entre otros. Otros aspectos importantes a considerar son los meandros y las zonas en las que los ríos se estrechan o pierden profundidad por procesos de sedimentación, especialmente en las desembocaduras, donde se acumulan los limos y arenas arrastradas por la corriente.

Los criterios para evaluar la intensidad de las inundaciones son diferentes en dependencia del tipo de inundación. Para inundaciones estáticas se considera la profundidad o altura del flujo, mientras que para inundaciones dinámicas se recomienda utilizar el producto de la velocidad por la profundidad del flujo (siempre y cuando esta fórmula arroje valores más altos, en términos de intensidad, que la anterior).

Los umbrales entre los niveles de intensidad alta, media y baja, han sido establecidos considerando la peligrosidad que una determinada columna de agua puede significar en la infraestructura o las viviendas y la vida de los pobladores.

En la Tabla 22 y en la Figura 41 se presentan los rangos definidos para cada nivel de intensidad para el fenómeno de inundaciones.

Tabla 22. Definición de rangos de intensidad para inundaciones estáticas y dinámicas (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales).

Nivel de intensidad de la inundación	Profundidad del flujo (H) (inundaciones estáticas) (m)	Profundidad x velocidad del flujo (inundaciones dinámicas) (m^2/s)
Alto	$H \geq 1$	$H*V \geq 1.5$
Medio	$0.5 \leq H < 1$	$0.5 \leq H*V < 1.5$
Bajo	$0.25 \leq H < 0.5$	$H*V < 1.5$ y $H \geq 0.25$

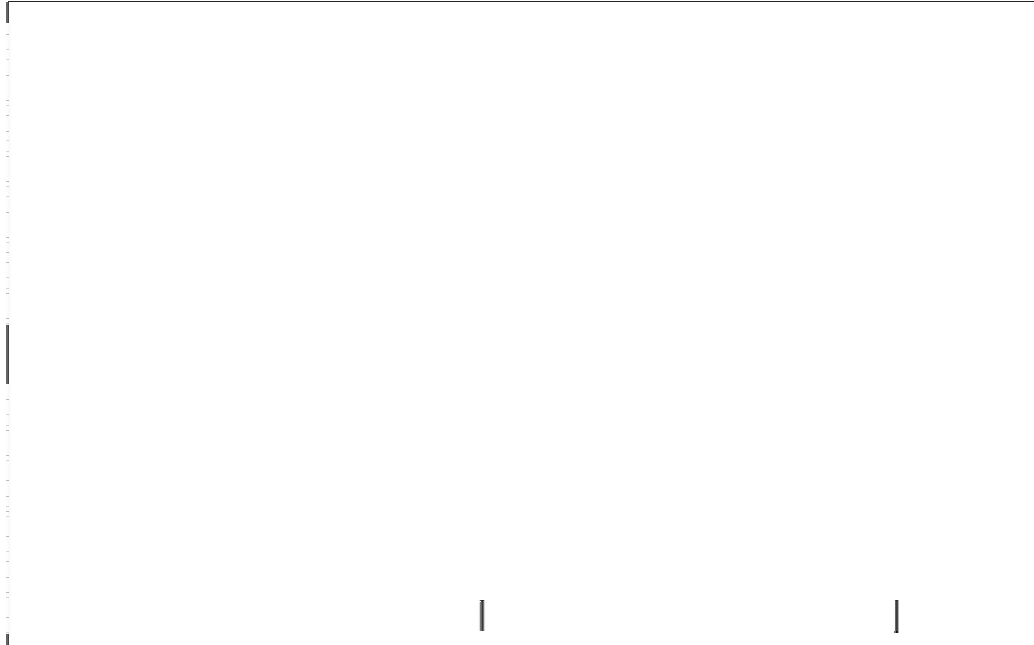


Figura 41. Definición de rangos de intensidad para inundaciones estáticas y dinámicas. (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales)

Las inundaciones de alta intensidad corresponden a aquellas que presentan profundidades de flujo mayores a 1 m o cuyo producto resultante de la velocidad por la altura de agua es mayor a $1.5 \text{ m}^2/s$. Los daños causados por una inundación de alta intensidad generalmente producen pérdidas de vidas humanas y altas pérdidas económicas.

Las inundaciones de media intensidad son aquellas cuya altura de agua varía entre 0.5 y 1 m o cuyo producto resultante de la velocidad por la altura de agua está entre 0.5 y $1.5 \text{ m}^2/s$. Los daños a la población y los daños económicos son menores con respecto a los causados por la inundación intensa mas no despreciables.

Las inundaciones de baja intensidad corresponden a aquellas cuya profundidad de flujo varía entre 0.25 y 0.5 m o el producto de la velocidad por la altura de agua es menor a $0.5 \text{ m}^2/s$. Los daños asociados son generalmente leves, no se esperan pérdidas de vidas humanas, aunque sí pueden darse pérdidas en áreas de cultivo y animales.

La definición de los criterios de intensidad (velocidad y profundidad) han sido consertados con base en las experiencias del equipo técnico participante y en experiencias previas de proyectos ejecutados o en ejecución en Nicaragua, tales como el PRRAC, ALARN-COSUDE, SIG-Georiesgos y el SIG para mapas de amenazas.

De igual forma, los criterios resultantes han sido revisados y comparados con criterios similares utilizados en el ámbito internacional, en particular en países como España, Venezuela y Suiza, entre otros. En España por ejemplo, la intensidad de la inundación está en función de la altura de agua y el umbral se ha definido de 0.8 m entre una inundación intensa y otra de baja intensidad (no existen tres niveles de amenaza como los propuestos en la metodología aquí presentada).

3. Criterios para la evaluación de la frecuencia, recurrencia o periodo de retorno de la inundación. La frecuencia o recurrencia de las inundaciones, es decir, cada cuánto se inunda una determinada zona, dependerá esencialmente de la frecuencia de las precipitaciones excepcionalmente fuertes. Los periodos de retorno se establecieron en tres categorías (ver Tabla 23).

Tabla 23. Categorización de la inundación según el periodo de retorno (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales).

Frecuencia de la inundación	Periodo de retorno (Tr) (años)
Alta	$Tr \leq 10$
Media	$10 < Tr \leq 50$
Baja	$50 < Tr \leq 200$

No se consideran periodos de retorno mayores a 200 años, principalmente porque las series de datos hidrometeorológicos que existen en Nicaragua no son lo suficientemente extensas (por lo general, son menores a 50 años) y consistentes para poder extrapolar a periodos de retorno mayores. Tampoco otros métodos (como los geomorfológicos) permiten estimar con precisión satisfactoria el alcance de crecidas de periodos de retorno mayores.

4. Determinación de los niveles de amenaza por inundaciones. Los niveles de amenaza por inundaciones de un área dada resultan de la relación entre la frecuencia de las inundaciones y su intensidad (es decir, su profundidad o el producto de la profundidad por la velocidad). Esta forma de evaluar la amenaza es comúnmente usada en países como Australia, Estados Unidos y Suiza, y ha sido aplicada en Nicaragua en el proyecto PRRAC.

Se consideran tres niveles de amenaza: alto, medio y bajo, que resultan de la combinación de la categorización de la inundación según la frecuencia (periodo de retorno) y la intensidad (H y V*H) (ver Tabla 24), como se describe a continuación:

Tabla 24. Matriz de niveles de amenaza por inundaciones.

INTENSIDAD	NIVEL DE AMENAZA			
	Nivel de intensidad alto $H \geq 1$ ó $H*V > 1.5$	Nivel de amenaza alto	Nivel de amenaza alto	Nivel de amenaza alto
	Nivel de intensidad medio $0.5 \leq H < 1$ ó $0.5 < H*V < 1.5$	Nivel de amenaza alto	Nivel de amenaza medio	Nivel de amenaza bajo
	Nivel de intensidad bajo $0.25 \leq H < 0.5$ ó $H*V < 0.5$	Nivel de amenaza medio	Nivel de amenaza bajo	Nivel de amenaza bajo
FRECUENCIA	Frecuencia alta $Tr \leq 10$	Frecuencia media $10 < Tr \leq 50$	Frecuencia baja $50 < Tr \leq 200$	

• **Zonas de amenaza alta.** Son aquellas zonas en donde, sin importar la frecuencia, $H \geq 1$ m ó $H*V > 1.5$ m²/s (intensidad alta), produciendo graves daños a la población e infraestructura expuesta. También se considera zona de amenaza alta aquella inundación de alta frecuencia ($Tr \leq 10$), donde $0.5 \leq H < 1$ m ó $0.5 < H*V < 1.5$ m²/s (intensidad media).

• **Zonas de amenaza media.** Son aquellas zonas en donde, para una frecuencia media ($10 < Tr \leq 50$), $0.5 \leq H < 1$ m ó $0.5 < H*V < 1.5$ m²/s y para una frecuencia alta ($Tr \leq 10$), $0.25 \leq H < 0.5$ m ó $H*V < 0.5$ m²/s (intensidad baja). Este fenómeno ocasiona algunas pérdidas de vidas humanas y daños reparables a viviendas e infraestructura.

• **Zonas de amenaza baja.** Son aquellas zonas en donde, para una frecuencia media ($10 < Tr \leq 50$), $0.25 \leq H < 0.5$ m ó $H*V < 0.5$ m²/s (intensidad media) y para una frecuencia baja ($50 < Tr \leq 200$), $0.5 \leq H < 1$ m ó $0.5 < H*V < 1.5$ m²/s (intensidad media) y $0.25 \leq H < 0.5$ m ó $H*V < 0.5$ m²/s (intensidad baja). Este fenómeno causa daños leves a la población e infraestructura.

Metodología empleada en Florida -Valle del Cauca

Esta metodología fue empleada para la zonificación de amenaza y riesgo por avenidas torrenciales en la cabecera municipal de Florida, Valle del Cauca, en marzo de 1998. En este estudio, el alcance establecido permite obtener la cuantificación de los elementos expuestos afectados y la estimación del nivel de pérdidas de los mismos, lo cual lleva a establecer la condición de riesgo en que se encuentra la población para el caso específico de avenidas torrenciales que tengan una magnitud similar a la considerada en el presente trabajo.

La evaluación del riesgo permite la consideración de la vulnerabilidad desde distintos aspectos y con diferentes niveles de profundidad. De igual forma, puede ser considerada la dinámica social de la zona expuesta. Todo esto se encuentra considerado dentro de una propuesta metodológica concebida para estas evaluaciones, denominada “Escenarios de Riesgo”.

Un escenario de riesgo pretende ilustrar los efectos que un fenómeno amenazante desencadenado y de una cierta magnitud, en este caso las avenidas torrenciales, puede generar sobre una serie de elementos expuestos representados por personas, construcciones y actividades. Este escenario intrínsecamente posee unas características determinadas tanto de potencialidad y como de espacialidad del fenómeno como de ocurrencia en el tiempo del mismo, considerando una cierta dinámica de los elementos expuestos.

La estructuración de la metodología que sintetiza este estudio se presenta en la Figura 42.

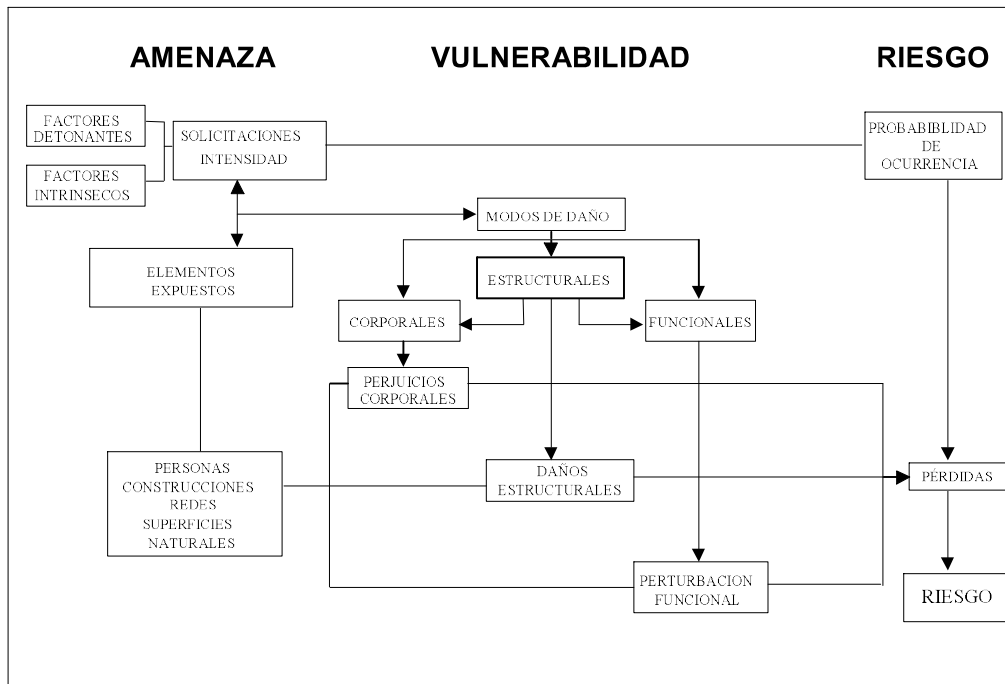


Figura 42. Metodología para la estructuración de un escenario de riesgo
(Fuente: CVC - Ingeominas. Convenio CVC-984/96 Ingeominas I-024. Santa Fe de Bogotá, marzo de 1998)

Metodología propuesta por R. García, J.J. Rodríguez y J.S. O'Brien (2001)

La metodología para delimitación de mapas de amenaza propuesta por R. García, J.J. Rodríguez y J.S. O'Brien ha sido propuesta en el proyecto PREVENE (2001). Esta metodología fue aplicada en la región de Vargas, Caracas, y está basada en estándares suizos y australianos (OFEE *et al.*, 1997; Fiebiger, 1997), donde se establecen tres zonas que identifican los niveles de amenaza en ubicaciones específicas. La amenaza por inundación es función de la frecuencia e intensidad de la inundación. Grandes inundaciones ocurren con menor frecuencia pero poseen alta intensidad relativa a la profundidad de flujo y a la velocidad. Eventos pequeños de flujos son más frecuentes pero menos dañinos. El nivel de amenaza de flujos es entonces definido como una discreta combinación en función de la intensidad del flujo (severidad del evento) y el periodo de retorno (frecuencia) como se presenta en la Tabla 25.

Tabla 25. Nivel Discreto de Amenaza (PREVENE, 2001).

INTENSIDAD	Alta				
	Media				
	Baja				
FRECUENCIA		Alta	Media	Baja	Muy baja
Periodo de Retorno		10	100	500	>> 500
Probabilidad de excedencia		10%	1%	0.2%	<<0.2%

	Amenaza alta
	Amenaza media
	Amenaza baja
	Amenaza muy baja

En este estudio, la probabilidad de los niveles está definida para los periodos de retorno de 10, 100 y 500 años. Otros periodos de retorno podrían ser considerados en este método. Para definir la intensidad del evento existen métodos que combinan la profundidad y la velocidad de flujo. El método australiano (Fiebiger et al., 1997) usa la energía total definida como $H + V^2/2g$, donde H es la profundidad de flujo, V es la velocidad y g es la aceleración de la gravedad. El método suizo (OFEE et al., 1997) define la intensidad en términos de una combinación de h y del producto de h y v . Altas intensidades se relacionan con altas profundidades y se asigna independiente de la velocidad de flujo. Cuando se superpone sobre un mapa, los diferentes niveles de amenaza pueden ser delimitados como se presenta en la Tabla 26.

Tabla 26. Definición de nivel de amenaza según García, Rodríguez y O'Brien.

Nivel de amenaza	Color en el mapa	Descripción
Alto	Rojo	Las personas están en peligro, tanto dentro como fuera de las casas. Las edificaciones pueden ser destruidas.
Medio	Naranja	Las personas están en peligro fuera de las casas. Las edificaciones pueden sufrir daños y posiblemente destrucción, dependiendo de los materiales con los que han sido construidas.
Bajo	Amarrillo	El peligro para las personas es bajo o inexistente. Las edificaciones pueden sufrir un ligero daño pero los sedimentos pueden afectar el interior.

Siguiendo el método suizo, los criterios usados en este trabajo hacen la distinción entre inundaciones de agua e inundaciones de flujos de lodos. La intensidad está definida en términos de profundidad máxima generada por el evento y el producto de la máxima velocidad por la máxima profundidad. En este caso de flujo de lodos las intensidades se definen en la Tabla 27.

Tabla 27. Intensidad de la inundación según García, Rodríguez y O'Brien.

Intensidad de la inundación	Profundidad máxima H (m)		Producto de la profundidad máxima h y la velocidad máxima V (m ² /s)
Alta	H > 1.5	ó	V*H > 1.5
Media	0.5 < H < 1.5	ó	0.5 < V*H < 1.5
Baja	0.1 < H < 0.5	y	0.1 < V*H < 0.5

Los eventos de flujos de lodos son más destructivos que los flujos de agua; por lo tanto, los criterios de intensidad son más conservadores que los de las inundaciones de agua, como se muestra en la Tabla 28.

Tabla 28. Intensidad de flujo de lodos según García, Rodríguez y O'Brien.

Intensidad de flujos de lodos	Profundidad máxima H (m)		Producto de la profundidad máxima h y la velocidad máxima V (m ² /s)
Alta	H > 1	o	V*H > 1
Media	0.2 < H < 1	y	0.2 < V*H < 1
Baja	0.2 < H < 1	y	V*H < 0.2

Metodología aplicada en el cono aluvial del cauce Jones Creek

Probabilidad de flujos de lodos

La amenaza de flujos de lodos es definida como una combinación de magnitud y probabilidad. Esta combinación determina la probabilidad o frecuencia del flujo de lodos en el cauce Jones Creek. Las probabilidades del flujo de lodos están establecidas en la Tabla 29.

Tabla 29. Frecuencia del flujo de lodos y probabilidad significativa.

Periodo de retorno (años)	Frecuencia	Probabilidad de ocurrencia en 50 años	Probabilidad significativa
< 20	Muy alta	Más de 90%	La amenaza es inminente y es muy probable que ocurra dentro del tiempo de vida de las personas o estructuras. Las señales de alteración se aprecian claramente y son relativamente recientes.
20 - 100	Alta	40 - 90%	La amenaza se puede presentar dentro del periodo de vida de las personas o estructuras. Las alteraciones se aprecian claramente en los depósitos y en la vegetación, pero pueden no ser recientes.
100 - 500	Media	10 - 40%	Es posible que la amenaza ocurra dentro del periodo de vida de las personas o estructuras. Las señales de alteración, como daños en la vegetación, no se aprecian fácilmente.
500 - 2500	Baja	Menor a 10%	La probabilidad de amenaza se encuentra por fuera de lo utilizado en la gestión y toma de decisiones en el estado de Washington.

Magnitudes de flujos de lodos

La clasificación de la magnitud del flujo de lodos puede también efectuarse de acuerdo con el volumen de sedimento transportado y a su descarga pico (ver Tabla 30).

Tabla 30. Clasificación de magnitud del evento de acuerdo al volumen de detritos transportado.

Frecuencia	Probabilidad de ocurrencia en 50 años	Flujo de lodos		
		Volumen (yd ³)	Descarga pico (ft ³ /s)	Descarga pico (m ³ /s)
Alta	40 - 90%	40.000	10.000	280
Media	10 - 40%	120.000	10.000	280
Baja	Menos de 10%	245.000	20.400	575

Nota: Eventos de probabilidades altas ocurren para inundaciones de agua y flujo de lodos con pequeñas concentraciones de sedimentos. Asimismo, se pueden presentar eventos de flujos de lodos de gran capacidad de daño (e.g 1953).

Impacto del flujo de lodos

La clasificación del nivel de amenaza en la zona de impacto del flujo de lodos se presenta en la Tabla 31.

Tabla 31. Nivel de amenaza.

Zona	Definición			
	V (ft/s)	H (ft)	D (ft)	Descripción
Roja	> 12	> 8	> 2	Zona de impacto directo
Naranja	6 - 12	2 - 8	1 - 2	Zona de impacto indirecto
Amarilla	< 6	< 2	< 1	Zona de sedimentación

Donde V es la velocidad máxima del flujo, H es la profundidad máxima y D es el tamaño máximo de los sedimentos (diámetro).

Las áreas afectadas por el sedimento no son detalladas específicamente.

7.2. METODOLOGÍA ADOPTADA EN EL PRESENTE ESTUDIO

La metodología propuesta en el presente estudio para la determinación de los niveles de amenaza por los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales se fundamenta en varios de los criterios utilizados en las metodologías revisadas y en la experiencia del grupo de investigación HIDROMAR en el área de amenazas aplicadas en el río Cauca, teniendo en cuenta los diferentes acuerdos reglamentados por la CVC para protección del río Cauca y sus tributarios (alineamientos de diques riberales, determinación de la franja protectora del río Cauca y periodos de retorno de diseño de diques para cultivos, infraestructuras y centros poblados). También se consideraron los planes y esquemas de ordenamiento territorial y los planes de prevención y de atención de desastres, emergencias y contingencias de las inundaciones y avenidas torrenciales.

Niveles de frecuencia de los eventos de inundaciones y avenidas torrenciales

A cada escenario seleccionado (tanto para el fenómeno de inundaciones como para el de avenidas torrenciales) se le debe asignar un nivel de frecuencia en términos cualitativos: frecuencia alta, media, moderada, baja, etc.

Los umbrales de periodos de frecuencia o recurrencia recomendados se presentan en la Tabla 32. Los umbrales de los periodos seleccionados corresponden inicialmente a dos veces el periodo de retorno de los diseños de los drenajes urbanos (10 años). El segundo umbral corresponde aproximadamente a los diseños que la normativa colombiana debe garantizar en las obras de infraestructura vial y de cultivos (30 años). El tercer umbral corresponde a la norma que estipula que cualquier comunidad aledaña a un cauce debe tener garantizada su integridad para un periodo de retorno de 100 años.

Tabla 32. Nivel de frecuencia de los eventos de inundaciones y avenidas torrenciales.

Frecuencia	Frecuencia de la inundación
$Tr \leq 10$ años	Alta
$10 \text{ años} < Tr \leq 30$ años	Media
$30 \text{ años} < Tr \leq 100$ años	Baja

Niveles de intensidad o magnitud de los eventos de inundaciones y avenidas torrenciales

A cada escenario seleccionado se le debe realizar una clasificación cualitativa de acuerdo con su intensidad o magnitud.

Las características hidráulicas a tener en cuenta para determinar la intensidad o magnitud son la profundidad, H , la velocidad, V , y el producto de la profundidad por la velocidad, $H*V$.

7.2.1. Metodología para determinar los niveles de amenaza por inundaciones

Los umbrales de intensidad o magnitud del evento recomendados se presentan en la Tabla 33. El primer umbral determinado corresponde al nivel observado a partir del cual las comunidades desalojan sus viviendas (0.45 m) y el segundo umbral corresponde al criterio en el cual la vida de una persona está en riesgo (0.90 m). En lo que respecta a las velocidades, los umbrales corresponden a 0.5 m/s y 0.8 m/s, respectivamente. Los umbrales del producto de la profundidad por la velocidad corresponden a 0.225 m²/s y 0.45 m²/s. Los umbrales definitivos de intensidad o magnitud del evento se toman de acuerdo con el rango de niveles, el rango de velocidades y los rangos del producto de la profundidad por la velocidad.

Tabla 33. Nivel de intensidad o magnitud del evento de inundación.

Intensidad o magnitud de la inundación	Nivel de intensidad o magnitud de la inundación
$H \geq 0.9$ ó $V \geq 0.8$ ó $H*V \geq 0.45$	Alta
$0.45 \leq H < 0.9$ ó $0.5 \leq V < 0.8$ ó $0.225 \leq H*V < 0.45$	Media
$H < 0.45$ y $V < 0.5$ y $H*V < 0.225$	Baja

Los niveles de intensidad del evento expresados en la Tabla 33 se ilustran en la Figura 43.

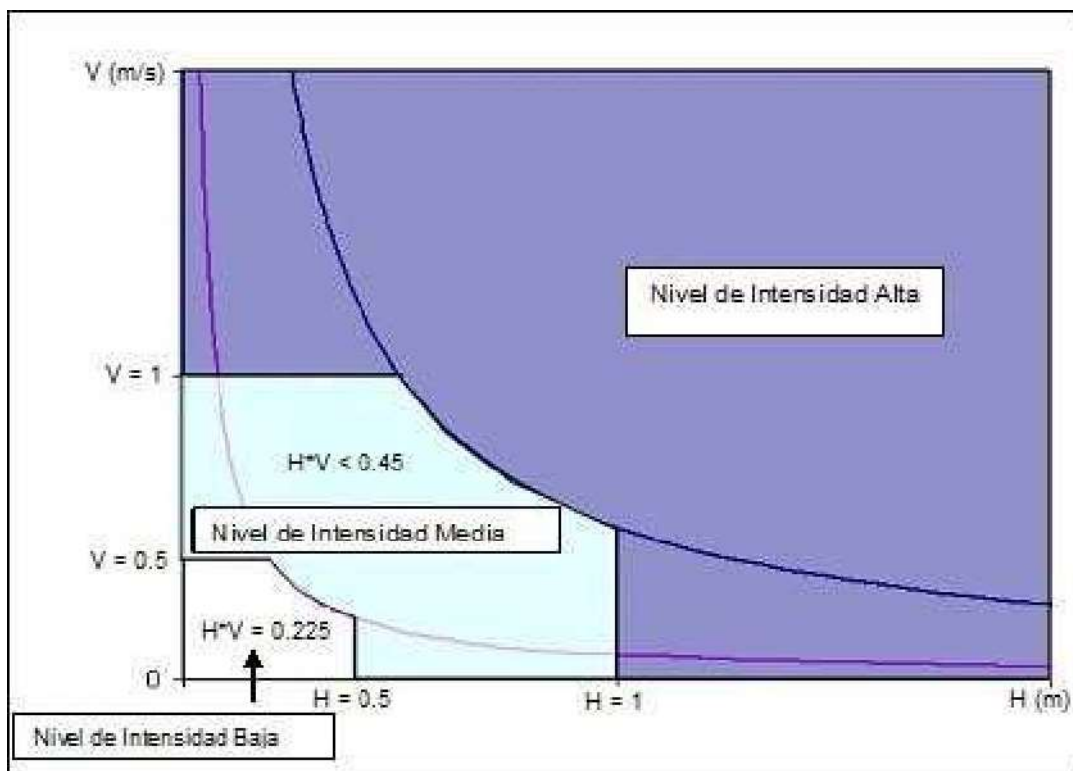


Figura 43. Nivel de intensidad o magnitud de la amenaza por inundaciones.

Determinación de los niveles de amenaza por inundaciones

Después de determinar los umbrales y niveles de frecuencia e intensidad del evento se procede a clasificar los mapas de inundación en diferentes niveles cualitativos de amenaza (alta, significativa, media, moderada alta, moderada, moderada baja, baja, etc.).

Los niveles de amenaza que se recomienda utilizar son alta, media y baja, los cuales dependen de los niveles de frecuencia o recurrencia del evento y de los niveles de intensidad de la amenaza, expresada mediante los tres rangos de profundidades de agua recomendados, como se presenta en las Tablas 34 y 35.

Tabla 34. Nivel de amenaza según la frecuencia y la intensidad o magnitud de la inundación.

Nivel de intensidad	Nivel de amenaza			
	Alto $H \geq 0.9$ ó $V \geq 0.8$ ó $H*V \geq 0.45$	Nivel de amenaza alto	Nivel de amenaza alto	Nivel de amenaza alto
	Medio $0.45 \leq H < 0.9$ ó $0.5 \leq V < 0.8$ ó $0.225 \leq H*V < 0.45$	Nivel de amenaza alto	Nivel de amenaza medio	Nivel de amenaza medio
	Bajo $0.05 < H < 0.45$ y $V < 0.5$ y $H*V < 0.225$	Nivel de amenaza medio	Nivel de amenaza bajo	Nivel de amenaza bajo
Frecuencia de la inundación	Frecuencia alta $Tr \leq 10$	Frecuencia media $10 < Tr \leq 30$	Frecuencia baja $30 < Tr \leq 100$	

Tabla 35. Clasificación de la amenaza por inundaciones.

Profundidad (m) ó velocidad (m/s) ó profundidad por velocidad (m^2/s)	Nivel de intensidad o magnitud	Periodo de retorno (años)	Nivel de frecuencia	Nivel de amenaza
$H \geq 0.9$ ó $V \geq 0.8$ ó $H*V \geq 0.45$	Alto	$Tr \leq 10$	Alto	Alto
$H \geq 0.9$ ó $V \geq 0.8$ ó $H*V \geq 0.45$	Alto	$10 < Tr \leq 30$	Medio	Alto
$H \geq 0.9$ ó $V \geq 0.8$ ó $H*V \geq 0.45$	Alto	$30 < Tr \leq 100$	Bajo	Alto
$0.45 \leq H < 0.9$ ó $0.5 \leq V < 0.8$ ó $0.225 \leq H*V < 0.45$	Medio	$Tr \leq 10$	Alto	Alto
$0.45 \leq H < 0.9$ ó $0.5 \leq V < 0.8$ ó $0.225 \leq H*V < 0.45$	Medio	$10 < Tr \leq 30$	Medio	Medio
$0.45 \leq H < 0.9$ ó $0.5 \leq V < 0.8$ ó $0.225 \leq H*V < 0.45$	Medio	$30 < Tr \leq 100$	Bajo	Medio
$0.05 < H < 0.45$ y $V < 0.5$ y $H*V < 0.225$	Bajo	$Tr \leq 10$	Alto	Medio
$0.05 < H < 0.45$ y $V < 0.5$ y $H*V < 0.225$	Bajo	$10 < Tr \leq 30$	Medio	Bajo
$0.05 < H < 0.45$ y $V < 0.5$ y $H*V < 0.225$	Bajo	$30 < Tr \leq 100$	Bajo	Bajo

7.2.2. Metodología para determinar los niveles de amenaza por avenidas torrenciales

Los umbrales de intensidad o magnitud recomendados para flujos torrenciales se presentan en la Tabla 36. Como se señaló previamente, los umbrales para establecer o clasificar la intensidad de la amenaza por avenidas torrenciales son menores a los definidos para las inundaciones. El primer umbral adoptado corresponde al nivel observado a partir del cual las comunidades desalojan sus viviendas (0.25 m) y el

segundo umbral corresponde al criterio en el cual la vida de una persona se encuentra en riesgo (0.5 m). En lo que respecta a las velocidades, los umbrales corresponden a 0.25 m/s y 0.5 m/s, respectivamente. Los umbrales del producto de la profundidad por la velocidad son 0.1 m²/s y 0.25 m²/s. Los umbrales definitivos de intensidad o magnitud de la amenaza por avenida torrencial se toman de acuerdo con el rango de niveles, el rango de velocidades y los rangos del producto de la profundidad por la velocidad del flujo.

Tabla 36. Nivel de intensidad o magnitud de la amenaza por avenidas torrenciales.

Intensidad o magnitud de la inundación	Nivel de intensidad o magnitud de la inundación
$H \geq 0.5$ ó $V \geq 0.5$ ó $H*V \geq 0.25$	Alto
$0.25 \leq H < 0.5$ ó $0.25 \leq V < 0.5$ ó $0.1 \leq H*V < 0.25$	Medio
$0.05 < H < 0.25$ y $V < 0.25$ y $H*V < 0.1$	Bajo

Los niveles de intensidad expresados en la Tabla 36 se representan gráficamente en la Figura 44.

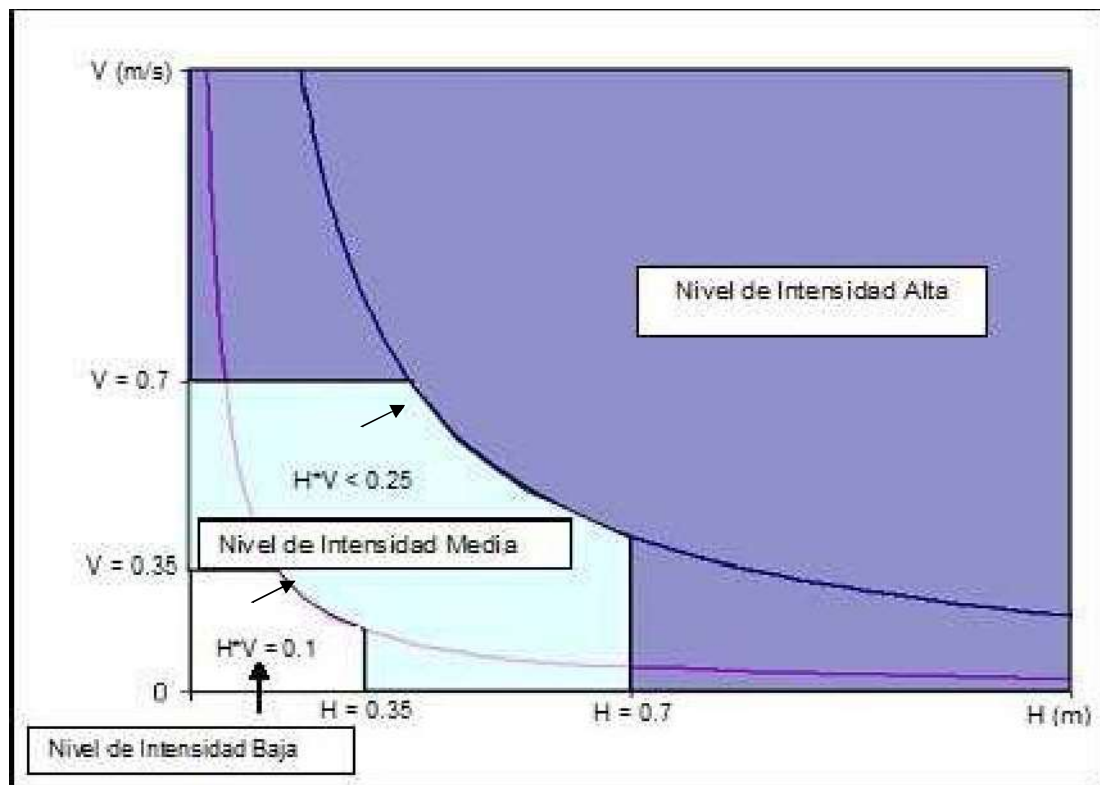


Figura 44. Nivel de intensidad o magnitud de la amenaza por avenidas torrenciales.

Determinación de los niveles de amenaza por avenidas torrenciales

Después de determinar los umbrales y niveles de frecuencia e intensidad del evento se procede a clasificar los mapas de inundación en diferentes niveles cualitativos de amenaza (alta, media, moderada alta, moderada, moderada baja, baja, etc.).

Los niveles de amenaza que se recomienda utilizar son alta, media y baja, los cuales dependen de los niveles de frecuencia o recurrencia del evento y de los niveles de intensidad de la amenaza, expresada mediante los tres rangos de profundidades de agua recomendados, como se presenta en las Tablas 37 y 38.

Tabla 37. Nivel de amenaza según la frecuencia y la intensidad o magnitud de avenidas torrenciales.

Nivel de Intensidad	Nivel de amenaza			
	Alto $H \geq 0.5 \text{ ó } V \geq 0.5 \text{ ó } H*V \geq 0.25$	Alto	Alto	Alto
	Medio $0.25 \leq H < 0.5 \text{ ó } 0.25 \leq V < 0.5 \text{ ó } 0.1 \leq H*V < 0.25$	Alto	Medio	Medio
	Bajo $0 < H < 0.25 \text{ y } V < 0.25 \text{ y } H*V < 0.1$	Medio	Bajo	Bajo
Frecuencia de la Inundación	Alta $Tr \leq 10$	Media $10 < Tr \leq 30$	Baja $30 < Tr \leq 100$	

Tabla 38. Clasificación del nivel de amenaza por avenidas torrenciales.

Profundidad (m) ó velocidad (m/s) ó profundidad por velocidad (m^2/s)	Nivel de intensidad o magnitud	Periodo de retorno (años)	Nivel de frecuencia	Nivel de amenaza
$H \geq 0.5 \text{ ó } V \geq 0.5 \text{ ó } H*V \geq 0.25$	Alto	$Tr \leq 10$	Alto	Alto
$H \geq 0.5 \text{ ó } V \geq 0.5 \text{ ó } H*V \geq 0.25$	Alto	$10 < Tr \leq 30$	Medio	Alto
$H \geq 0.5 \text{ ó } V \geq 0.5 \text{ ó } H*V \geq 0.25$	Alto	$30 < Tr \leq 100$	Bajo	Alto
$0.25 \leq H < 0.5 \text{ ó } 0.25 \leq V < 0.5 \text{ ó } 0.1 \leq H*V < 0.25$	Medio	$Tr \leq 10$	Alto	Alto
$0.25 \leq H < 0.5 \text{ ó } 0.25 \leq V < 0.5 \text{ ó } 0.1 \leq H*V < 0.25$	Medio	$10 < Tr \leq 30$	Medio	Medio
$0.25 \leq H < 0.5 \text{ ó } 0.25 \leq V < 0.5 \text{ ó } 0.1 \leq H*V < 0.25$	Medio	$30 < Tr \leq 100$	Bajo	Medio
$0.05 < H < 0.25 \text{ y } V < 0.25 \text{ y } H*V < 0.1$	Bajo	$Tr \leq 10$	Alto	Medio
$0.05 < H < 0.25 \text{ y } V < 0.25 \text{ y } H*V < 0.1$	Bajo	$10 < Tr \leq 30$	Medio	Bajo
$0.05 < H < 0.25 \text{ y } V < 0.25 \text{ y } H*V < 0.1$	Bajo	$30 < Tr \leq 100$	Bajo	Bajo

Los resultados obtenidos de la modelación hidráulica para los diferentes escenarios simulados (es decir, para los diferentes periodos de retorno), tanto para el fenómeno de inundaciones como para el fenómeno de avenidas torrenciales, se implementan en el sistema de información geográfica de la zona de estudio. Inicialmente se elaboran los mapas de profundidades del flujo en las zonas afectadas para los diferentes periodos de retorno analizados. Posteriormente, con base en los niveles de intensidad identificados se elaboran los mapas de amenaza para los diferentes periodos de retorno evaluados. Finalmente, con base en estos mapas de amenaza (elaborados para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años) se construye el mapa de amenaza global o integral para cada fenómeno, en el cual para cada celda se define el nivel de amenaza más crítico hallado, es decir, a cada celda del área de estudio se le asigna el máximo nivel de amenaza hallado para los tres periodos de retorno considerados.

8. MODELACIÓN MATEMÁTICA

8. MODELACIÓN MATEMÁTICA

8.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL FLO-2D

8.1.1. Generalidades

Los modelos matemáticos bidimensionales son los más usados para simular y estudiar los diferentes procesos hidrodinámicos, de oleaje, sedimentológicos, reológicos y de calidad del agua (transporte y dispersión de contaminantes) en zonas costeras, lagos, puertos, estuarios, embalses, ríos, canales, etc. Existe una gran variedad de este tipo de modelos los cuales deben ser utilizados especialmente si parte de la llanura de inundación de la zona de estudio posee una topografía relativamente plana y cuando el volumen de la inundación es el que determina el área inundable.

El modelo bidimensional de diferencias finitas FLO-2D (O'Brien, 1988) permite simular fluidos newtonianos y no-newtonianos (fluidos hiperconcentrados con altas concentraciones de sedimentos) como avenidas torrenciales o flujos de lodos. El modelo es apto para trabajar en topografías complejas tales como planicies de inundación, conos de deyección y áreas urbanizadas; adicionalmente permite el intercambio de flujo entre el canal y la planicie de inundación.

El modelo FLO-2D combina un modelo hidrológico con un modelo hidráulico, por lo cual permite simular el proceso lluvia – escorrentía, incluyendo los procesos de evaporación e infiltración y simular los procesos hidrodinámicos en los diferentes cauces y canales definidos en el modelo. El transporte de flujo en canales, cuyas secciones pueden ser rectangulares, trapezoidales o naturales, es simulado unidimensionalmente así como el flujo a través de calles. Por otra parte, el flujo no confinado en las planicies de inundación es modelado de forma bidimensional en ocho direcciones. Con el modelo matemático FLO-2D es posible además modelar el transporte de sedimentos, brindando al usuario la posibilidad de escoger entre nueve diferentes ecuaciones de transporte formuladas por distintos autores. Finalmente se pueden simular diversas estructuras, como diques, vertederos y puentes, además de construcciones, las cuales son esquematizadas como obstrucciones al paso del flujo.

Otra de las funciones del programa FLO-2D es delimitar las zonas de amenaza y establecer para ellas distintas categorías (alta, media y baja) de acuerdo con la recurrencia de los eventos de caudales extremos o de lluvias en la zona de estudio. Para ello el usuario puede definir la metodología para determinar los mapas de amenaza, ingresando al modelo los rangos de profundidad de flujo y el producto de la velocidad y la profundidad para cada una de las categorías.

Este modelo se ha utilizado para desarrollar estudios de inundaciones y avenidas torrenciales en diferentes regiones del mundo. Específicamente en nuestro país ha sido implementado por el IDEAM e Ingeominas en la “Zonificación de Amenaza por movimientos en masa tipo flujo en la cuenca del río Combeima – Ibagué – Tolima” y en la “Modelación matemática de avalanchas y verificación en el caso de la quebrada La Negra en Útica – Cundinamarca.”

8.1.2. Ecuaciones hidrodinámicas

El modelo matemático FLO-2D es un modelo que se basa en la conservación de volumen, es decir, el volumen total de las hidrógrafas e histogramas de entrada debe ser igual a la suma del volumen de salida del sistema, el volumen que es almacenado en la planicie y en los canales y las pérdidas de volumen por infiltración y abstracción:

$$\text{Volumen total de entrada} = \text{Volumen de salida} + \text{Volumen almacenado} + \text{Pérdidas de volumen por infiltración y abstracción}$$

El modelo FLO-2D transporta el volumen de fluido para simular inundaciones, avenidas torrenciales y flujos en canales a través de un conjunto de celdas cuadradas y uniformes que componen la malla computacional, la cual está basada en la información topográfica de la zona de estudio. La progresión de la onda de creciente de flujo sobre la zona a modelar está controlada por la topografía y los parámetros de resistencia al flujo (rugosidad de los cauces y de las planicies de inundación). El modelamiento en dos dimensiones se logra mediante una integración numérica de las ecuaciones de movimiento y de continuidad o de conservación del volumen de fluido para flujos de baja concentración y flujos hiperconcentrados. Las ecuaciones generales en dos dimensiones que resuelve el programa incluyen la ecuación de continuidad y las ecuaciones bidimensionales de cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial HV_x}{\partial x} + \frac{\partial HV_y}{\partial y} = i \quad \text{ec. (21) Ecuación de continuidad}$$

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_x}{\partial y} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t} \quad \text{ec. (22) Ecuación de cantidad de movimiento en la dirección } x$$

$$S_{fy} = S_{oy} - \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_y}{\partial y} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_y}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_y}{\partial t} \quad \text{ec. (23) Ecuación de cantidad de movimiento en la dirección } y$$

donde:

V_x = Componente en la dirección x de la velocidad promedio en la vertical

V_y = Componente en la dirección y de la velocidad promedio en la vertical

S_{fx} = Componente en la dirección x de la pendiente de la línea de energía o pendiente de fricción

S_{fy} = Componente en la dirección y de la pendiente de la línea de energía o pendiente de fricción

S_{ox} = Componente en la dirección x de la pendiente del lecho

S_{oy} = Componente en la dirección y de la pendiente del lecho

H = Profundidad del flujo

g = Aceleración de la gravedad

i = Intensidad de lluvia de exceso, en términos de agua por unidad de tiempo

t = Tiempo

$\frac{\partial H}{\partial x}$ = Gradiente de presiones en la dirección x

$\frac{\partial H}{\partial y}$ = Gradiente de presiones en la dirección y

$\frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_x}{\partial y}$ = Aceleración convectiva en la dirección x

$\frac{V_x}{g} \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_y}{\partial x}$ = Aceleración convectiva en la dirección y

$\frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t}$ = Aceleración local en la dirección x

$\frac{1}{g} \frac{\partial V_y}{\partial t}$ = Aceleración local en la dirección y

La ecuación de momentum o de cantidad de movimiento está expresada en términos de las componentes en x e y de la pendiente de fricción (S_{fx} y S_{fy} , respectivamente), la cual está basada en la ecuación de Manning; además, contiene los términos de aceleración local y convectiva, conformando así la ecuación completa de la onda dinámica.

Esta ecuación representa la profundidad promedio de flujo unidimensional en un canal. Para las planicies de inundación las ecuaciones de movimiento en el modelo FLO-2D son aplicadas calculando la velocidad promedio del flujo a través de la frontera de un elemento o celda de la malla computacional en una dirección a la vez. Hay ocho direcciones potenciales de flujo: las cuatro direcciones principales (norte, sur, este y oeste) y las cuatro direcciones diagonales (noreste, noroeste, sureste y suroeste). Cada cálculo de velocidad es esencialmente unidimensional y es resuelto independientemente para las otras siete direcciones (ver Figura 45). La estabilidad de este esquema numérico explícito está basada en un estricto criterio que permite controlar el tamaño del intervalo de tiempo computacional, Δt .

8.1.3. Simulación de flujos hiperconcentrados en el modelo FLO-2D

El comportamiento de los flujos hiperconcentrados implica una interacción compleja entre el fluido y los sedimentos, involucrando distintas clases de esfuerzos a causa del intercambio de momentum por la colisión entre las partículas de sedimentos y el agua. Para describir este comportamiento existen varios modelos reológicos como el modelo de Bingham, entre otros. El modelo matemático FLO-2D emplea el modelo reológico cuadrático (O'Brien y Julien, 1988), el cual, además del esfuerzo de cedencia y los esfuerzos cortantes viscosos, tiene en cuenta los esfuerzos cortantes turbulentos y dispersivos en el flujo.

Los flujos hiperconcentrados se caracterizan por ser homogéneos (una sola fase); por ello, el modelo matemático FLO-2D considera los flujos hiperconcentrados monofásicos, de concentración volumétrica variable. Asimismo, internamente no se hace distinción de los tamaños de los sedimentos. Como se explicó en el numeral 6.3.3,

el modelo FLO-2D resuelve la ecuación (21) para simular las pérdidas por fricción en un flujo hiperconcentrado (avenida torrencial), calculando la velocidad a través de cada frontera entre los elementos de la malla, usando la profundidad promedio entre dos elementos adyacentes en las ocho direcciones posibles del flujo:

$$S_f = \frac{\tau_y}{\gamma_m H} + \frac{K \eta V}{8 \gamma_m H^2} + \frac{n^2 V^2}{H^{\frac{4}{3}}} \quad \text{ec. (21)}$$

donde:

K = Parámetro de resistencia para flujo laminar

γ_m = Peso específico de la mezcla de sedimento

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

η = Viscosidad dinámica

τ_y = Esfuerzo de cedencia

H = Profundidad del flujo

V = Velocidad promedio en la vertical

Como dato de entrada al modelo FLO-2D para efectuar la simulación de flujos hiperconcentrados se requiere el valor del parámetro de resistencia K para flujo laminar, el cual varía entre 24 y 50000. Este parámetro adquiere mayor importancia para flujos laminares o de transición, en los cuales, como es de esperarse, los esfuerzos turbulentos no tienen mayor incidencia en el comportamiento del fluido. En la Tabla 39 se presentan los valores del parámetro K para diferentes tipos de superficies.

Tabla 39. Rango de valores del parámetro de resistencia K para flujo laminar.

Superficie	Rango del valor de K
Concreto o asfalto	24 - 108
Arenas	30 - 120
Superficie gradada	90 - 400
Suelo arcilloso	100 - 500
Vegetación escasa	1000 - 4000
Pastos cortos de pradera	3000 - 10000

Fuente: Manual del modelo matemático FLO-2D

El peso específico de la mezcla agua y sedimento, γ_m , es una función de la concentración volumétrica, C_v , y se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\gamma_m = \gamma + C_v (\gamma_s - \gamma) \quad \text{ec. (24)}$$

donde γ_s es el peso específico de los sedimentos y γ el peso específico del agua en condiciones normales (1 ton/m³). Ambos parámetros están relacionados mediante la gravedad específica de los sedimentos, G, o densidad relativa de la siguiente forma:

$$G = \frac{\gamma_s}{\gamma} \quad \text{ec. (25)}$$

Despejando el peso específico de los sedimentos, γ_s , se tiene:

$$\gamma_s = G \gamma \quad \text{ec. (26)}$$

Reemplazando la ecuación (26) en la ecuación (24) se obtiene la siguiente expresión para estimar el peso específico de la mezcla, γ_m , en función de la gravedad específica de los sedimentos, G , la concentración volumétrica, C_v , y el peso específico del agua, γ (en condiciones normales):

$$\gamma_m = \gamma [1 + C_v (G - 1)] \quad \text{ec. (27)}$$

El peso específico de la mezcla, γ_m , es un parámetro que se incrementa con la concentración de sedimentos y es calculado por el modelo. Para el cálculo de dicho parámetro se debe ingresar al modelo el valor adimensional de la gravedad específica de los sedimentos, G , cuyo rango de valores está entre 2.5 y 2.8 con un valor típico de 2.65.

Asimismo, los valores del coeficiente de rugosidad de Manning se estiman tanto para los lechos de los cauces como para las llanuras de inundación de la zona de estudio y son ingresados al modelo.

Otros datos de entrada al modelo requeridos para la simulación de flujos hiperconcentrados son las propiedades reológicas de los sedimentos finos que transportan los cauces en las avenidas torrenciales. Estas propiedades reológicas están relacionadas con el esfuerzo de cedencia, τ_y , y la viscosidad absoluta o dinámica, η , los cuales varían principalmente con la concentración de sedimentos y son calculadas por el modelo a partir de los valores de las propiedades reológicas ingresados al modelo. Las siguientes relaciones empíricas pueden ser usadas a menos que haya disponible un análisis reológico del material:

$$\eta = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \quad \text{ec. (28)}$$

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \quad \text{ec. (29)}$$

donde C_v es la concentración volumétrica de sedimentos y las variables α_1 , β_1 , α_2 y β_2 son coeficientes determinados experimentalmente (O'Brien y Julien, 1988).

Una variedad de muestras de flujos de lodos se obtuvo de los depósitos naturales provenientes de las montañas rocosas de Colorado (EE.UU) cerca de las ciudades de Aspen y Glenwood Springs. Las propiedades de las muestras de flujo de lodos en términos de la distribución del tamaño de los sedimentos (granulometría) y el porcentaje de contenido de arcilla se presentan en la Tabla 40 (O'Brien y Julien, 1988).

Tabla 40. Propiedades de las matrices de flujos de lodos.

Muestras	Porcentaje de arcilla (%)	d_{16} (mm)	d_{50} (mm)	d_{84} (mm)	IL	IP
Glenwood original	4.8	0.01	0.034	0.062	-	-
Glenwood 1	6.8	0.009	0.023	0.05	-	-
Glenwood 2	3	0.016	0.035	0.061	-	-
Glenwood 3	4.8	0.011	0.025	0.053	-	-
Glenwood 4	7.6	0.001	0.018	0.032	-	-
Aspen apique 1	31.3	0.001	0.011	0.032	0.32	0.11
Aspen suelo natural	27	0.001	0.012	0.028	0.25	0.06
Aspen relleno de mina	27.8	0.001	0.013	0.03	0.24	0.06
Aspen fuente de suelo natural	31.6	0.001	0.016	0.039	-	-
Aspen fuente de relleno de mina	25.2	0.001	0.018	0.061	-	-

Los valores de los cuatro coeficientes empíricos α_1 , β_1 , α_2 , y β_2 obtenidos en el análisis de regresión para cada muestra se presentan en la Tabla 41.

Tabla 41. Coeficientes para la determinación de esfuerzos cortantes y viscosidad de las matrices de flujos de lodos.

Muestras	α_2 (Dinas/cm ²)	β_2	α_1 (Poises)	β_1
Glenwood 1	3.45×10^{-2}	20.1	2.83×10^{-3}	23
Glenwood 2	7.65×10^{-2}	16.9	6.48×10^{-1}	6.2
Glenwood 3	7.07×10^{-4}	29.8	6.32×10^{-3}	19.9
Glenwood 4	1.72×10^{-3}	29.5	6.02×10^{-4}	33.1
Aspen apique 1	1.81×10^{-1}	25.7	3.60×10^{-2}	22.1
Aspen suelo naturaL	1.52×10^{-1}	18.7	1.36×10^{-3}	28.4
Aspen relleno de mina	4.73×10^{-2}	21.1	1.28×10^{-1}	12
Aspen fuente de suelo natural	3.83×10^{-2}	19.6	4.95×10^{-4}	27.1
Aspen fuente de relleno de mina	2.91×10^{-1}	14.3	2.01×10^{-4}	33.1

Con base en la información consignada en las Tablas 40 y 41 y en los resultados de los análisis de laboratorio (hidrometría y contenido de arcillas) de las muestras de sedimentos tomadas en campo en la zona de estudio se establecen los valores de los coeficientes α_1 , β_1 , α_2 y β_2 ; estos coeficientes son ingresados posteriormente al modelo matemático.

Finalmente, se ingresa el hidrograma líquido calculado por procedimientos hidrológicos normales al cual se le adiciona la variación en el tiempo de la concentración volumétrica de sedimentos, C_v .

En el ítem de esquematización del modelo matemático FLO-2D (numeral 8.2.1.4) se presenta la comparación entre los resultados de los análisis de laboratorio (hidrometría y contenido de arcillas) en la zona de estudio y los diámetros característicos y contenido de arcillas de las muestras tipo, así como los coeficientes α_1 , β_1 , α_2 y β_2 definidos para la modelación de avenidas torrenciales en la zona de estudio del municipio de Riofrío.

8.1.4. Solución numérica de las ecuaciones de flujo

La forma diferencial de las ecuaciones de momentum y continuidad es resuelta en el modelo FLO-2D mediante un esquema explícito centrado de diferencias finitas. Dicho algoritmo resuelve la ecuación de momentum para la velocidad del flujo a través de la frontera de un elemento de la malla computacional, un elemento a la vez, empleando el método numérico de Newton-Raphson.

El dominio de solución del modelo FLO-2D es discretizado en celdas cuadradas y uniformes, conformando así el sistema de grilla (malla computacional). El procedimiento computacional para flujo en las planicies requiere calcular el caudal a través de las fronteras en las ocho direcciones potenciales de flujo en una celda y comienza con una estimación lineal de la profundidad de flujo en la frontera de dicho

elemento de la malla. La profundidad de flujo estimada en la frontera de una celda es un valor promedio entre las profundidades de flujo en el elemento adyacente que compartirá caudal en una de las ocho direcciones del flujo.

Otros parámetros hidráulicos son igualmente promediados entre dos elementos adyacentes como la resistencia al flujo (valores de rugosidad de Manning), área de flujo, pendiente, elevación de la superficie de agua y perímetro mojado.

En resumen, el algoritmo de solución de las ecuaciones diferenciales presenta los siguientes pasos (ver Figura 45):

- El cálculo hidráulico en un elemento de la malla computacional se inicia con la estimación de la profundidad del flujo en la frontera de dicho elemento, la cual es obtenida promediando las profundidades de flujo en dos elementos de la malla adyacentes que compartirán descarga de flujo en una de las ocho direcciones potenciales de flujo.

- La profundidad de flujo d para el cálculo de la velocidad a través de la frontera de dos elementos de la malla computacional para el siguiente intervalo de tiempo, Δt ($i+1$), es estimada a partir de las profundidades de flujo halladas en el instante previo, i , utilizando una función lineal (el promedio de la profundidad del flujo entre dos elementos).

$$d_x^{i+1} = d_x^i + d_{x+1}^i$$

- La primera estimación de la velocidad es realizada empleando la ecuación de momentum para onda difusa, siendo la velocidad la única variable desconocida ya sea para flujo en canales, calles o planicies de inundación.

- Esta velocidad es empleada como la semilla en el método de Newton-Raphson para resolver la ecuación de momentum de onda dinámica. Es importante anotar que para el caso de un flujo hiperconcentrado los cálculos para estimar la velocidad de onda dinámica incluyen los términos adicionales de los esfuerzos viscosos y de cedencia.

- El caudal a través de la frontera de una celda es calculado multiplicando la velocidad por el área de la sección transversal de cada una de las caras que componen dicho elemento.

- El incremento en el caudal para un intervalo de tiempo en una celda a través de las ocho fronteras (o en el elemento aguas arriba y el elemento aguas abajo si se trata de un canal o calle) se calcula sumando los caudales en las diferentes direcciones:

$$\Delta Q_x^{i+1} = Q_n + Q_s + Q_e + Q_o + Q_{ne} + Q_{no} + Q_{se} + Q_{so}$$

(Los subíndices n , s , e , o , ne , no , se y so indican las direcciones norte, sur, este, oeste, noreste, noroeste, sureste y suroeste, respectivamente).

- El incremento en la profundidad es calculado a partir del área y del incremento de caudal en un elemento de la malla:

$$\Delta d_x^{i+1} = \frac{(\Delta Q_x^{i+1} \Delta t)}{(A_{Surf})}$$

donde Δt es el incremento en el tiempo y A_{Surf} es la superficie o área del elemento.

- El criterio de estabilidad numérica es, entonces, chequeado para el nuevo valor de la profundidad de flujo en todas las celdas. Si en alguna de las celdas alguno de los criterios de estabilidad son excedidos la simulación regresa al intervalo de tiempo anterior y se inicia el cálculo nuevamente, empleando un intervalo de tiempo, Δt , reducido.

- La simulación continúa incrementando los intervalos de tiempo Δt hasta que los criterios de estabilidad sean excedidos.

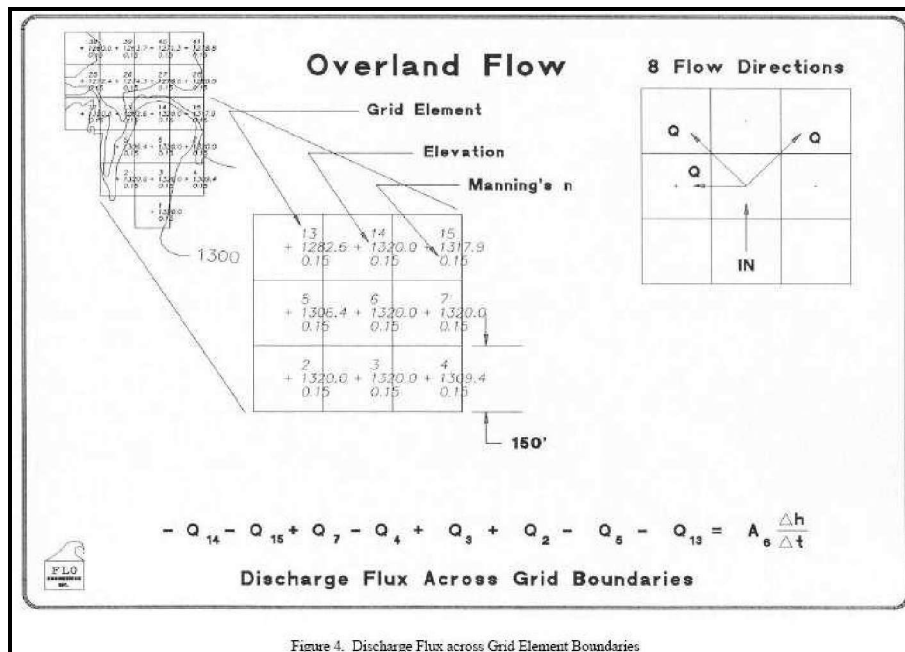


Figura 45. Cálculo del caudal a través de las fronteras de los elementos de la malla computacional (Fuente: Manual del Usuario del Modelo FLO-2D, versión 2009)

8.1.5. Criterios de estabilidad numérica

El esquema computacional del modelo FLO-2D procede basado en que el intervalo de tiempo, Δt , es suficientemente pequeño para asegurar la estabilidad numérica del modelo. La clave para una eficiente modelación de flujo basada en un esquema de diferencias finitas es que el criterio de estabilidad numérica limite el intervalo de tiempo, Δt , para evitar la oscilación numérica, permitiendo a su vez intervalos de tiempo eficientes suficientemente grandes para finalizar la simulación en un tiempo razonable.

El modelo FLO-2D opera con un intervalo de tiempo variable que se modifica automáticamente al ser excedidos los criterios de estabilidad numérica. Estos criterios son chequeados para todos los elementos de la malla computacional en cada intervalo de tiempo, Δt , para asegurar que la solución es estable. Si los criterios de estabilidad son excedidos en un instante de tiempo cualquiera, todos los cálculos hidráulicos para dicho instante son descartados. La simulación regresa al intervalo de tiempo anterior y automáticamente dicho Δt es reducido. Los cálculos hidráulicos comienzan nuevamente.

El esquema explícito centrado de diferencias utilizado por el modelo FLO-2D se encuentra limitado por tres criterios de estabilidad numérica. Uno de estos criterios es el criterio de estabilidad de Courant o también llamado criterio de Courant, Friedrichs y Lewy (CFL), el cual restringe los intervalos de tiempo haciendo que éstos sean muy pequeños. Los algoritmos de cálculo para el modelo matemático FLO-2D se ejecutan empleando intervalos de tiempo pequeños y variables, de forma que se cumpla el criterio de estabilidad de Courant, el cual relaciona la celeridad de la onda de flujo con el intervalo de ejecución del modelo y el tamaño de la celda de la malla computacional de la siguiente forma:

$$\Delta t = \frac{Cr \Delta x}{(\beta V + C_o)} \quad \text{ec. (30)}$$

donde:

Cr = Número de Courant, el cual debe ser menor o igual a uno ($Cr \leq 1$)

Δx = Longitud de la celda

Δt = Incremento del tiempo

V = Velocidad promedio calculada en la celda en la dirección principal del flujo

β = Coeficiente igual a 5/3 para un canal ancho

C_o = Celeridad de la onda

Sin embargo, para ecuaciones no lineales no es posible evitar completamente la dispersión numérica que ocurre al definir el número de Courant igual a 1 (Fletcher, 1990). Para modelar la onda dinámica se aplica otro criterio de estabilidad numérica, desarrollado por Ponce & Theurer (1982) y llamado el criterio de estabilidad numérica de la ecuación de onda dinámica. Este criterio está en función de la pendiente del lecho, el caudal específico y el tamaño de la celda, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\Delta t < \frac{\zeta S_0 \Delta x^2}{q_0} \quad \text{ec. (31)}$$

donde:

q_0 = Caudal unitario

S_0 = Pendiente del lecho

ζ = Coeficiente empírico

El coeficiente ζ fue creado como una variable única para el elemento de la malla computacional y es definida por el usuario. Los valores de ζ van desde 0.1 a 1, con un valor típico de 0.25. Similar al criterio de estabilidad de CFL, al excederse el intervalo de tiempo, Δt , los cálculos hidráulicos son abortados y el intervalo de tiempo, Δt , es reducido.

Antes de evaluar los criterios de estabilidad de CFL y de la ecuación de la onda dinámica, el modelo chequea el cambio en la profundidad del flujo en el instante de tiempo previo en todas las celdas. El modelo utiliza el porcentaje de cambio en la profundidad como criterio para definir si se requiere un análisis adicional de estabilidad numérica ya que este cambio en la profundidad de flujo es usado para evitar la necesidad de un análisis adicional. Igualmente, al verse excedido este valor definido por el usuario, el intervalo de tiempo, Δt , es reducido y los cálculos hidráulicos son anulados. Los valores sugeridos son de 0.1 a 0.3, con un valor típico de 0.2.

8.1.6. Resolución espacial y temporal

Las resoluciones espacial y temporal del modelo FLO-2D dependen del tamaño de los elementos de la malla computacional y de la tasa de crecimiento de la hidrógrafa de caudales de entrada. Con un tamaño de celda reducido se obtiene una mejor resolución de la distribución de la inundación; no obstante, esto trae como consecuencia mayores tiempos computacionales. El rango recomendado del tamaño de las celdas está entre 15 a 150 m, considerándose apropiado para la mayoría de simulaciones con el modelo FLO-2D. Elementos de la malla computacional más pequeños ocasionan un aumento no sólo en la cantidad de celdas sino también en la tasa de caudal por unidad de área.

El modelo FLO-2D fue desarrollado para simular grandes inundaciones en superficies no confinadas. La discretización de la topografía de la planicie de inundación en un sistema de celdas cuadradas para simular grandes descargas de caudal puede eclipsar algunos rasgos topográficos como montículos y depresiones del terreno. Estas variaciones topográficas no afectarán la superficie del agua cuando gran parte de la zona estudiada resulta inundada. Para la simulación de aguas someras debido a pendientes muy pronunciadas y caudales pequeños se deben usar tamaños de celda menores. Cuando se defina el tamaño de los elementos de la malla computacional debe haber un balance entre la resolución de los mapas y la exactitud. No obstante, el manual recomienda que un proyecto no tenga más de 30000 celdas para que el tiempo computacional no resulte excesivamente alto (cuestión de horas).

8.1.7. Hipótesis y limitaciones del modelo FLO-2D

Las principales hipótesis y limitaciones del modelo FLO-2D involucran la resolución temporal y espacial de la malla computacional y son las siguientes:

- Cada elemento de la malla está representado por un único valor de elevación, rugosidad y profundidad de flujo;
- Durante un intervalo de tiempo, Δt , el flujo se considera uniforme;
- La distribución de presiones en la profundidad es hidrostática;

- La rugosidad hidráulica se basa en la resistencia al flujo estacionario, uniforme, turbulento;
- Un elemento de canal está representado por una sola geometría de canal (sólo una sección transversal) y un valor de rugosidad, y se encuentra ubicado en una sola celda de la malla computacional;
- El flujo a través de calles y canales es modelado unidimensionalmente;
- El flujo rápidamente variado, como saltos hidráulicos u ondas de choque, no es simulado.

8.1.8. Variabilidad de parámetros

Ajuste vertical de la rugosidad

La rugosidad es un parámetro que varía directamente con la profundidad de flujo. A menor profundidad de flujo, éste experimenta una mayor resistencia debido a la fricción generada por la vegetación y el material del lecho. Esta variación vertical de la rugosidad puede ser implementada tanto para las llanuras de inundación como para los canales. La variación vertical de la rugosidad en los canales depende del valor de la rugosidad de Manning a banca llena, el cual es ingresado al modelo para cada elemento de canal; la variación vertical de las planicies de inundación depende del valor de la rugosidad para una profundidad de flujo mayor o igual a 1 m, la cual es igual a los valores de rugosidad ingresados a las celdas pertenecientes a las planicies de inundación.

La ecuación básica para el valor n_d de rugosidad en función de la profundidad de flujo para canales es:

$$n_d = n_b e^{r2(1 - depth / d_{max})} \quad \text{ec. (32)}$$

donde:

n_b = Rugosidad de caudal a banca llena
 depth = Profundidad de flujo
 d_{max} = Profundidad de flujo a banca llena
 $r2$ = Coeficiente de ajuste de rugosidad

El valor de $r2$ es definido por el usuario (el rango está entre 0 y 1.2). Entre más grande el valor de $r2$, mayor será el incremento del valor de la rugosidad con la disminución de la profundidad del flujo a partir del nivel de banca llena.

En las planicies, la ecuación básica para la rugosidad, n_d , en función de la profundidad de flujo es:

$$n_d = 1.5 n_b e^{-(0.4 depth / d_{max})} \quad \text{ec. (33)}$$

donde:

n_b = Rugosidad para profundidades de flujo iguales o mayores a 1 m, la cual es igual a los valores de rugosidad ingresados a la planicie de inundación
depth = Profundidad de flujo
 d_{max} = Profundidad de flujo igual a 1 m

Esta ecuación es aplicada en el modelo FLO-2D para las siguientes condiciones de profundidad de flujo:

- Si la profundidad de flujo se encuentra entre 0 y 0.06 m, entonces el valor de rugosidad asumido en todas las celdas de la malla computacional que componen la planicie es igual a un valor definido por el usuario, cuyo rango varía entre 0.1 y 0.2.
- Si la profundidad de flujo se encuentra entre 0.06 m y 0.15 m, entonces el valor de rugosidad asumido en todas las celdas de la malla computacional que componen la planicie es igual a la mitad del valor especificado anteriormente por el usuario, cuyo rango está descrito en el párrafo anterior. El modelo divide a la mitad este valor automáticamente.
- Si la profundidad de flujo se encuentra entre 0.15 m y 1 m, entonces el valor de rugosidad en toda las celdas de la malla computacional que componen la planicie es determinado por el modelo mediante la ecuación anterior (ecuación (33)).
- Si la profundidad de flujo es igual o mayor a 1 m, entonces el valor de rugosidad asumido en todas las celdas de la malla computacional que componen la planicie es igual al ingresado inicialmente a las planicies de inundación.

Limitación del número de Froude

Si existe un desajuste entre la pendiente, el área de flujo y la rugosidad en una simulación se pueden presentar velocidades excesivamente altas, lo cual puede causar oscilación numérica. Limitar el número de Froude es una herramienta que puede ser usada para ajustar la relación entre el área de flujo, la pendiente y los valores de rugosidad de Manning, tanto en canales y calles como en las planicies de inundación. Esto ayuda, además, a mantener la estabilidad numérica de la simulación ya que controla la velocidad de la onda de creciente.

Cuando el número de Froude calculado por el modelo en un elemento de la malla computacional supera el número límite de Froude especificado por el usuario, el valor de rugosidad de dicha celda es incrementado una pequeña cantidad para el siguiente intervalo de tiempo. De esta manera el flujo en la simulación puede ser forzado a ser subcrítico si en la realidad los flujos crítico y subcrítico no son posibles.

El modelo FLO-2D incrementa el valor de la rugosidad de Manning al verse superado el número de Froude definido por el usuario de acuerdo con el siguiente criterio:

<u>Variación porcentual del valor original del número de Froude</u>	<u>Valor del incremento de n</u>
< 0.20	0.0002
0.20 < % < 0.50	0.0001
0.50 < % < 1.00	0.00002
1.00 < % < 2.00	0.000002

Después de los ajustes a la rugosidad del elemento donde el número de Froude establecido fue superado la simulación continúa. Si en el siguiente intervalo de tiempo el número límite de Froude no es excedido, el valor de la rugosidad en dicha celda se reduce en 0.0001.

Parámetro de resistencia K para flujo laminar (flujos hiperconcentrados)

Este parámetro puede variar entre 24 y 50000 como se mencionó anteriormente. Si se ingresa un valor de K al modelo, dicho valor será utilizado para calcular las pérdidas por fricción en un flujo hiperconcentrado. Sin embargo, si no se ingresa ningún valor de K , el modelo entonces el modelo calcula este valor de acuerdo con los siguientes criterios establecidos en la Tabla 42, de acuerdo con los valores de la rugosidad de Manning de las planicies de inundación ingresados por el usuario.

Tabla 42. Valores del parámetro de resistencia K para flujo laminar en función de los valores de la rugosidad de Manning en la llanura de inundación.

Rango de valores de la rugosidad de Manning n en los elementos de la llanura de inundación ($s/m^{1/3}$)	Valor del parámetro de resistencia K para flujo laminar
$n < 0.01$	24
$0.01 < n < 0.25$	$1460865.81n^{2.381}$
$0.25 < n$	2480

Se sugiere utilizar un valor inicial de 2480 para concentraciones volumétricas de sedimentos superiores a 45%.

8.1.9. Variabilidad de parámetros

Flujo en canales

El flujo en los canales es simulado unidimensionalmente como se indicó previamente. El promedio de los valores calculados de la velocidad y la profundidad del flujo define el caudal entre los elementos que componen un canal en la malla computacional. La longitud promedio de la trayectoria de flujo entre dos elementos de canal está en el orden de la longitud del elemento de la malla, lo cual evita la simulación de saltos hidráulicos sobre cortas distancias. La transición entre flujo subcrítico y supercrítico se basa en las condiciones promedio entre dos elementos de canal.

El flujo en el canal de un río es simulado con secciones rectangulares, trapezoidales o levantadas en campo (naturales). Los canales son representados para cada celda de la

mallas; es decir, en cada celda de canal debe haber una sola sección transversal y un único valor de rugosidad.

El ancho del canal puede ser mayor que el ancho de la celda de la malla, abarcando varias celdas o elementos (Figura 46). Si el ancho del canal es mayor que el ancho de la celda el modelo extiende el canal a las celdas vecinas de la malla. El canal interactúa con las celdas de la llanura por medio de las celdas en las cuales están ubicadas las banquetas izquierda y derecha para intercambiar caudal. Cada banca tiene una elevación única. Las celdas que quedan dentro del canal son removidas automáticamente de la planicie de inundación.

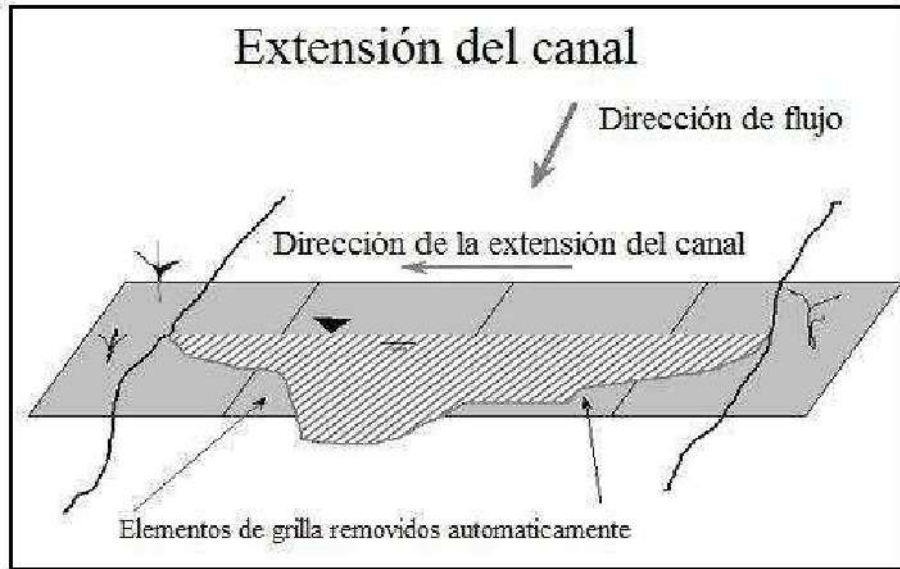


Figura 46. Extensión del canal sobre varios elementos de la malla.

Diques

Al implementar un dique en el modelo FLO-2D se limita el flujo en la superficie de la llanura de inundación mediante el bloqueo de una de las ocho posibles direcciones del flujo. Los diques se definen en los límites de una celda de la malla computacional (Figura 47). Si un dique pasa por el centro de una celda, la posición de éste en el modelo es representada por uno o más de los ocho límites de dicha celda y a lo largo de una serie de celdas consecutivas. Se puede asignar una elevación diferente a la cresta del dique en cada una de las ocho direcciones de flujo en cada celda. Además, el modelo reportará si la profundidad del flujo rebasa la altura del dique calculando el caudal sobre el mismo mediante la ecuación de vertedero de cresta ancha, con un coeficiente de 2.85. El dique no fallará por desbordamiento del flujo a menos que el usuario defina la ruptura del mismo.

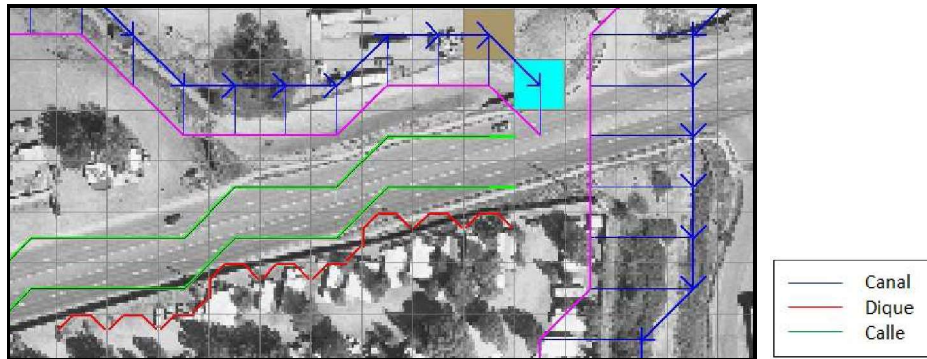


Figura 47. Esquemización de una simulación en el modelo FLO-2D.

Estructuras hidráulicas

El modelo FLO-2D puede simular diversas estructuras hidráulicas como puentes cuya descarga se especifica mediante una curva o tabla de calibración. Esta curva debe ser determinada por medio de mediciones de campo o mediante simulación numérica aplicando un modelo unidimensional (por ejemplo, HEC-RAS). Posteriormente, la curva de calibración de la estructura se ingresa al modelo FLO-2D, permitiendo así simular los efectos de remanso causados por la obstrucción del flujo.

La forma general de la ecuación de la curva de calibración de una estructura hidráulica está en función de la profundidad h :

$$Q = ah^b$$

donde a es un coeficiente de regresión y b es el exponente de la regresión. Esta ecuación representa una disminución de la capacidad de la sección transversal del canal en la cual está ubicada la estructura.

Flujo en calles

El flujo a través de las calles es simulado como un flujo en canales rectangulares poco profundos. La dirección del flujo (en las ocho direcciones posibles), el ancho de la calle y la rugosidad se especifican para los elementos o celdas que componen una calle. Al igual que en los canales que representan los cauces el intercambio de flujo entre las calles y la planicie es simulado por el modelo FLO-2D.

Esta herramienta debe ser usada si el ancho de la calle es menor que el ancho de una celda. De otro modo se debe asignar únicamente el valor de la rugosidad de la superficie de la calle a las celdas que la contienen.

Infiltración

La infiltración y abstracción son simuladas en el modelo FLO-2D para determinar las pérdidas de precipitación debido a la cobertura del suelo. Para ello el modelo FLO-2D

utiliza dos métodos: el modelo de infiltración Green-Ampt y el método de número de curva, *CN*. Los alcances de este proyecto no incluían trabajos de campo para estimación de la conductividad hidráulica en campo, entre otros parámetros que requiere el modelo Green-Ampt; por esta razón, el método utilizado fue el de número de curva, *CN*.

8.1.10. Fases del programa

El modelo matemático bidimensional FLO-2D trae consigo un grupo de programas preprocesadores y postprocesadores, tanto para ingresar los datos como para ver los resultados. Entre los programas preprocesadores se encuentran el *GDS* (Grid Developer System o sistema para la elaboración de la malla computacional) y el *PROFILES*. Adicionalmente el modelo cuenta con una interface gráfica de usuario (*GUI*) en la cual el usuario puede ejecutar el programa, ingresar datos, tener acceso a los diferentes pre y postprocesadores y acceder a los comentarios explicativos de las distintas variables y parámetros del modelo FLO-2D.

El preprocesador *GDS* permite al usuario ingresar la información de la zona de estudio de una forma sencilla, visualizándola gráficamente. A través del *GDS* se ingresa la información topográfica y se discretiza en celdas cuadradas mediante la creación de la malla computacional, se trazan los canales y las calles, se esquematizan las obstrucciones del flujo, se ingresa diques y demás estructuras hidráulicas. También el *GDS* es utilizado para asignar los valores de rugosidad de las planicies, los canales y las calles en cada celda. Además, es posible importar fotos aéreas georreferenciadas y archivos shape como imágenes de fondo para apoyar la edición gráfica.

El preprocesador *PROFILES* sirve para la edición de las secciones transversales de los canales. Mediante esta herramienta es posible ajustar el perfil y la pendiente de los canales e interpolar las secciones transversales.

Por otra parte, los postprocesadores con los que cuenta el modelo FLO-2D son *MAXPLOT*, *MAPPER* e *HYDROG*. Estos programas permiten al usuario la visualización de los resultados de la simulación así como la generación de mapas de inundaciones y amenaza.

El postprocesador *MAXPLOT* permite una visualización rápida de los resultados, la cual no cuenta con muchos detalles. Entre los resultados que pueden apreciarse se encuentran las profundidades y velocidades de flujo máximas y finales de las llanuras, calles y canales, así como la energía específica máxima, entre otros.

El postprocesador *HYDROG* muestra la hidrógrafa de caudales en cualquier elemento del canal y parámetros hidráulicos como la velocidad del flujo, la profundidad, el caudal, el área de flujo, el radio hidráulico, el perímetro mojado, el ancho superior, la relación entre ancho y profundidad y la pendiente de la línea de energía.

Mediante el postprocesador *MAPPER* se crean los mapas de inundación y amenaza. Al igual que el postprocesador *MAXPLOT*, pueden verse las profundidades y velocidades de flujo máximas y finales de las llanuras, calles y canales de una forma más detallada.

Los mapas de amenaza son generados con base en la metodología desarrollada por García et al: (2003, 2005), la cual se describe en el capítulo 8.x. Sin embargo, el usuario puede personalizar la determinación de la amenaza ingresando el rango de valores de profundidad máxima y el producto de la velocidad y la profundidad para cada nivel de amenaza dependiendo del tipo de evento (inundación o flujo de lodos).

8.2. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL FLO-2D

8.2.1. Esquematización

8.2.1.1. Descripción de la malla computacional

La modelación hidráulica se da inicio a partir del modelo digital de elevaciones (DEM por sus siglas en inglés) de la zona de estudio del municipio de Riofrio, el cual tiene curvas de nivel cada 2 m.

Posteriormente se define el tamaño de las celdas o elementos cuadrados que conformarán la malla computacional; para ello se eligieron tres tamaños de celda de 20, 30 y 50 m de longitud, con base en la recomendación del manual en cuanto al número máximo de celdas que debe tener una malla, ya que si ésta tiene más de 30000 celdas el tiempo computacional resulta muy alto.

Después se definen las fronteras del modelo y el dominio computacional por fuera del cual el programa no realiza ningún tipo de cálculo, y así se obtiene la malla computacional. Vale la pena aclarar que la malla no debe tener una orientación ni una forma particular; debe procurarse sin embargo que las fronteras del modelo estén suficientemente distanciadas de los sitios de mayor interés en el estudio. De esta forma se cuenta con tres mallas para el municipio de Riofrio: uno de ellos tiene alrededor de 5000 celdas de 50 m de longitud; una segunda malla de elementos cuadrados de 30 m de lado con alrededor de 20000 celdas; y, por último, una malla con celdas de 20 m de longitud y compuesta por aproximadamente 30000 elementos o celdas.

Luego se realiza la interpolación de los puntos de elevación. Para ello el programa GDS brinda distintas opciones de interpolación en las que el usuario elige el número mínimo de puntos de elevación a considerar en la vecindad de cada elemento y el radio de interpolación, entre otros parámetros de acuerdo con la densidad de la información topográfica. En este proyecto se utilizó el promedio de la cantidad de puntos de elevación por elemento y el método de la desviación estándar. De esta forma es asignado un único valor de elevación -que puede ser modificado manualmente- a cada celda de la malla computacional.

8.2.1.2. Rugosidad de las llanuras

Cada celda de la malla computacional tiene un valor de rugosidad de Manning de 0.04 (valor que trae el modelo FLO-2D por defecto). Por ello es necesario implementar la variabilidad espacial de la rugosidad para representar correctamente los diferentes obstáculos presentes en la zona de estudio. En la planicie del municipio de Riofrío existen cultivos de caña, pastos naturales, árboles, guadua, rastrojo y zona urbana (superficies en concreto). Los valores de rugosidad de las llanuras se ingresan inicialmente para 0.15 m de profundidad de inundación; se debe realizar una primera simulación sin tener en cuenta la variabilidad vertical de la rugosidad. Posteriormente se ingresan los valores de rugosidad de las planicies para 1 m de inundación, realizando otra simulación teniendo en cuenta la variación en la vertical de la rugosidad en las llanuras (ver numeral 5.10). Posteriormente ambos resultados son comparados para efectos de calibración y análisis de sensibilidad. En la Tabla 43 se muestran los valores de rugosidad de Manning de las diferentes coberturas de suelo presentes en la zona de estudio del municipio de Riofrío, para profundidades de inundación de 0.15 y 1 m, con base en la información hidrológica de usos del suelo y las fotografías aéreas.

Tabla 43. Valores estimados de la rugosidad de Manning en las planicies de la zona de estudio del municipio de Riofrío.

Tipo de cobertura	Valores de rugosidad de Manning n ($s/m^{1/3}$)	
	Profundidad de inundación de 1 m	Profundidad de inundación de 0.15 m
Cañaduzales	0.271	0.076
Rastrojo	0.1	0.1
Pasto natural	0.035	0.032
Zona urbana	0.025	0.025
Guaduales	0.313	0.088
Árboles	0.054	0.012

En los cañaduzales se asumió una densidad de 24 tallos por metro cuadrado; en los guaduales se estimó una densidad de 16 guaduas por metro cuadrado; y en los árboles se tomó un diámetro promedio de 0.5 m con base en las observaciones de campo realizadas en la zona de estudio del municipio de Riofrío.

8.2.1.3. Esquematización de la batimetría de los ríos y canales

Como primera medida se deben ingresar las secciones transversales de los ríos y los canales teniendo en cuenta solamente las bancas derecha e izquierda de cada sección, obviando la información topográfica de las llanuras puesto que ésta se encuentra incluida en el modelo digital de elevaciones del terreno. Después se procede a trazar los canales que representarán los tres cauces a modelar en la zona de estudio del municipio de Riofrío (los ríos Riofrío y Cuancua y la acequia La Liga) por la margen izquierda ya

que el modelo calcula posteriormente la margen derecha de acuerdo con el ancho de cada sección. Esto es llevado a cabo en el preprocesador *GDS*, procurando que cada canal esquematizado en el modelo se asemeje a cada cauce, sin cambios bruscos en el trazado.

Es necesario señalar que el modelo FLO-2D calcula las profundidades de flujo promedio y, por consiguiente, es más significativo para la exactitud final de los resultados representar correctamente las características batimétricas promedio en una región que representar de manera exacta la batimetría de todos los puntos de la malla.

Como se mencionó anteriormente, cada elemento de canal debe tener una sección transversal. Debido a que los levantamientos batimétricos se realizan aproximadamente cada 100 m es necesario interpolar las secciones transversales originales para lograr que en cada celda del canal haya una sección transversal. Esto se logra mediante los programas preprocesadores *GDS* o *PROFILES*.

Los valores de la rugosidad de Manning en los ríos Riofrío y Cuancua ingresados al modelo se muestran en las Tablas 44 y 45, respectivamente; la determinación de estos valores se presenta en el numeral 5.9 (ver Tablas 11 y 12). En la acequia La Liga se asumió un valor de rugosidad constante de Manning de $0.035 \text{ s/m}^{1/3}$ en todas las secciones transversales de este cauce.

Tabla 44. Factores de rugosidad de Manning en el cauce principal del río Riofrío.

Secciones	Abscisas	n ($\text{s/m}^{1/3}$)
1 - 4	K0 + 000 - K0 + 782.51	0.04
4 - 7	K0 + 782.51 - K1 + 392.39	0.04
7 - 11	K1 + 392.39 - K1 + 845.60	0.04
11 - 23	K1 + 845.60 - K3 + 292.98	0.03
23 - 29	K3 + 292.98 - K4 + 432.48	0.03

Tabla 45. Factores de rugosidad de Manning en el cauce principal del río Cuancua.

Secciones	Abscisas	n ($\text{s/m}^{1/3}$)
1 - 4	K0 + 000 - K0 + 73.06	0.03
4 - 5	K0 + 73.06 - K0 + 611.84	0.04
5 - 7	K0 + 611.84 - K0 + 851.63	0.05

Puentes

En la zona de estudio y sobre el río Riofrío y en la acequia La Liga existen varios puentes, los cuales fueron implementados en el modelo. Entre éstos se encuentran el puente Alfonso Bonilla Aragón sobre el río Riofrío y ocho pequeños puentes ubicados sobre la acequia La Liga, los cuales, a pesar de su tamaño, son un obstáculo en el tránsito del flujo. Esto genera un efecto de remanso, originando mayores niveles de inundación hacia aguas arriba de ellos. Para representar estructuras hidráulicas como puentes en el modelo FLO-2D es necesario determinar las curvas de calibración de cada

una de estas estructuras. Para la generación de estas curvas se utilizó el modelo unidimensional HEC-RAS.

Al introducir estructuras hidráulicas al modelo FLO-2D se genera automáticamente en la carpeta del proyecto un archivo llamado HYSTRUC.DAT, el cual contiene la información correspondiente a todas las estructuras hidráulicas en la zona de estudio. En dicho archivo se encuentra el nombre de las estructuras y las curvas o tablas de calibración que relacionan los niveles de flujo con los caudales correspondientes.

Las tablas de calibración en los puentes y obtenidas mediante la implementación del modelo unidimensional HEC-RAS se presentan en el Anexo 2.

8.2.1.4. Propiedades reológicas

Con base en los diámetros característicos de las muestras tipo (Tabla 40) y los diámetros característicos resultantes de los ensayos de hidrometrías realizados en el municipio de Riofrío (Tabla 7 y 8) se efectuó la comparación para determinar los valores de los coeficientes α_1 , β_1 , α_2 y β_2 que mejor se ajustan a las características reológicas de los materiales finos que pueden transportar los cauces de la zona de estudio en una avenida torrencial. Además de los tamaños de los diámetros característicos, d_{50} y d_{84} , en esta comparación también se tuvo en cuenta el contenido de arcillas (en porcentaje) de las muestras. Las muestras tipo que más se asemejan a las de la zona de estudio del municipio de Riofrío son “Aspen apique 1”, “Aspen suelo natural” y “Aspen relleno de mina”. En la Figura 48 se presenta la comparación de los diámetros característicos de las tres muestras tipo mencionadas y los diámetros característicos resultantes de las hidrometrías de las cinco muestras tomadas en el municipio de Riofrío.

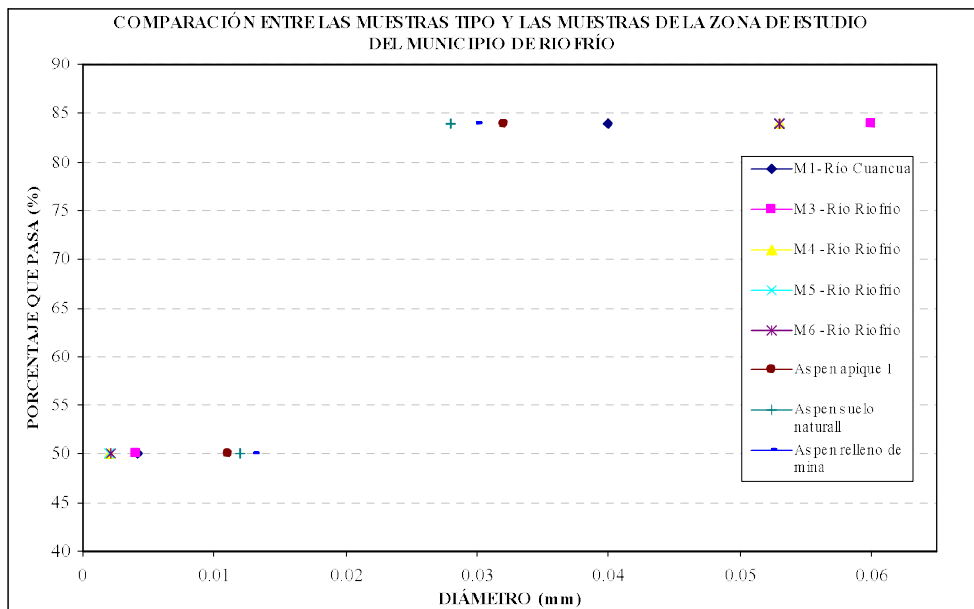


Figura 48. Comparación entre los diámetros característicos de tres muestras tipo y los resultados de las hidrometrías en el municipio de Riofrío.

La muestra tipo con mayor similitud al material de la zona de estudio es “Aspen apique 1”; por lo tanto, los coeficientes α_1 , β_1 , α_2 y β_2 ingresados al modelo son los correspondientes a dicha muestra (ver Tabla 41). Para efectos de calibración y análisis de sensibilidad se realizaron simulaciones empleando los valores de los coeficientes de las otras dos muestras (“Aspen suelo natural” y “Aspen relleno de mina”).

8.2.1.5. Volumen total y concentración volumétrica de sedimentos

Los estudios de geología y geotecnia permitieron estimar el volumen potencial de materiales que pueden llegar a los ríos Riofrío y Cuancua originados por la erosión superficial y posibles deslizamientos en la cuenca (28207 m³). Sin embargo, considerando que no fue posible, por limitaciones presupuestales, realizar un programa geotécnico de campo extensivo y detallado en toda la cuenca, se aplicó un factor de seguridad al volumen de materiales estimado inicialmente. Esto con el fin de determinar la hidrógrafa de la mezcla agua – sedimentos (flujo de lodos) que se debe ingresar a modelo matemático como condición de frontera para llevar a cabo la simulación de los eventos de avenidas torrenciales o flujo de lodos. Adoptando un factor de seguridad de 5.0 se obtuvo un volumen de sedimentos de 141035 m³, de los cuales se asumió que el 80% llega al río Riofrío y el 20% restante puede ser arrastrado hacia el río Cuancua. Por lo tanto, el río Riofrío podría transportar durante una creciente o avenida torrencial 112828 m³ y el río Cuancua un volumen de 28207 m³.

Debido a que el volumen total de agua de las hidrógrafas de caudales para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años de estos dos ríos es muy superior a los volúmenes de sedimentos que dichos cauces podrían arrastrar eventualmente durante una avenida torrencial (ver Tabla 1), los valores estimados de la concentración volumétrica de sedimentos, C_v , resultan demasiado pequeños. Por ello, para estimar la hidrógrafa de la mezcla agua – sedimentos se optó por establecer una concentración volumétrica de sedimentos, C_v , de 5% (de acuerdo con la clasificación de Meunier (1991), presentada previamente) y variable en el tiempo, asumiendo que la concentración volumétrica máxima de 5% ocurre simultáneamente con el caudal pico y no a lo largo de todo el periodo de simulación.

8.2.1.6. Infiltración

Teniendo en cuenta las características geomorfológicas y la cobertura vegetal de la cuenca, los suelos se pueden clasificar, desde el punto de vista hidrológico, con base en los criterios propuestos por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS) de los Estados Unidos. Esta metodología supone que en un suelo totalmente impermeable la infiltración es nula y la precipitación es igual a la escorrentía superficial; en contraste, en un suelo completamente permeable el volumen total de lluvia se infiltra y la escorrentía superficial es igual a cero.

Para la aplicación de la metodología del SCS se deben clasificar los suelos de acuerdo con su grado de permeabilidad, designando los tipos de suelo con las letras A, B, C, y D, los cuales se describen a continuación:

- Suelos tipo A: Suelos con un potencial de escurrimiento bajo, altas capacidades de infiltración cuando están completamente húmedos y alta transmisión de agua (principalmente arenas y gravas muy bien gradadas).
- Suelos tipo B: Suelos con capacidad de infiltración moderada cuando están completamente húmedos y velocidades medias de transmisión de agua. Son principalmente suelos medianamente profundos y drenados, de textura entre moderada y muy fina.
- Suelos tipo C: Suelos con capacidad de infiltración y transmisión de agua bajas cuando están completamente húmedos. Son principalmente suelos de textura fina o moderadamente fina.
- Suelos tipo D: Suelos con capacidad de infiltración y transmisión de agua muy bajas cuando están completamente húmedos. Se expanden significativamente cuando se mojan (principalmente arcillas altamente plásticas).

La información de cobertura y usos del suelo de la zona de estudio del municipio de Riofrío se empleó para determinar los números de curva, CN , y, finalmente, implementarlos en el modelo matemático FLO-2D.

8.2.1.7. Condiciones de frontera

Las condiciones hidrodinámicas a definir en las fronteras abiertas del modelo se denominan Condiciones de Frontera y revisten especial importancia durante el proceso de implementación de un modelo matemático. En el primer elemento o sección de cada canal se deben ingresar las hidrógrafas para los diferentes periodos de retorno que se quieren simular; en el último elemento o sección de cada canal (si éste no deriva sus aguas directamente a otro cauce) el modelo FLO-2D ofrece varias opciones de salida de flujo, entre las que se encuentran: los niveles de agua (si se dispone de ellos), la curva de calibración (cuando se tiene) o el vertimiento libre del flujo. Aunque lo ideal sería tener alguna de las dos primeras opciones para propósitos de calibración, en muchos casos no se cuenta con suficiente información medida en campo. Por lo tanto, en la zona de estudio del municipio de Riofrío (donde no existen estaciones hidrométricas) las condiciones de frontera inferior del río Riofrío y la acequia La Liga se establecieron mediante la libre salida del flujo. Además de asignar los elementos de salida de los cauces y canales se deben definir los elementos de salida del flujo de la planicie de la zona de estudio, pues, de lo contrario, se crearía un efecto de remanso que no se asemeja a la realidad. Para ello se definen los nodos de salida que se encuentran ubicados en los bordes del dominio computacional, donde las elevaciones presentan los niveles más bajos. Se pueden definir cuantos nodos de salida se requieran; sin embargo, hay algunas especificaciones que deben ser tenidas en cuenta para su ubicación (deben estar alejados de las zonas de interés y no deben contener ningún otro elemento como calles u obstrucciones).

Condiciones iniciales

Las condiciones iniciales en el modelo hidrodinámico se refieren a las características hidrodinámicas (niveles de agua y caudales) que se presentan en el instante inicial ($t = 0$) del periodo a simular en toda el área de estudio. Estas características hidrodinámicas corresponden a las condiciones reales en la naturaleza o prototipo y, por lo tanto, deben ser medidas en campo simultáneamente en toda la zona de estudio. Sin embargo, frecuentemente no es posible disponer de esta información debido a las dificultades económicas para llevarlas a cabo. El modelo matemático FLO-2D, teniendo en cuenta lo anterior, tiene la opción de no exigir al modelador el ingreso de estas condiciones iniciales. Considerando que en la zona de estudio del municipio de Riofrío no se dispone de esta información se optó por esta facilidad del modelo FLO-2D. En este caso el modelo FLO-2D genera las condiciones iniciales a partir de los caudales correspondientes al instante inicial de las hidrógrafas de caudales definidas en las fronteras del modelo.

8.2.2. Simulación

Una vez introducida la información esquematizada o discreta de toda el área a analizar en el modelo matemático FLO-2D se debe dar inicio al proceso de calibración y verificación del modelo con base en la información disponible de caudales, niveles, áreas inundables y registros históricos. Posteriormente, se realiza el análisis de sensibilidad con el fin de investigar la influencia de los principales parámetros numéricos y físicos en el comportamiento hidrodinámico de los cauces y canales de la zona de estudio del municipio de Riofrío.

8.2.2.1. Calibración

Generalidades

La calibración de un modelo consiste en el proceso de ajuste de los elementos geométricos simplificados (batimetría, contornos de estructuras, etc.) y de los valores de los coeficientes empíricos (hidráulicos, de transporte, de sedimentos, etc.) que aparecen en las diferentes ecuaciones (hidrodinámicas, de los sedimentos, etc.), de tal manera que los eventos simulados en el modelo reproduzcan de la mejor manera posible los eventos de la naturaleza.

Generalmente los resultados del modelo al inicio del proceso de calibración difieren en mayor o menor grado de los valores medidos en la naturaleza. El objetivo fundamental de la calibración es, por lo tanto, afinar el modelo de tal manera que las diferencias entre los valores calculados en la simulación y los valores medidos en la naturaleza sea mínima o despreciable. Este ajuste debe realizarse siempre teniendo en cuenta las características físicas de los diferentes parámetros y variables involucradas en los procesos hidrodinámicos y sedimentológicos en los cauces, de tal manera que los mismos (parámetros y variables) deben encontrarse dentro de rangos característicos de los cauces como de la zona de estudio (rangos físicamente válidos).

El potencial de un modelo para reproducir y predecir los eventos reales (flujos, sedimentación, erosión, etc.) y la calidad potencial de su calibración dependerá de la calidad y cantidad de los datos topográficos, topológicos, hidráulicos y sedimentológicos disponibles para el sistema en estudio (Cunge y otros, 1980).

Parámetros susceptibles de ajuste del modelo matemático FLO-2D

El proceso de ajuste se debe iniciar por los parámetros que más afectan los resultados del modelo. Para identificar estos parámetros, el análisis de sensibilidad puede ser de gran ayuda.

Los siguientes son los parámetros más comunes del modelo matemático FLO-2D, susceptibles a ajuste:

- Batimetría (área de flujo de las secciones transversales)
- Rugosidad del lecho y planicie
- Factor de variación en la vertical de la rugosidad del lecho y la planicie
- Limitación del número de Froude
- Intervalo de tiempo, Δt
- Tamaño de celda, Δx
- Parámetro de resistencia K para flujo laminar

Es importante mencionar que la información con la cual se cuenta para realizar la calibración es muy limitada; únicamente se tienen, con base en los registros de eventos históricos de inundaciones, las zonas del casco urbano y de expansión urbana del municipio de Riofrío en donde se han presentado estos eventos. Por lo tanto, la calibración del modelo se debe realizar con base en el área inundada, asumiendo que dicha área fue afectada por inundaciones correspondientes al periodo de retorno de 100 años.

8.2.2.2. Verificación del modelo

La verificación del modelo consiste en efectuar una o más simulaciones hidrodinámicas para otras condiciones de niveles y caudales diferentes a las empleadas durante el proceso de calibración. Para ello se deberá disponer de la información de campo suficiente (para el modelo hidrodinámico son los niveles de agua, las velocidades de la corriente y los caudales) en las secciones de control preestablecidas. Los resultados del modelo para estas nuevas condiciones se compararían con los datos de campo disponibles en las secciones o estaciones de control. Si se obtiene un buen ajuste, se considera que el modelo ha sido verificado. En caso contrario, se deberá revisar el proceso de calibración y realizar los ajustes correspondientes al modelo (p.e. revisar los factores de rugosidad, niveles batimétricos, condiciones de frontera, etc.).

En el caso particular del modelo matemático de la zona de estudio del municipio de Riofrío no se dispone de información de campo suficiente para poder realizar una verificación adecuada del modelo. Únicamente se cuenta con las hidrógrafas de

caudales en los ríos Riofrío y Cuancua, correspondientes a los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

Debido a esta limitación el modelo debe ajustarse lo mejor posible una vez terminada la calibración, de acuerdo con los mapas de registros de eventos históricos de inundaciones existentes en la zona de estudio.

8.2.2.3. Análisis de sensibilidad

Generalidades

Un análisis de sensibilidad permite evaluar la influencia de un determinado parámetro físico o numérico en los resultados de la simulación de un proceso en un sistema; es decir, permite investigar la respuesta del sistema cuando un parámetro dado es modificado. De esta manera es posible establecer cuáles parámetros son más sensibles en el proceso de simulación, por cuanto pequeñas variaciones en ellos originan grandes cambios en la hidrodinámica del sistema, en algún sector o en toda el área en estudio. Este proceso puede realizarse manualmente o usando programas elaborados con este propósito.

El análisis de sensibilidad suministra información valiosa para diferentes fines:

- Precisión requerida para los datos de entrada del modelo, las condiciones iniciales y otros parámetros como la rugosidad
- Establecer los parámetros que ejercen mayor influencia sobre las respuestas del modelo
- Calibración del modelo
- Diseño y ejecución de nuevos programas de campo, haciendo énfasis en las variables que mayor influencia ejercen en los procesos hidrodinámicos y sedimentológicos

Análisis de sensibilidad del modelo de la zona de estudio del municipio de Riofrío

El análisis de sensibilidad del modelo matemático de la zona de estudio del municipio de Riofrío se realizó variando de forma individual un número de factores asumidos independientemente para el fenómeno de inundaciones. Se evaluó la influencia de cada uno de los parámetros en la hidrodinámica del río, esto es, en la variación de las profundidades, los caudales y las velocidades de flujo.

Esto se realizó con el fin de estimar las posibles variaciones que se generan en los resultados del modelo al modificar cada parámetro. La comparación de resultados se realizó en dos secciones transversales del río Riofrío –justo después de la confluencia del río Cuancua y aguas arriba del puente Alfonso Bonilla Aragón– en las secciones 10 y 15, con abscisas $K1 + 725.48$ y $K2 + 282.38$, respectivamente, y en una sección del río Cuancua –justo antes de la confluencia en el río Riofrío– en la sección 6, con abscisa $K0 + 749.96$. Estas secciones fueron seleccionadas ya que representan sitios de interés en el modelo. Finalmente, se escogieron los valores de los parámetros que al ser implementados en el modelo matemático de la zona de estudio brindan los resultados de

las áreas inundadas estimadas que se asemejan más a las áreas inundadas registradas en el mapa de eventos históricos para el fenómeno de inundaciones.

Con base en los valores adoptados de los diferentes parámetros considerados, finalmente para el fenómeno de inundaciones se procedió a simular el fenómeno de avenidas torrenciales, en donde se realizó también la variación de algunos parámetros como se indica más adelante; para este fenómeno se efectuó el mismo proceso de comparación de resultados en los mismos sitios de interés, hasta encontrar los valores definitivos para realizar la simulación de dicho fenómeno.

Para el análisis de la influencia en la hidrodinámica de los ríos Riofrío y Cuancua de cada uno de los siguientes parámetros físicos y numéricos se realizaron diferentes simulaciones numéricas, variando en cada una de ellas solamente el valor del parámetro en consideración dentro de un rango relativamente amplio, para el fenómeno de inundaciones, y, posteriormente, para el fenómeno de avenidas torrenciales:

- Rugosidad del lecho de los ríos Riofrío y Cuancua: los valores de rugosidad de Manning se variaron desde 0.045 hasta $0.07 \text{ s/m}^{1/3}$. Finalmente, el valor adoptado de la rugosidad para ambos cauces fue de $0.07 \text{ s/m}^{1/3}$.
- Rugosidad de las planicies de inundación: para establecer la influencia de la rugosidad de la planicie de inundación sobre las características hidrodinámicas del flujo en la misma se realizaron dos simulaciones diferentes. En la primera se adoptó una rugosidad constante en la vertical, la cual se calculó de acuerdo con la metodología presentada en el numeral 5.10 para una profundidad de flujo de 0.15 m (los valores ingresados al modelo se presentan en el Tabla 43). La segunda simulación se efectuó considerando una rugosidad variable en la vertical de acuerdo con la metodología del modelo FLO-2D (ver numeral 8.1.8). Las rugosidades introducidas en todas las celdas de la malla corresponden a las calculadas para una profundidad del flujo de 1 m en la planicie (ver numeral 5.10 y Tabla 43); para una profundidad de 0.06 m se adoptó una rugosidad de $0.2 \text{ s/m}^{1/3}$. El análisis comparativo de los resultados obtenidos de estas dos simulaciones permitió adoptar finalmente la segunda alternativa, es decir, considerando una rugosidad variable en la vertical en la planicie de inundación, ya que las áreas inundadas estimadas se aproximan mejor a las áreas inundadas históricamente.
- Factor de variación en la profundidad de la rugosidad del lecho de los cauces: al igual que la rugosidad de las llanuras, ésta también puede ser variada en los canales respecto a la profundidad de flujo de acuerdo con la metodología del modelo matemático FLO-2D (ver numeral 8.1.8). Este factor (factor r2) fue variado desde 0 hasta 0.4, adoptándose en la simulación, finalmente, un valor de 0.4 puesto que las áreas inundadas estimadas se asemejan más a las áreas inundadas registradas en el mapa de eventos históricos.
- Limitación del número de Froude en la planicie: el número de Froude fue limitado en la planicie de inundación a 0.99 para garantizar, como es de esperarse, debido a las velocidades bajas, un régimen de flujo subcrítico en las llanuras. Se compararon estos resultados con los de la simulación realizada sin limitar este parámetro. En conclusión, se adoptó la limitación del número de Froude en la planicie.

- Limitación del número de Froude en los canales: el número de Froude fue limitado a 0.99 para garantizar un régimen de flujo subcrítico en los canales. Se compararon estos resultados con los de la simulación realizada sin limitar este parámetro. Finalmente, no se adoptó la limitación del número de Froude en los canales, dado que es muy posible que durante las crecientes el régimen sea supercrítico a causa de las pendientes relativamente altas de los cauces en la zona de estudio.

- Intervalo de tiempo, Δt : este parámetro fue reducido hasta que las diferencias en las profundidades, los caudales y las velocidades del flujo entre dos simulaciones consecutivas fueron despreciables. El intervalo de tiempo, Δt , fue variado desde 0.1 hasta 0.0005 h. En definitiva, se adoptó un intervalo de tiempo de 0.001 h, es decir, 3.6 segundos.

- Tamaño de celda, Δx : como se indicó previamente, se construyeron e implementaron tres mallas con celdas de 20, 30 y 50 m de lado y se compararon los resultados. Finalmente, se adoptó un tamaño de celda de 20 m de lado, por cuanto el modelo arroja una mayor precisión y el tiempo computacional es todavía razonable.

Los factores que se consideraron y evaluaron en los procesos de análisis de sensibilidad y calibración del fenómeno de avenidas torrenciales son los siguientes:

- Parámetro de resistencia K para flujo laminar: este parámetro se varió teniendo en cuenta las distintas superficies presentes en la zona de estudio, de acuerdo con la Tabla 39. Estos resultados no presentaron diferencias significativas entre ellos por lo cual fue adoptado un valor de 250 para las simulaciones de avenidas torrenciales para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

- Los coeficientes empíricos $\alpha_1, \beta_1, \alpha_2$ y β_2 : como se indicó previamente, adicionalmente se realizaron simulaciones considerando los valores de los coeficientes de las muestras “Aspen suelo natural” y “Aspen relleno de mina” (ver Tabla 41). Después de realizar la comparación con la simulación utilizando la muestra “Aspen apique 1” se pudo apreciar que las diferencias entre profundidades, velocidades y caudales de flujo eran muy pequeñas, por lo cual se optó por utilizar los coeficientes de la muestra tipo “Aspen apique 1”, ya que las muestras analizadas de los cauces de la zona de estudio del municipio de Riofrío presentan características granulométricas y de contenido de arcillas algo similares a ésta.

Como se indicó previamente, el modelo matemático FLO-2D está basado en la conservación del volumen, siendo ésta una de las características más importantes de este modelo. El error máximo permisible en la conservación del volumen para considerar una simulación numérica confiable es de 0.001% del volumen total de las hidrógrafas de entrada, tanto para el fenómeno de inundaciones como para el de avenidas torrenciales. En las simulaciones finales el volumen se conservó de manera satisfactoria.

En las Figuras 49 a 120 se presentan los resultados gráficos del análisis de sensibilidad de las comparaciones realizadas considerando las variaciones de los diferentes parámetros.

8.2.2.4. Resultados

Escogidos los valores de los diferentes parámetros mediante los procesos de análisis de sensibilidad y calibración, se procedió a realizar las simulaciones para la determinación de las áreas potencialmente inundables y los niveles de amenaza para los escenarios correspondientes a los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años, para los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales.

Después de obtener los resultados de las simulaciones de los tres escenarios, tanto para inundaciones como para avenidas torrenciales, se determinaron los resultados en algunos sectores de interés del río Riofrío y el río Cuancua. Los resultados se graficaron en tres secciones del río Riofrío (aguas arriba de la desembocadura del río Cuancua, justo después de la confluencia del río Cuancua y aguas arriba del puente Alfonso Bonilla Aragón) en las secciones 4, 10 y 15, con abscisas $K0 + 182.51$, $K1 + 725.48$ y $K2 + 282.38$, respectivamente, y en una sección del río Cuancua (justo antes de la confluencia en el río Riofrío) en la sección 6, con abscisa $K0 + 749.96$.

En las Figuras 121 a 204 se presentan los resultados de los parámetros hidrodinámicos (niveles, velocidades y caudales) en distintos sectores de los ríos Riofrío y Cuancua, para los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales; también se presentan los resultados gráficos del perfil de los niveles máximos de flujo a lo largo de los ríos Riofrío y Cuancua en la zona de estudio.

VARIACIÓN DE LA RUGOSIDAD DE MANNING EN LOS CANALES

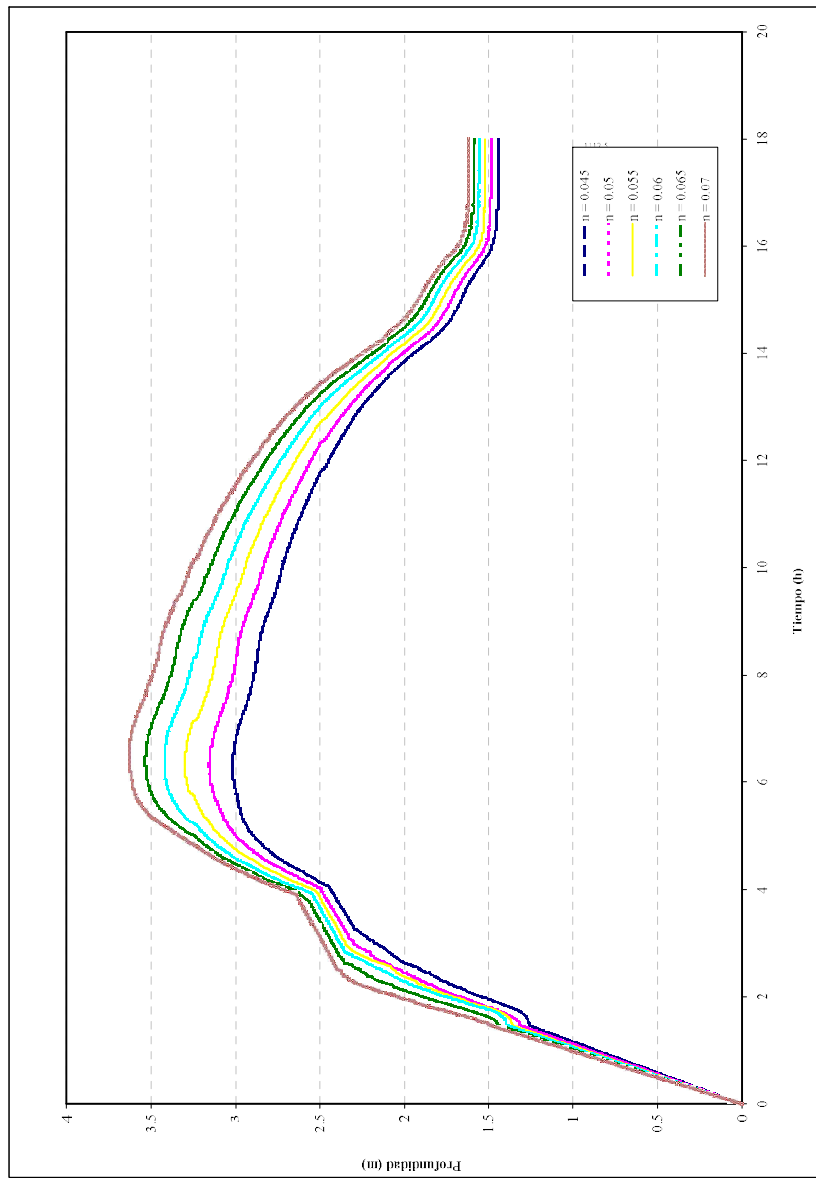


Figura 49. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el techo del canal, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

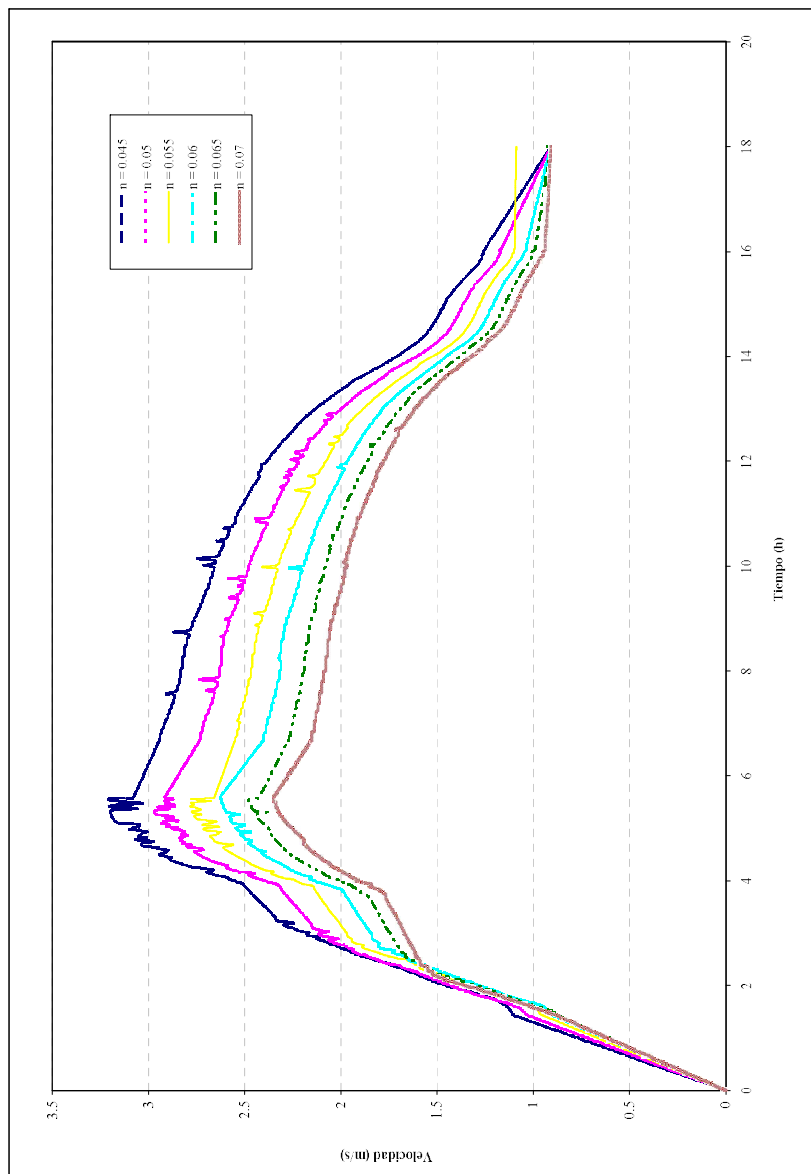


Figura 50. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

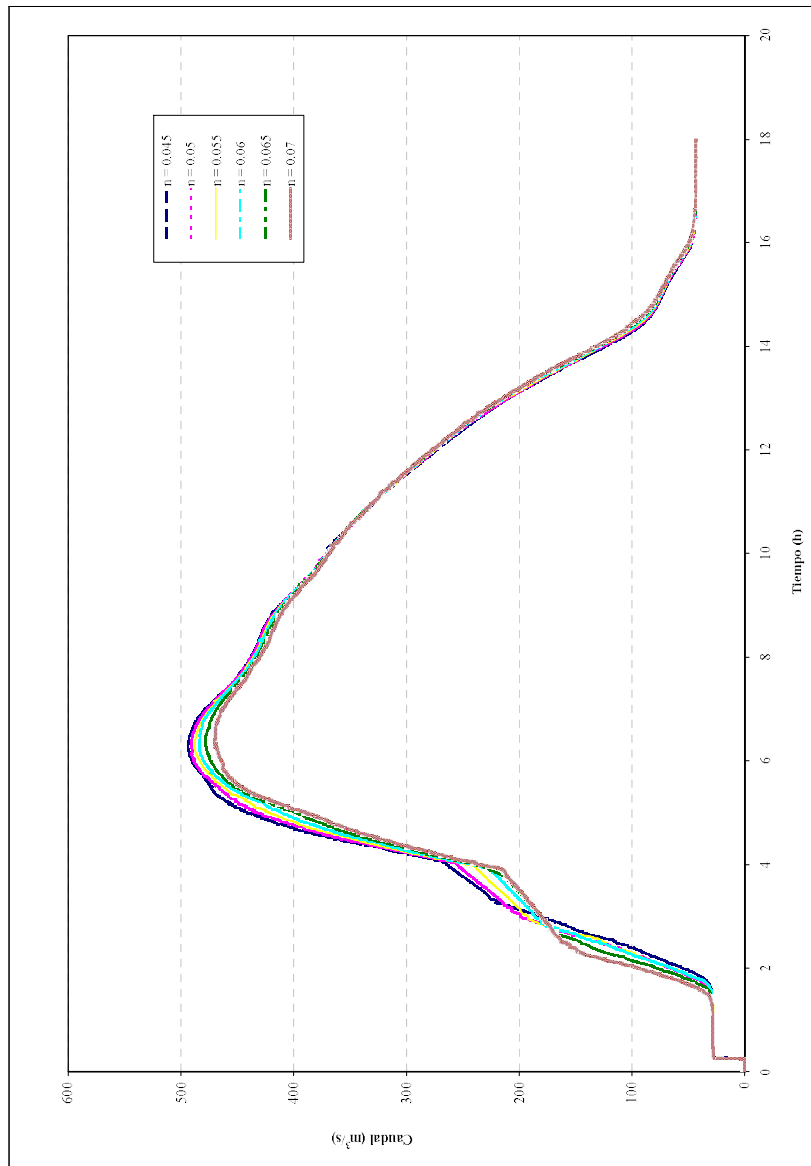


Figura 51. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en los caudales Rio Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

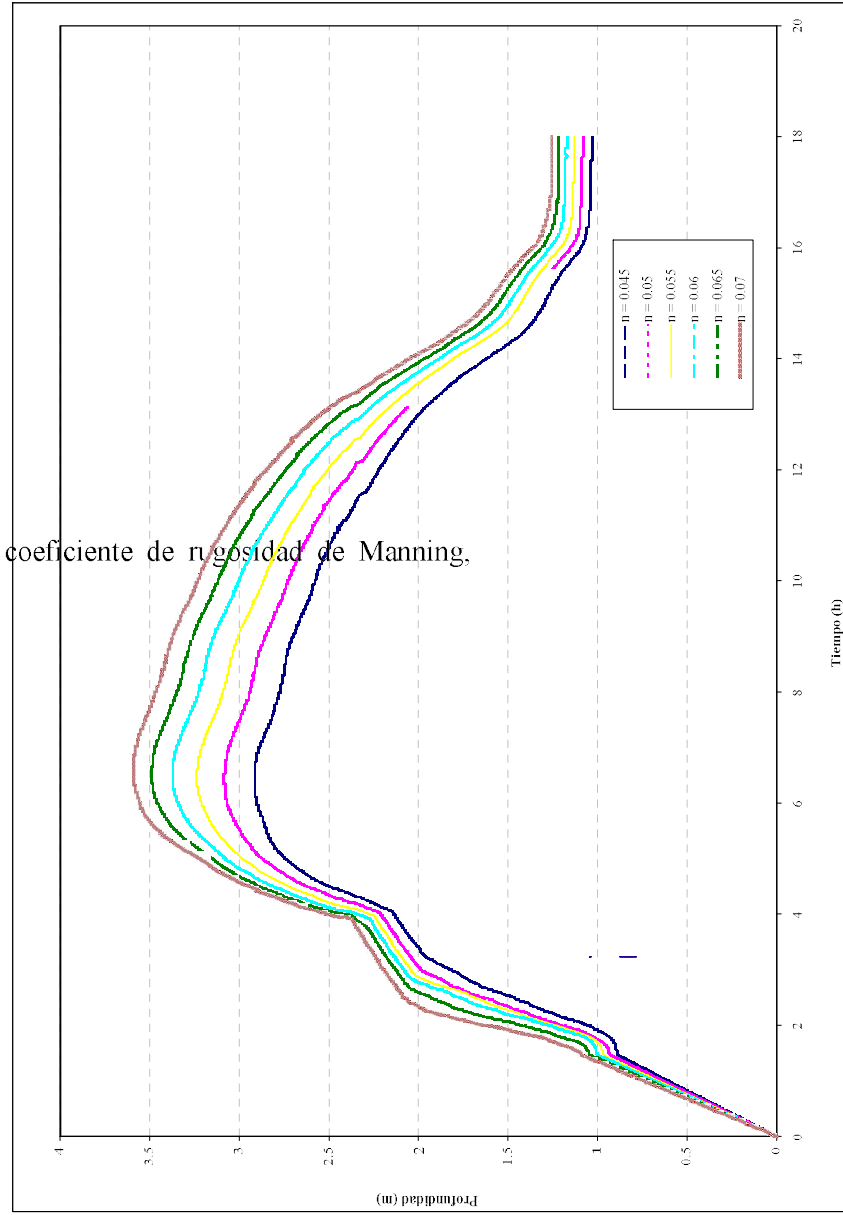


Figura 52. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.

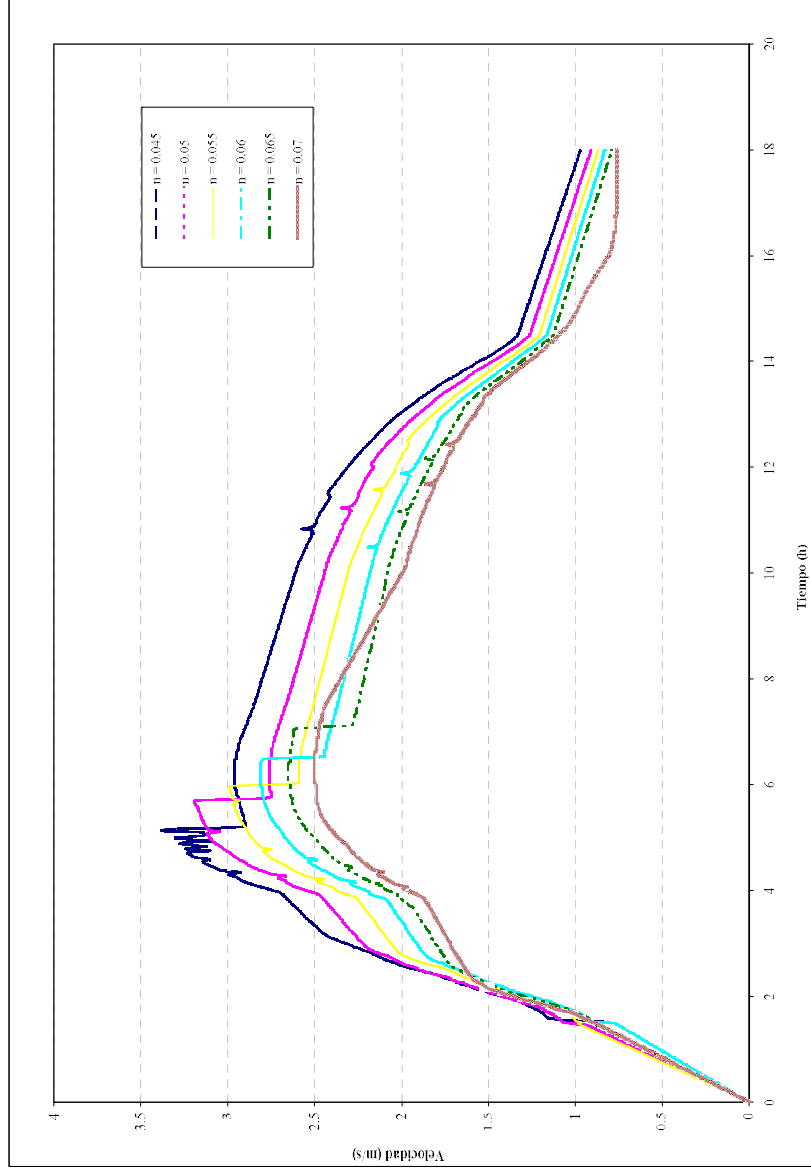


Figura 53. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en la velocidad. Río Riofrio - Sección 15 - K2+282.37.

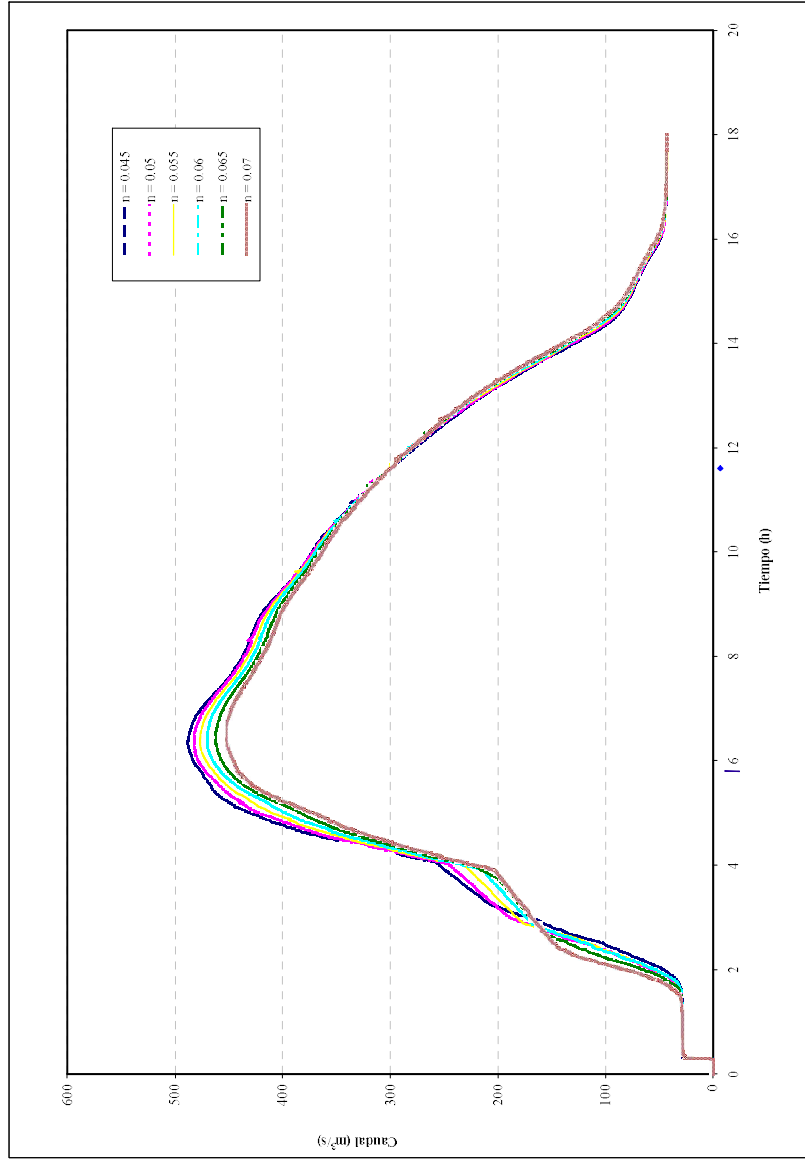


Figura 54. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en los caudales Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.

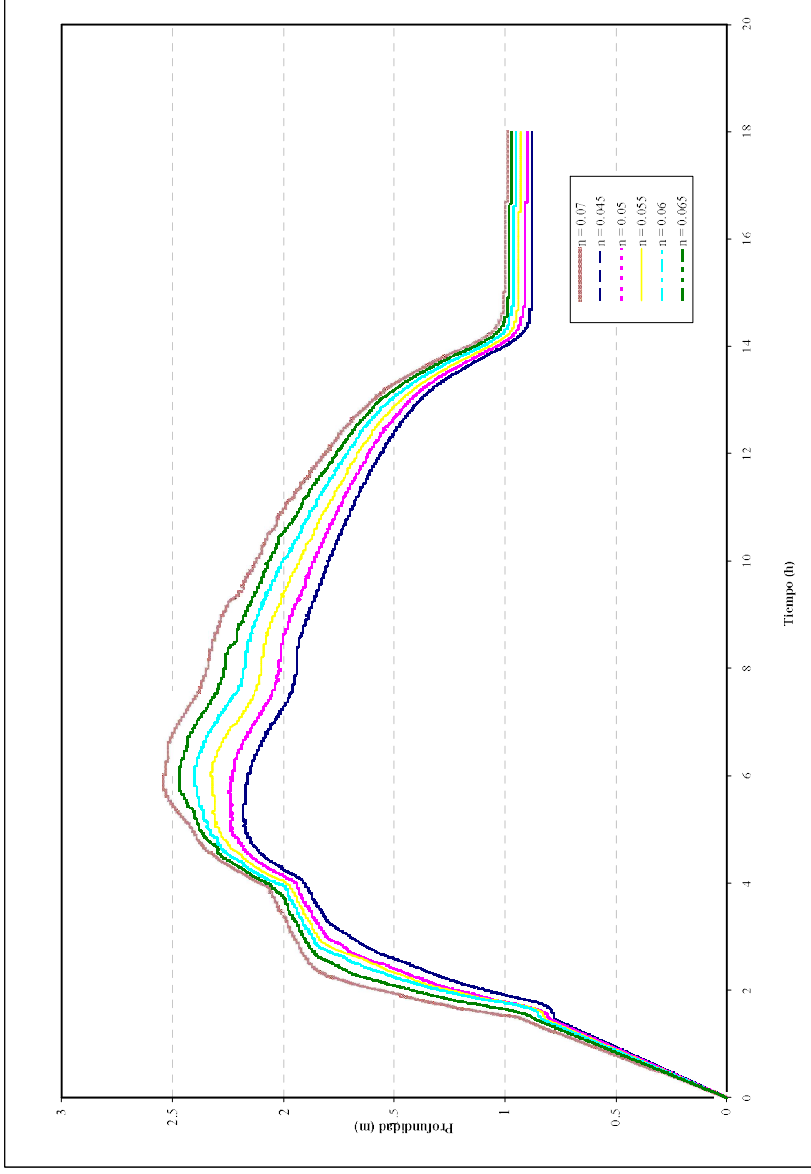


Figura 55. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en la profundidad. Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96.



Figura 56. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en la velocidad. Río Cuaneua - Sección 6 - K0+749.96.

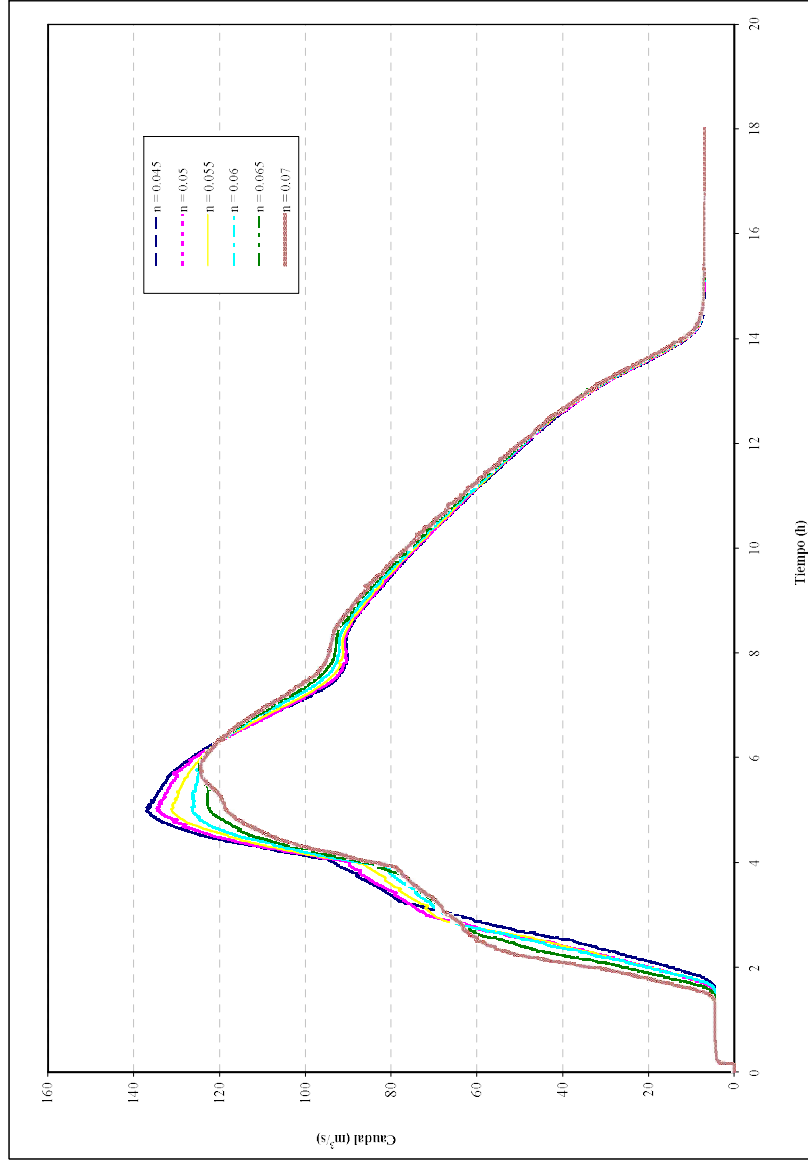


Figura 57. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del valor de la rugosidad de Manning (n) en el lecho del canal, en los caudales Río Cuameva - Sección 6 - K0+749.96.

VARIACIÓN EN LA VERTICAL DE LA RUGOSIDAD EN LA PLANICIE

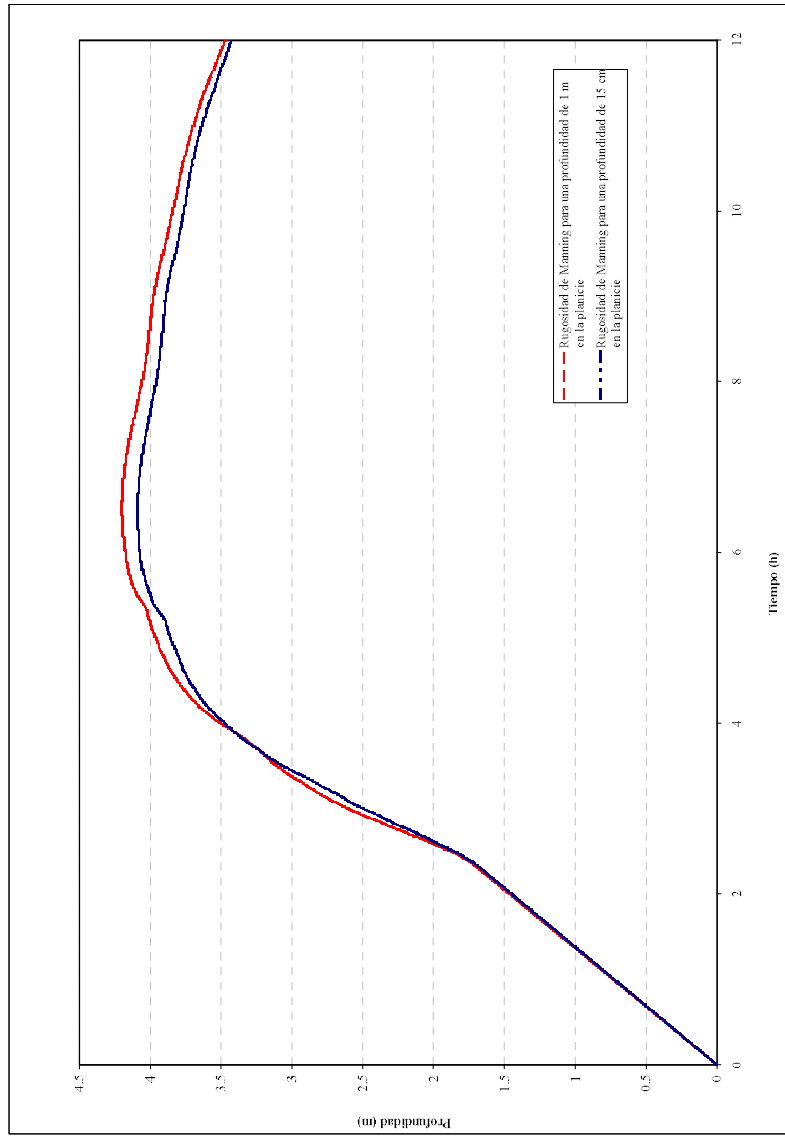


Figura 58. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725-48.

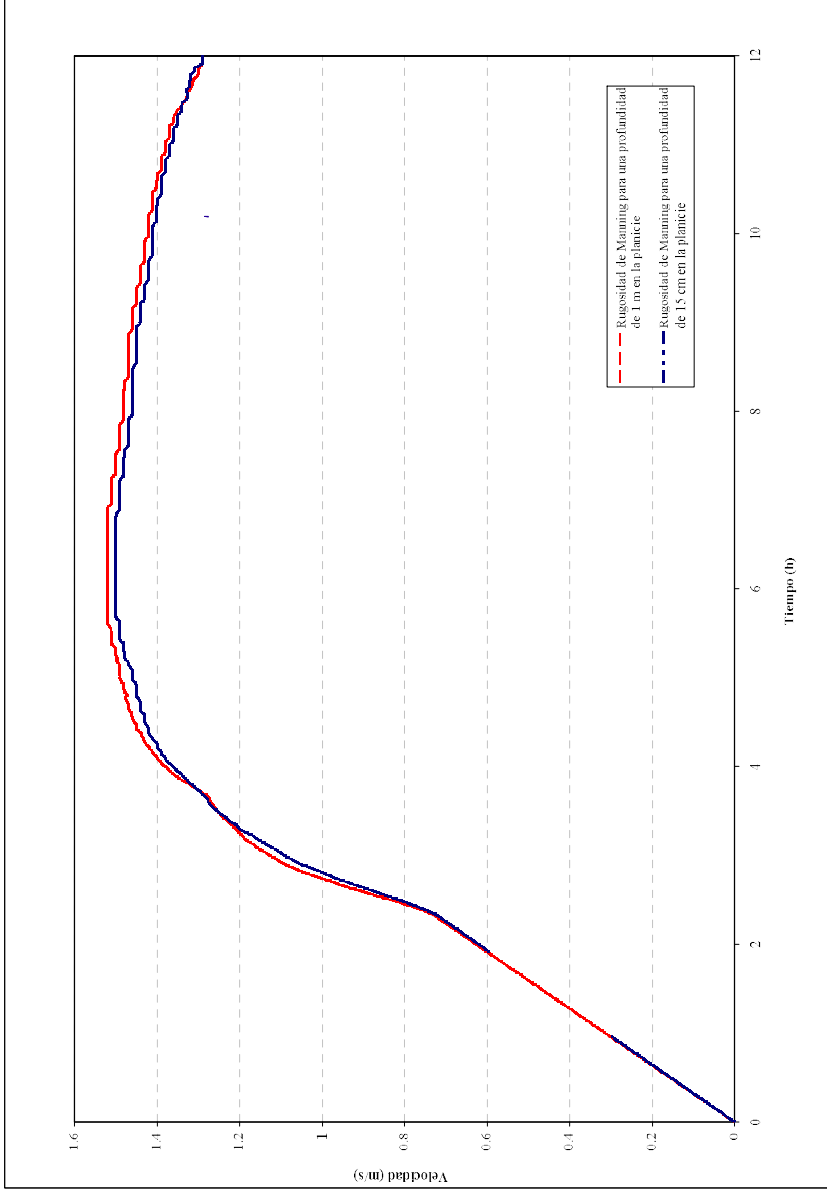


Figura 59. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

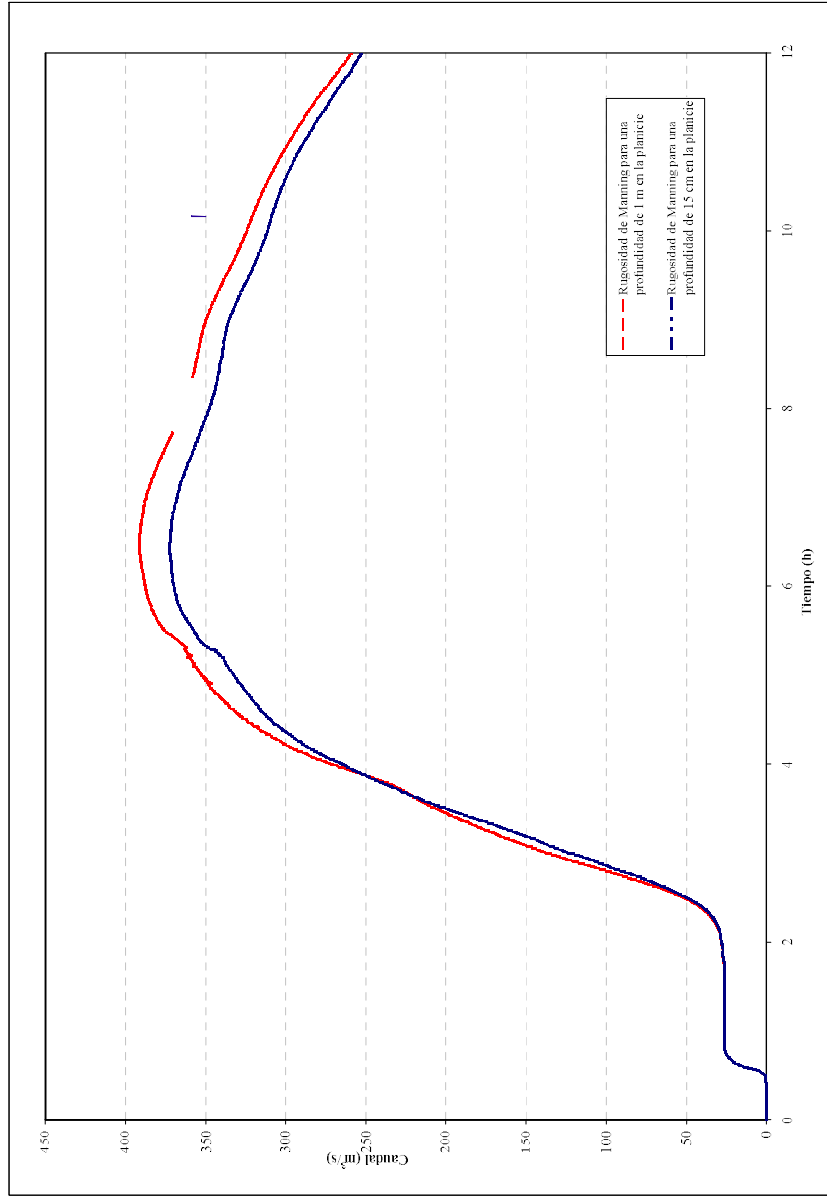


Figura 60. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725-48.

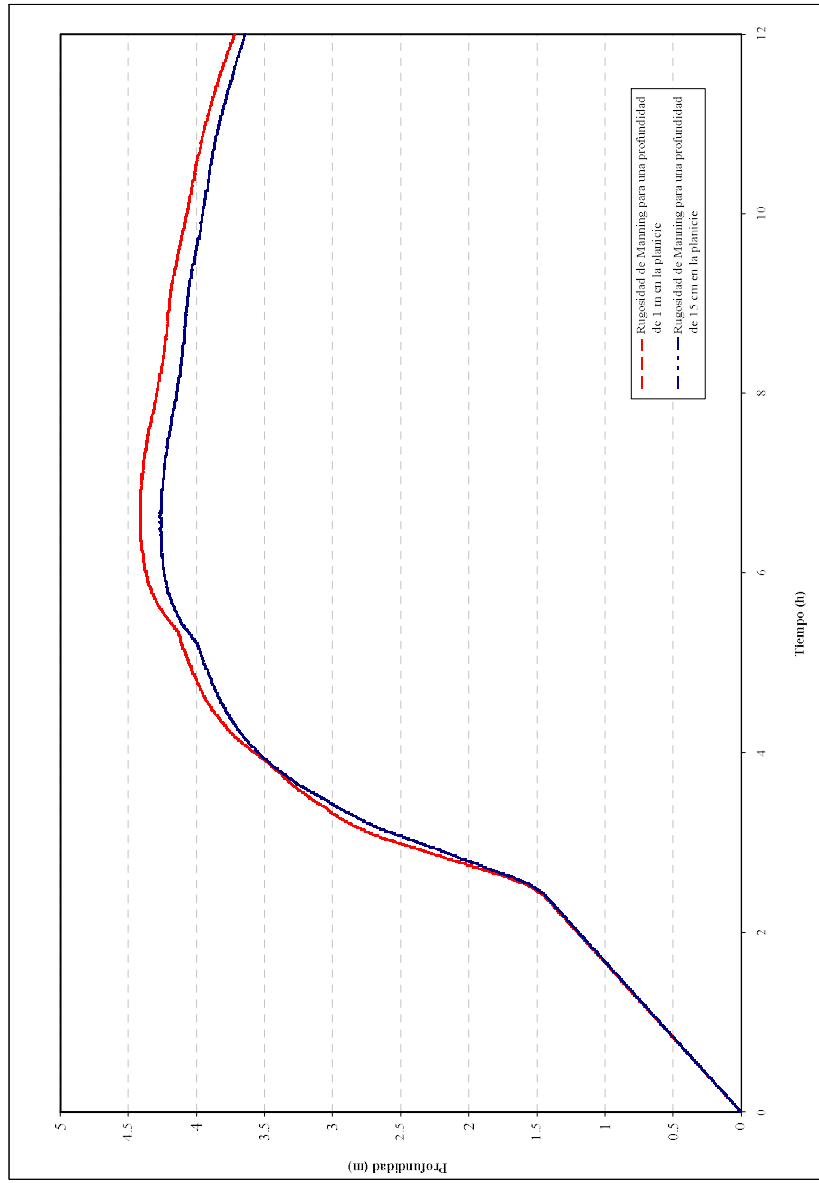


Figura 61. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.

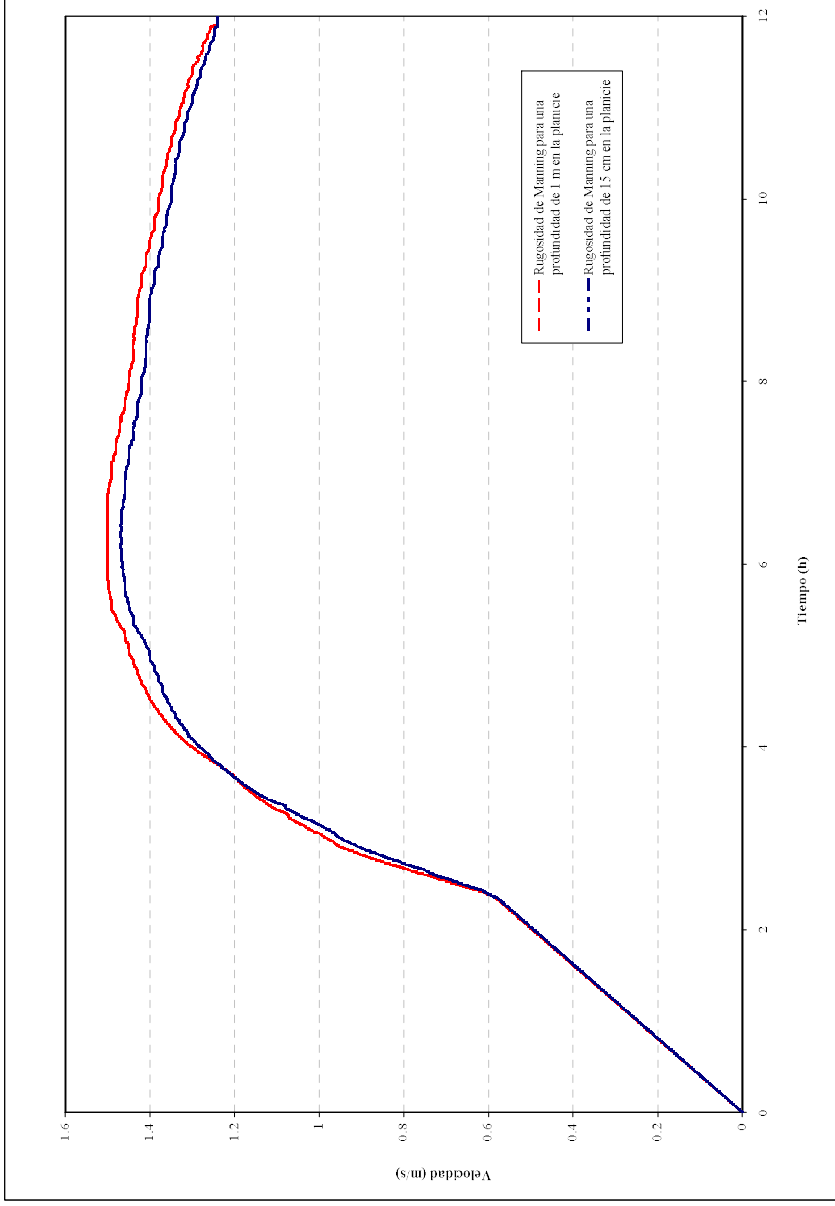


Figura 62. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en la velocidad.
Río Riofrio - Sección 15 - K2+282.37.

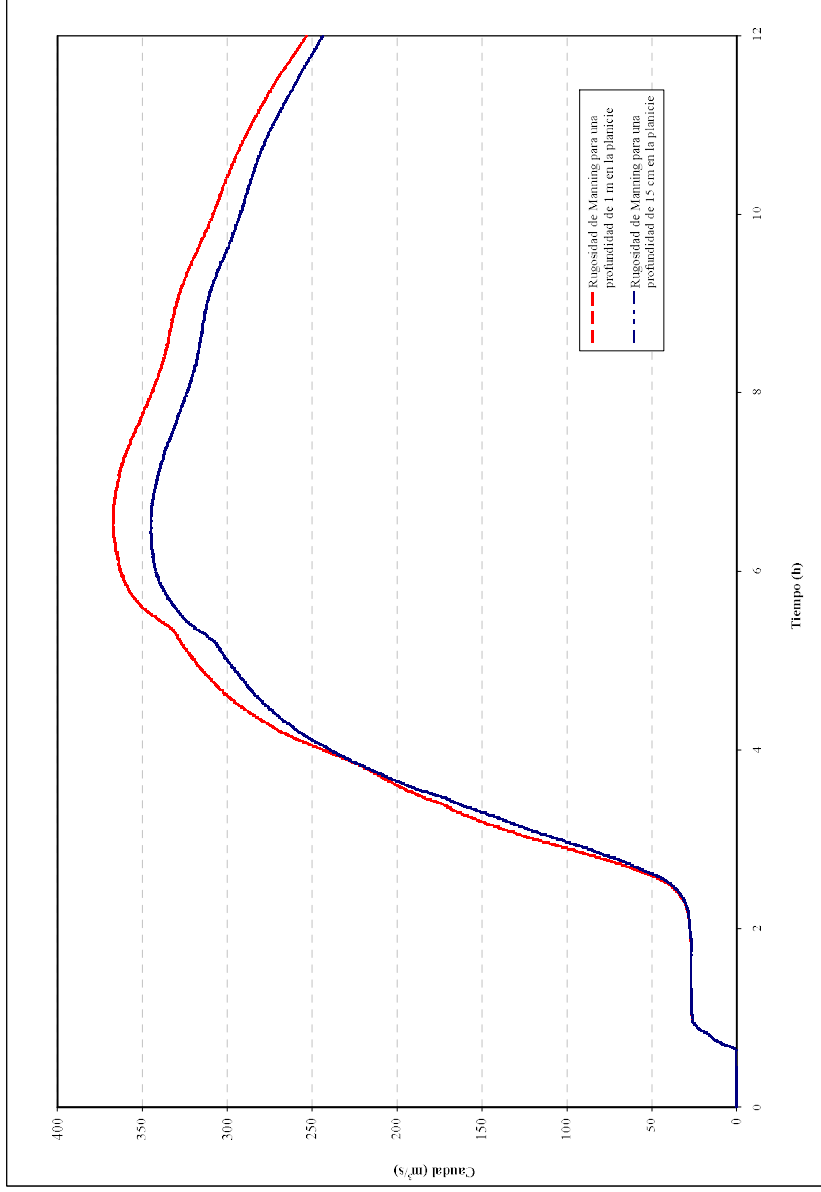


Figura 63. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en los caudales. Río Riofrio - Sección 15 - K2+282.37.

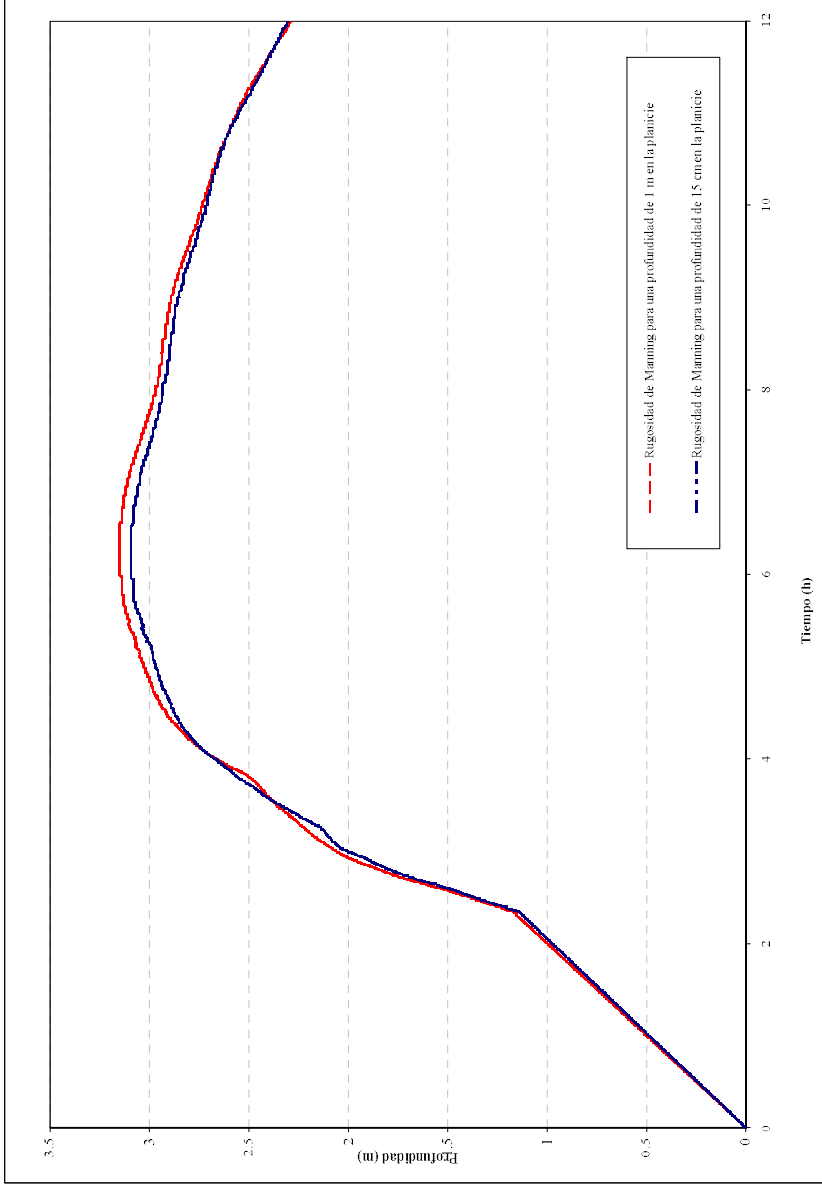


Figura 64. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en la profundidad. Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96.

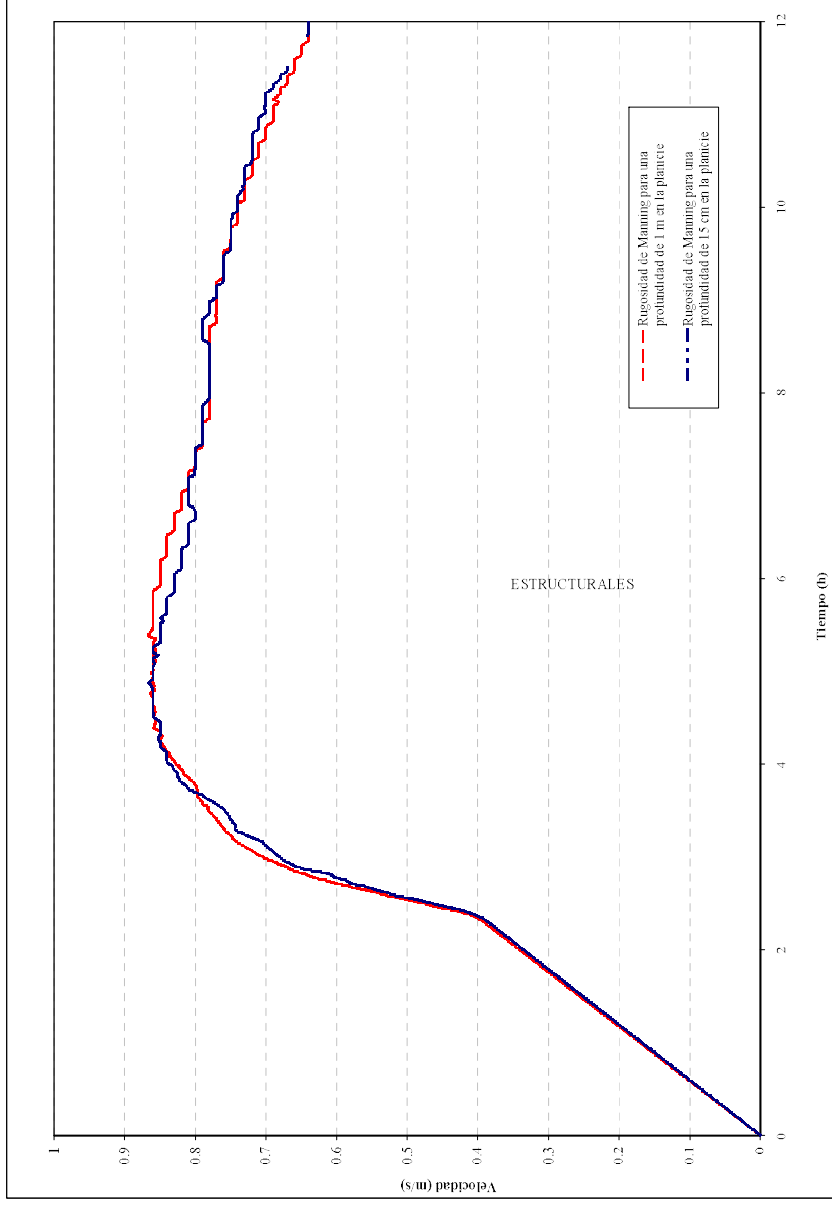


Figura 65. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en la velocidad. Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96.

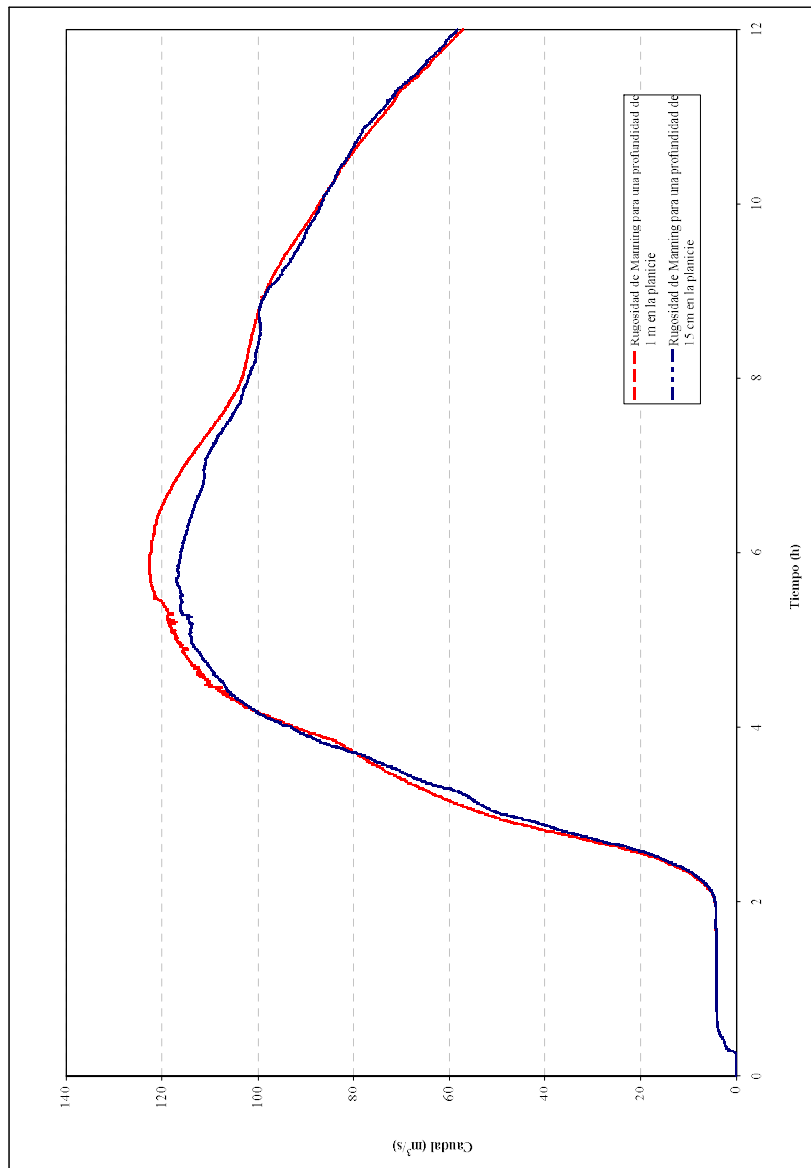


Figura 66. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de la planicie, en los caudales. Río Cuaneua - Sección 6 - K0+749.96

**VARIACIÓN DEL FACTOR R2 (VARIACIÓN EN LA
VERTICAL DE LA RUGOSIDAD DE MANNING EN LOS
CANALES)**

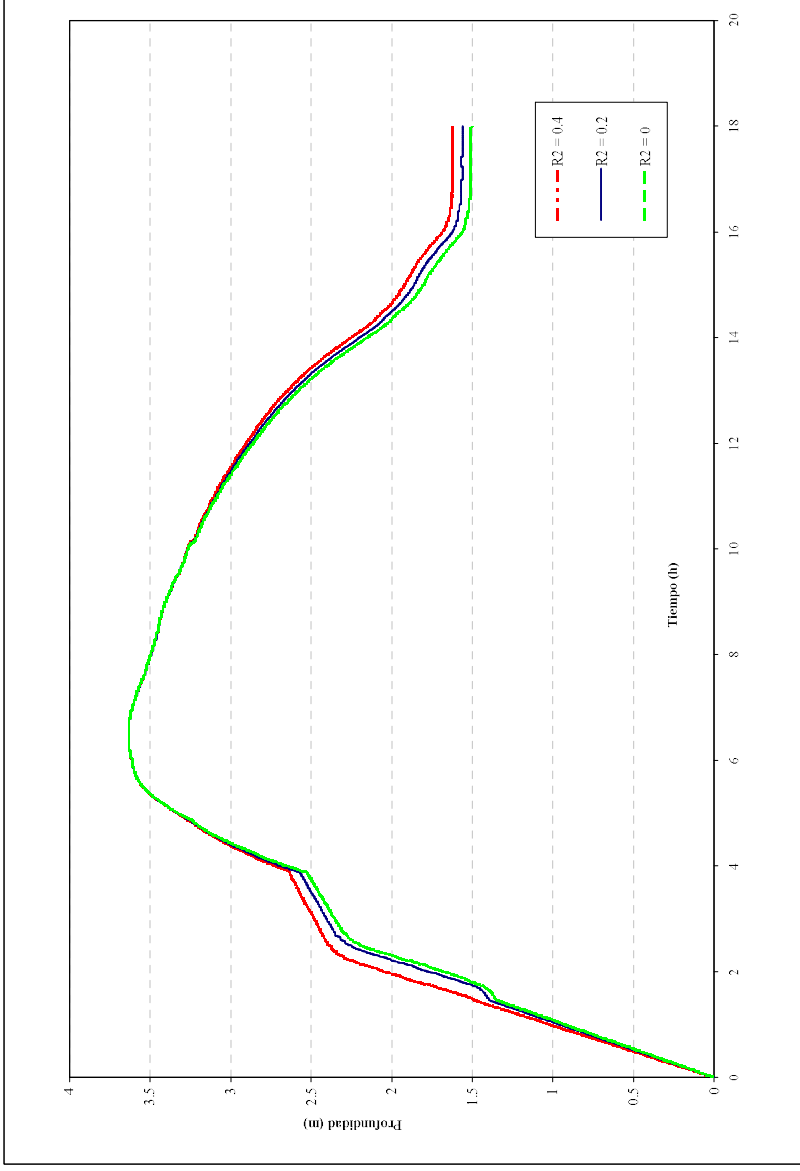
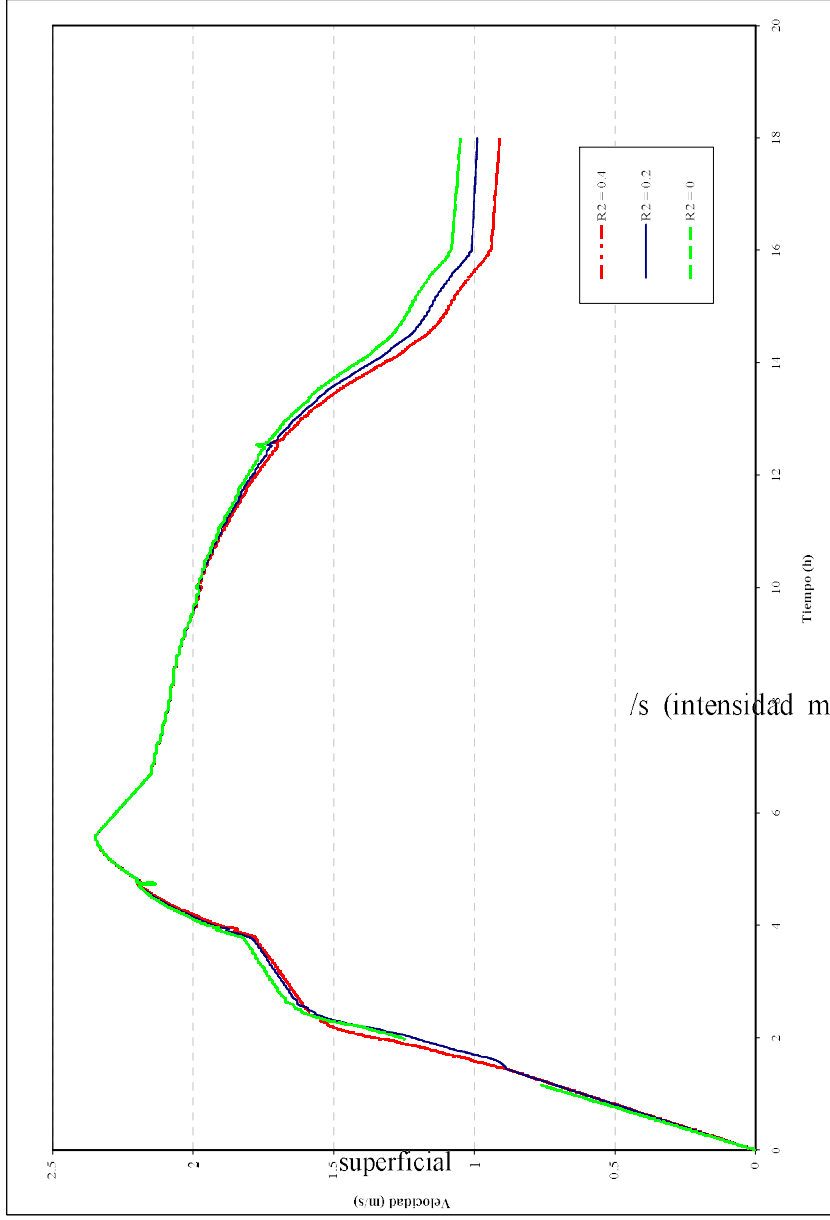


Figura 67. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D: Influencia del factor r_2 en la profundidad.
Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.



/s (intensidad media) y para una

Figura 68. Analisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r2 en la velocidad.
Rio Rofrio - Sección 10 - K1+725.48.

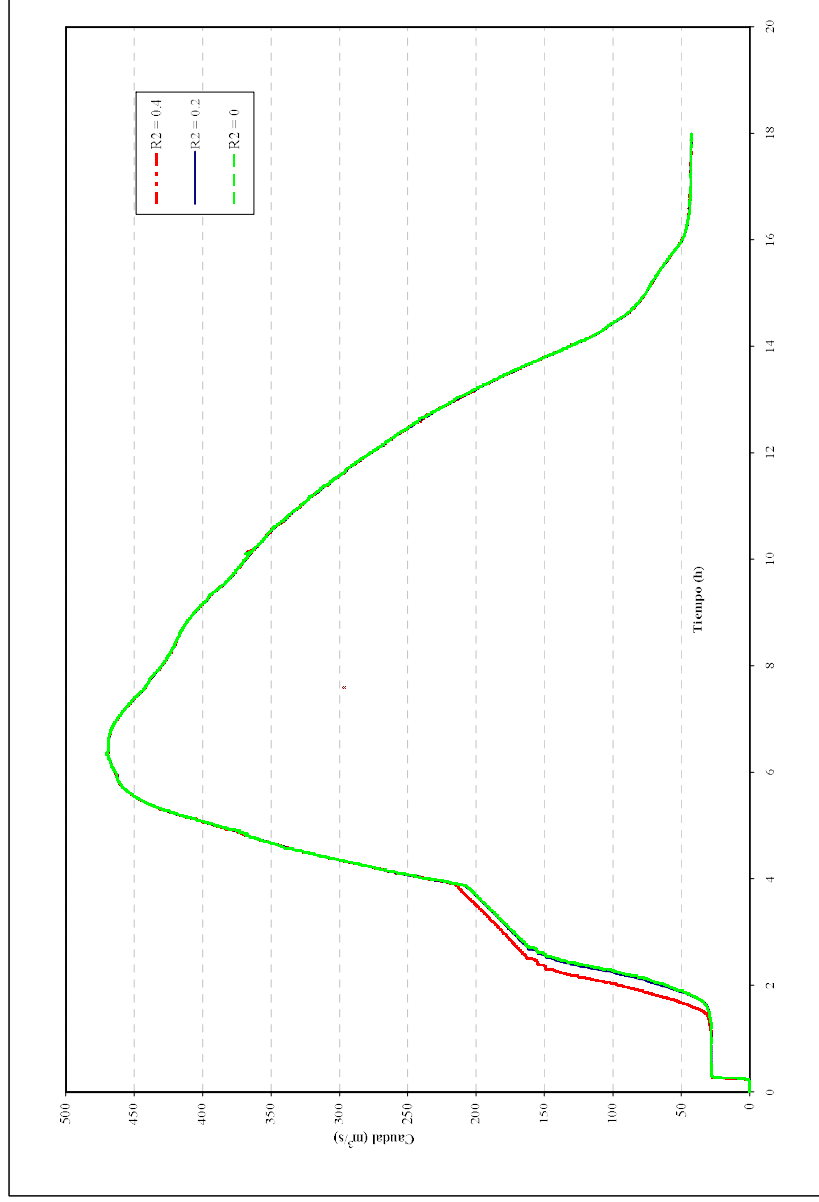


Figura 69. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r2 en los caudales.
Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

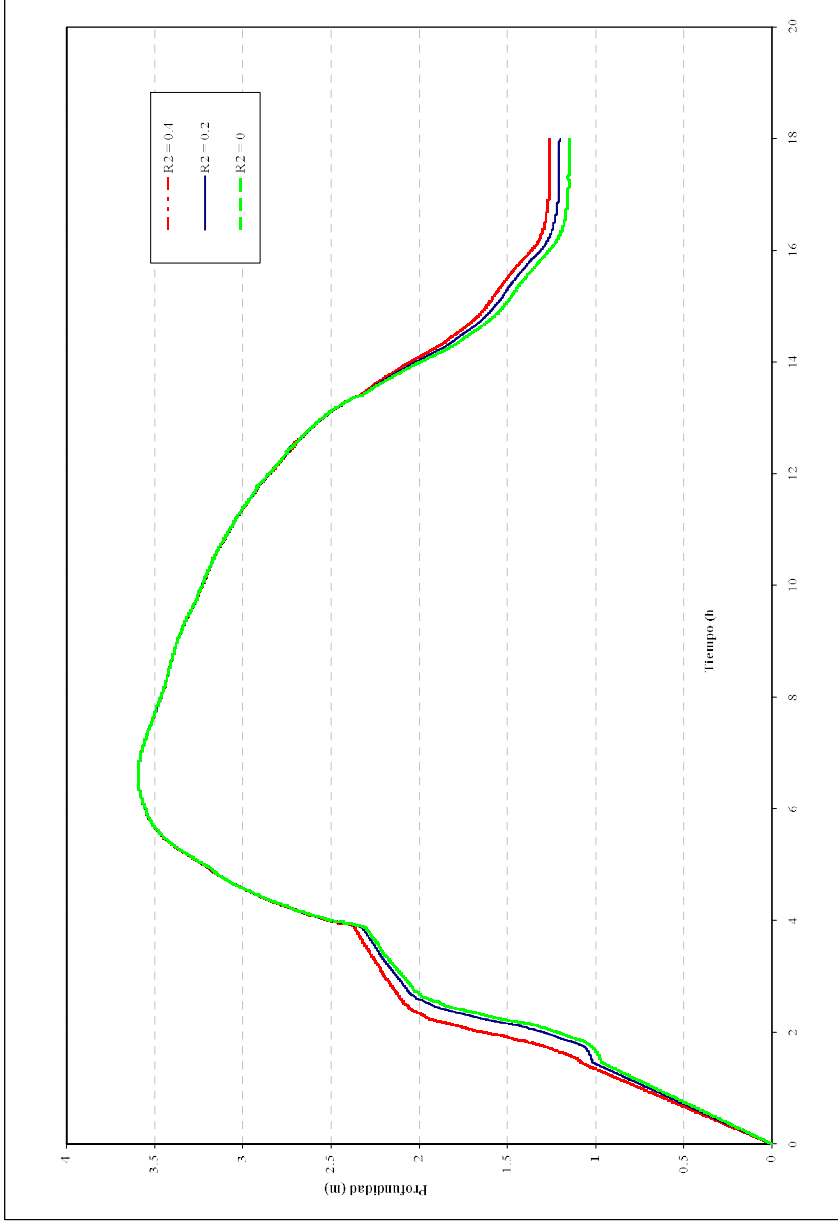


Figura 70. Análisis de sensibilidad del modelo F.I.O.-2D. Influencia del factor r_2 en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.

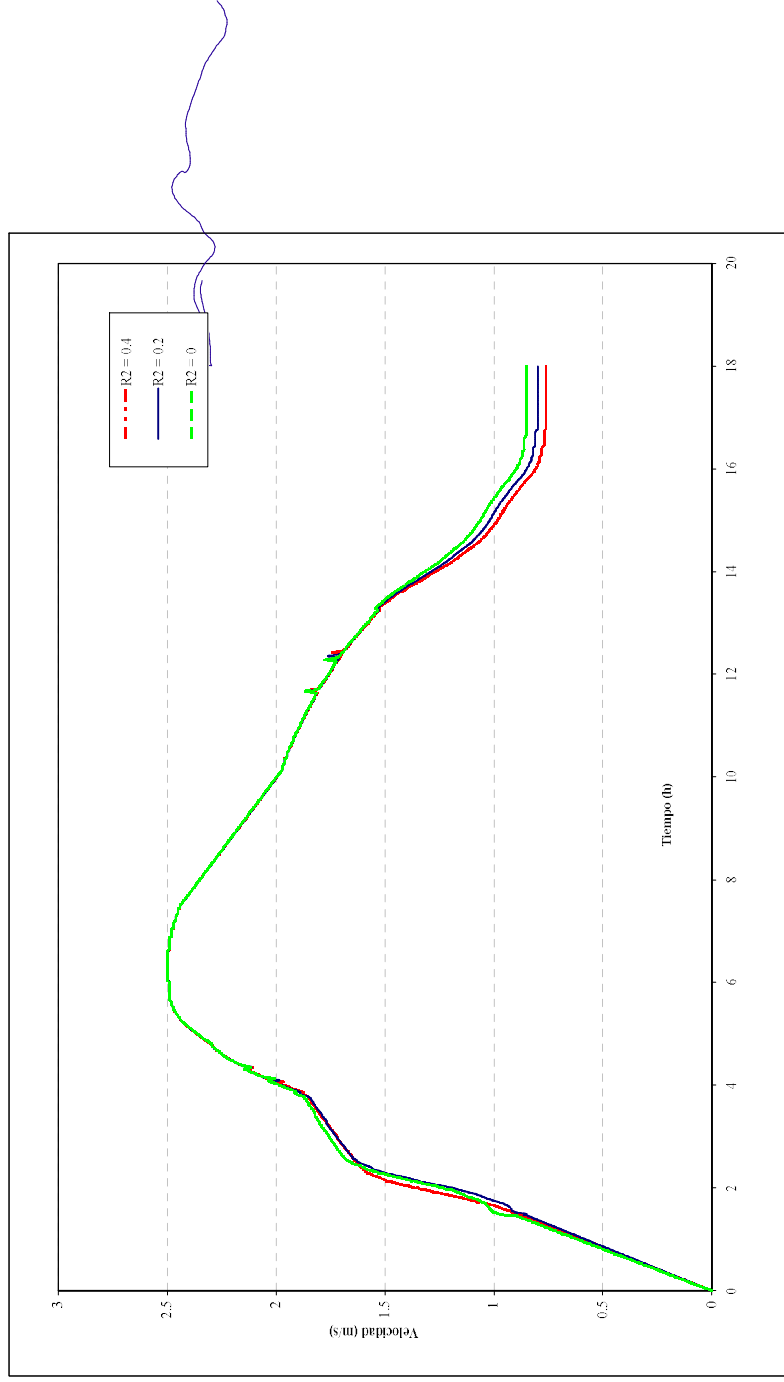


Figura 71. Analisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r2 en la velocidad.
 Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.

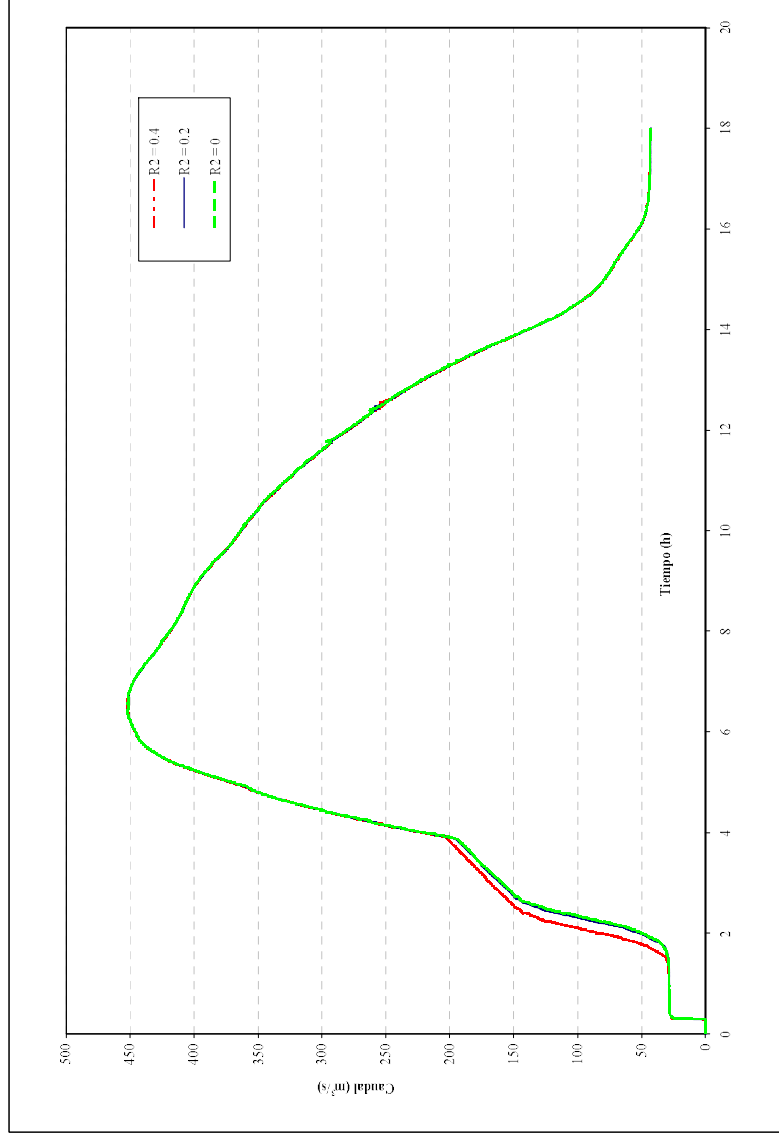


Figura 72. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r_2 en los caudales. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.

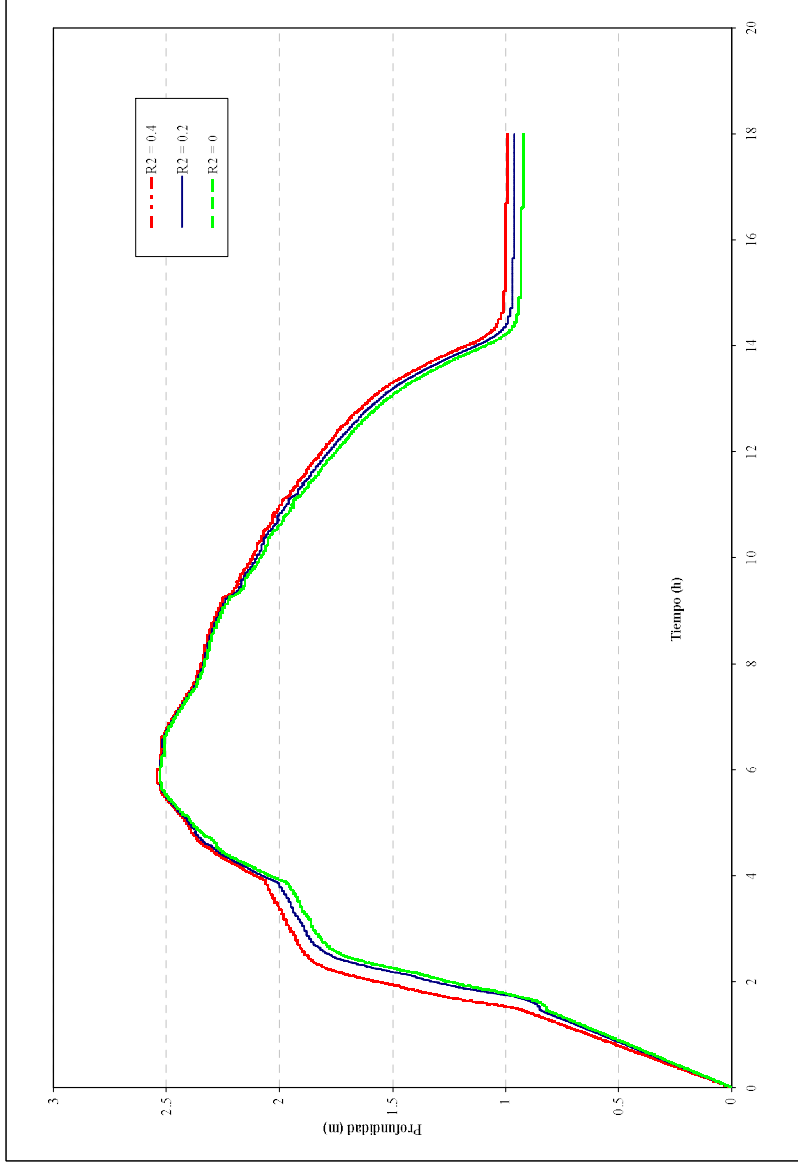


Figura 73. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r_2 en la profundidad. Río Cuameva - Sección 6 - K0+749.96.

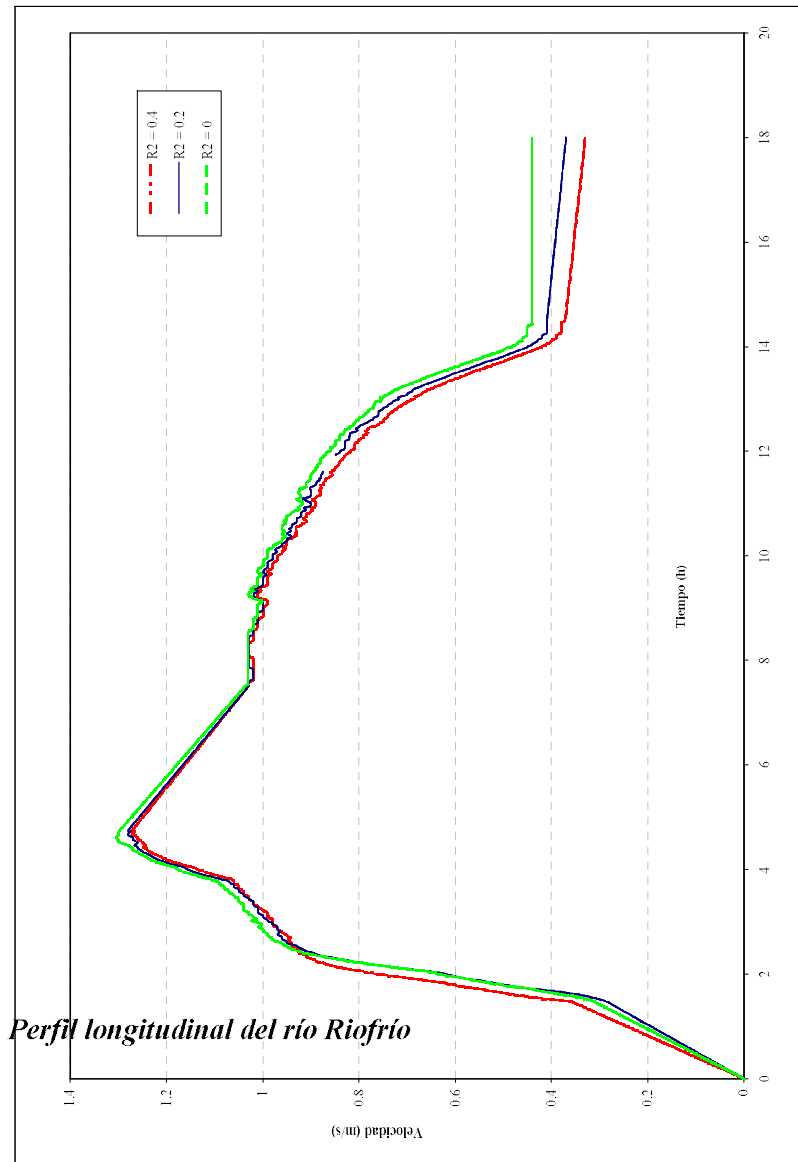


Figura 74. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del factor r_2 en la velocidad.
Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96.

registrado desbordamientos en la parte alta de este río, en el balneario Cuancua, donde

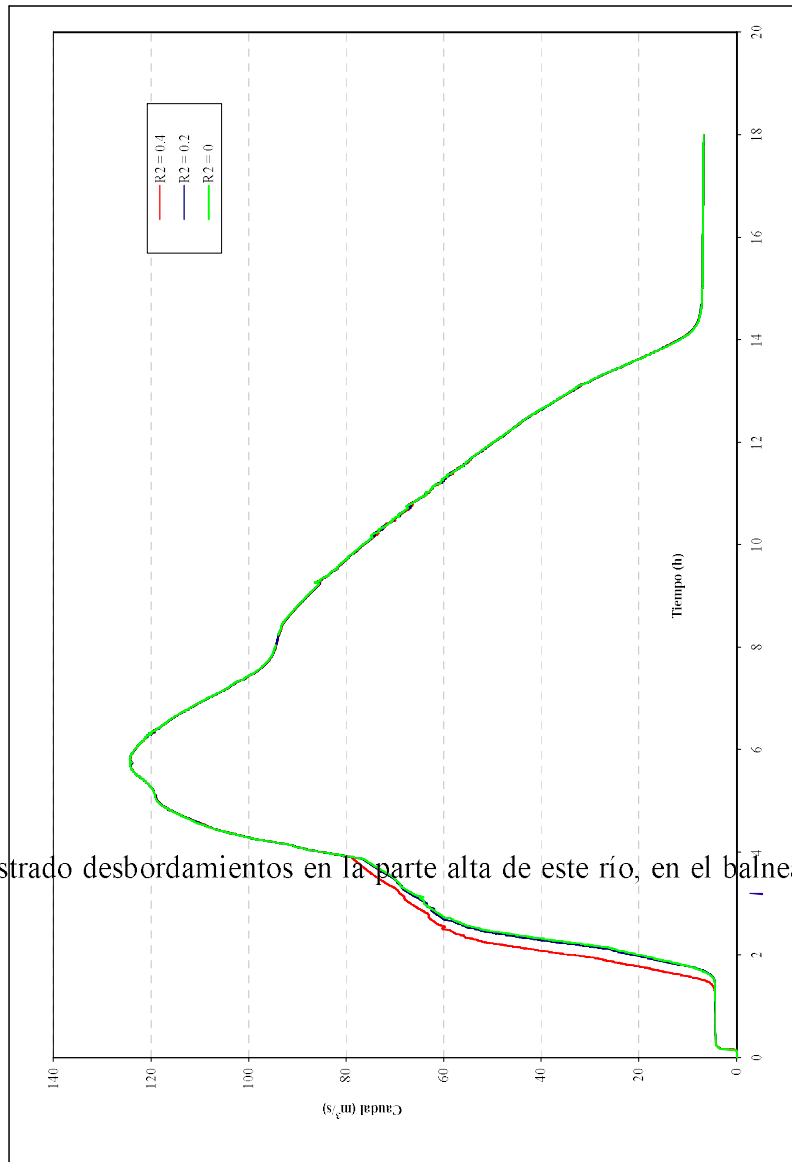


Figura 75. Análisis de sensibilidad del modelo F.I.O-2D. Influencia del factor r2 en los caudales. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96.

VARIACIÓN DEL NÚMERO DE FROUDE EN LOS CANALES

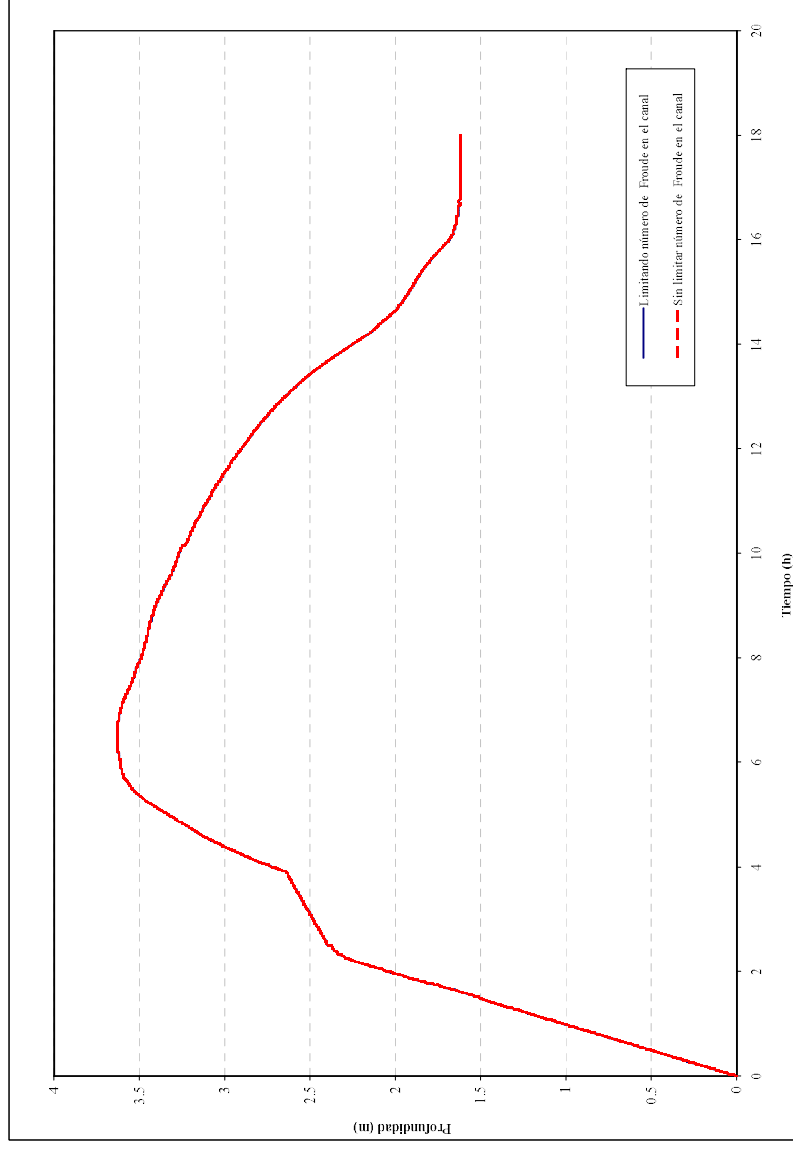


Figura 76. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

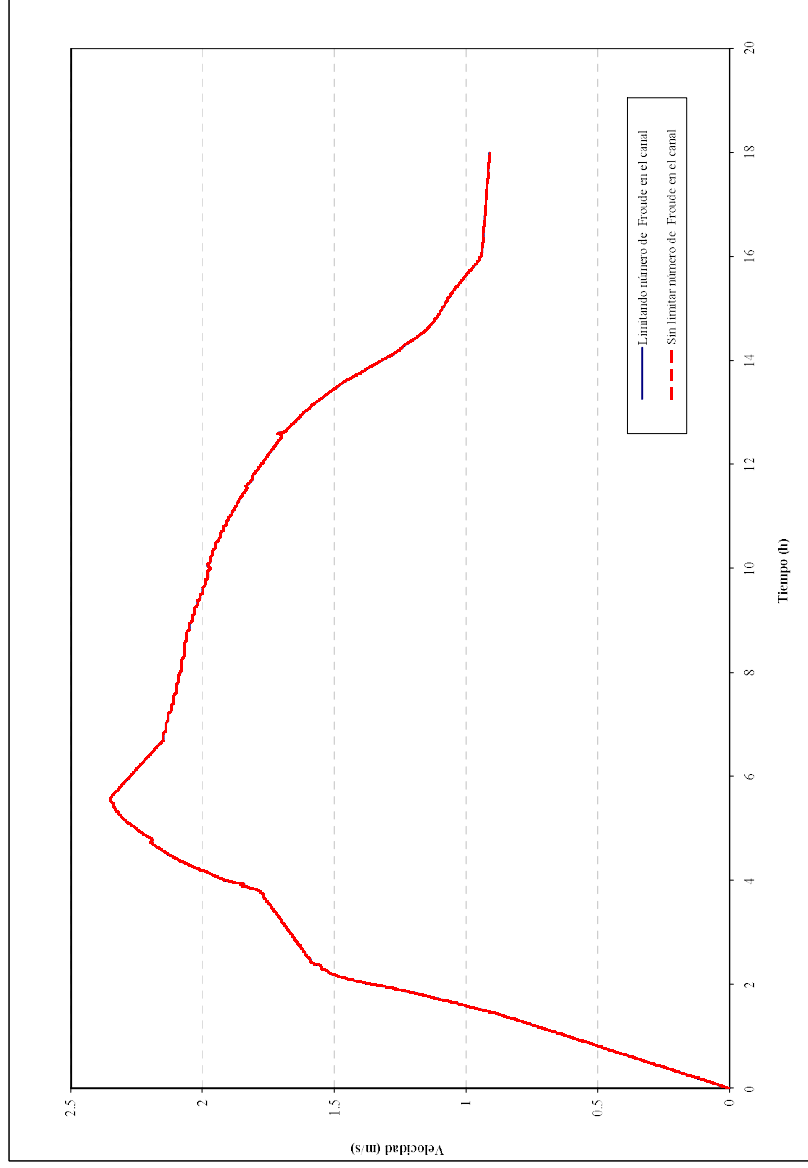


Figura 77. Análisis de sensibilidad del modelo F.I.O-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

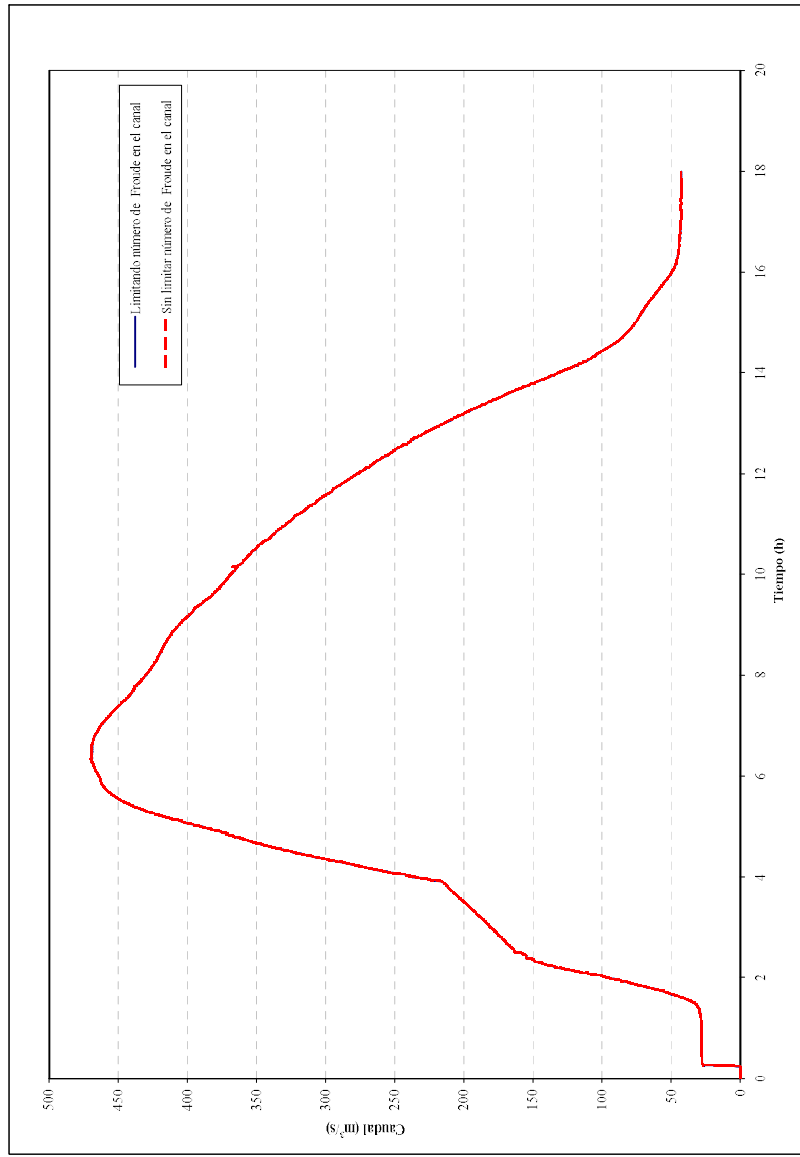


Figura 78. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de freude en el canal, en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725-48.

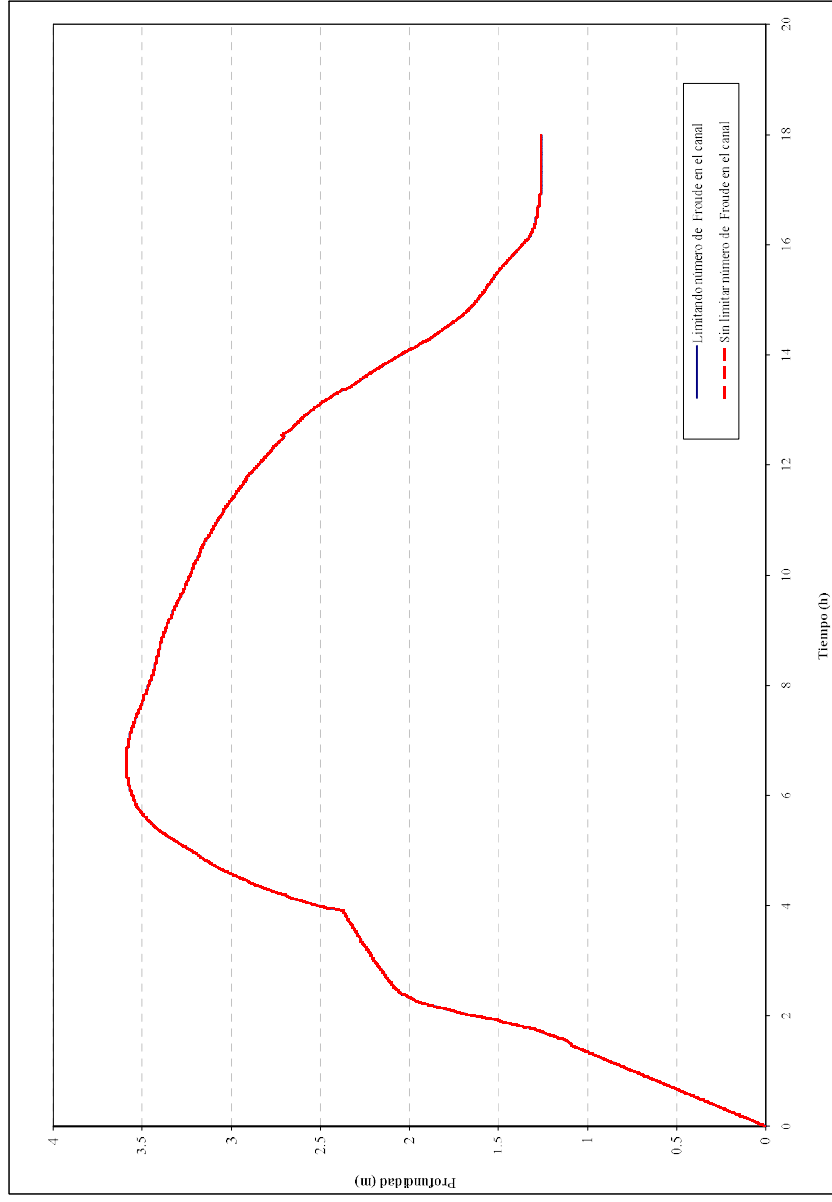


Figura 79. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.

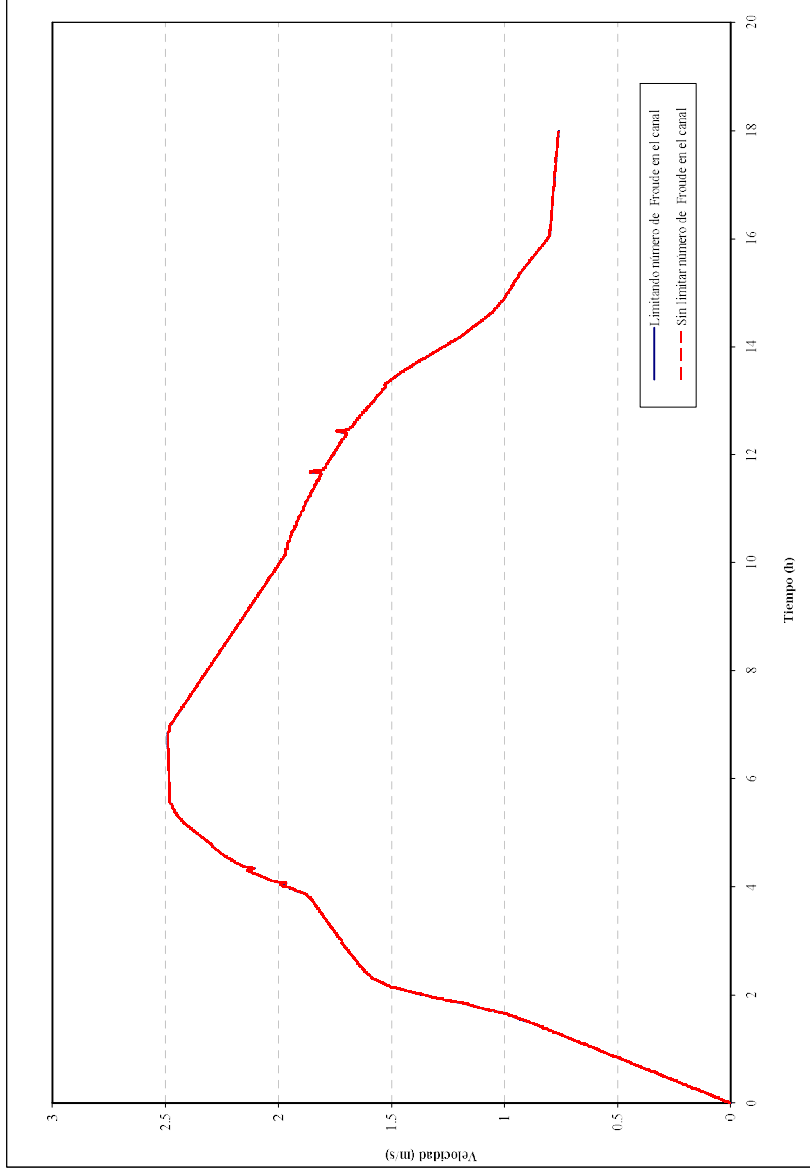


Figura 80. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.

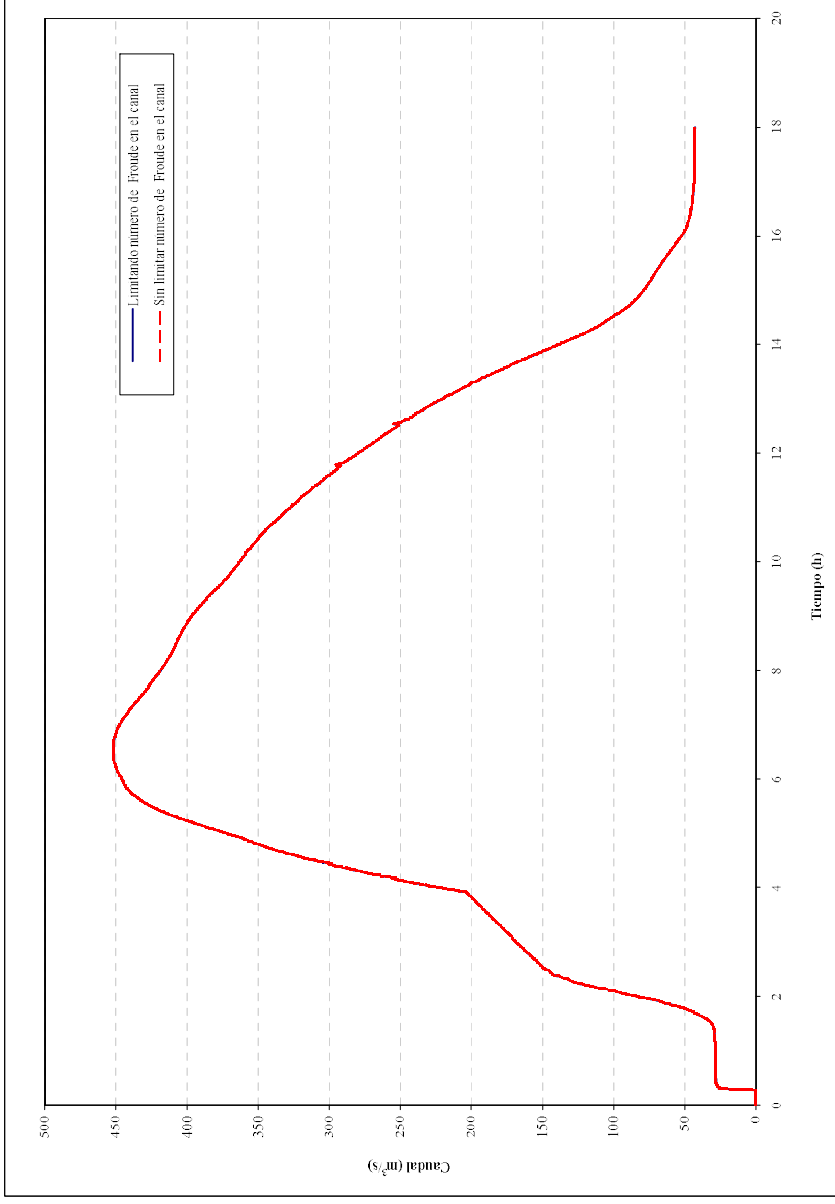


Figura 81. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de frentes en el canal, en los caudales. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.

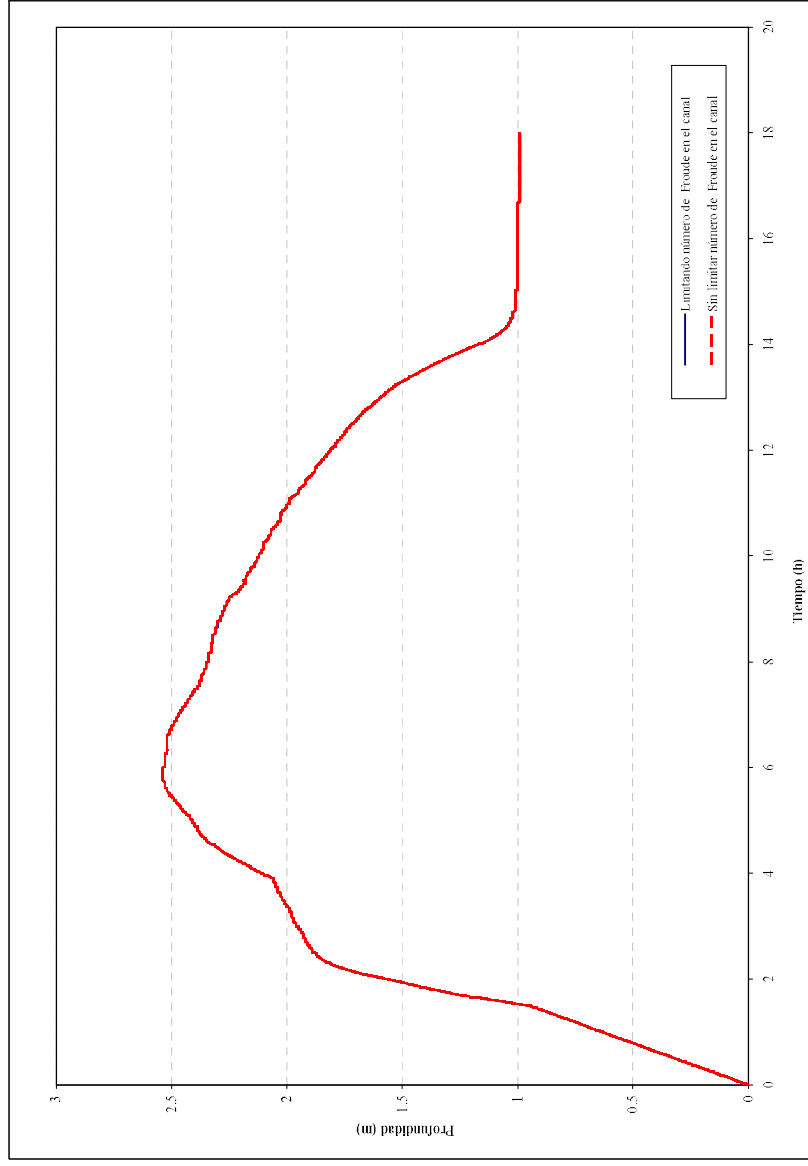


Figura 82. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en la profundidad.
Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96.

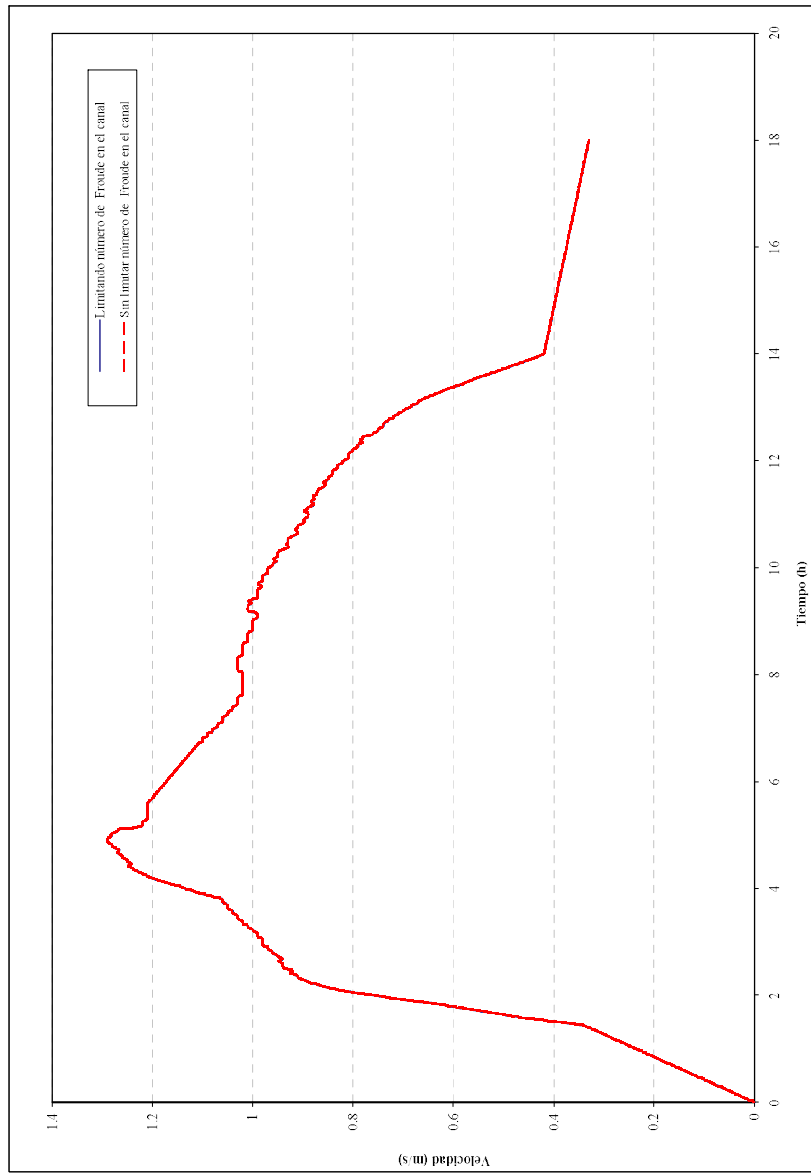


Figura 83. Análisis de sensibilidad del modelo FI.O-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en la velocidad.
Río Cuacucua - Sección 6 - K0+749.96.

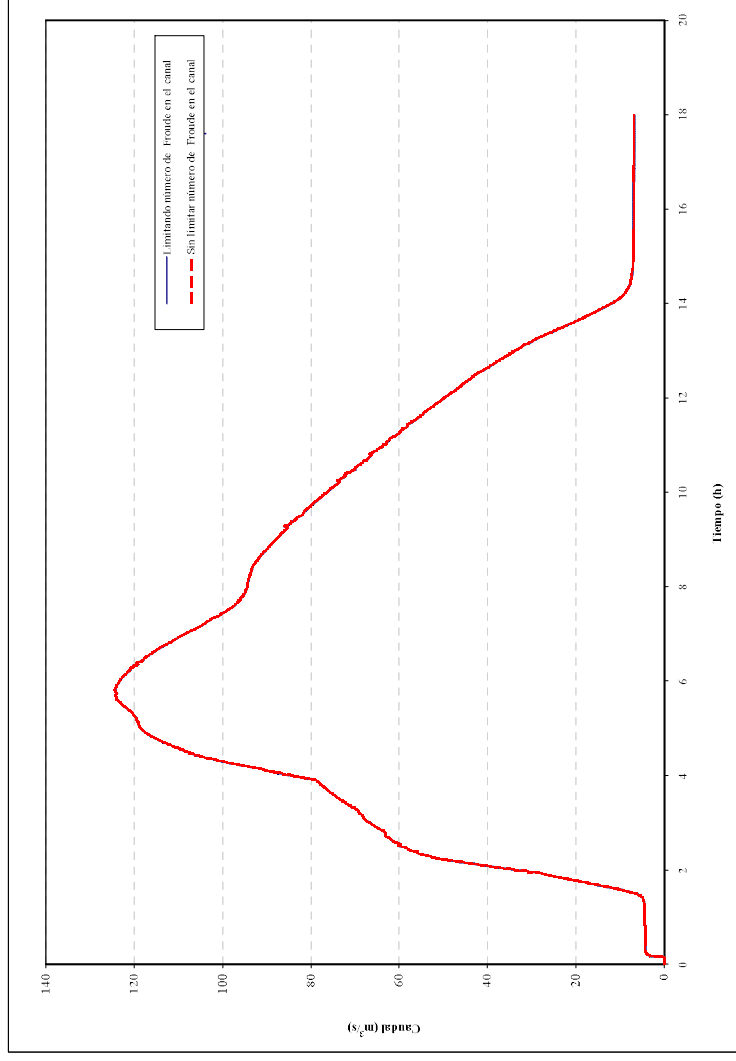


Figura 84. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la limitación del número de Froude en el canal, en los caudales. Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96.

VARIACIÓN DEL TAMAÑO DE CELDA, Δx

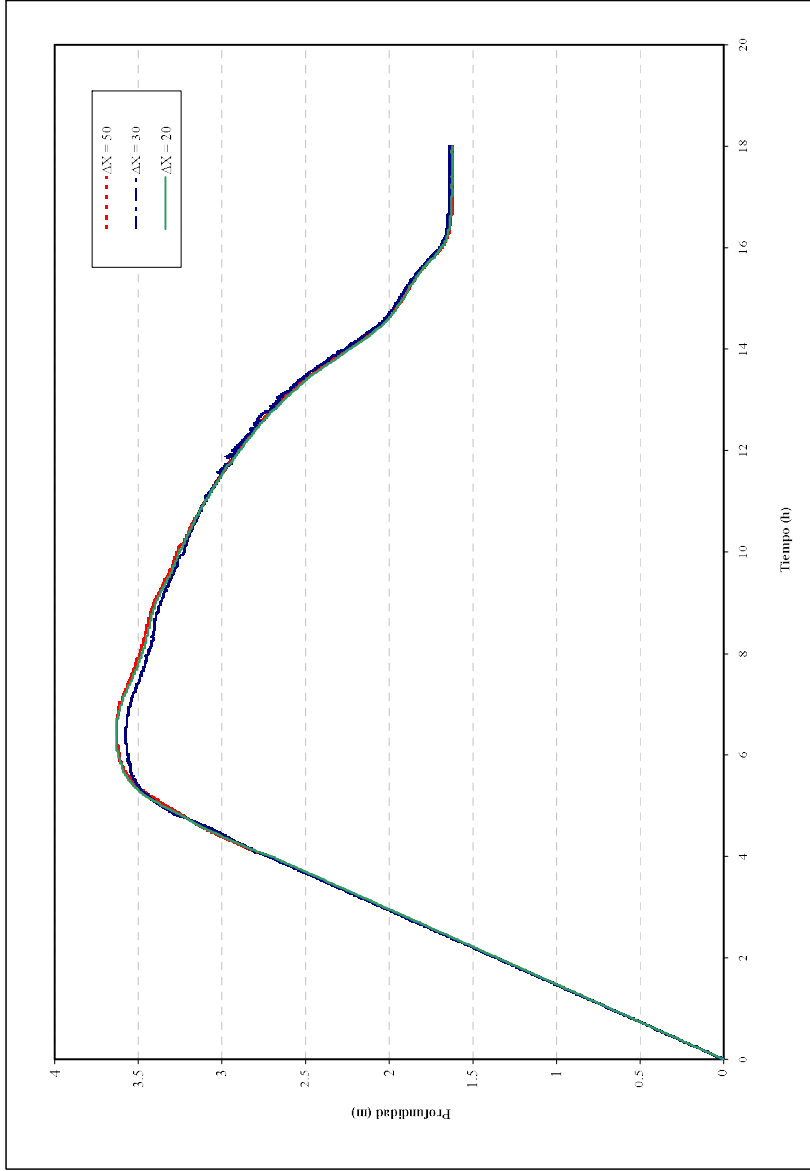


Figura 85. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (ΔX), en la profundidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

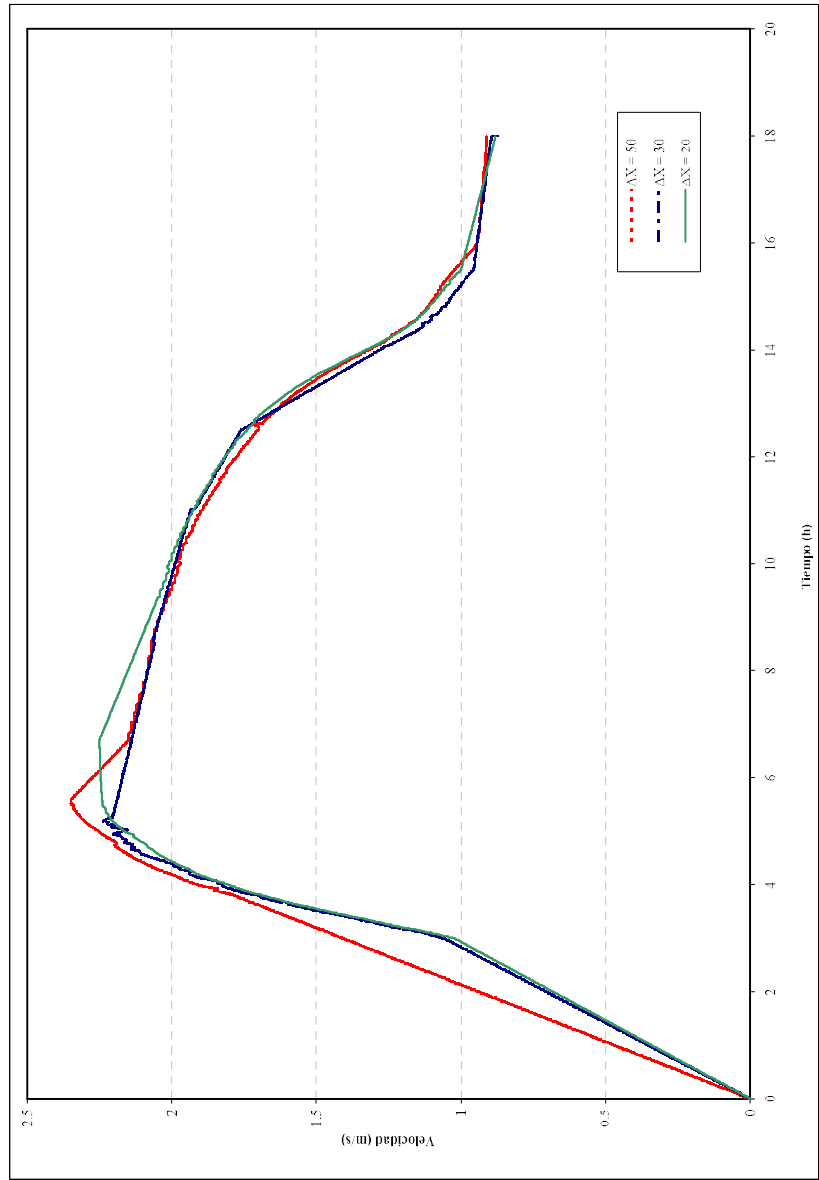


Figura 86. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (ΔX), en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

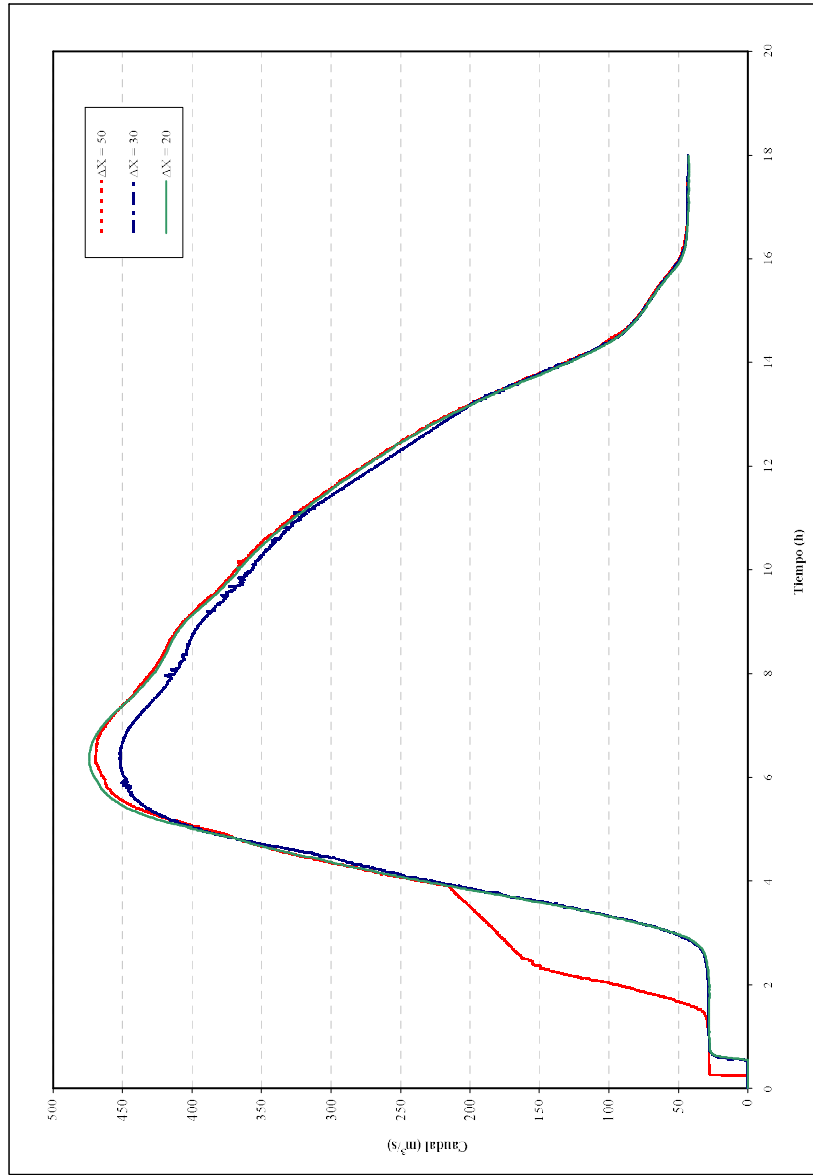


Figura 87. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (Δx), en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

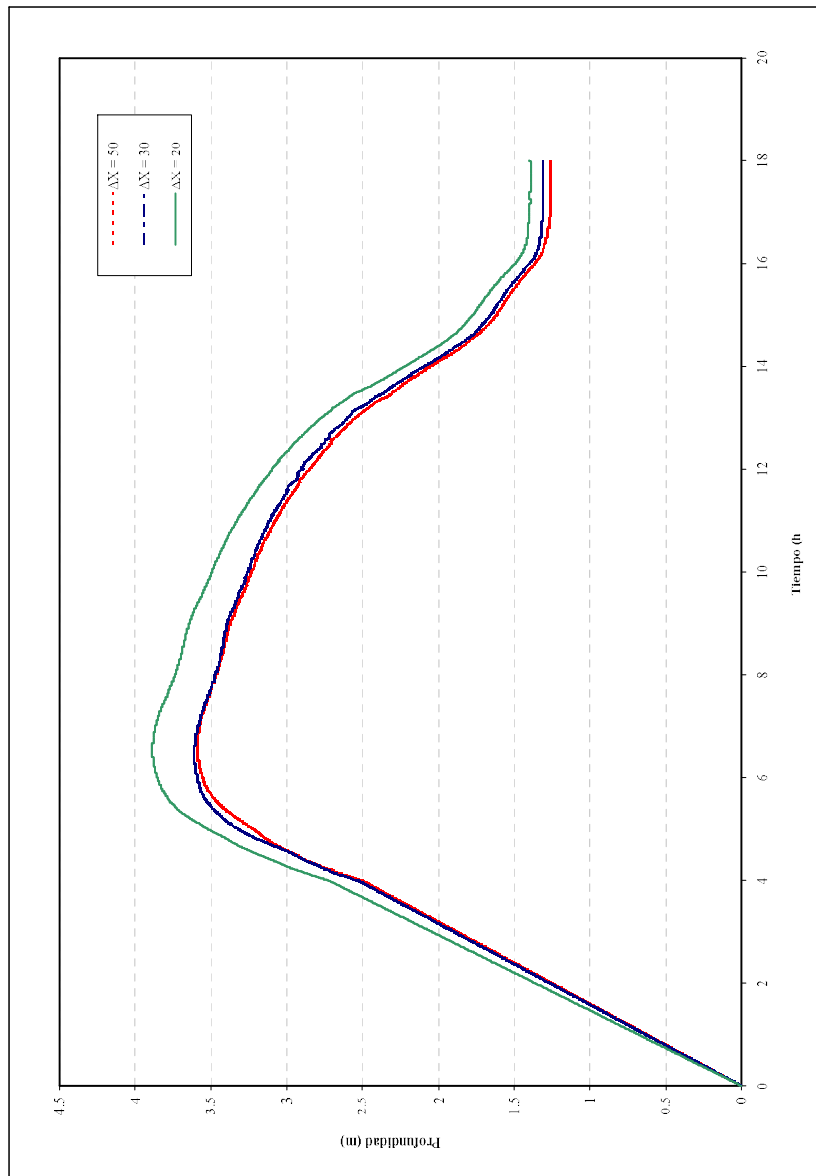


Figura 88. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (Δx), en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.

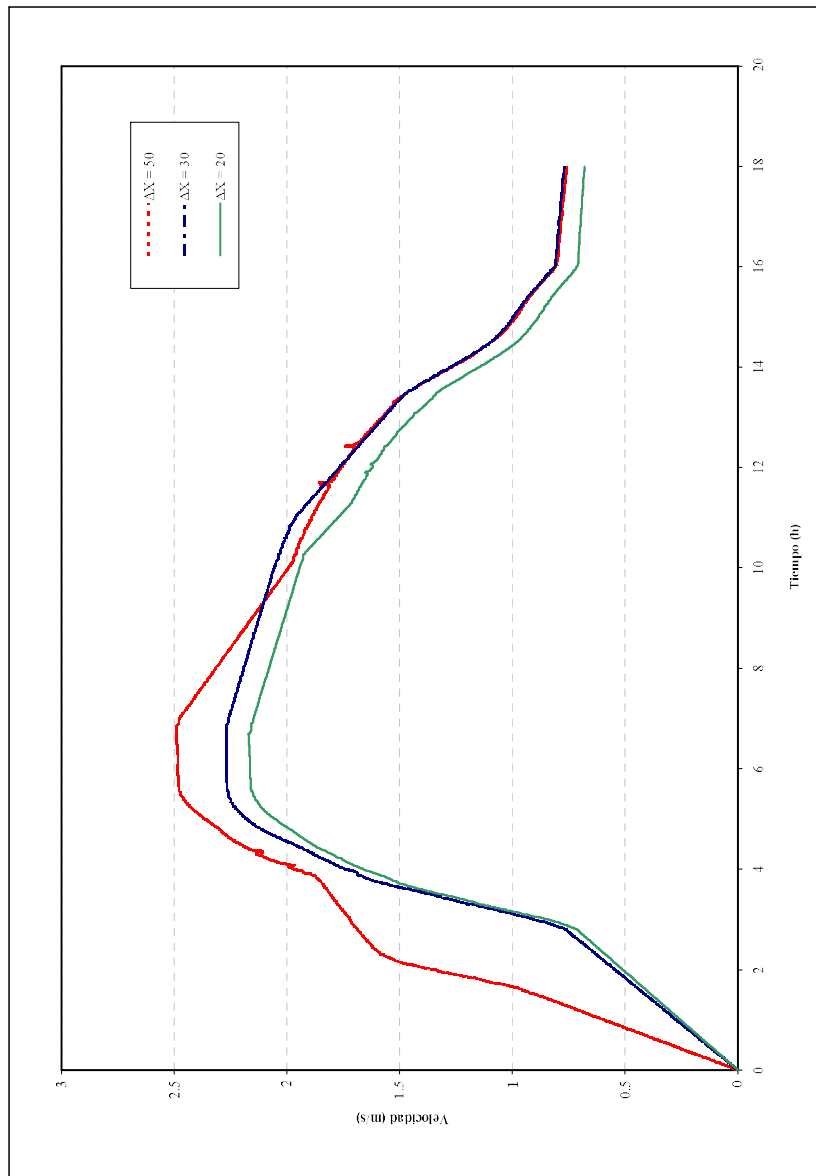


Figura 89. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (ΔX), en la velocidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.

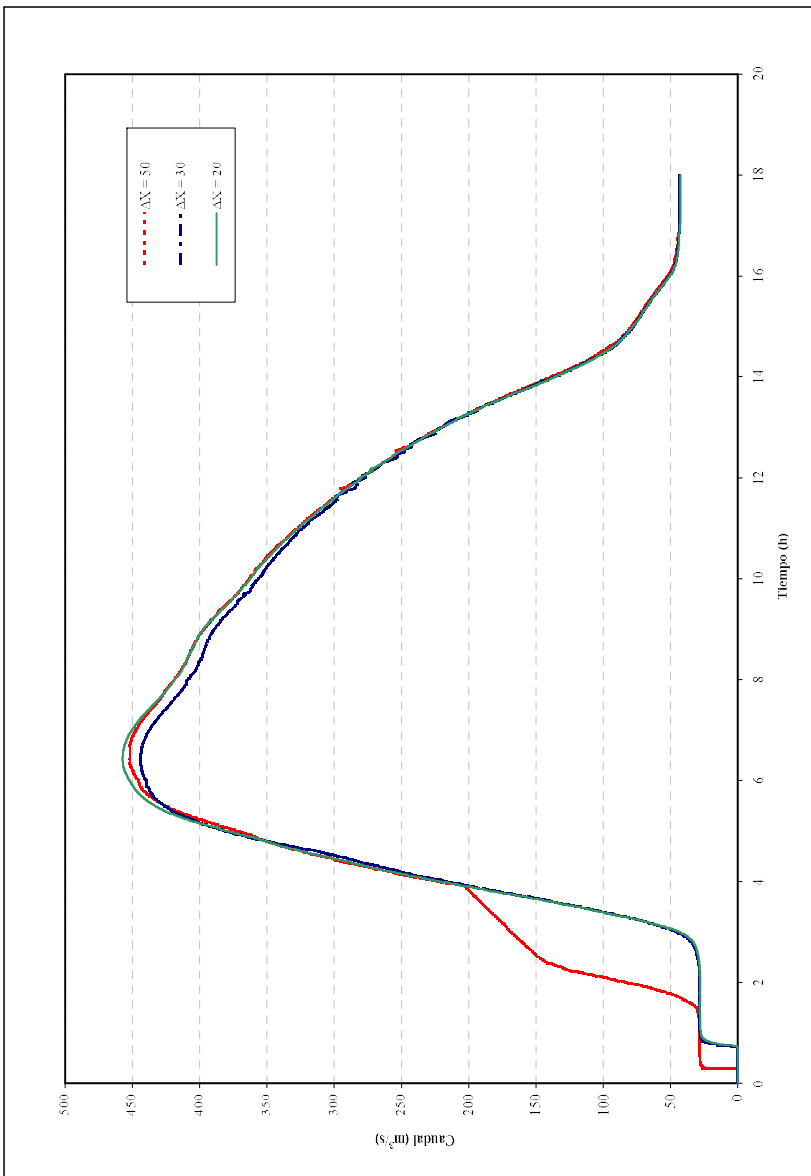


Figura 90. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (ΔX), en los caudales. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.37.

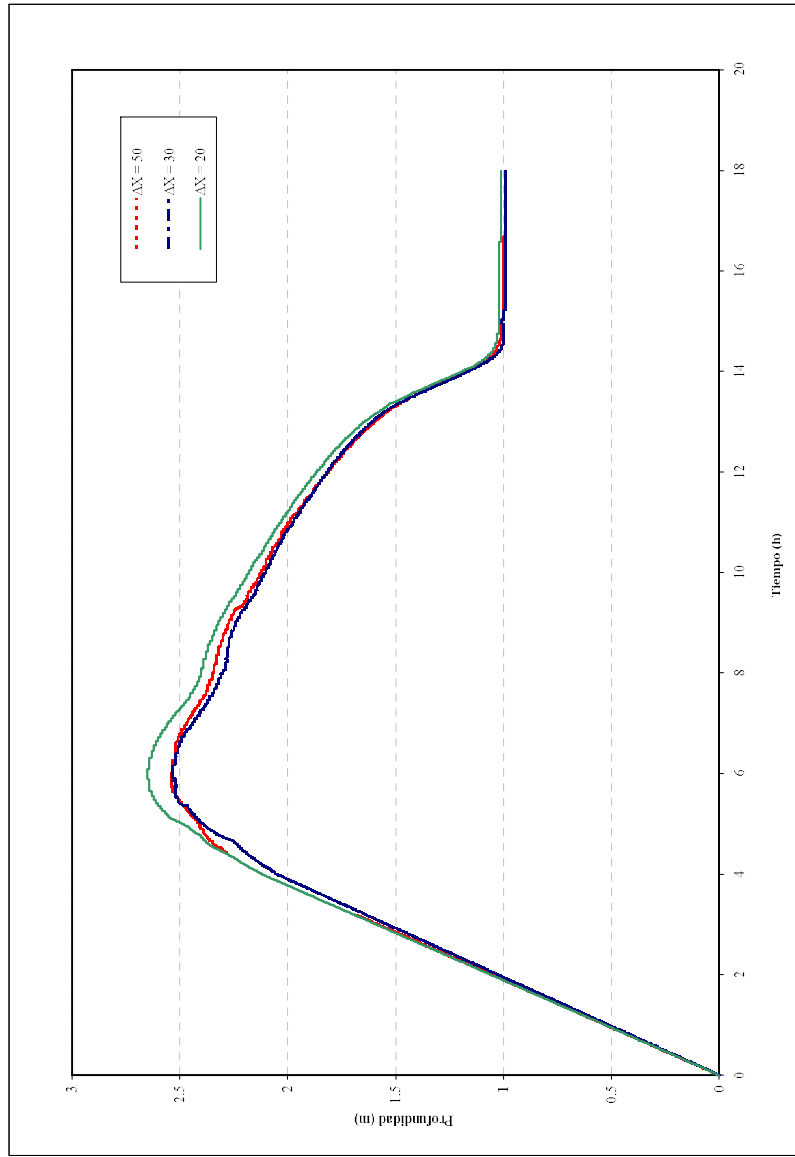


Figura 91. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (Δx), en la profundidad. Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96. /s, 277.5 m

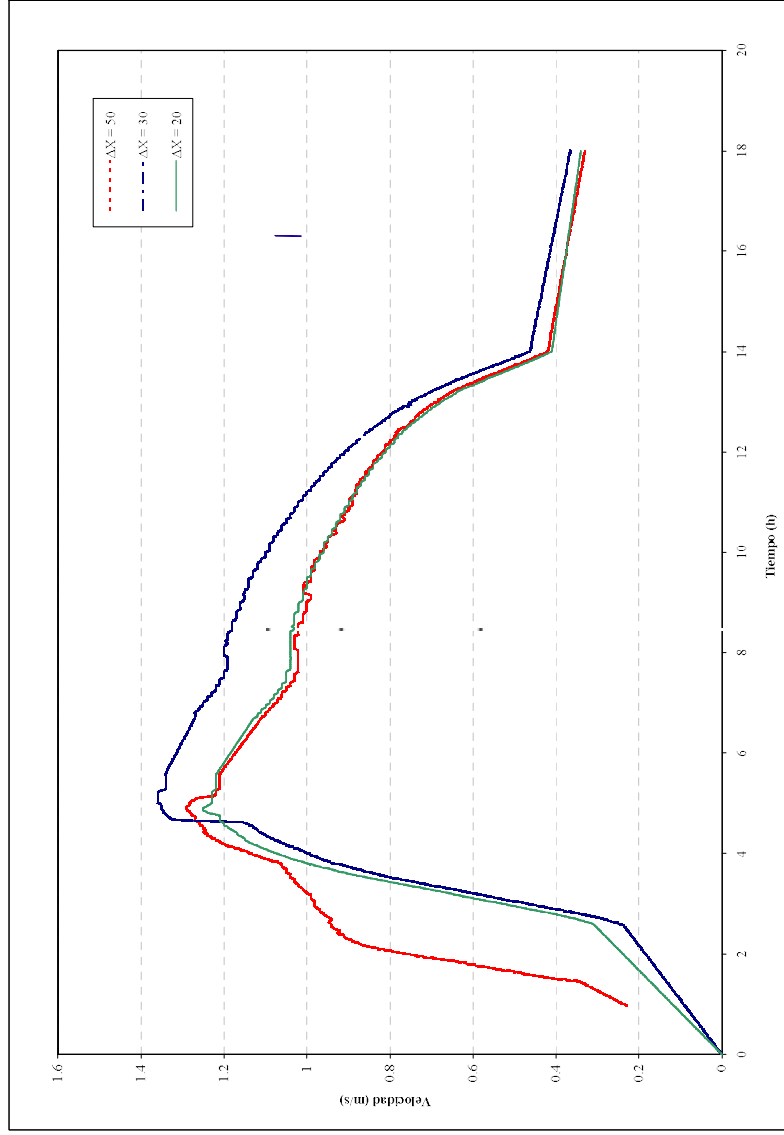


Figura 92. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (ΔX), en la velocidad. Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96.

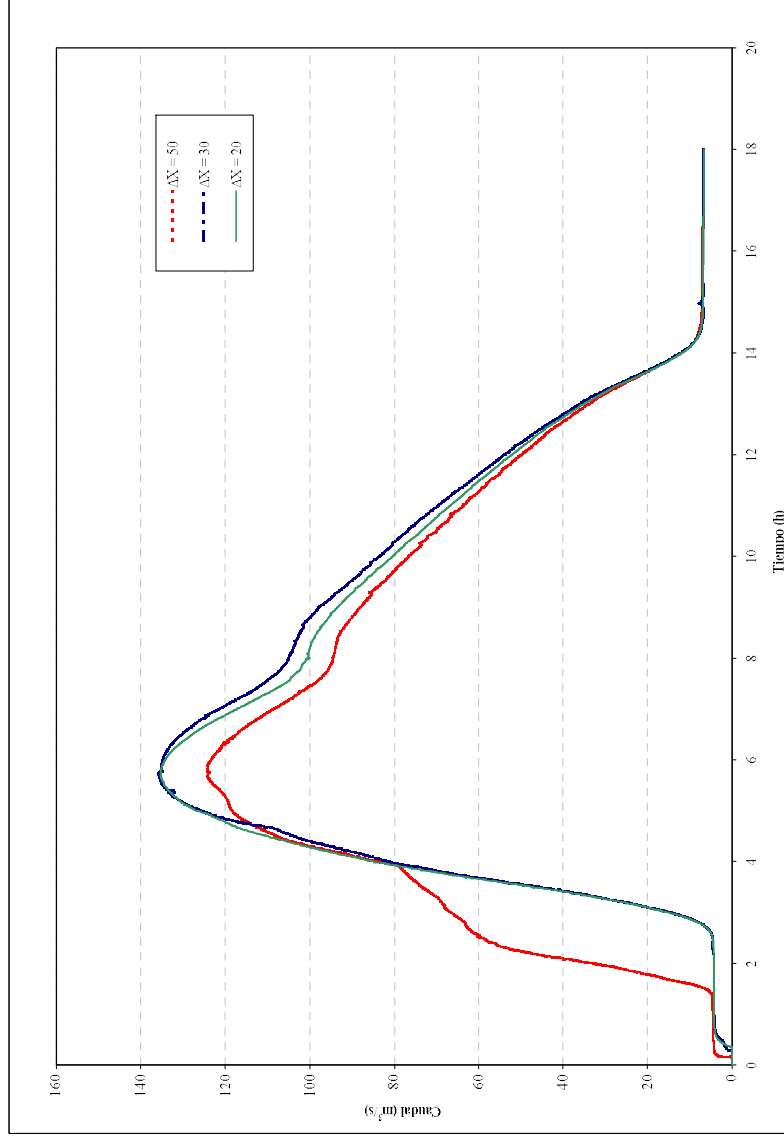


Figura 93. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del tamaño de celda (ΔX), en los caudales. Río Cuameva - Sección 6 - K0+749,96.

VARIACIÓN DEL INTERVALO DE TIEMPO, Δt

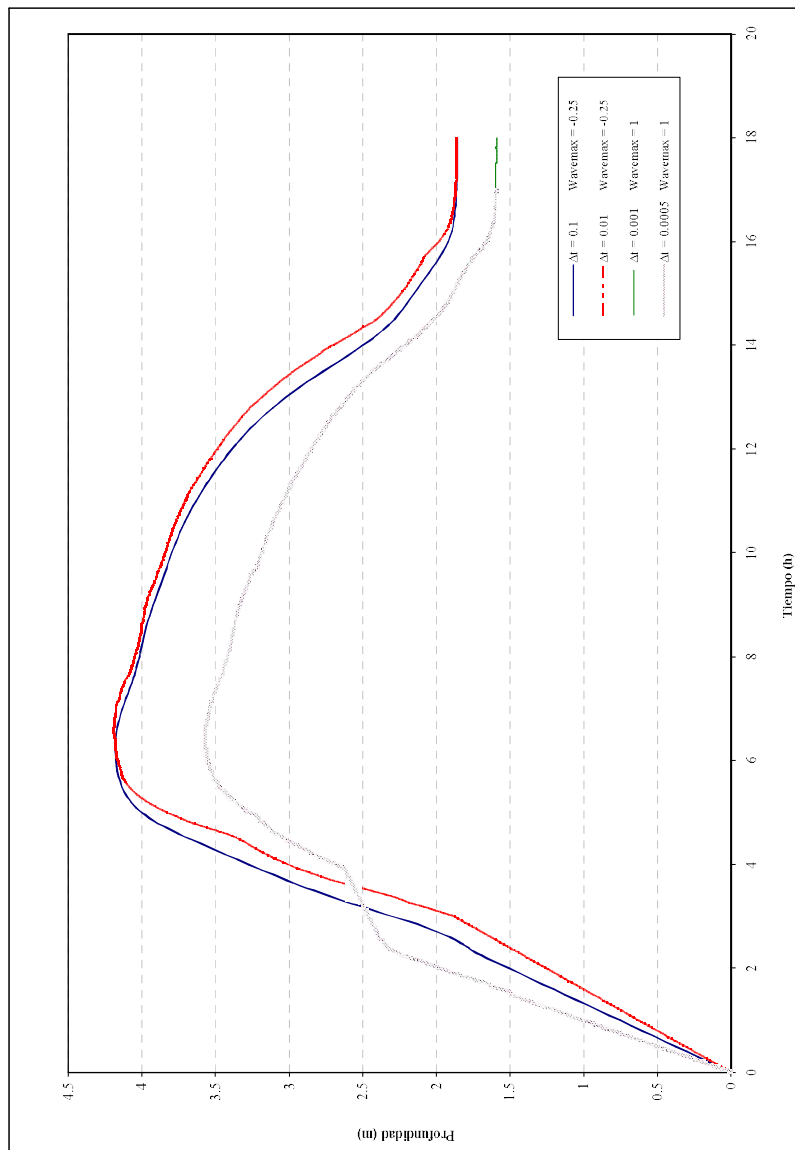


Figura 94. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en la profundidad. Río Riofrio - Sección 10 - K1+725.48.

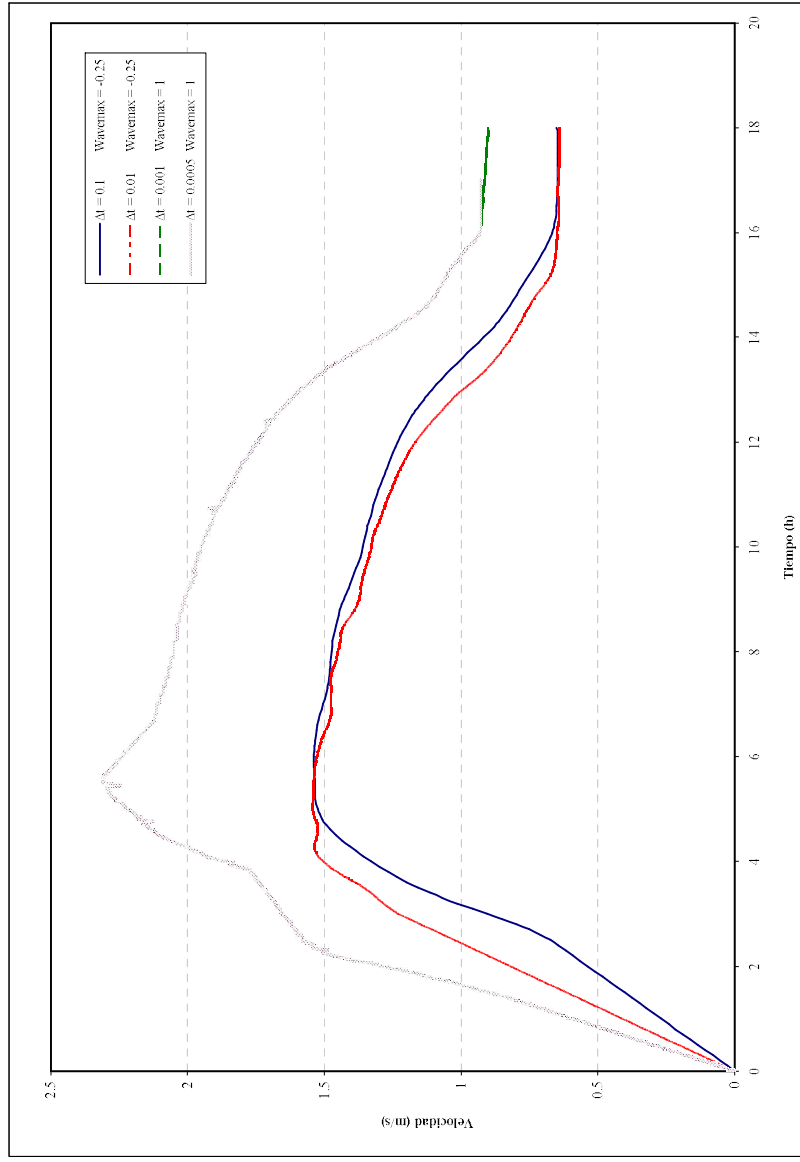


Figura 95. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

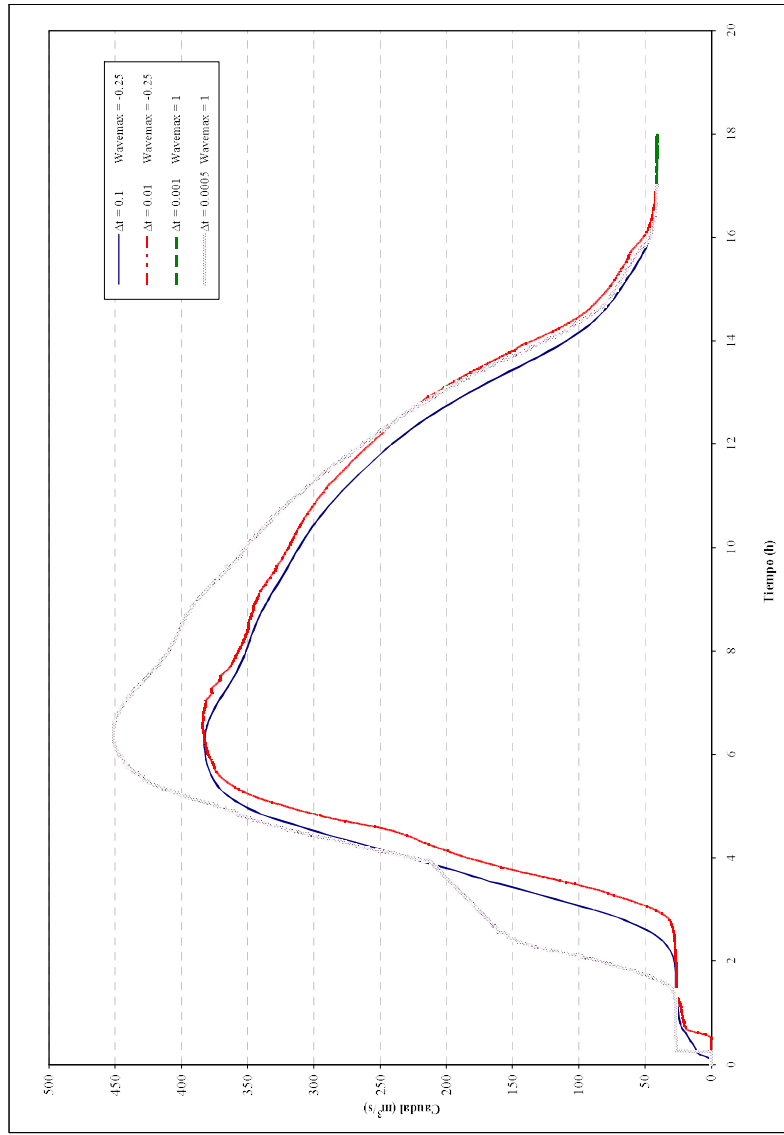


Figura 96. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

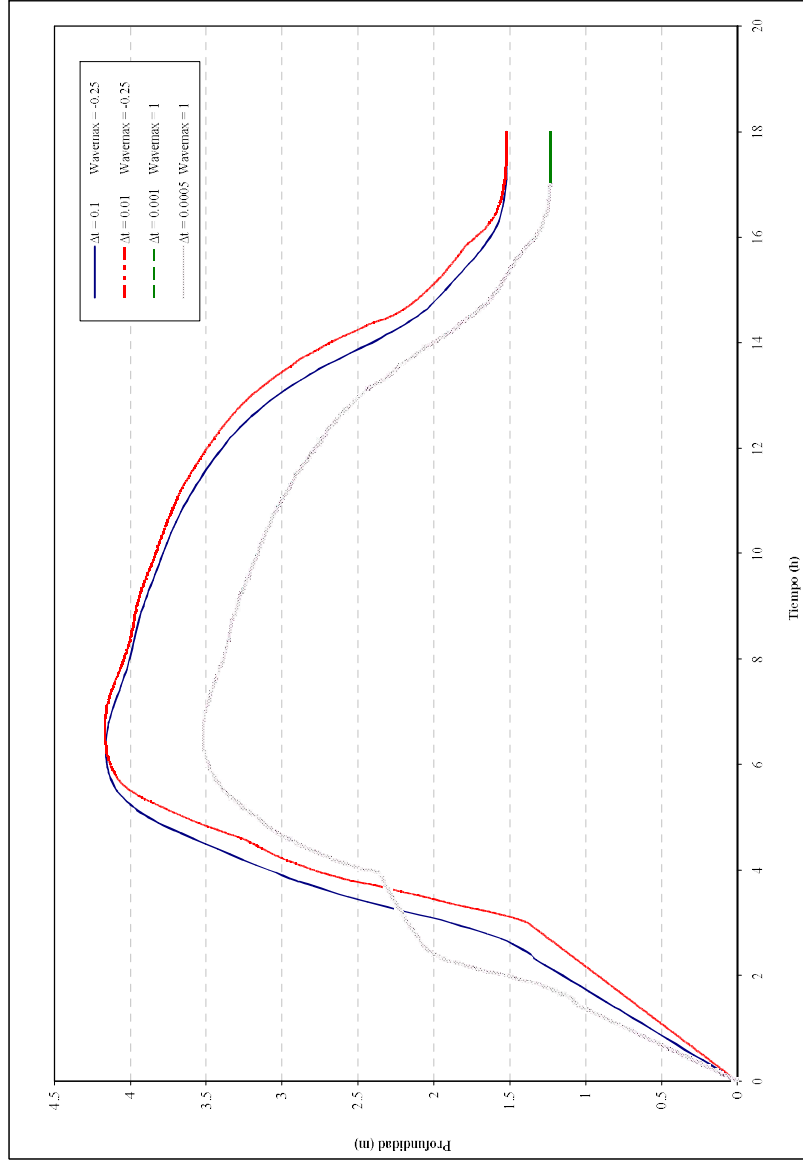


Figura 97. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.

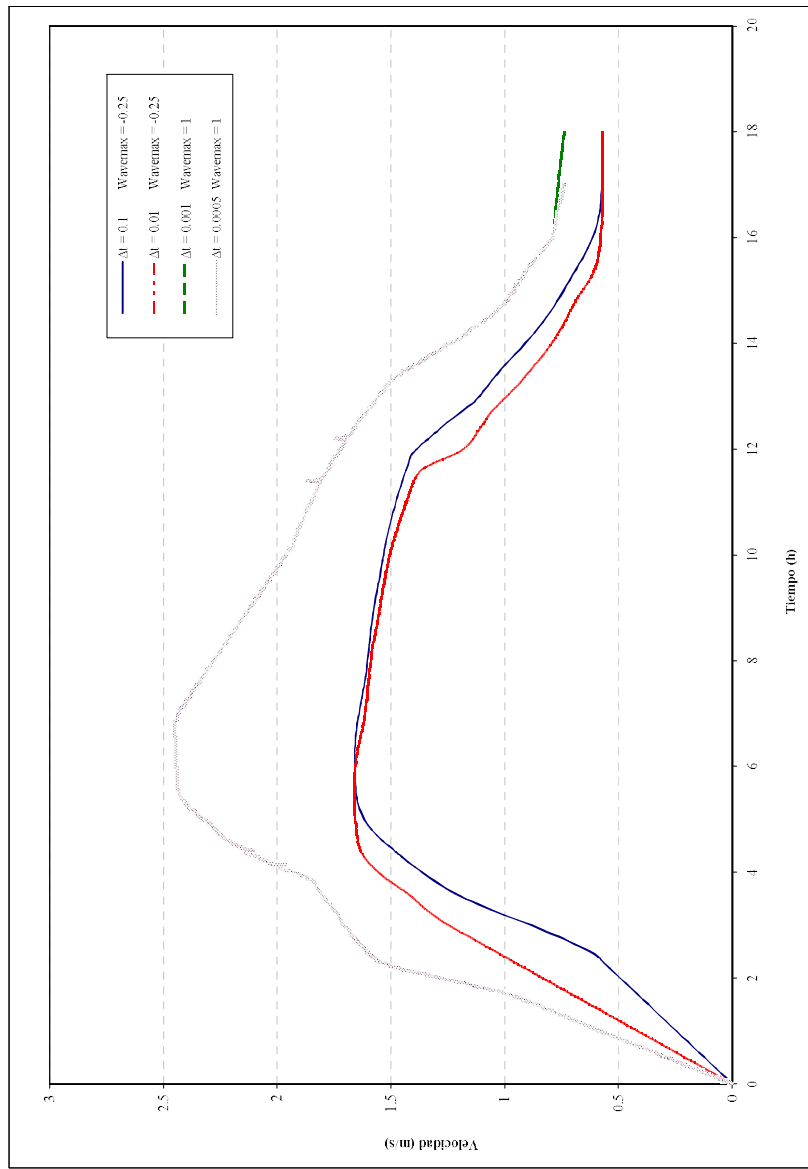


Figura 98. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en la velocidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.

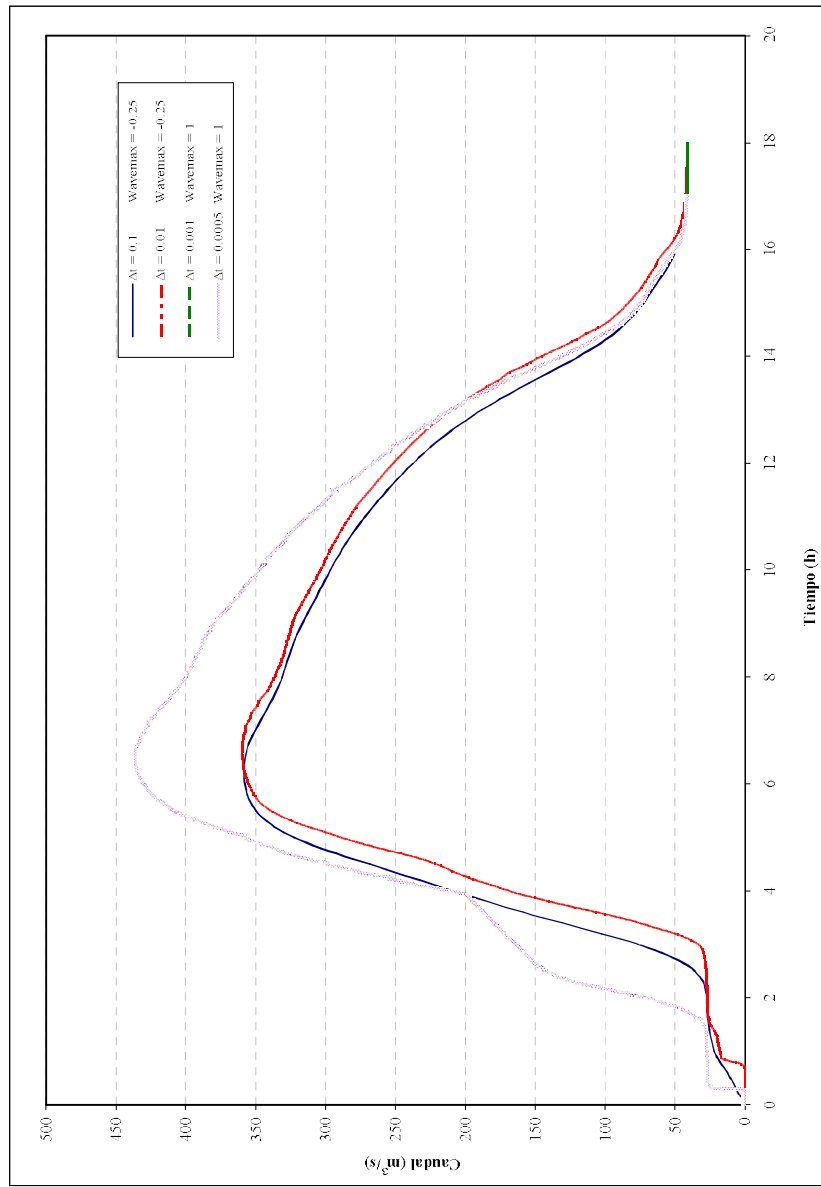


Figura 99. Análisis de sensibilidad del modelo FI-O-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en los caudales. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.

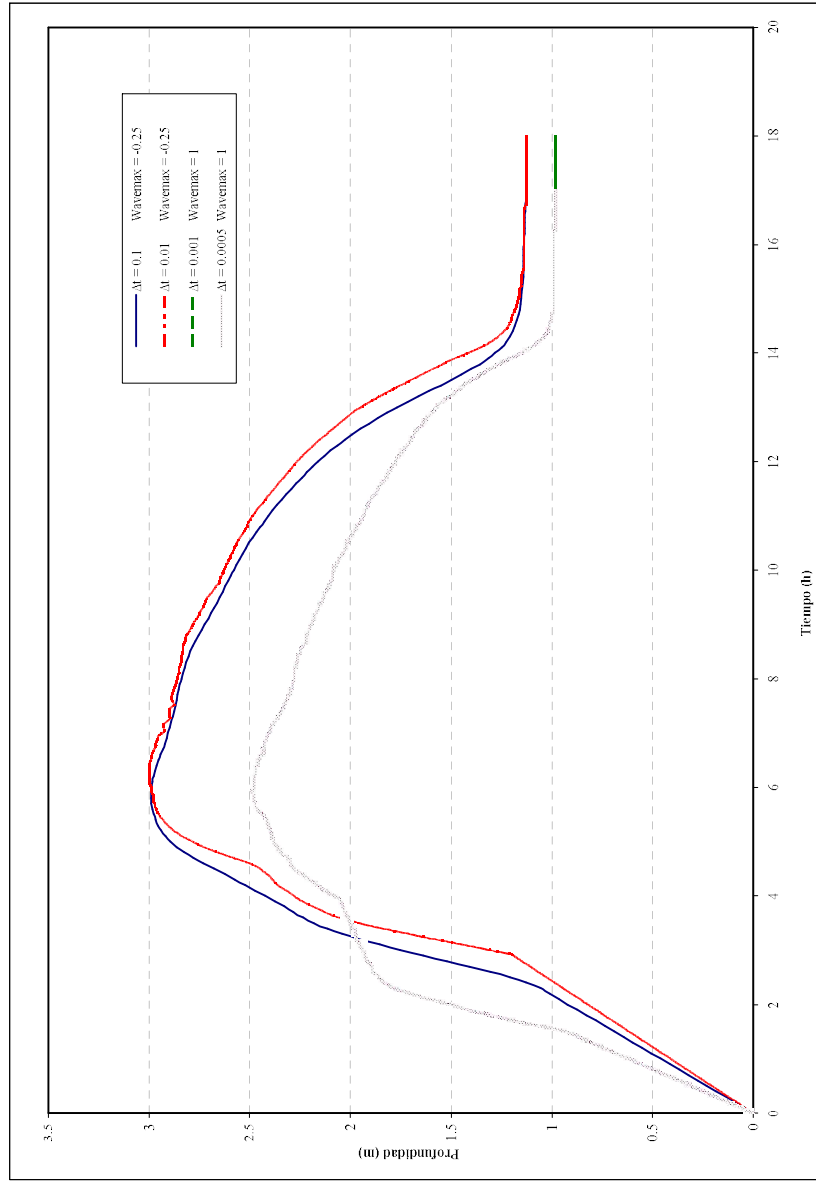


Figura 100. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en la profundidad. Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96.

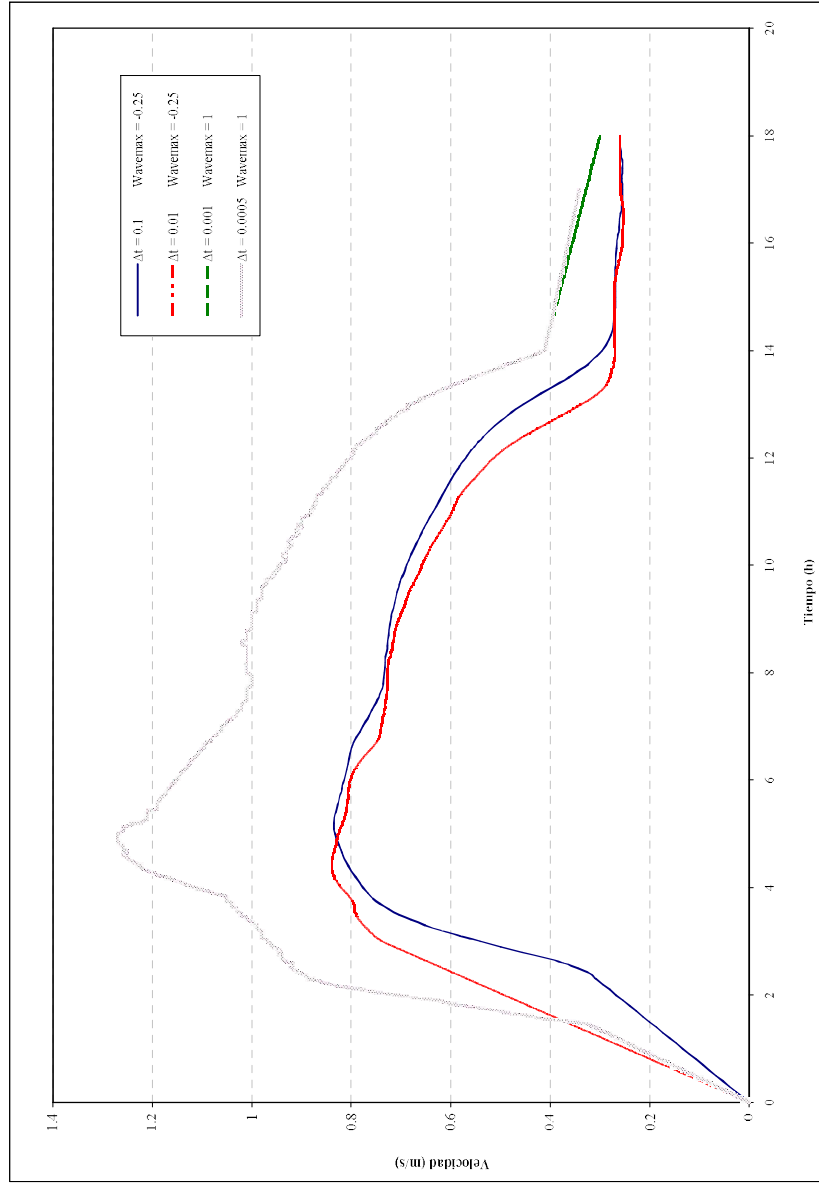


Figura 101. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en la velocidad. Río Cuacua - Sección 6 - K0+749.96.

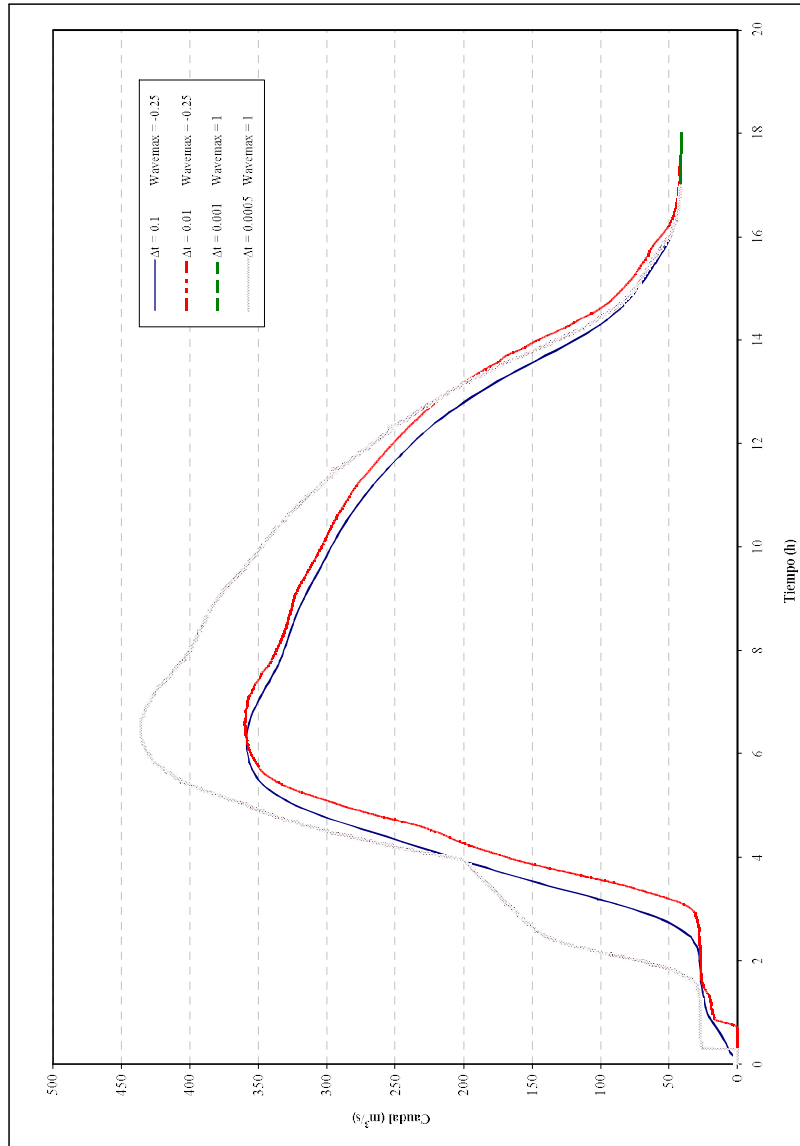


Figura 102. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación del intervalo de tiempo (Δt) en los caudales. Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96.

**VARIACIÓN DEL PARÁMETRO DE RESISTENCIA K
PARA FLUJO LAMINAR**

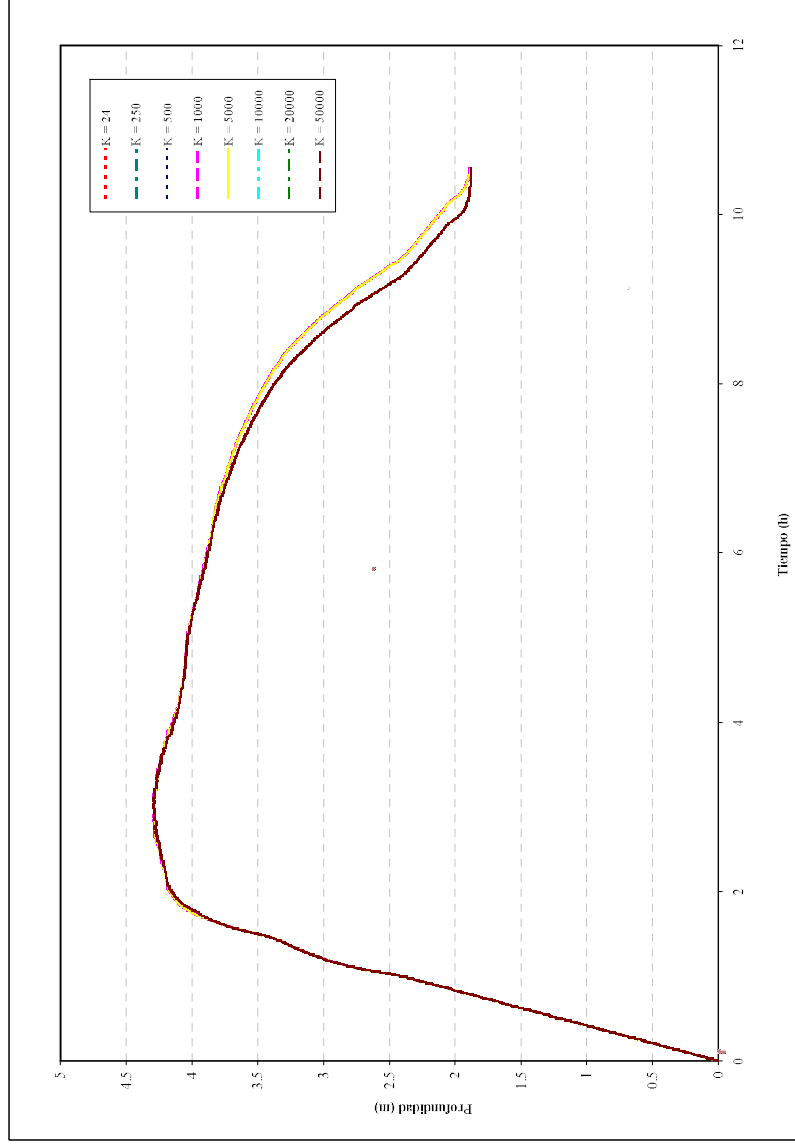


Figura 103. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en la profundidad. Río Riofrio - Sección 10 - K1+725.48.

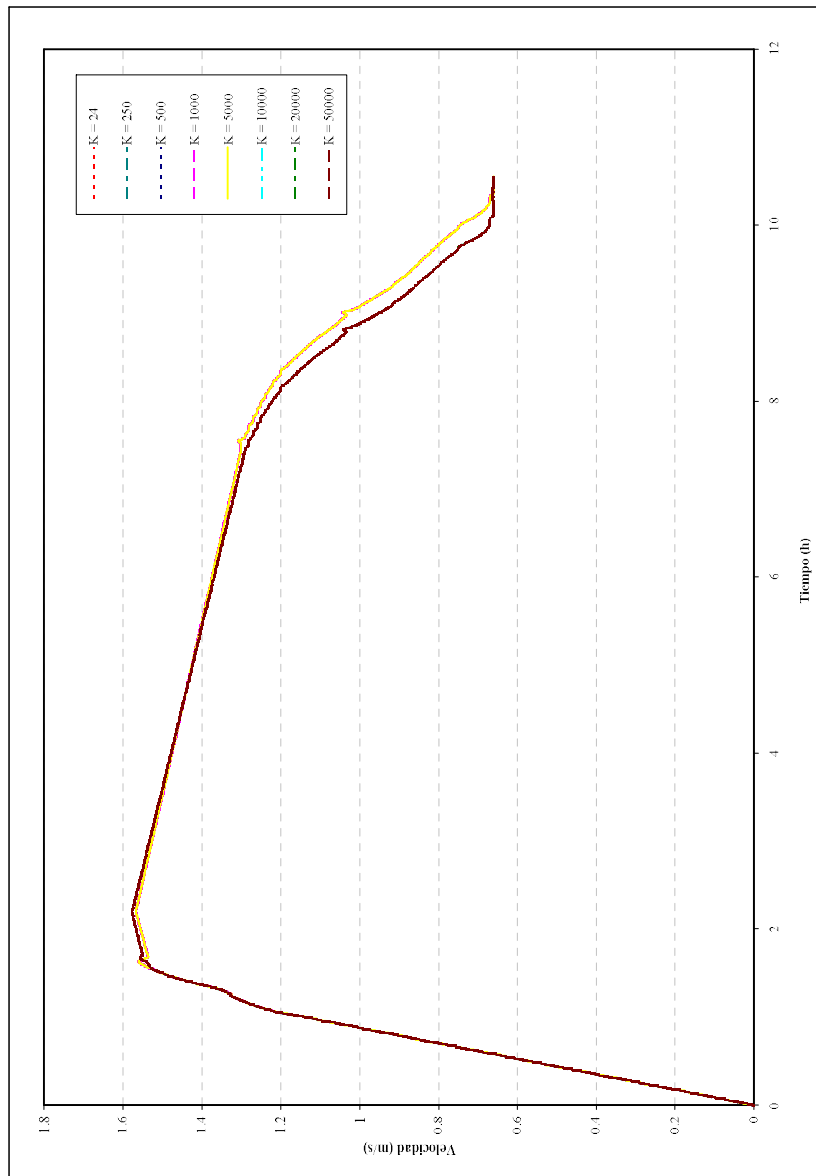


Figura 104. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

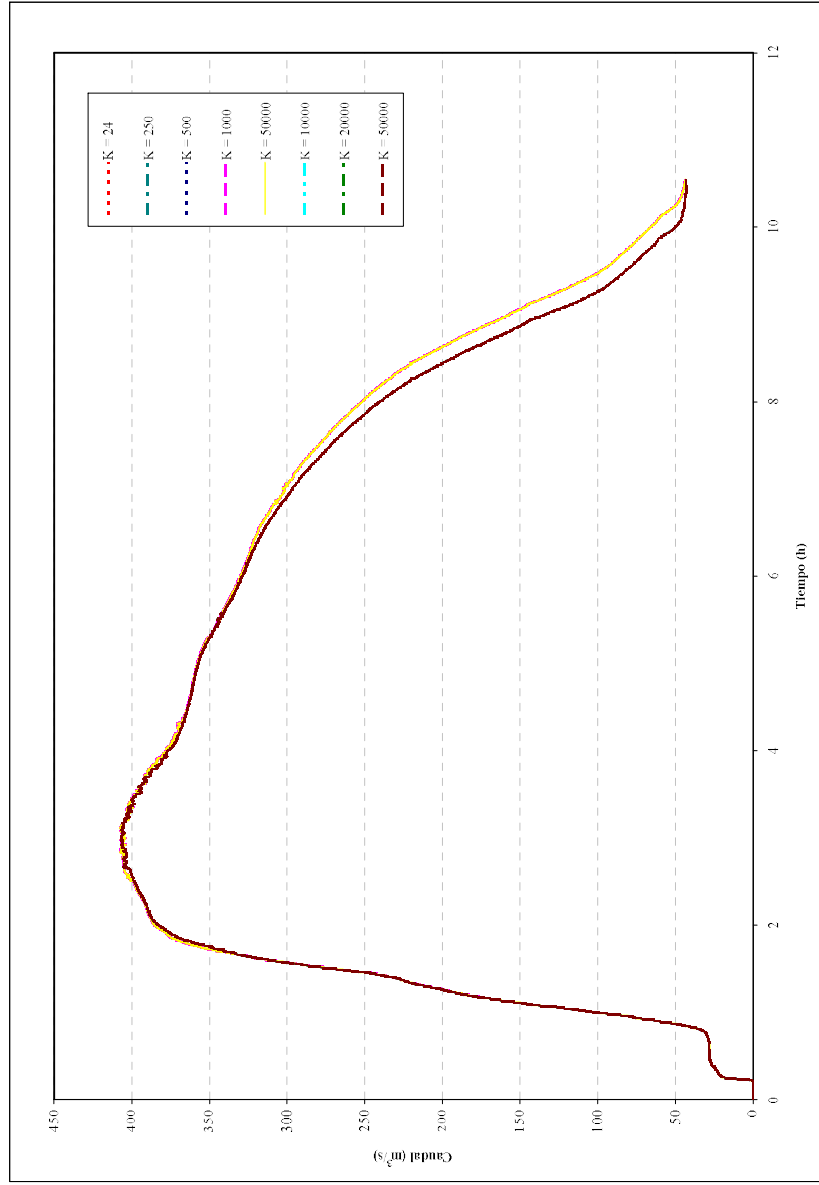


Figura 105. Análisis de sensibilidad del modelo H1,O-21D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

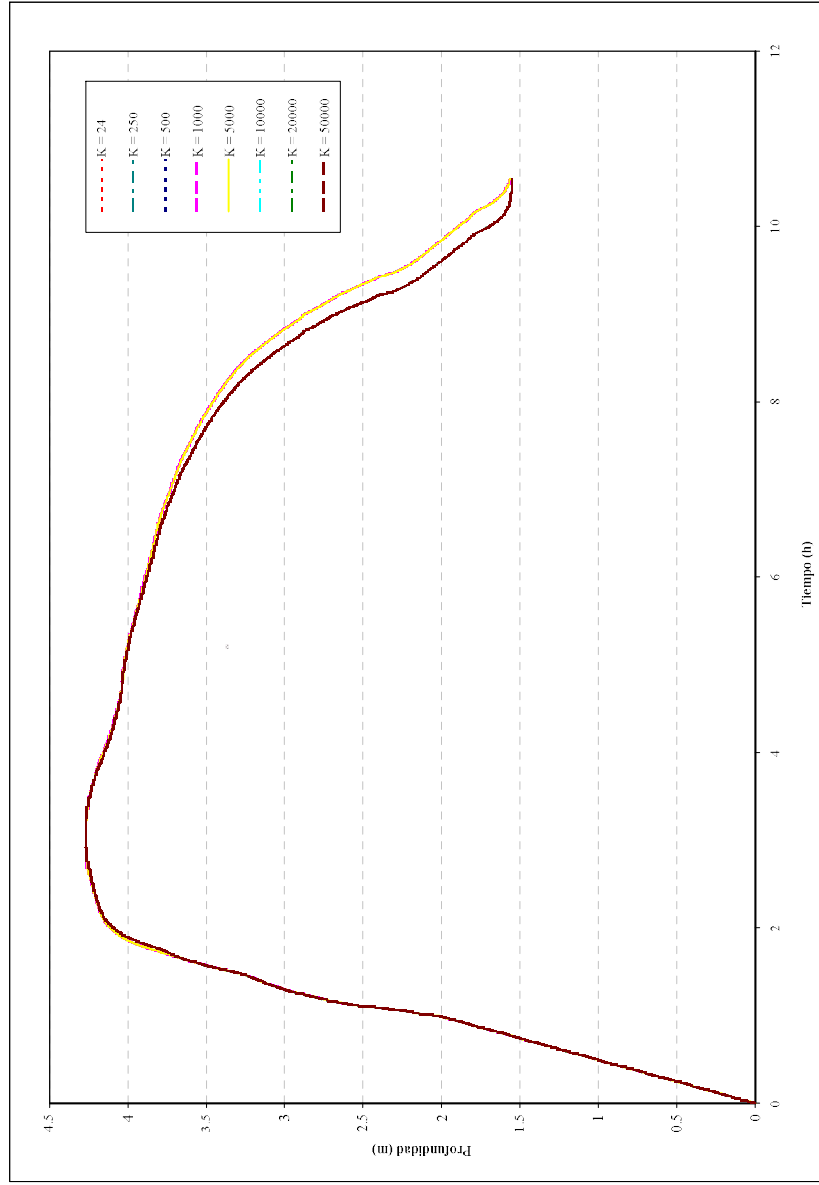


Figura 106. Analisis de sensibilidad del modelo F1.O-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.

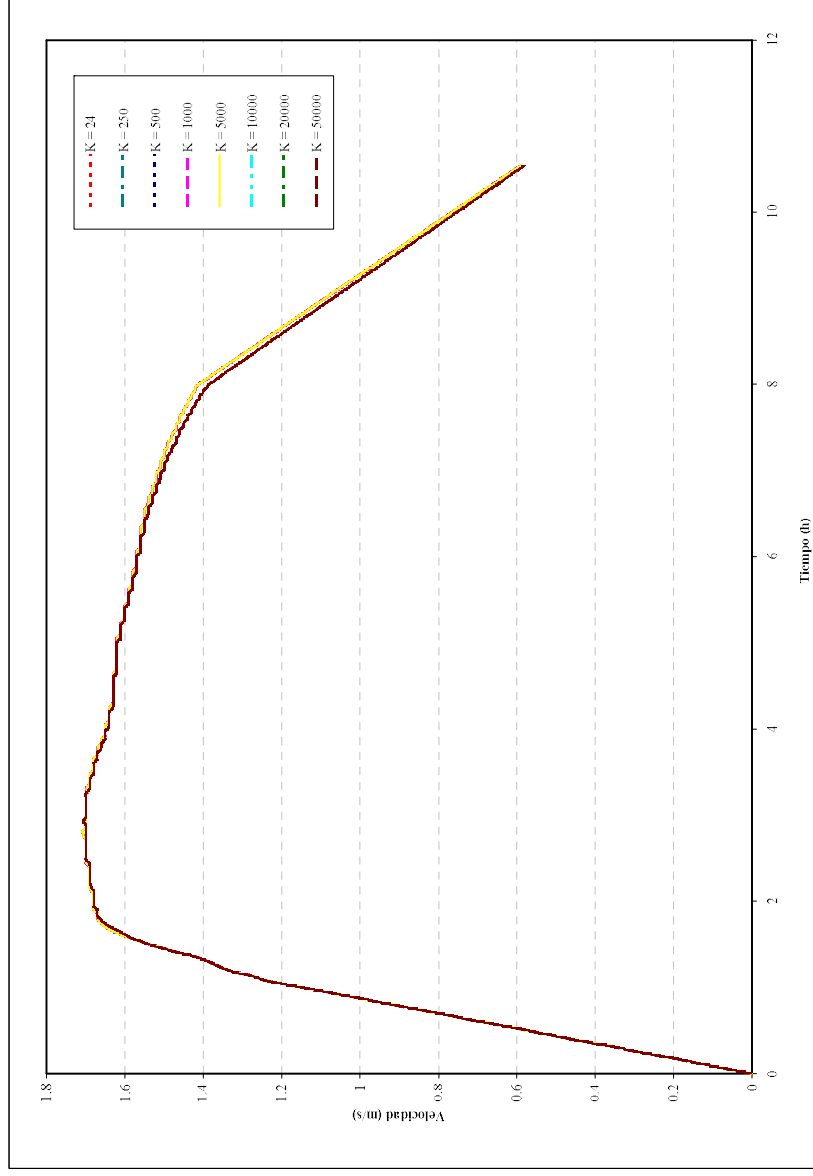


Figura 107. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.

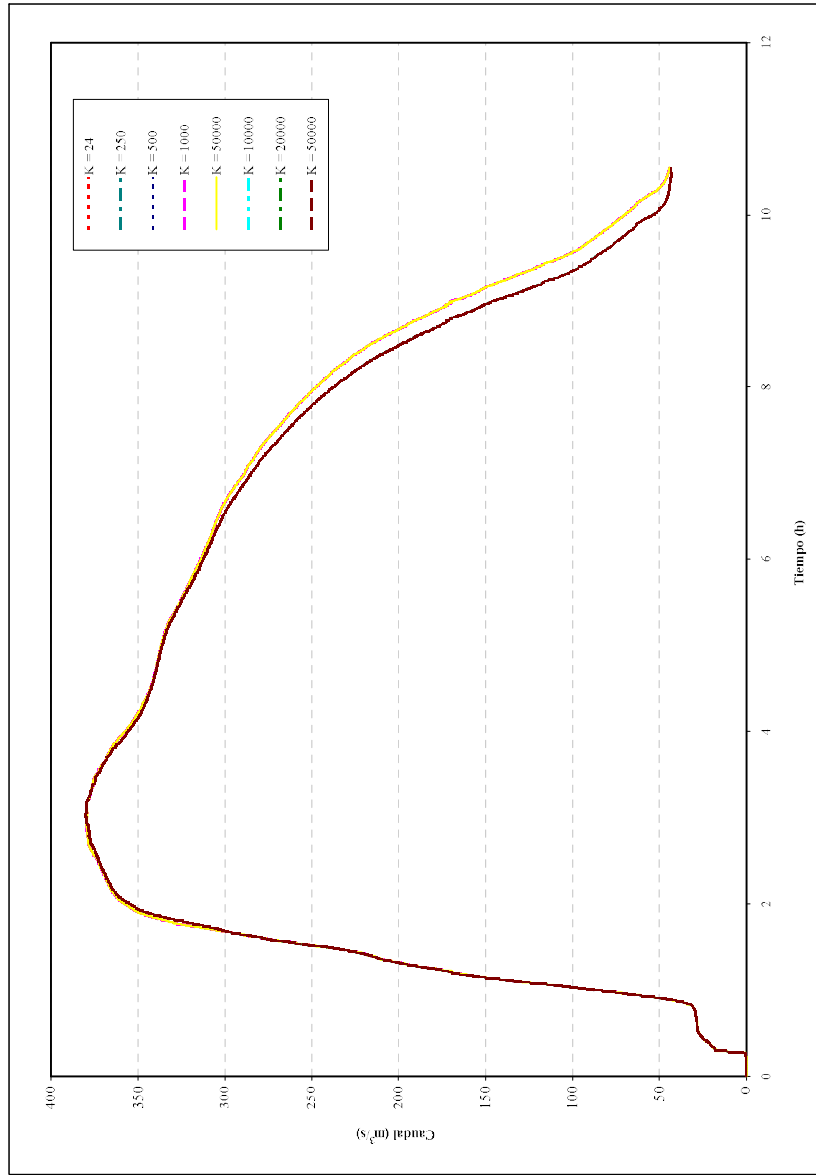


Figura 108. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en los caudales. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.

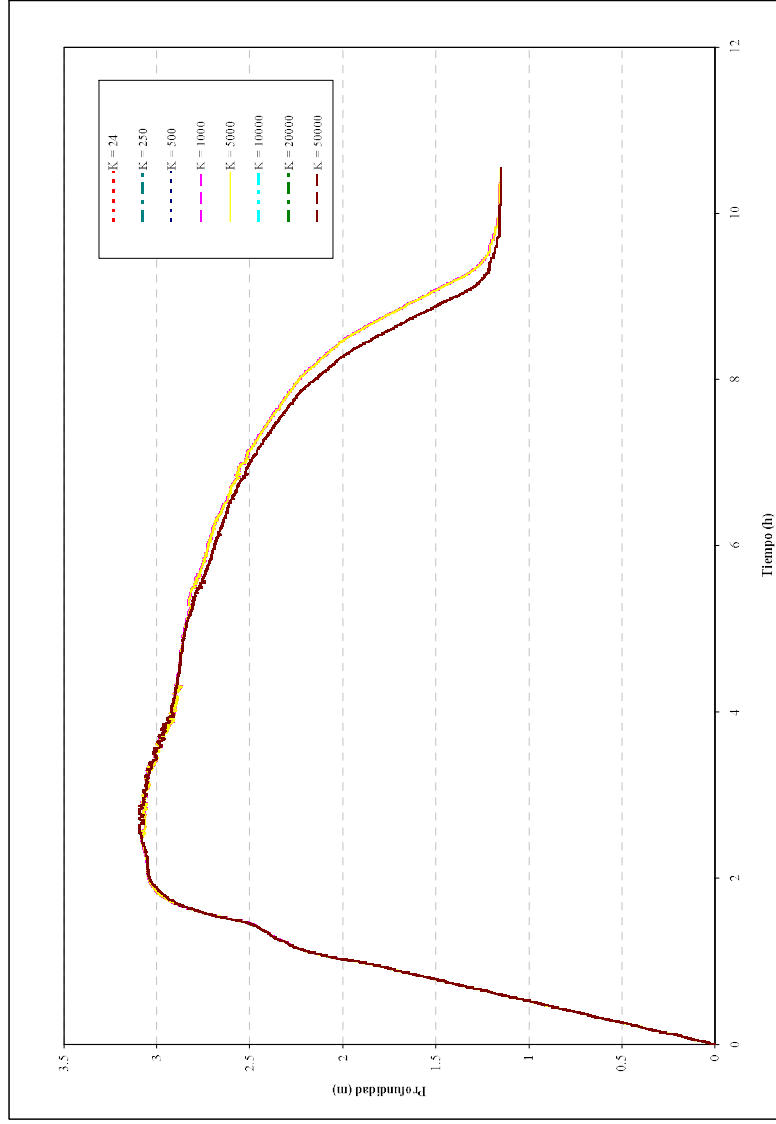


Figura 109. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en la profundidad. Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96.

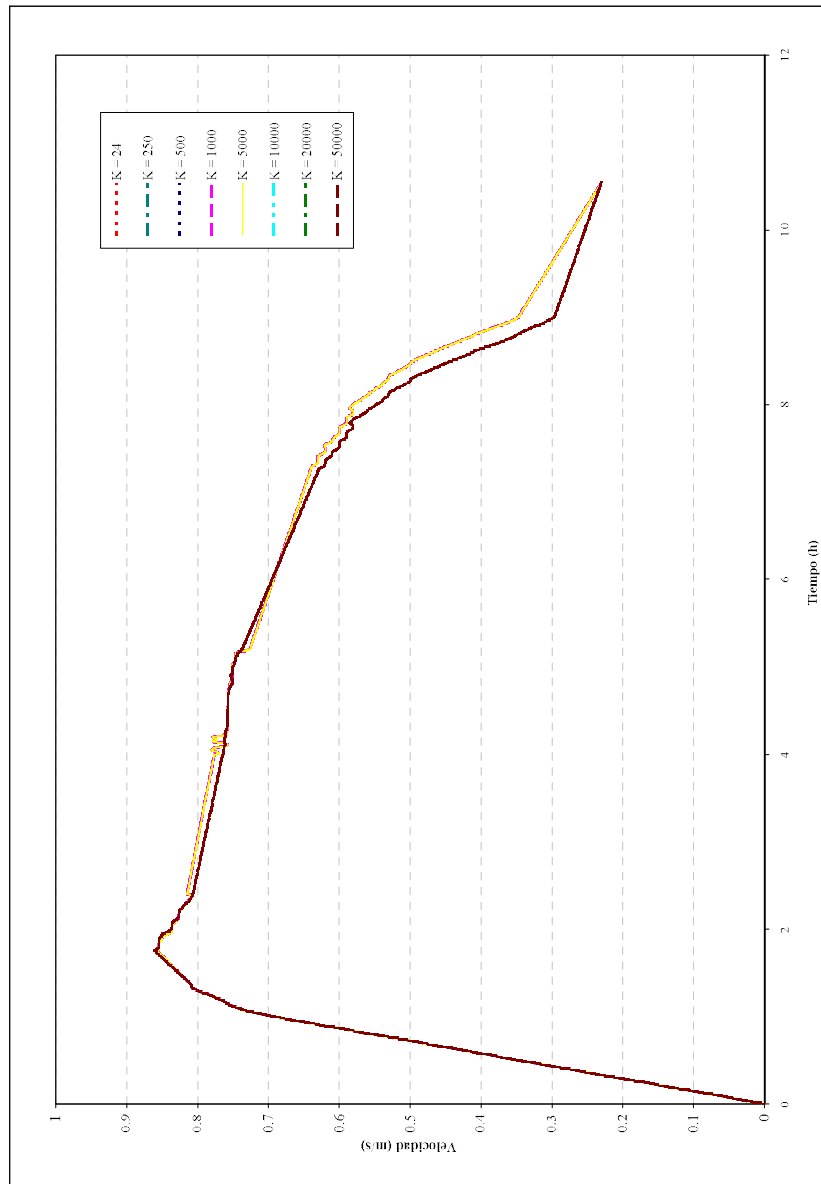


Figura 110. Análisis de sensibilidad del modelo F1,O-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en la velocidad. Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96.



Figura III. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar, en los caudales. Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96.

COMPARACIÓN DE DIFERENTES MUESTRAS DE LODOS

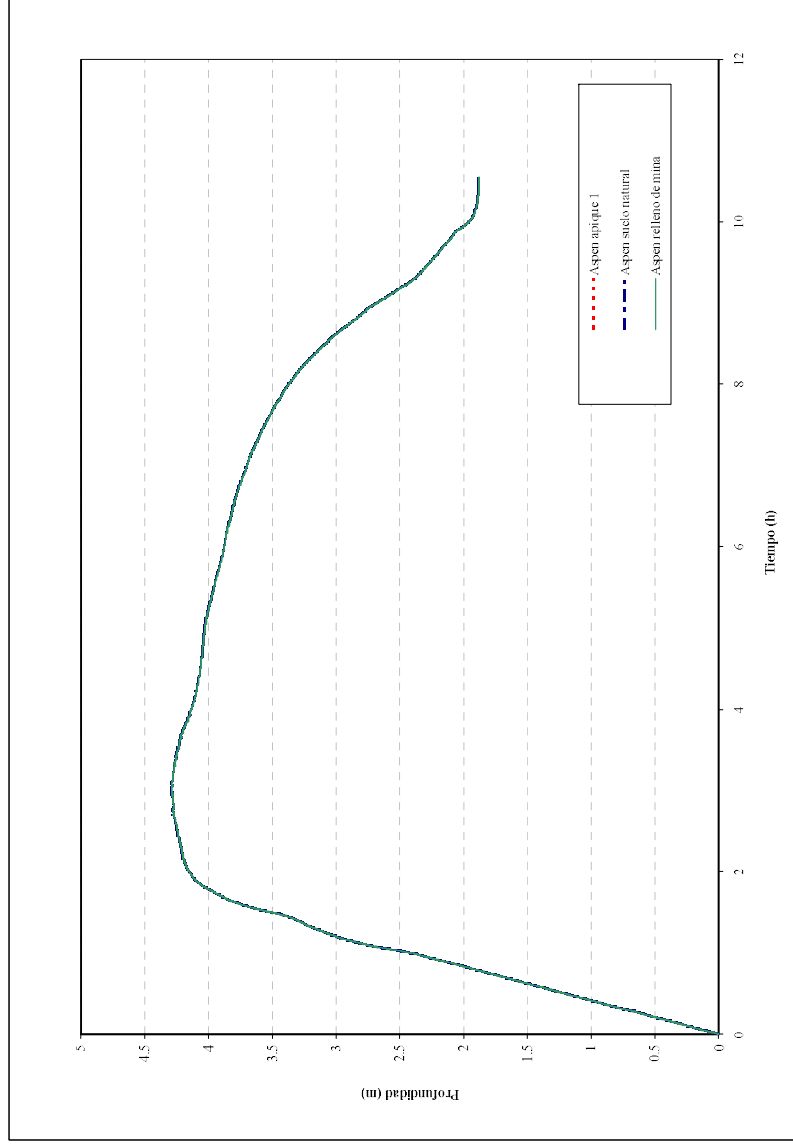


Figura 112. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en la profundidad. Río Riofrio - Sección 10 - K1+725.48.

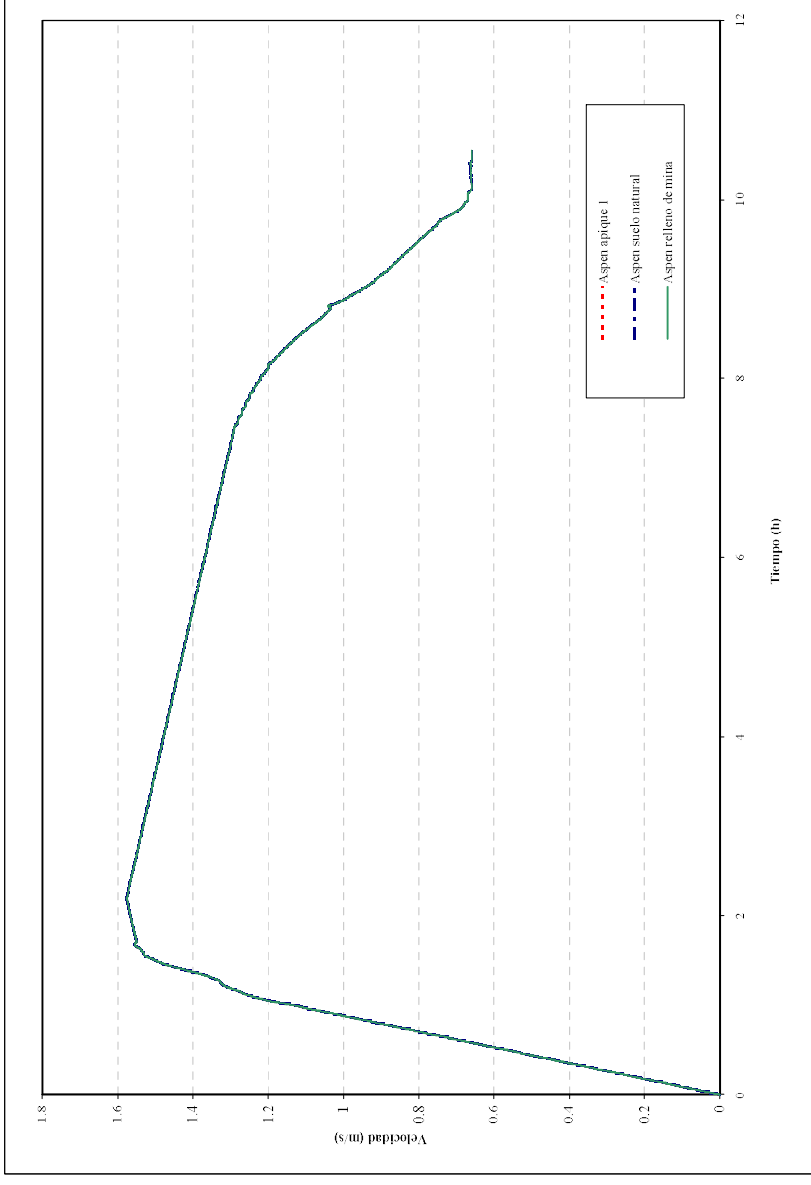


Figura 113. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en la velocidad. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725-48.

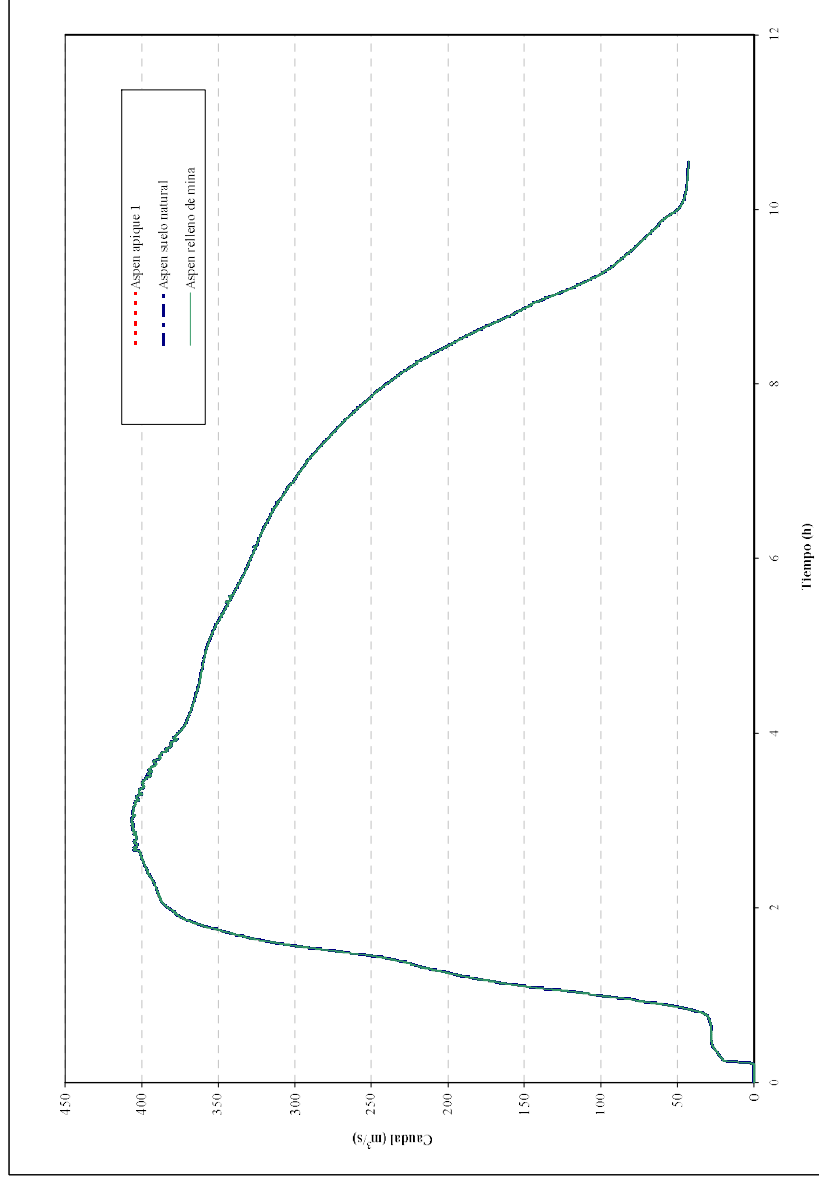


Figura 114. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en los caudales. Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

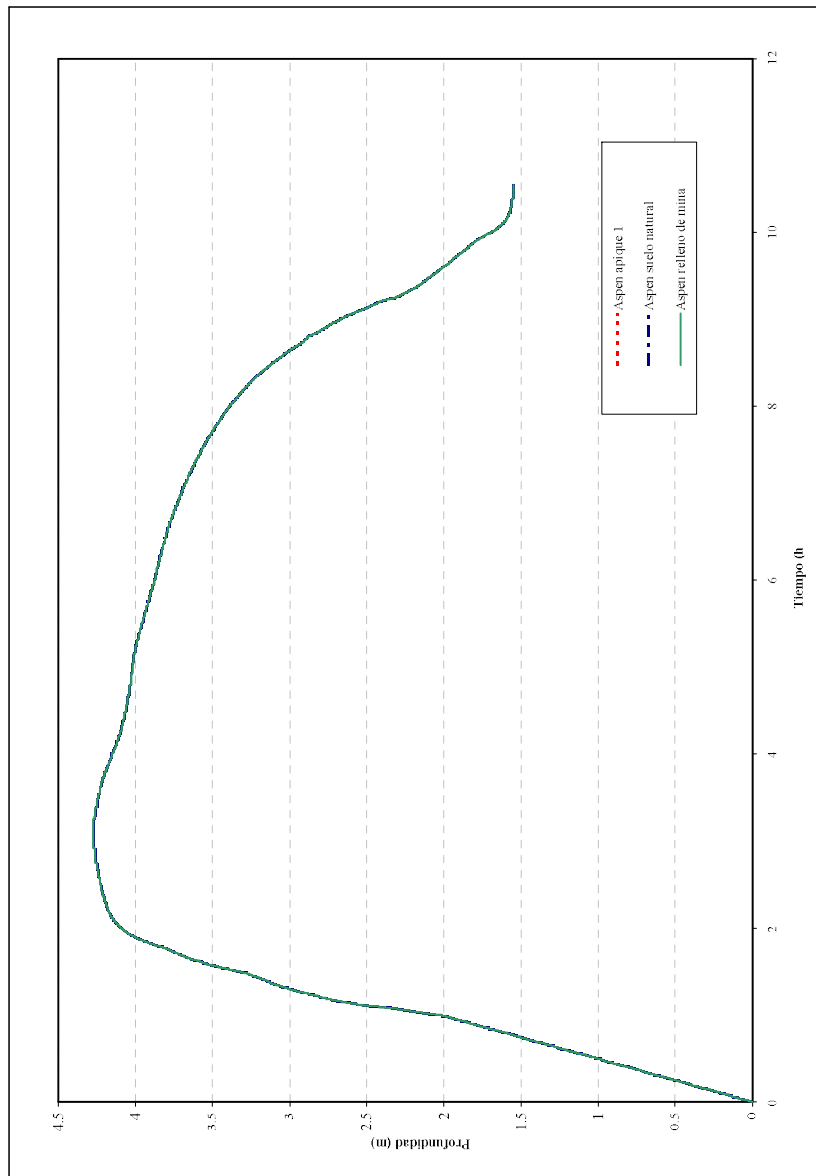


Figura 115. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en la profundidad. Río Riofrío - Sección 15 - K2+282.38.

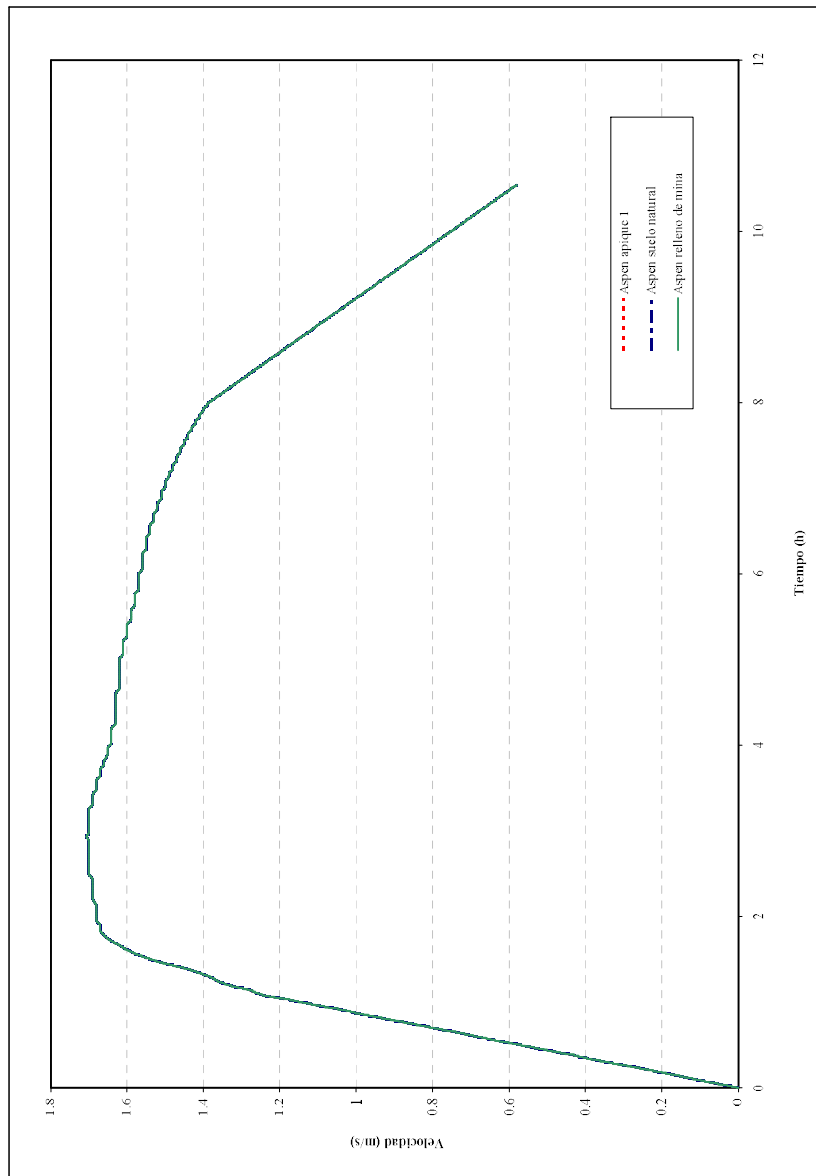


Figura 116. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en la velocidad. Río Riofrio - Sección 15 - K2+282.38

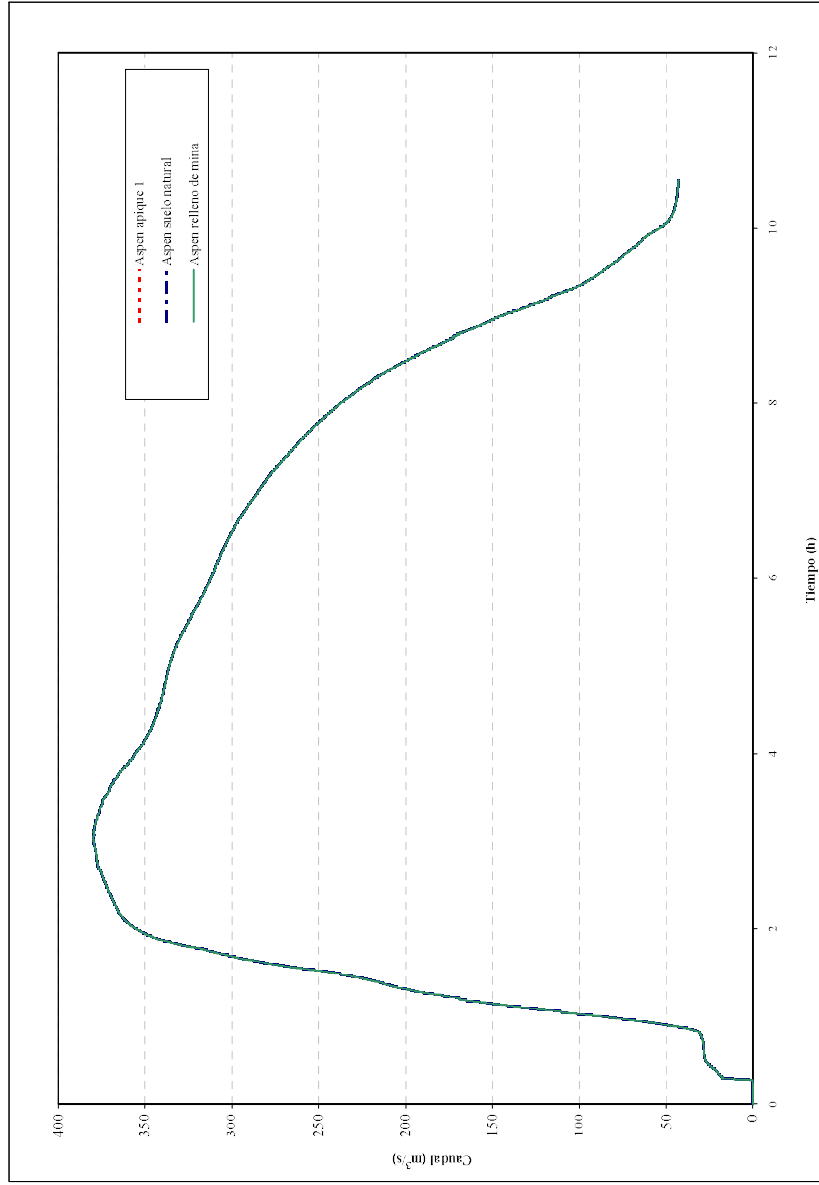


Figura 117. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en los caudales. Río Riofrio - Sección 15 - K2+282.38

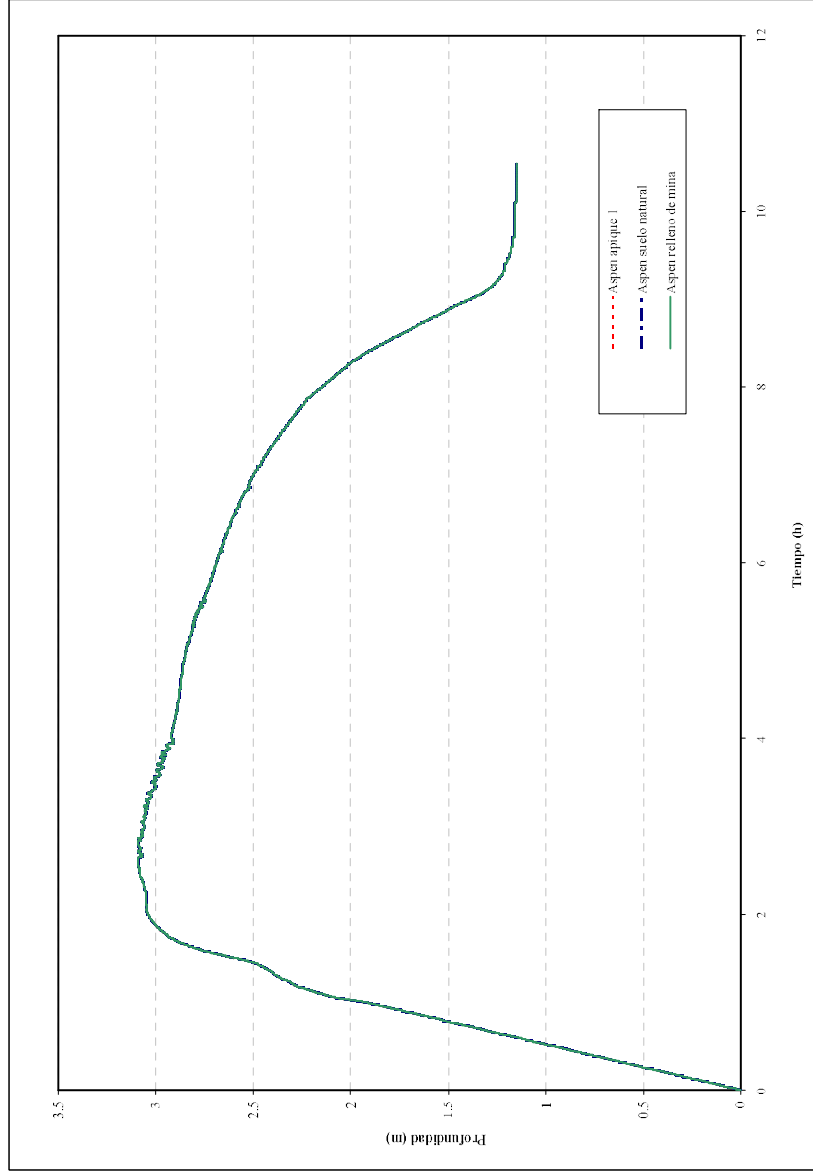


Figura 118. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en la profundidad. Río Cuancua - Sección 6 - K0+749.96

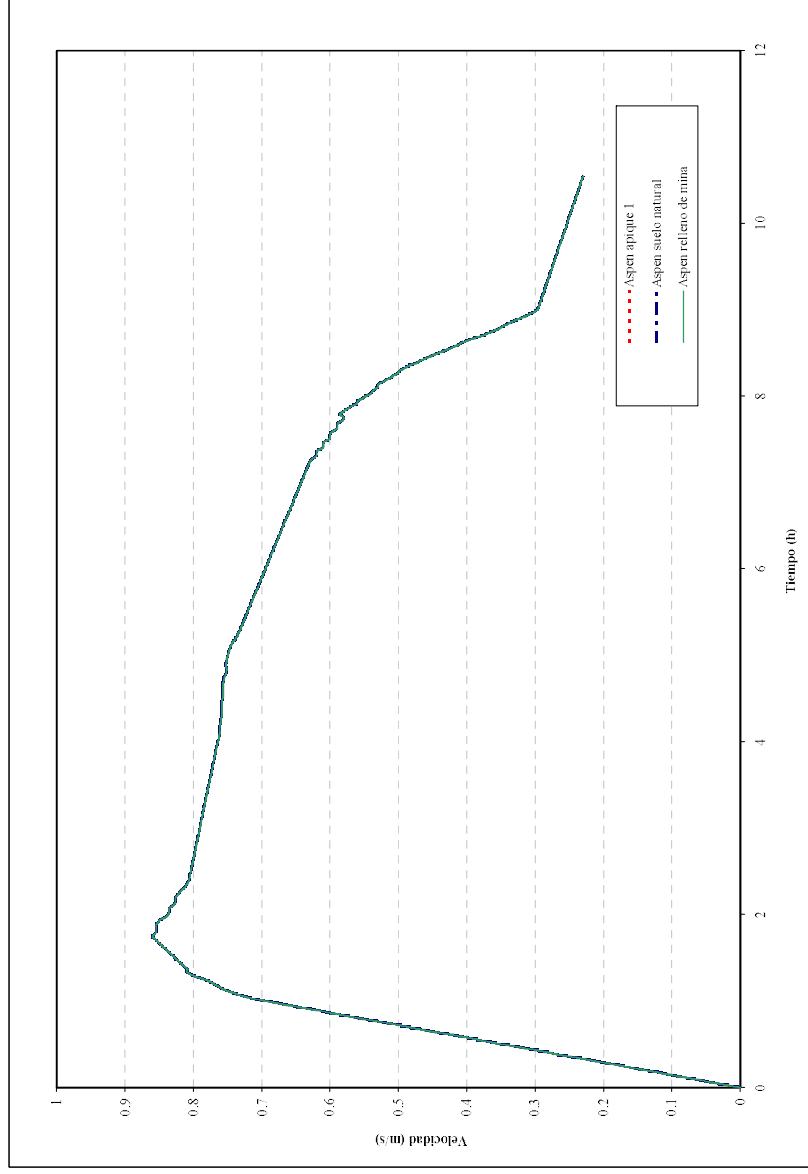


Figura 119. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en la velocidad. Río Cuameca - Sección 6 - K0+749.96

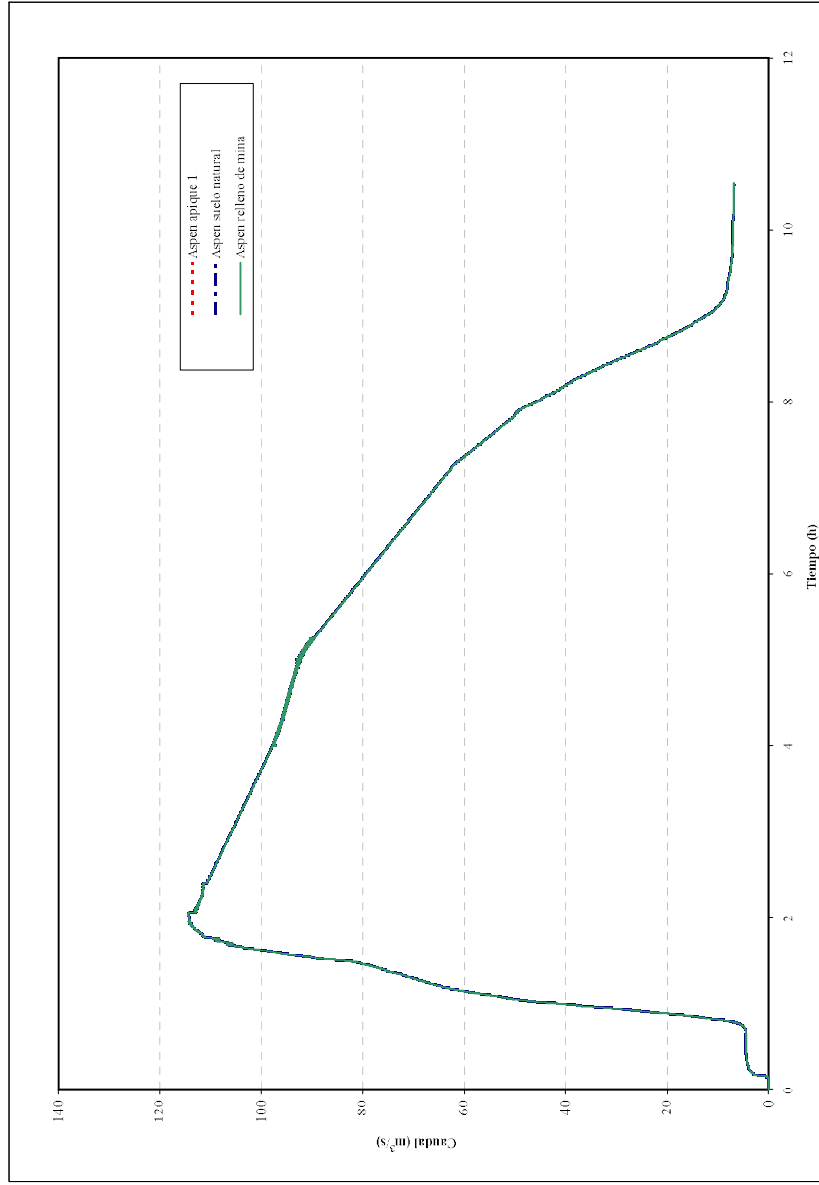


Figura 120. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D. Influencia de la variación los parámetros reológicos de las diferentes muestras, en los caudales. Río Cuaneua - Sección 6 - K0+749.96

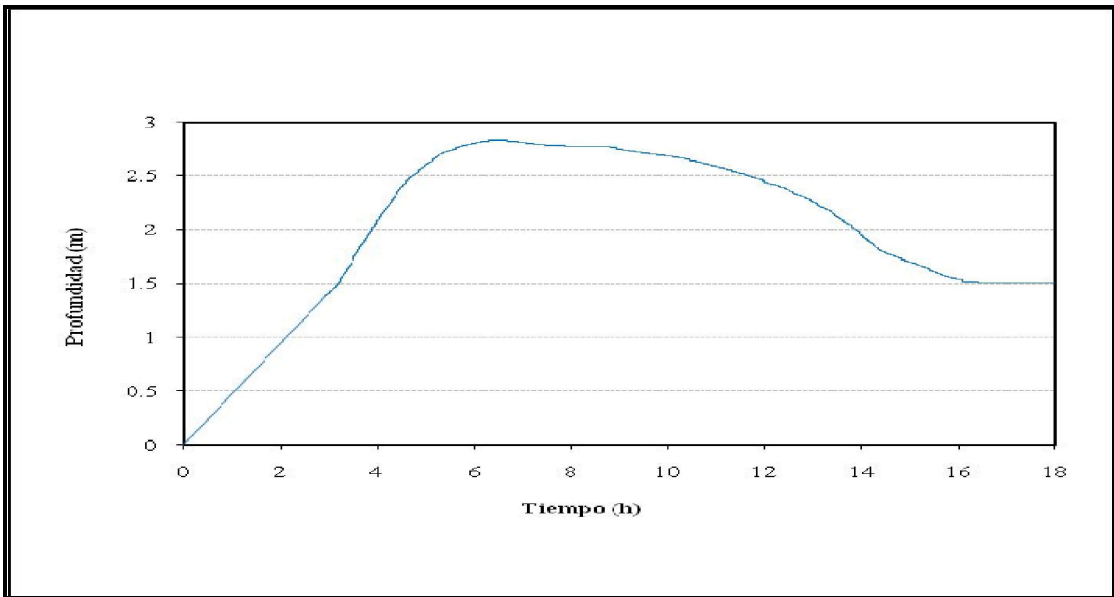


Figura 121. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años
Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.

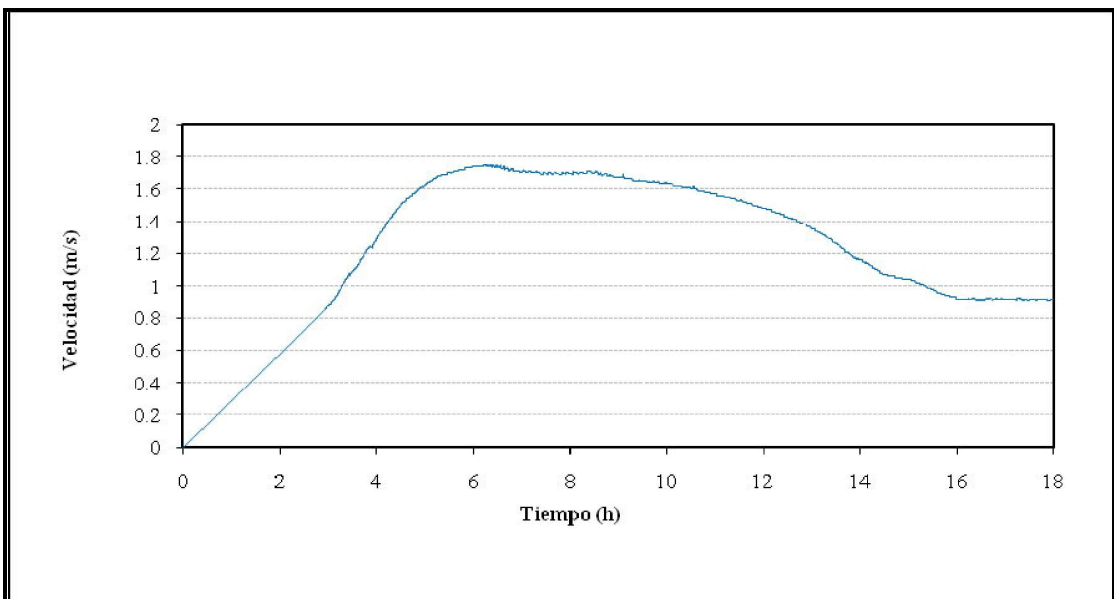


Figura 122. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años
Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.

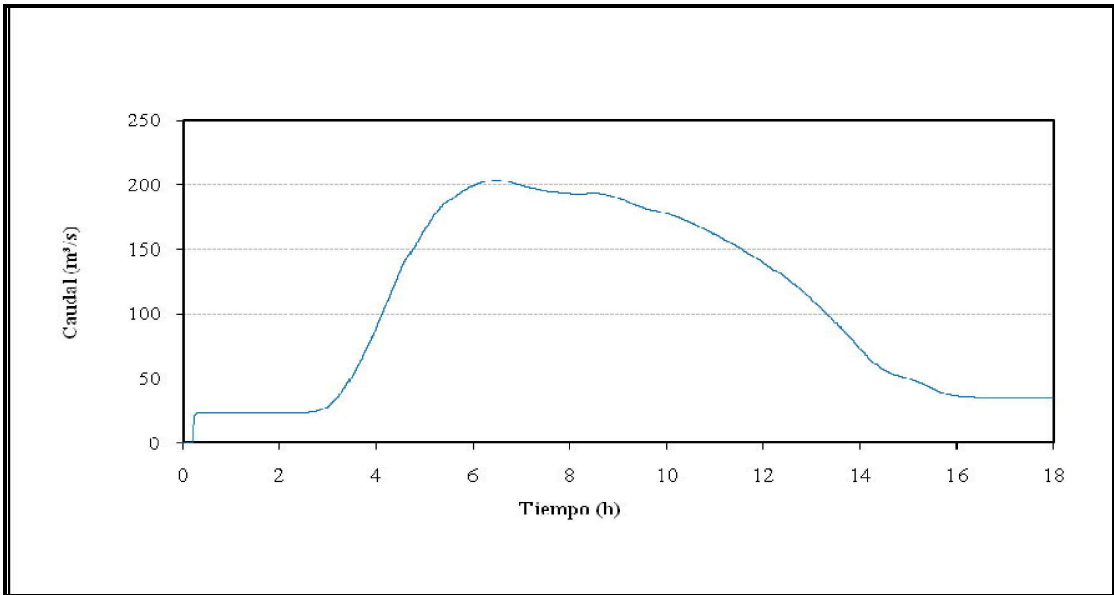


Figura 123. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años
Río Riofrio - Sección 4 - K0 + 782.505.

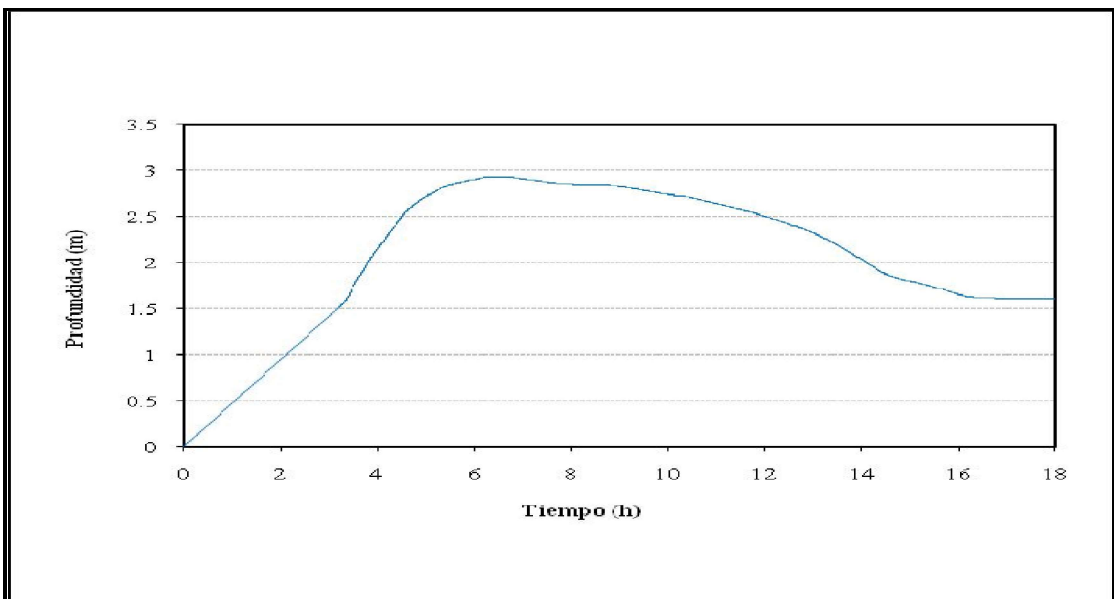


Figura 124. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años
Río Riofrio - Sección 10 - K1 + 725.48.

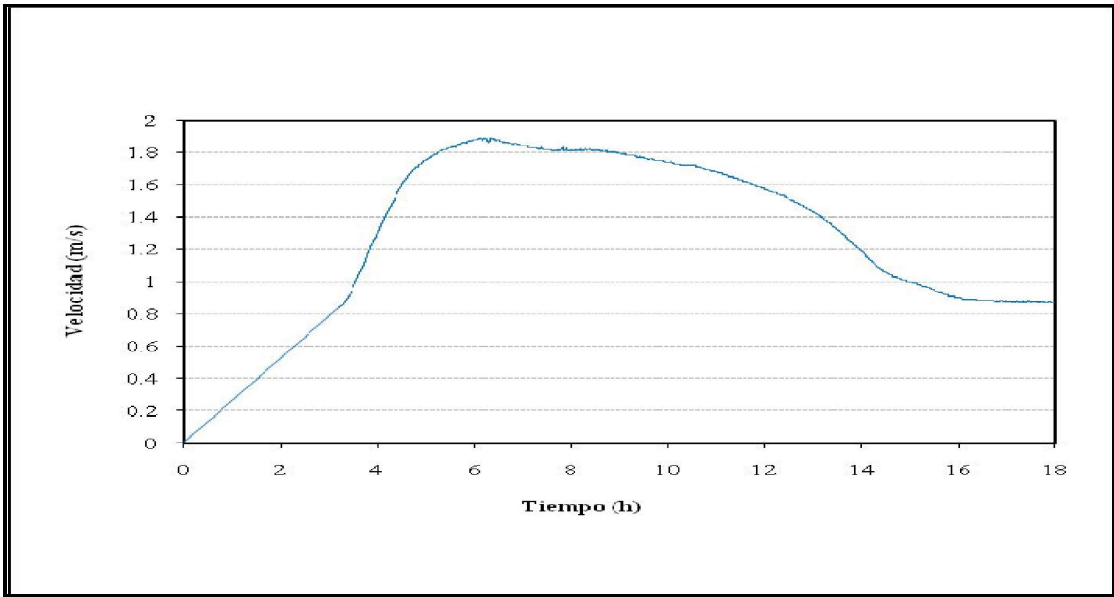


Figura 125. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años
Río Riofrío - Sección 10 - K1 + 725.48

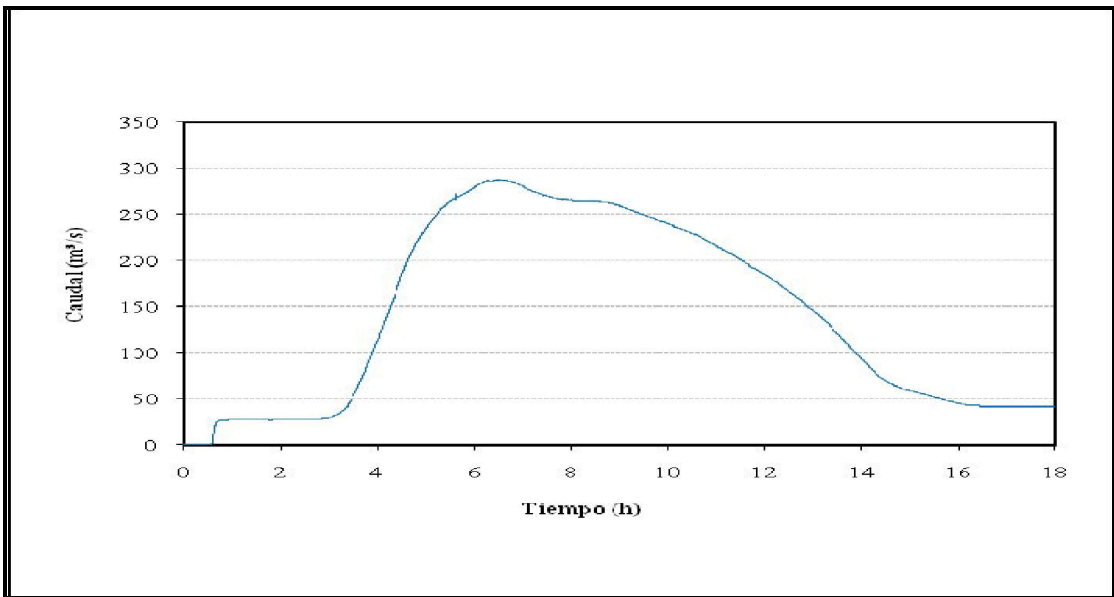


Figura 126. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años
Río Riofrío - Sección 10 - K1 + 725.48

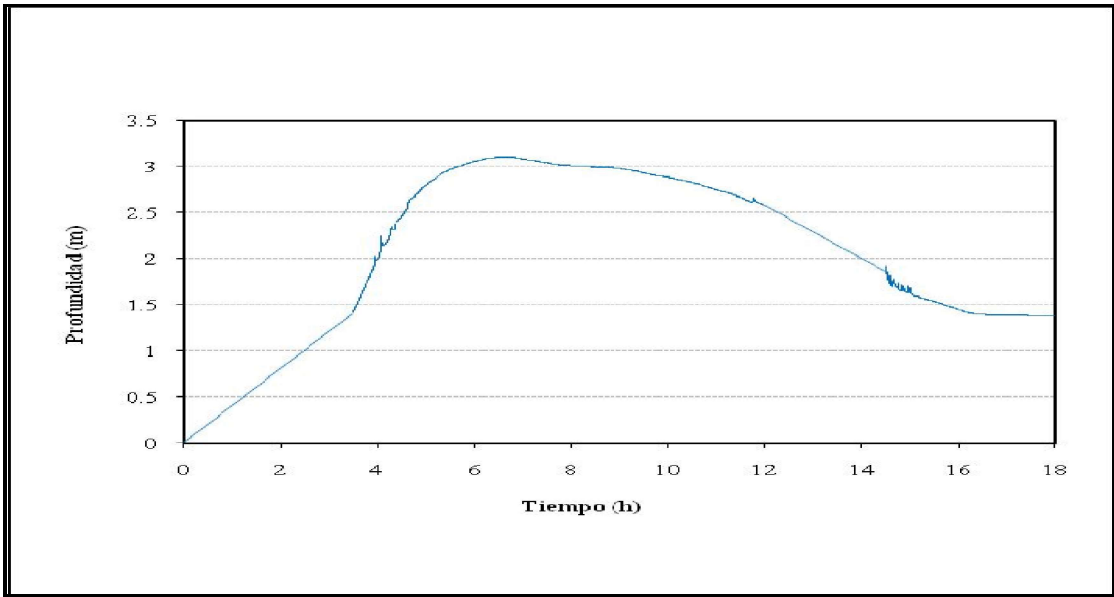


Figura 127. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años
Río Riofrio - Sección 15 – K2 + 282.38

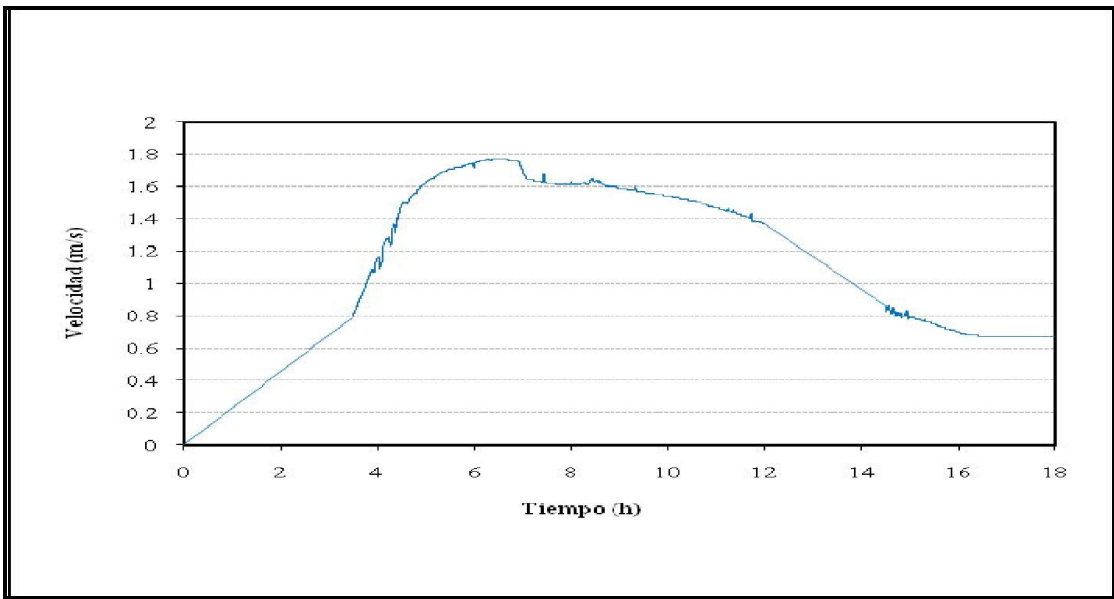


Figura 128. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años
Río Riofrio - Sección 15 – K2 + 282.38.

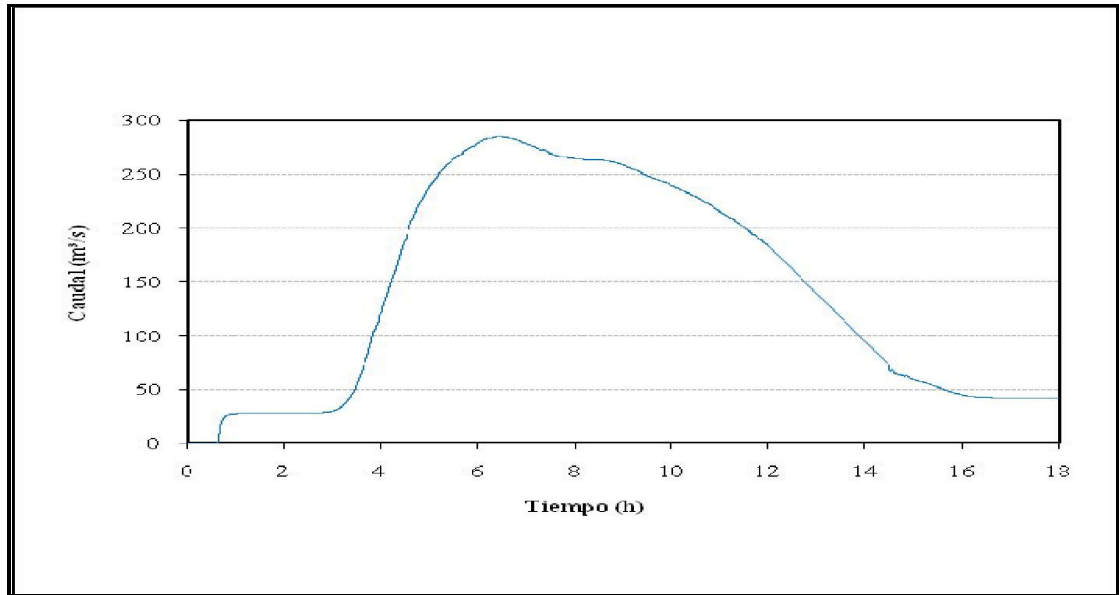


Figura 129. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años
Río Riofrio - Sección 15 - K2 + 282.38.

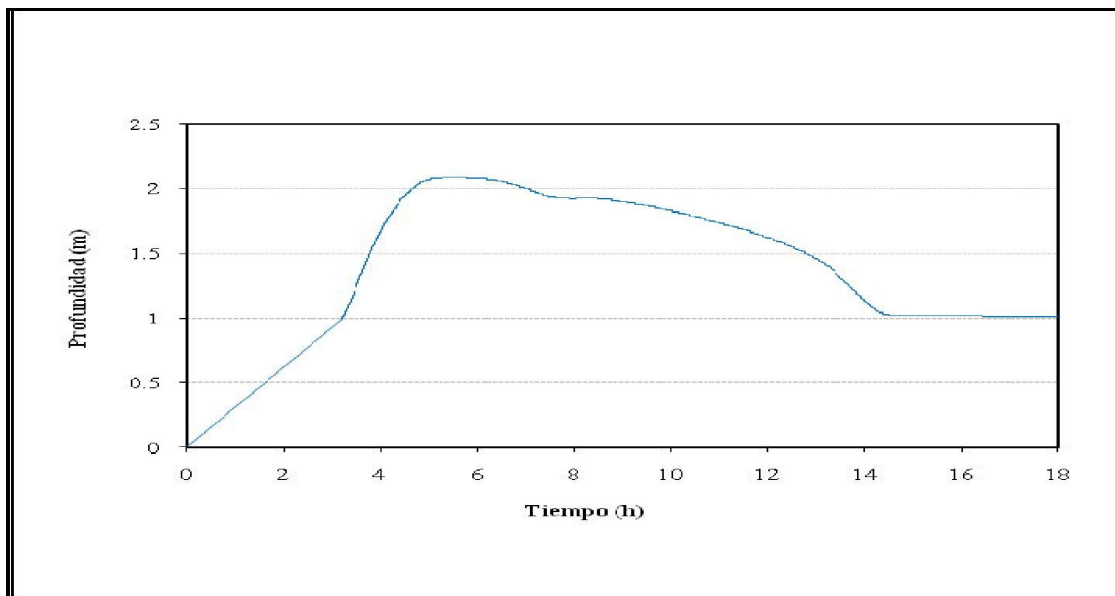


Figura 130. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 10$ años
Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.

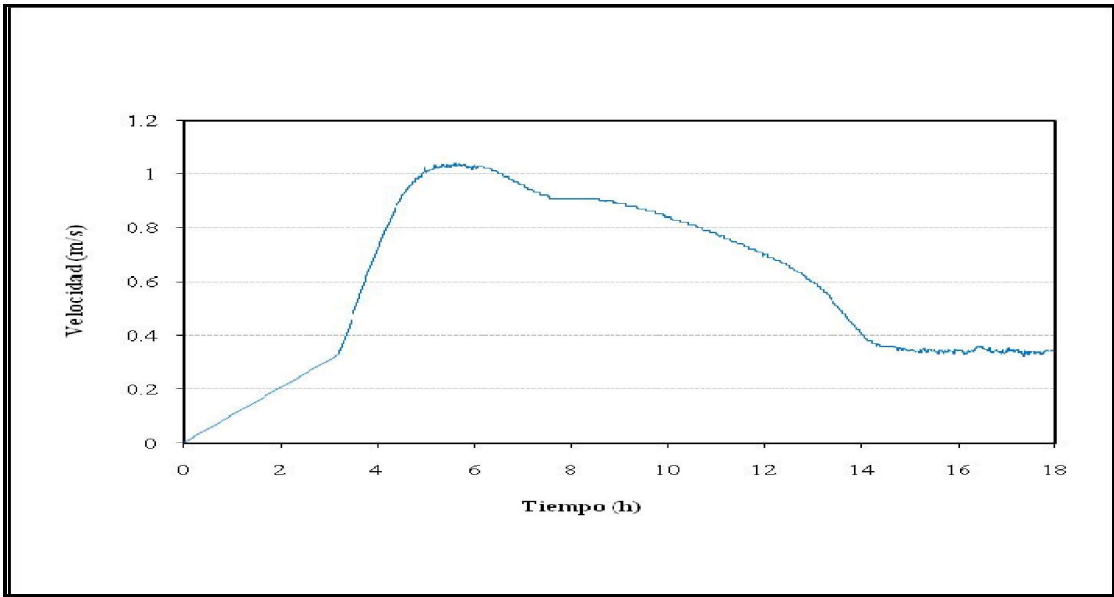


Figura 131. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $T_r = 10$ años
Río Cuancua - Sección 6 – K0 + 749.96.

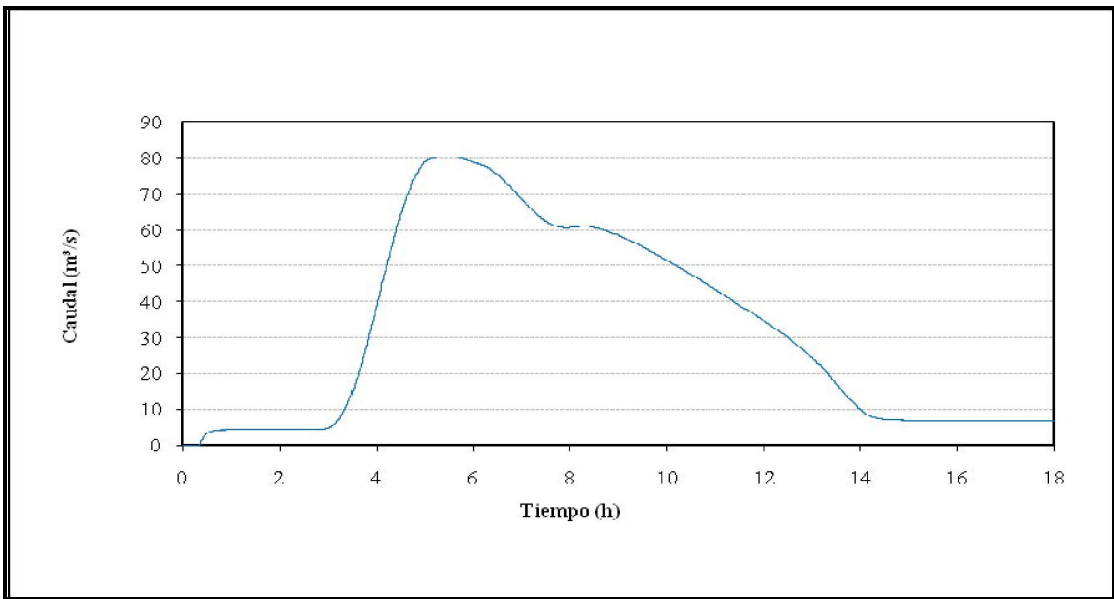


Figura 132. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $T_r = 10$ años
Río Cuancua - Sección 6 – K0 + 749.96.

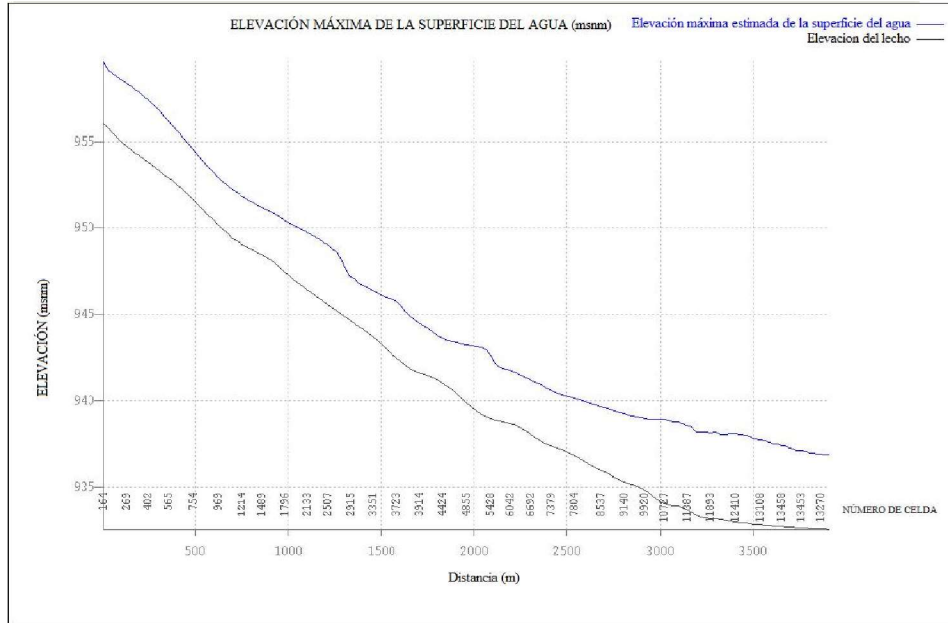


Figura 133. Perfil de la elevación máxima de la superficie de agua en el río Riofrio para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de inundación).

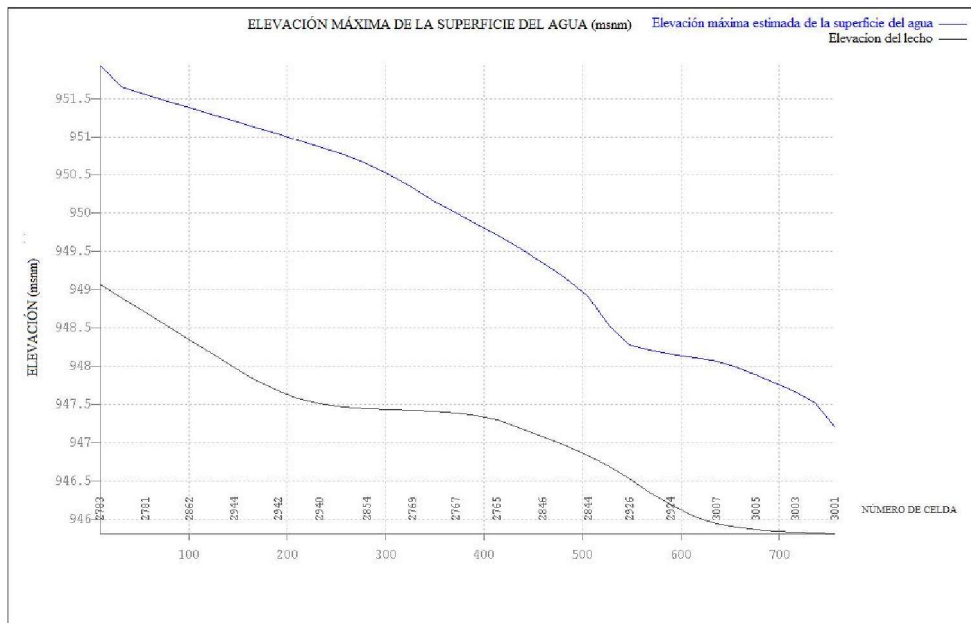


Figura 134. Perfil de la elevación máxima de la superficie de agua en el río Cuacua para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de inundación).

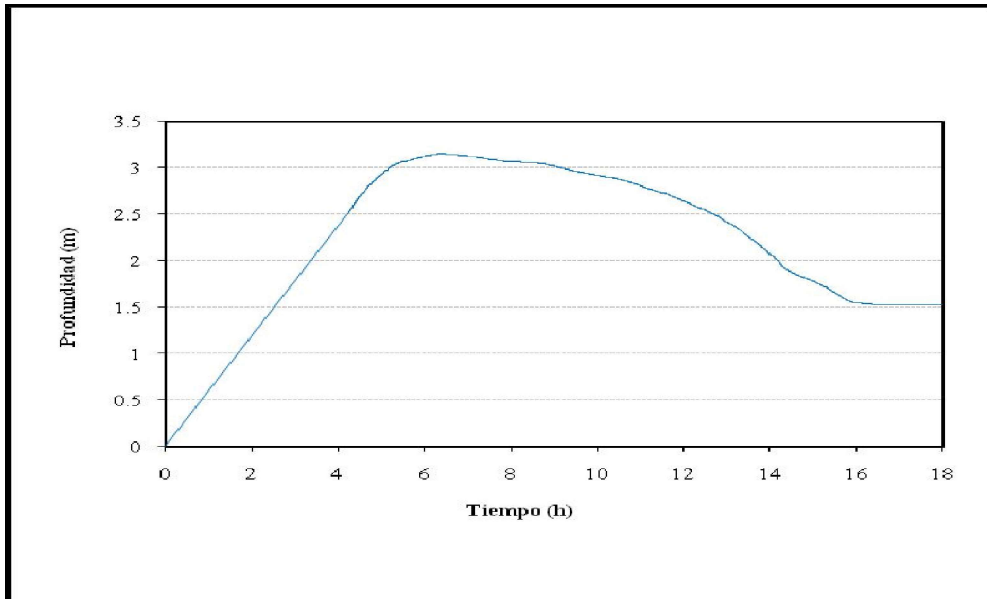


Figura 135. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años
Río Riofrio - Sección 4 - K0 + 782.505.

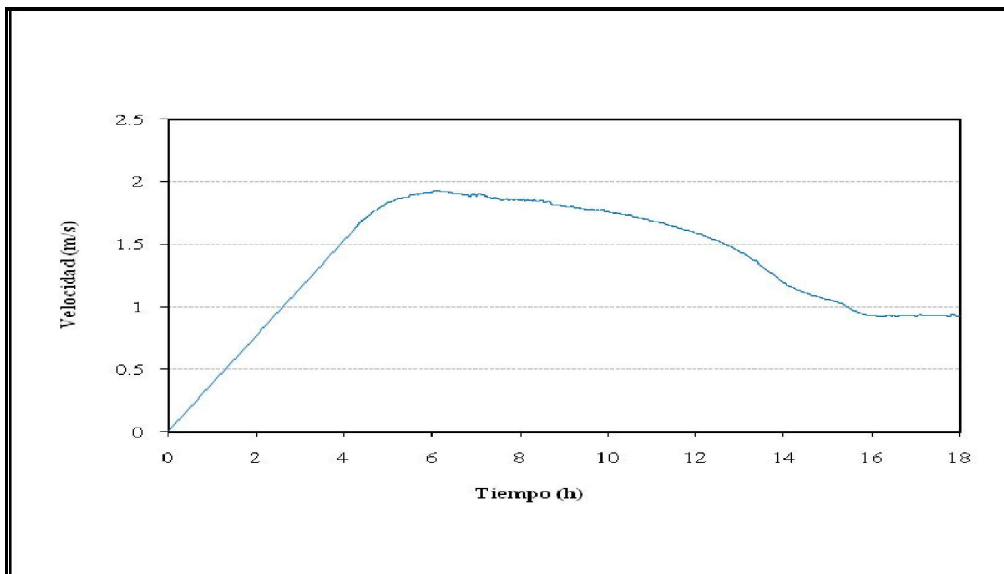


Figura 136. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años
Río Riofrio - Sección 4 - K0 + 782.505.

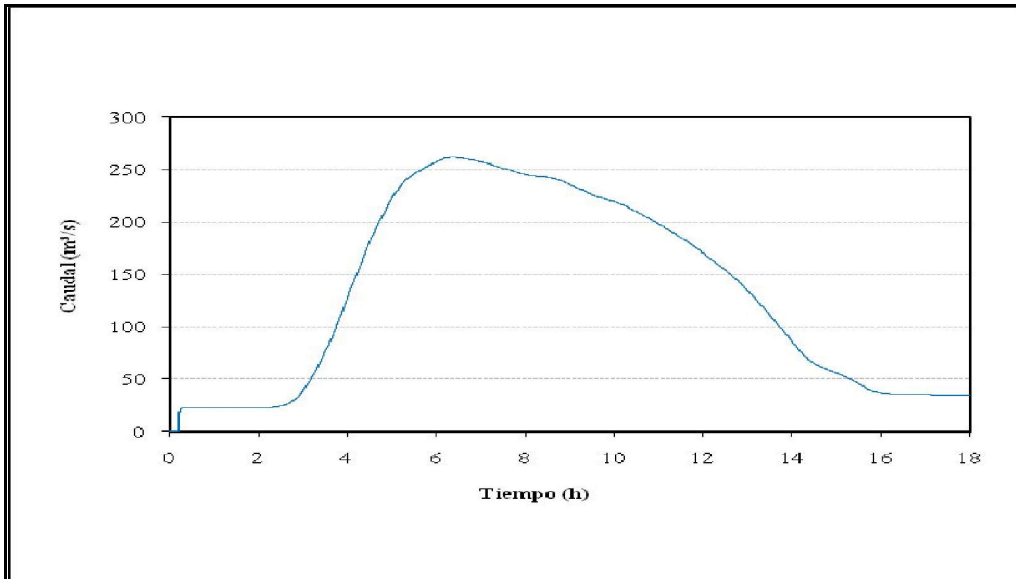


Figura 137. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años
Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.

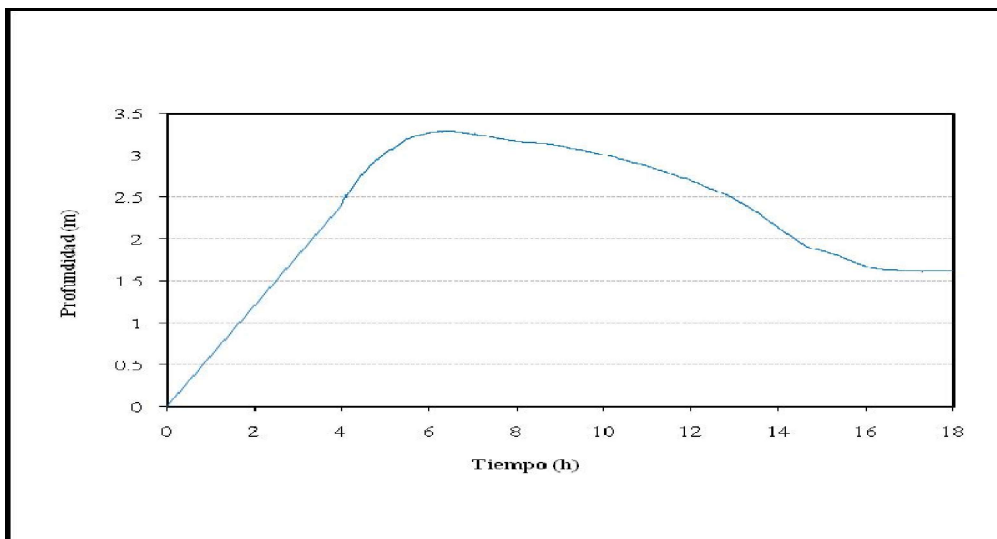


Figura 138. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años
Río Riofrío - Sección 10 - K1 + 725.48

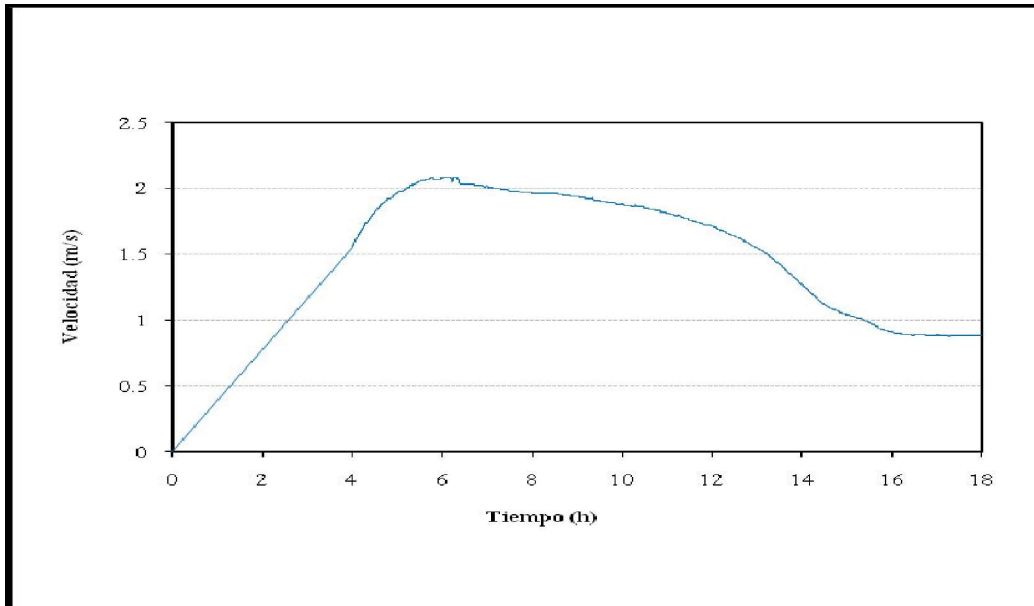


Figura 139. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años
Río Riofrío - Sección 10 - K1 + 725.48.

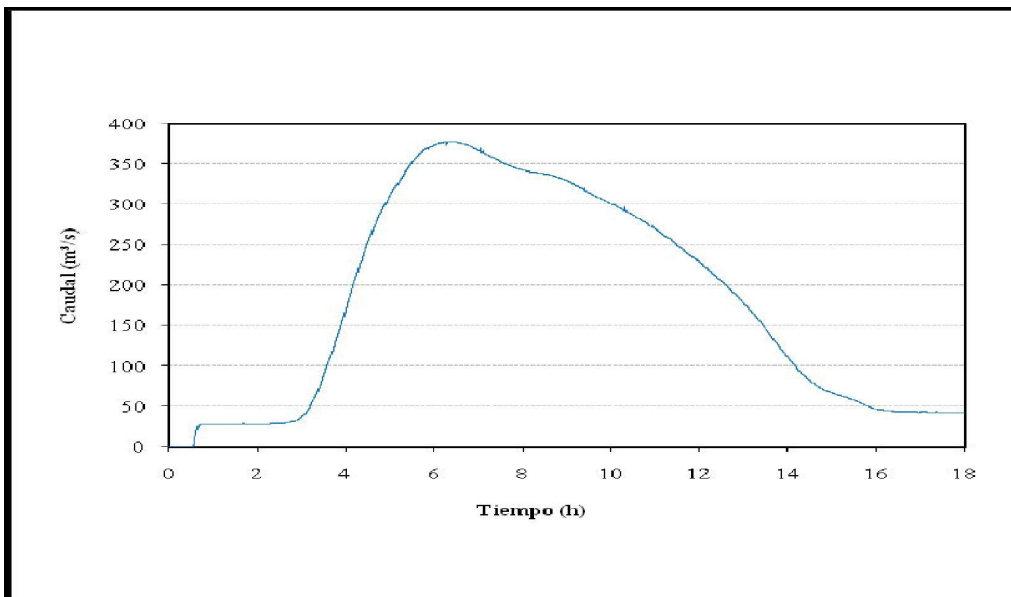


Figura 140. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años
Río Riofrío - Sección 10 - K1 + 725.48.

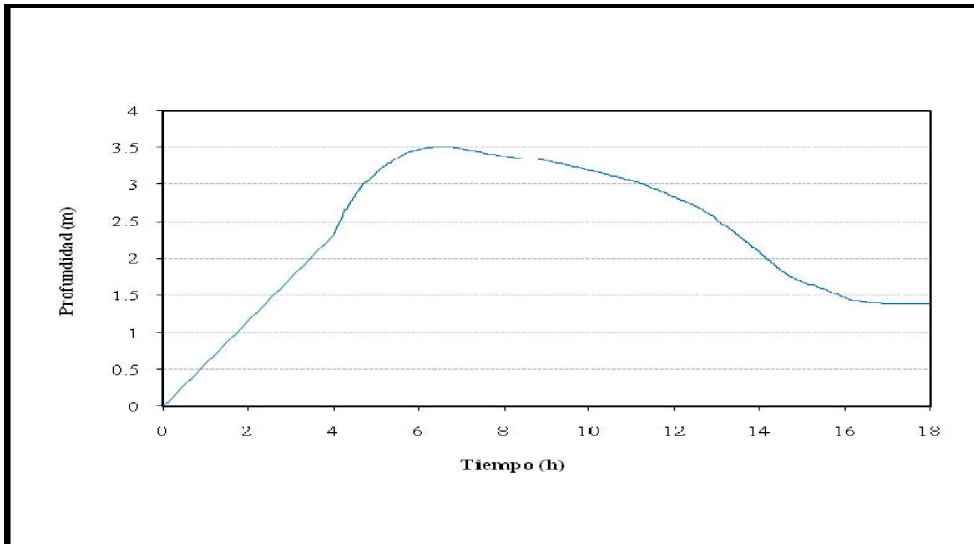


Figura 141. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años
Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38.

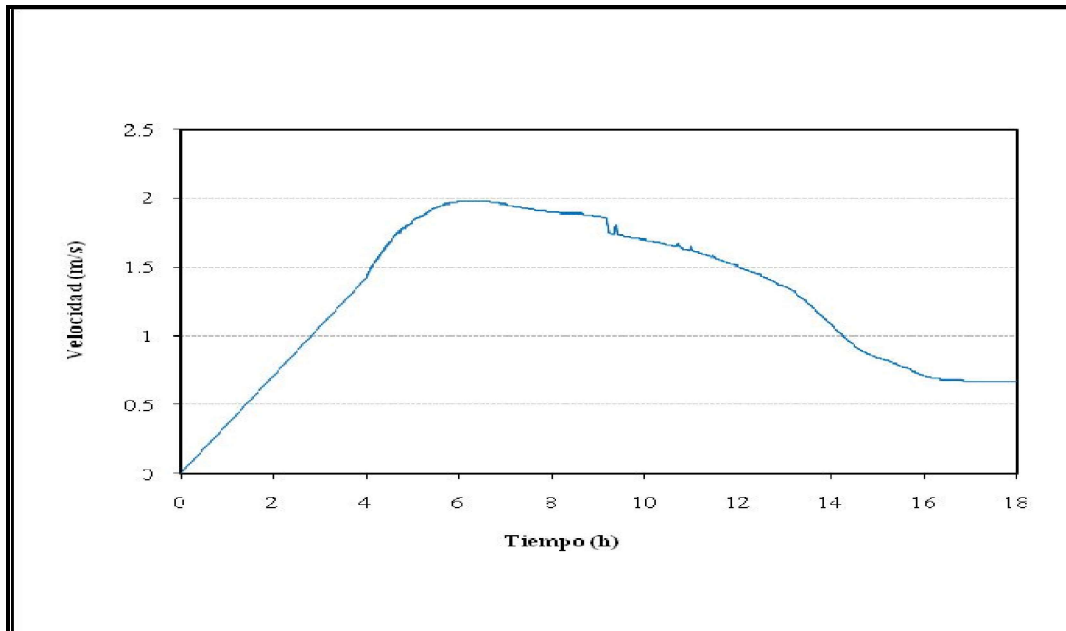


Figura 142. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años
Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38

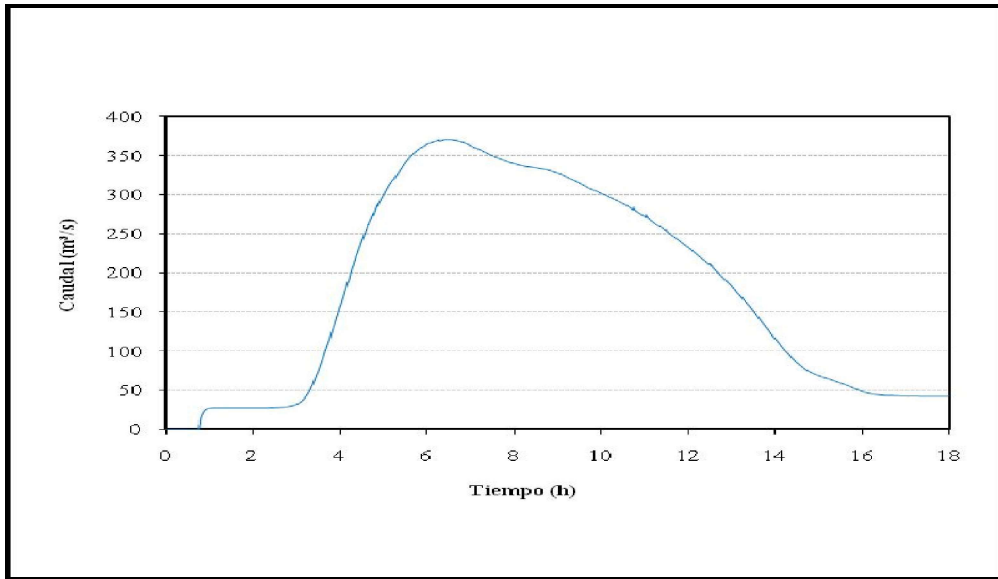


Figura 143. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años
Río Riofrio - Sección 15 - K2 + 282.38

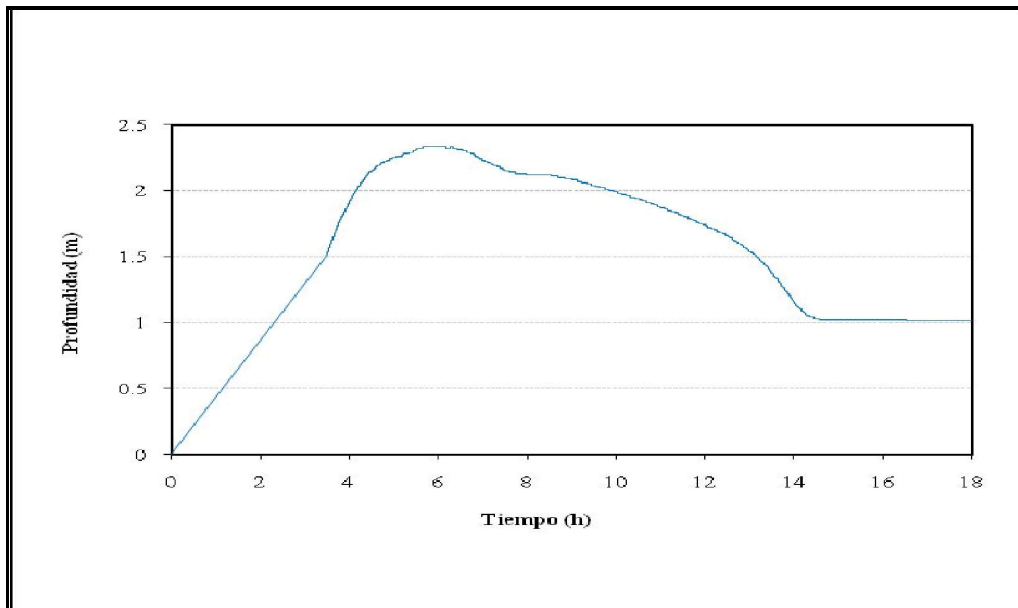


Figura 144. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años
Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96

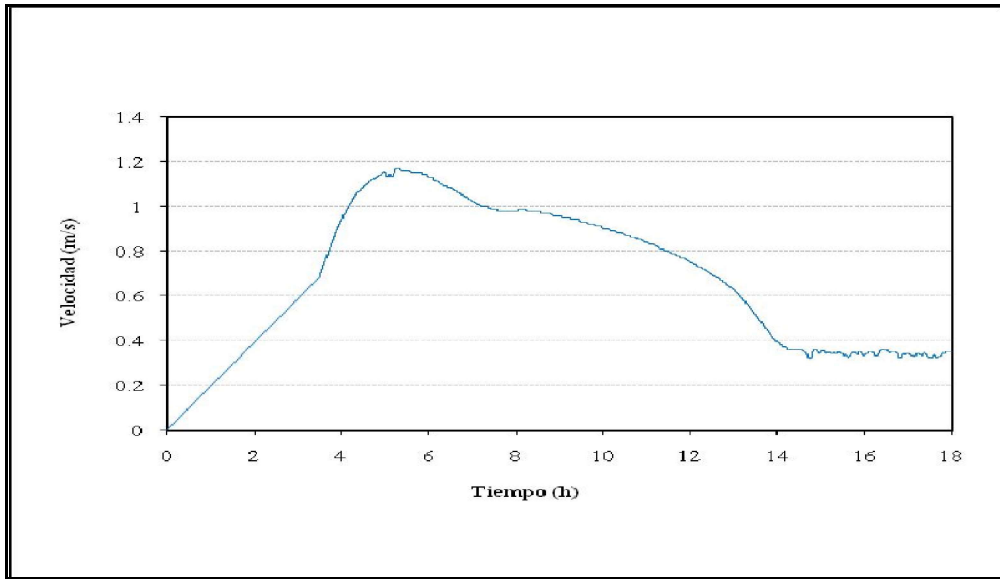


Figura 145. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años Río Cuancua - Sección 6 – K0 + 749.96.

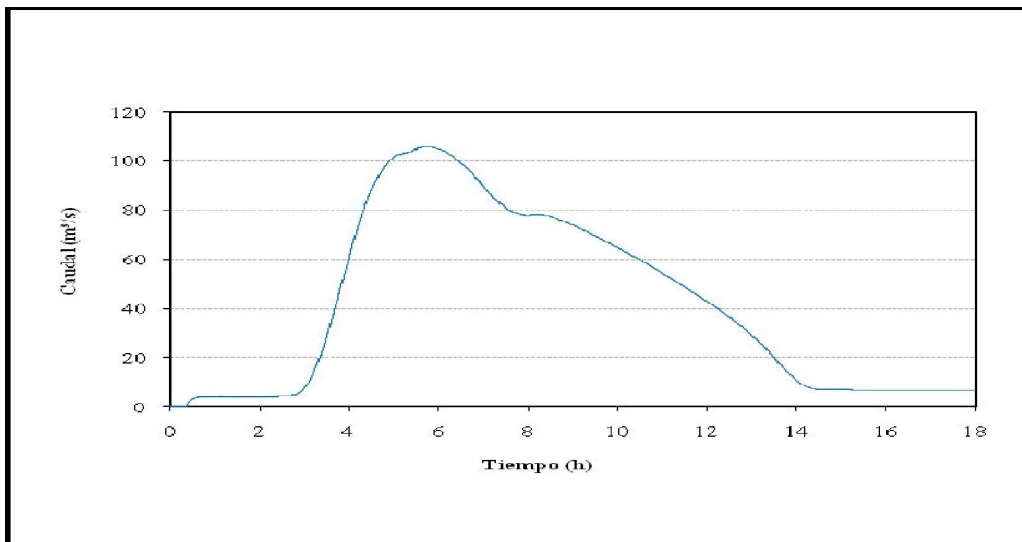


Figura 146. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 30$ años Río Cuancua - Sección 6 – K0 + 749.96.

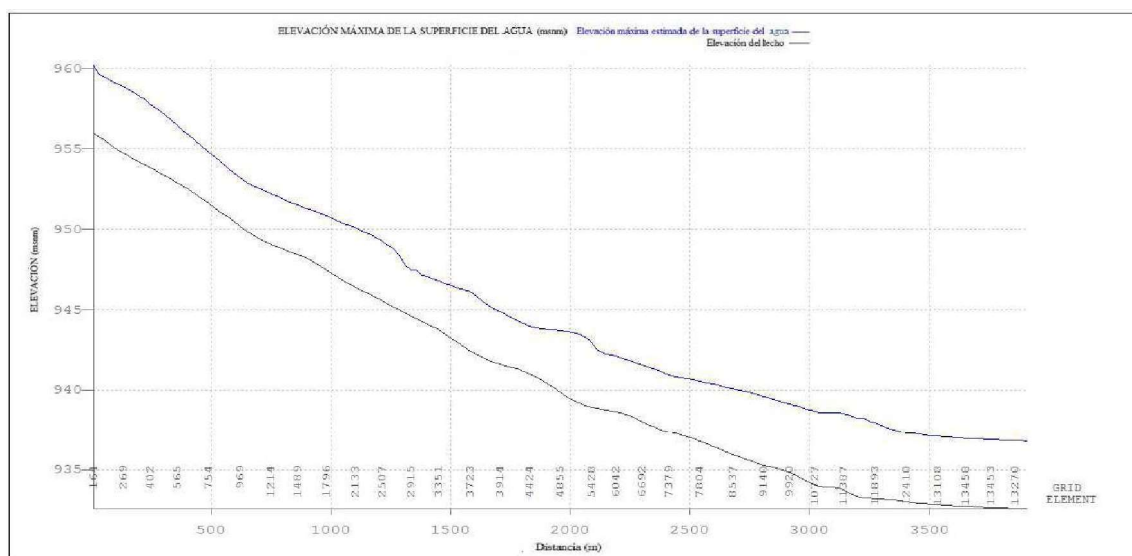


Figura 147. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Riofrío para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de inundaciones).

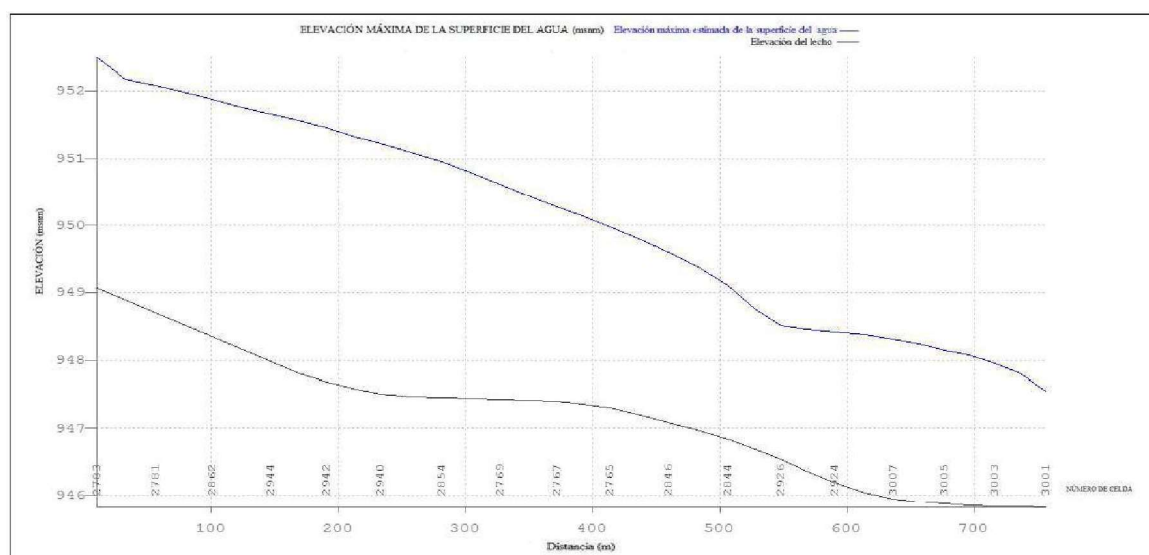


Figura 148. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Cuacua para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de inundaciones).

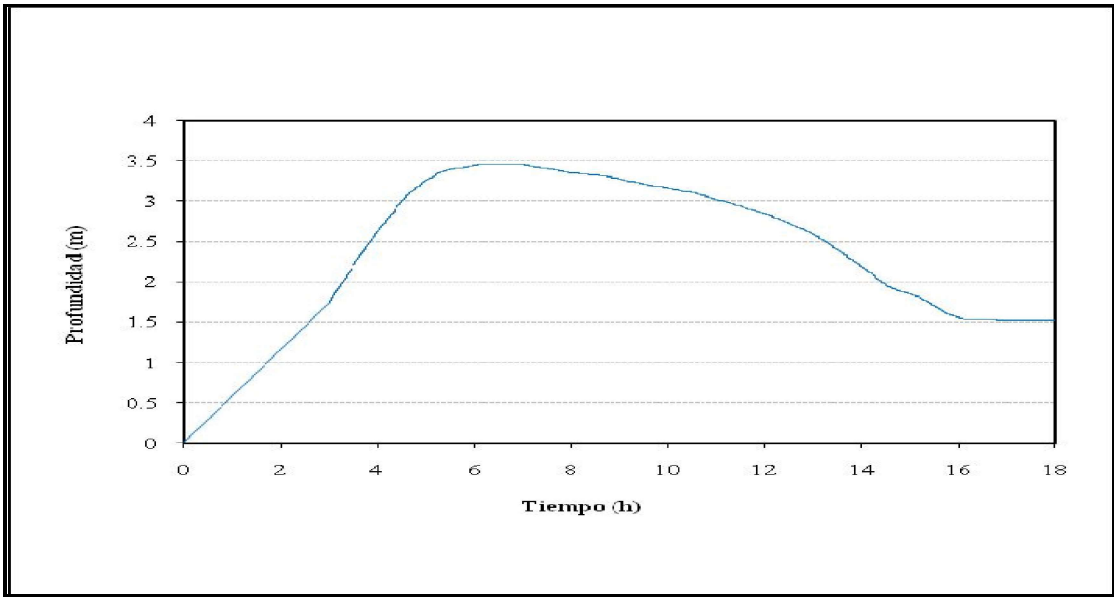


Figura 149. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años
Río Riofrio - Sección 4 - K0 + 782.505.

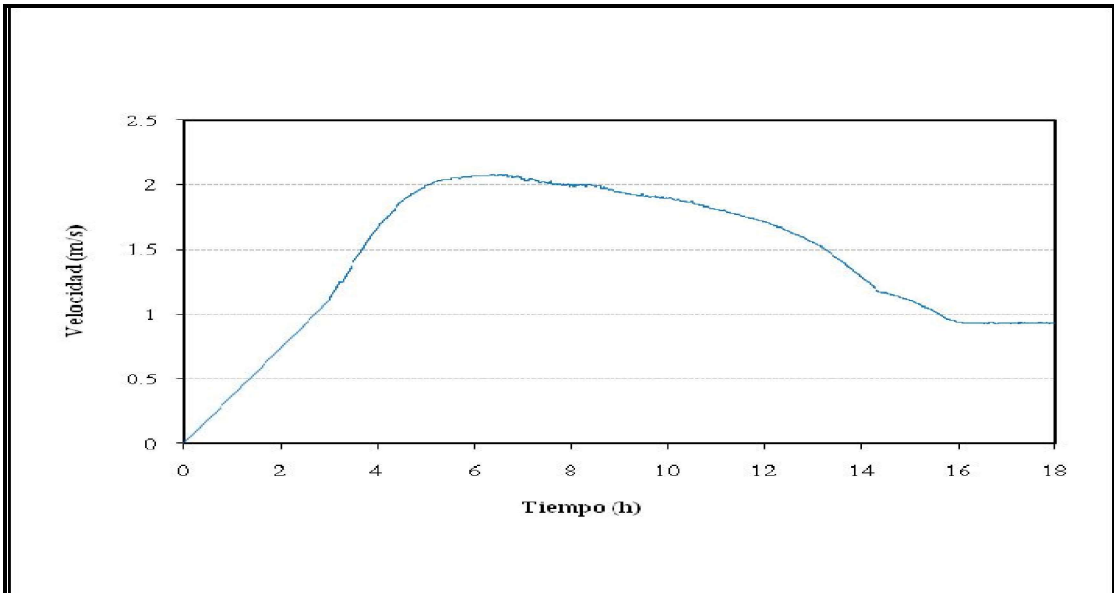


Figura 150. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años
Río Riofrio - Sección 4 - K0 + 782.505.

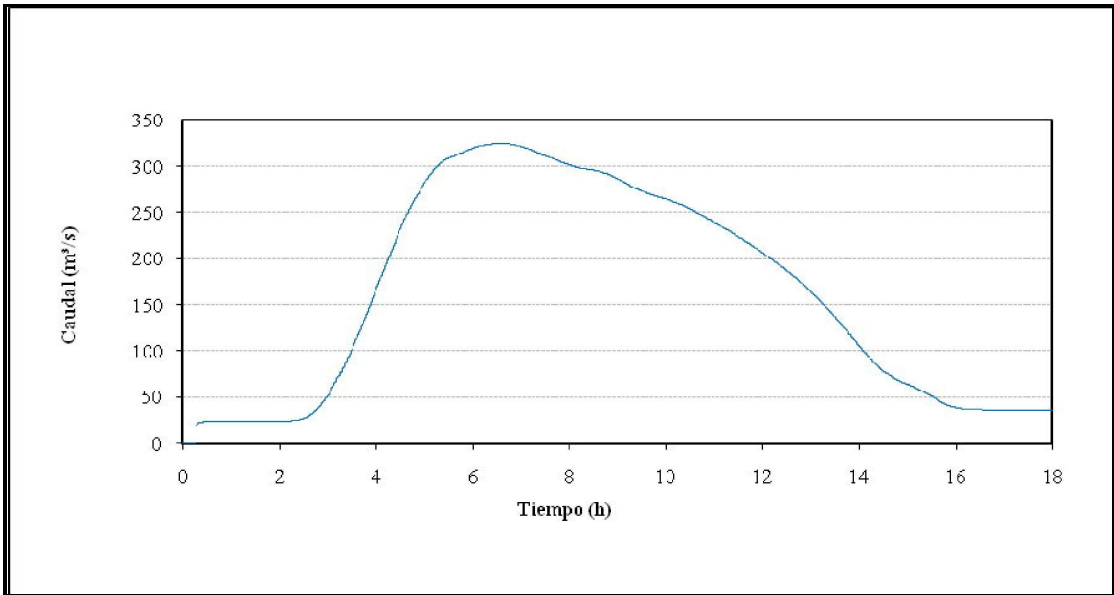


Figura 151. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años
Río Riofrio - Sección 4 - K0 + 782.505.

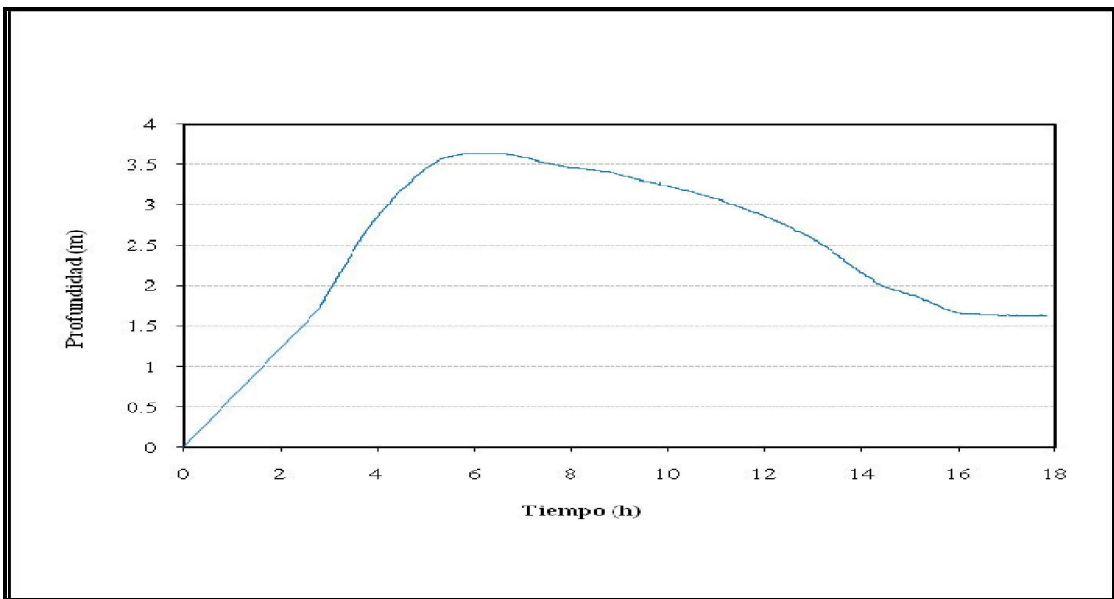


Figura 152. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años
Río Riofrio - Sección 10 - K1 + 725.48.

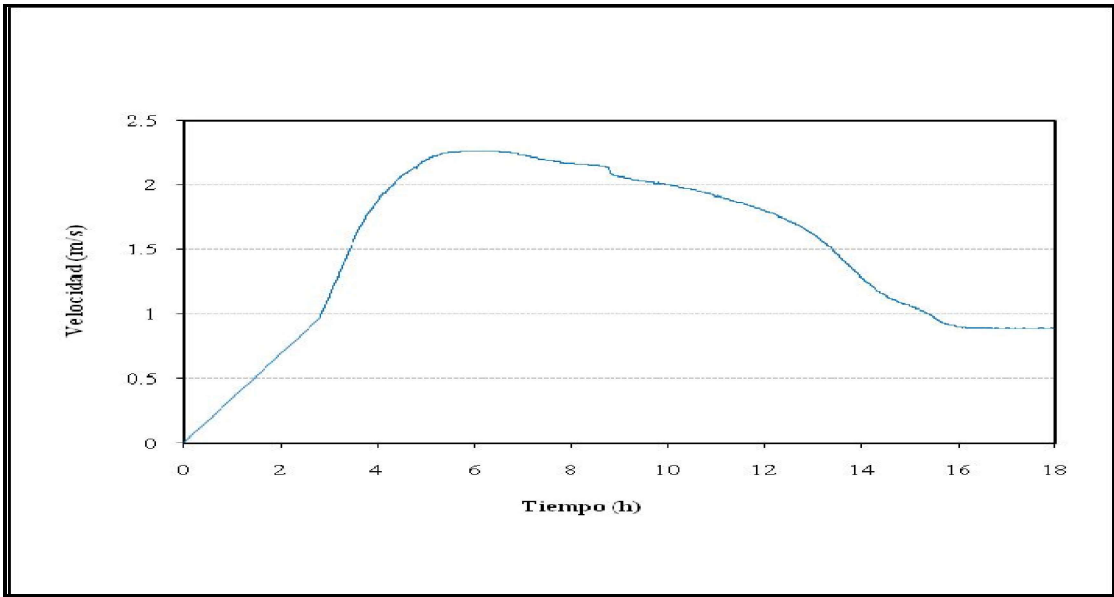


Figura 153. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $T_r = 100$ años
Río Riofrio - Sección 10 - K1 + 725.48.

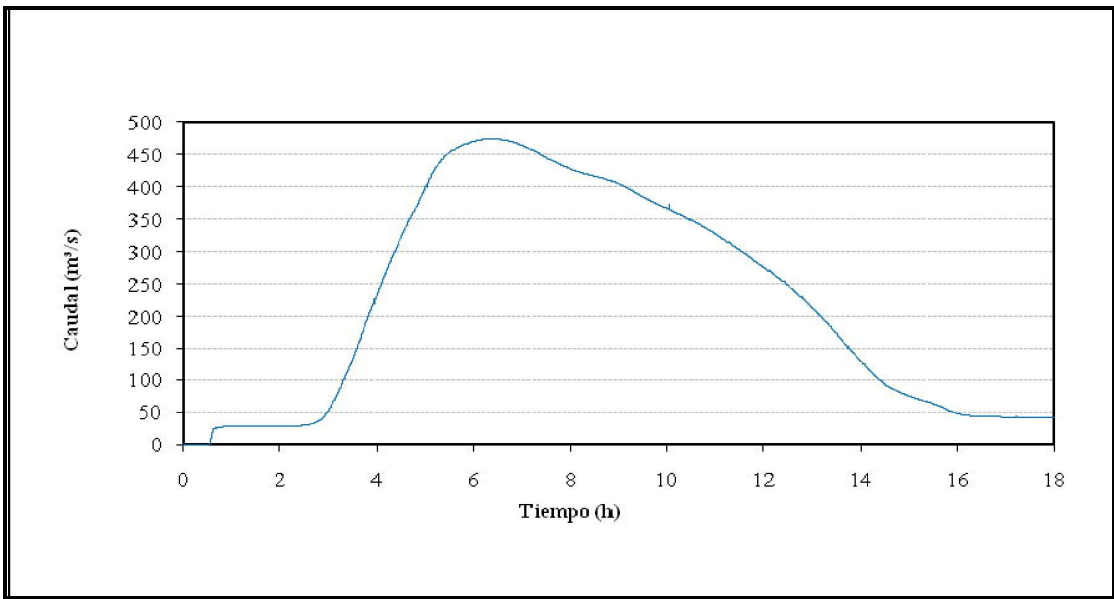


Figura 154. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $T_r = 100$ años
Río Riofrio - Sección 10 - K1 + 725.48.

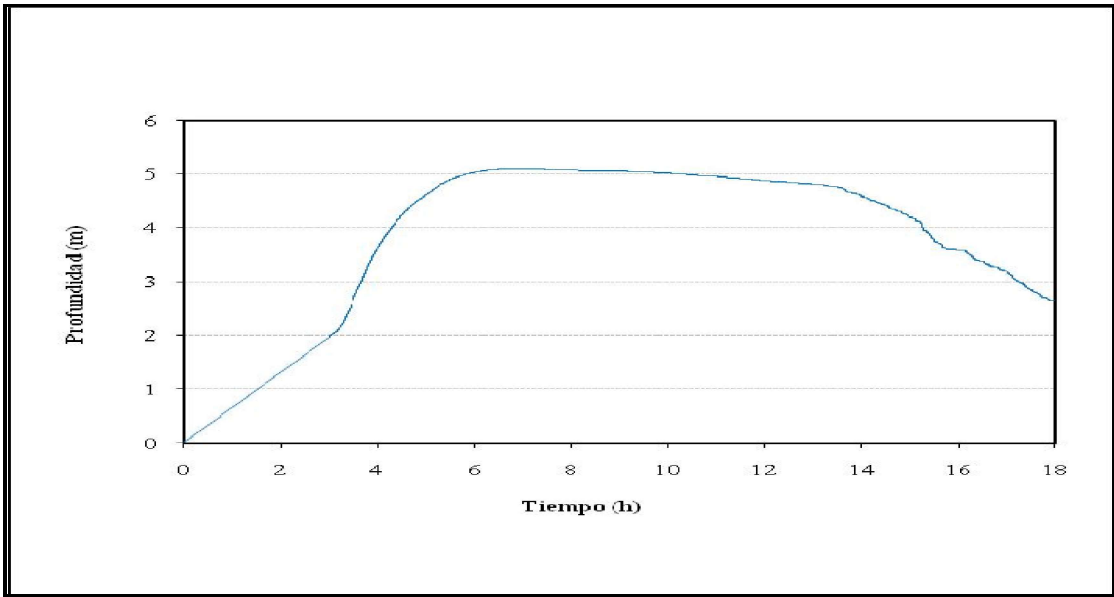


Figura 155. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años
Río Riofrio - Sección 15 - K2 + 282.38.

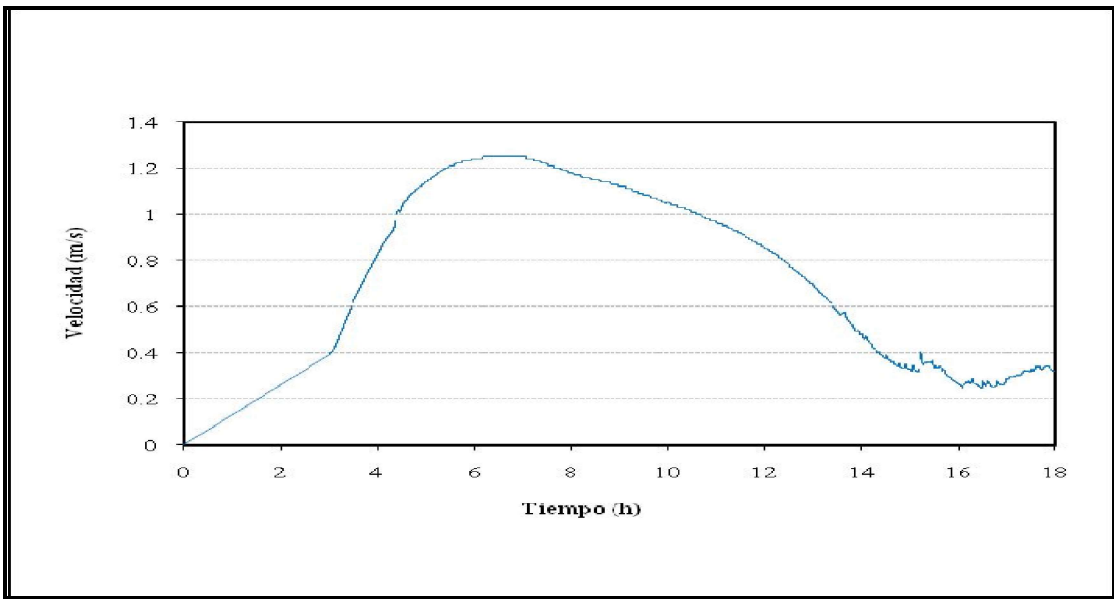


Figura 156. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años
Río Riofrio - Sección 15 - K2 + 282.38.

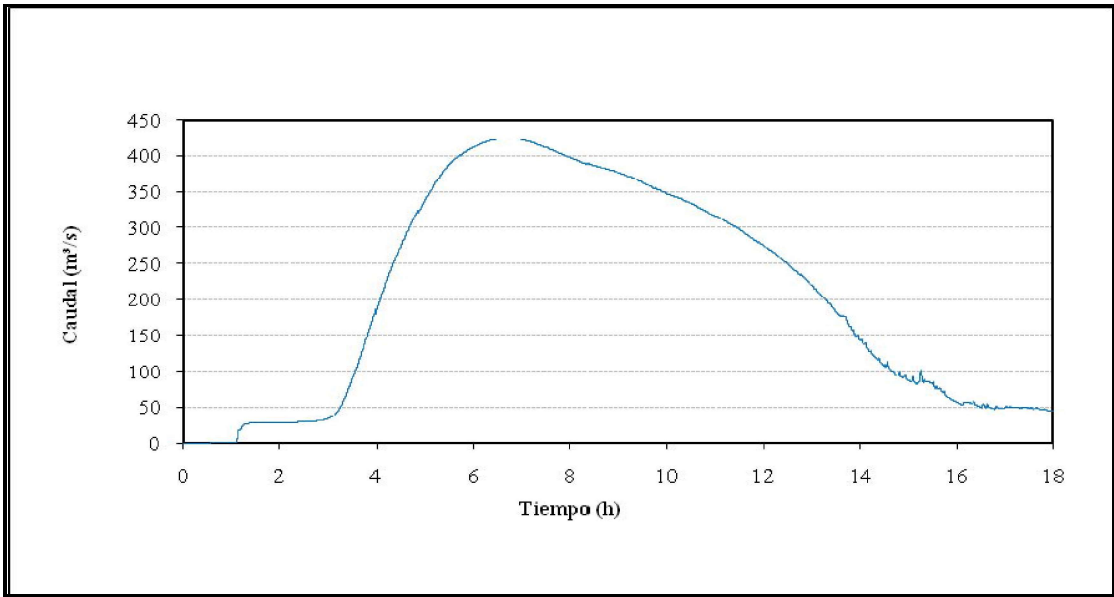


Figura 157. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años
Río Riofrio - Sección 15 - K2 + 282.38.

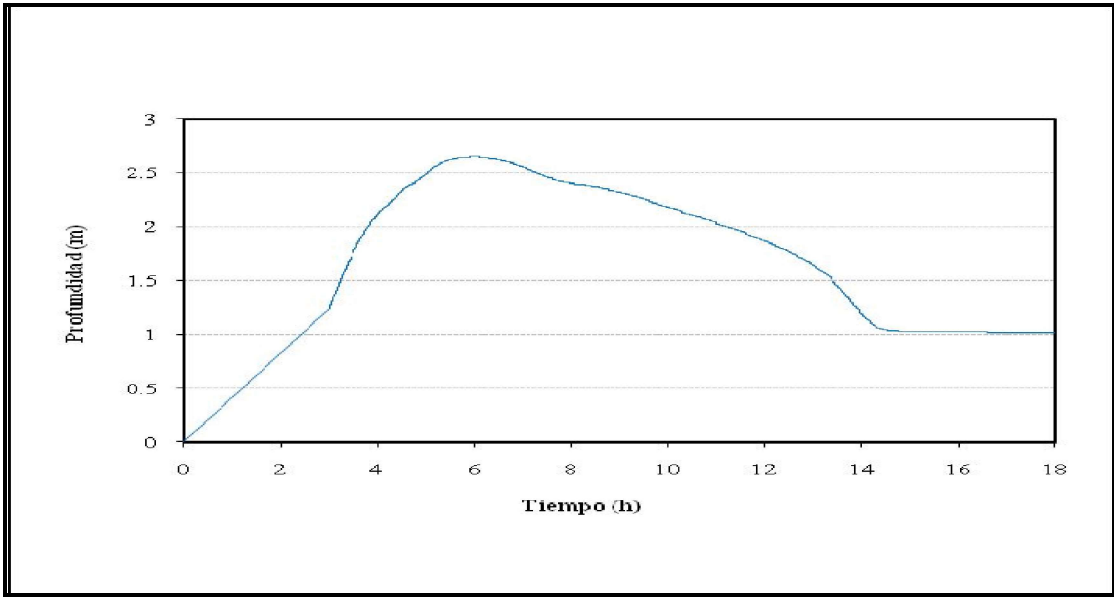


Figura 158. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años
Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.

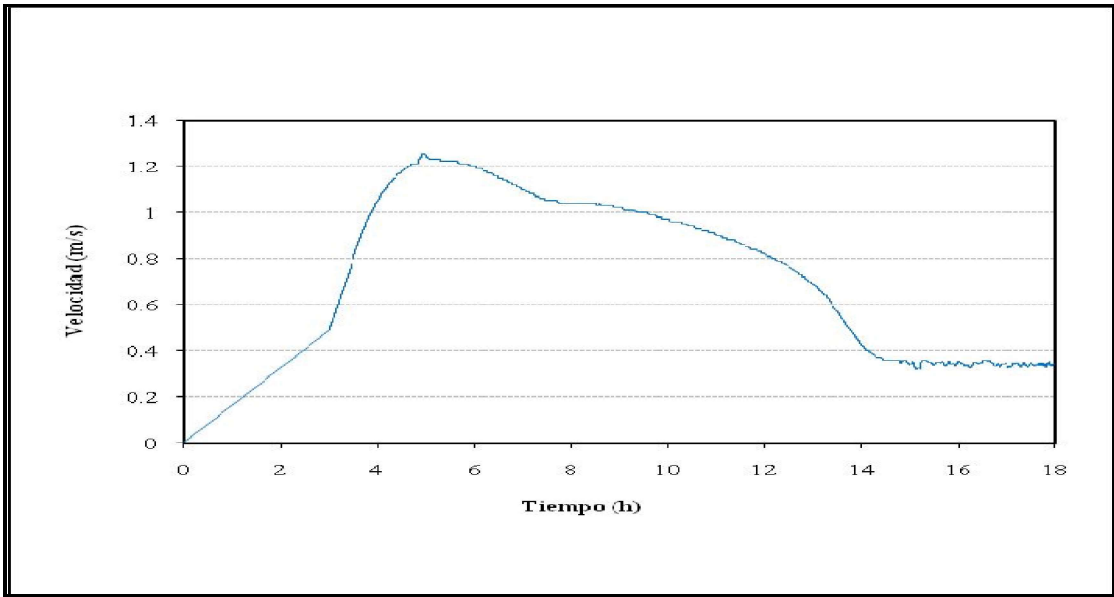


Figura 159. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años
Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.

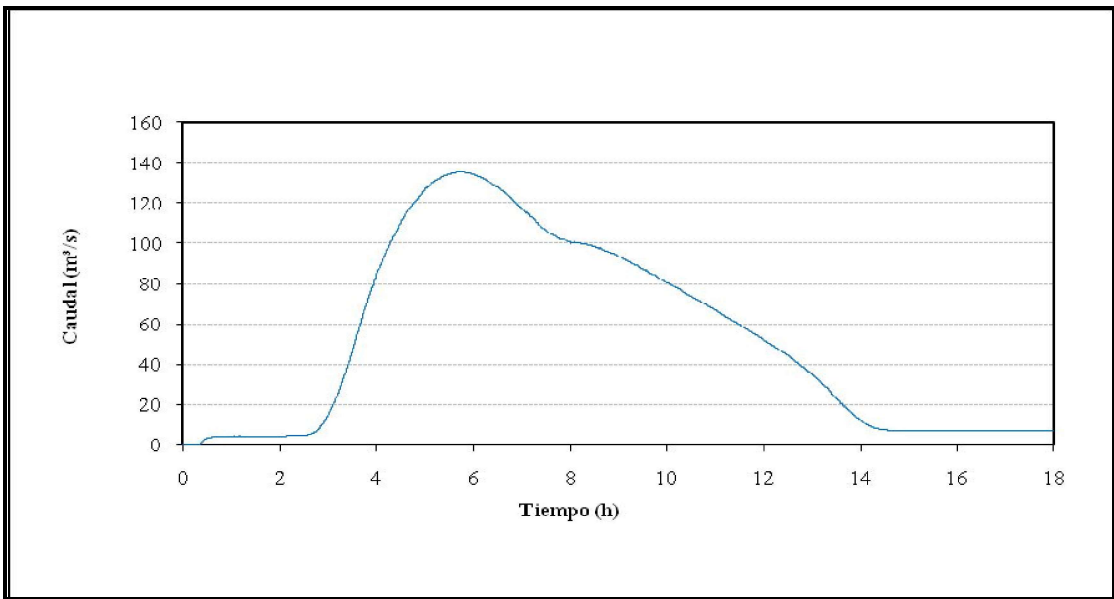


Figura 160. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno inundaciones $Tr = 100$ años
Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.

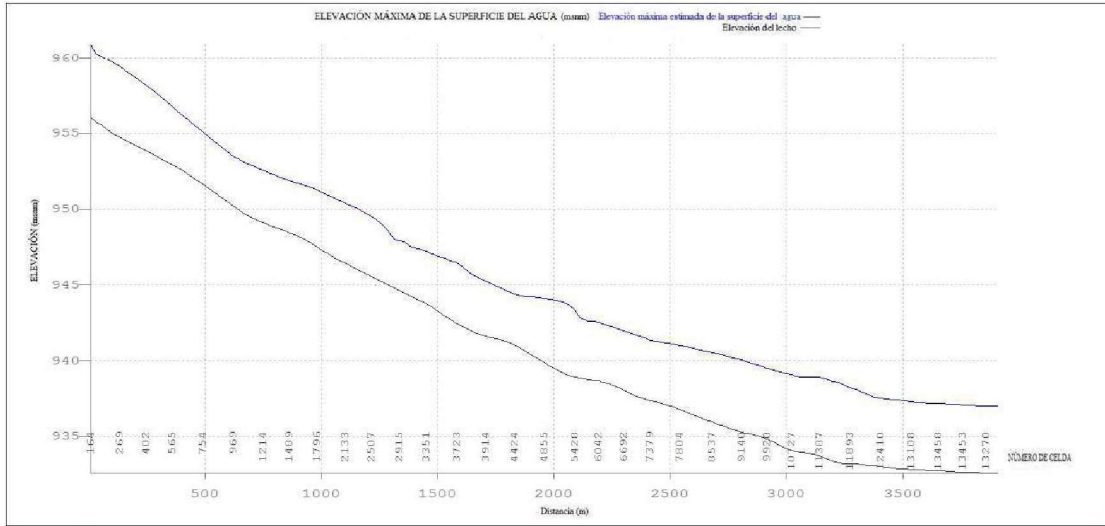


Figura 161. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Riofrio para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de inundaciones).

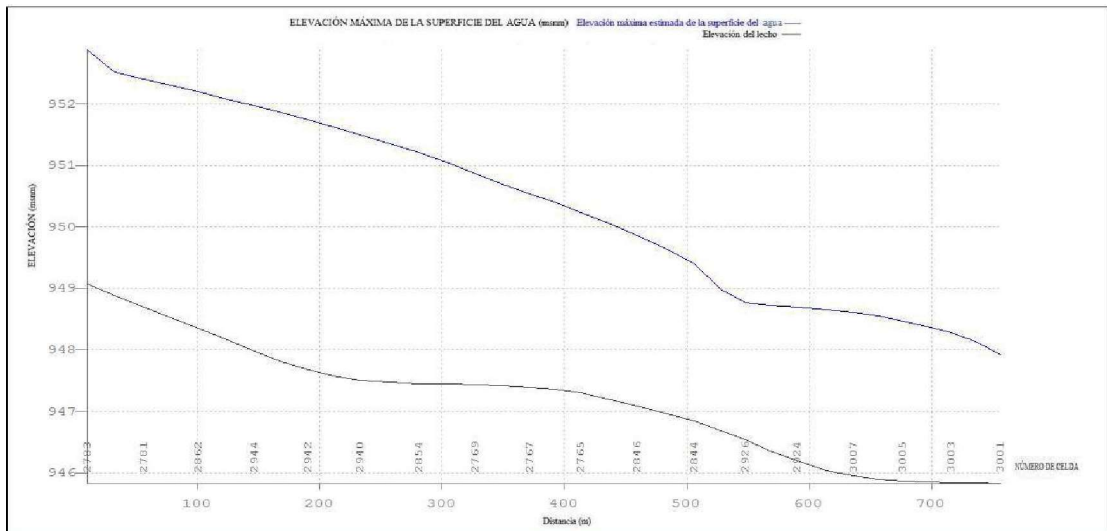


Figura 162. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Cuauca para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de inundaciones).

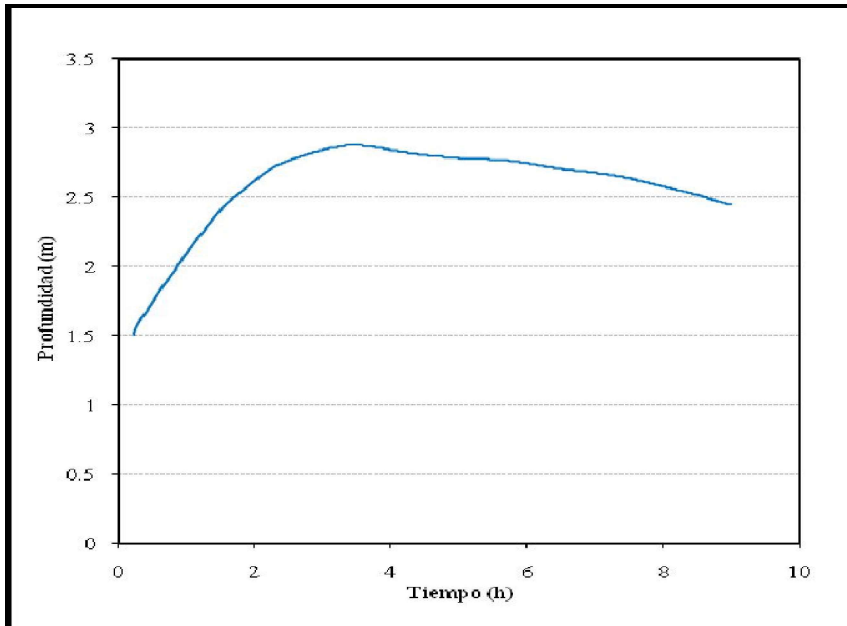


Figura 163. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 10$ años
Río Riofrio - Sección 4 - K0 + 782.505.

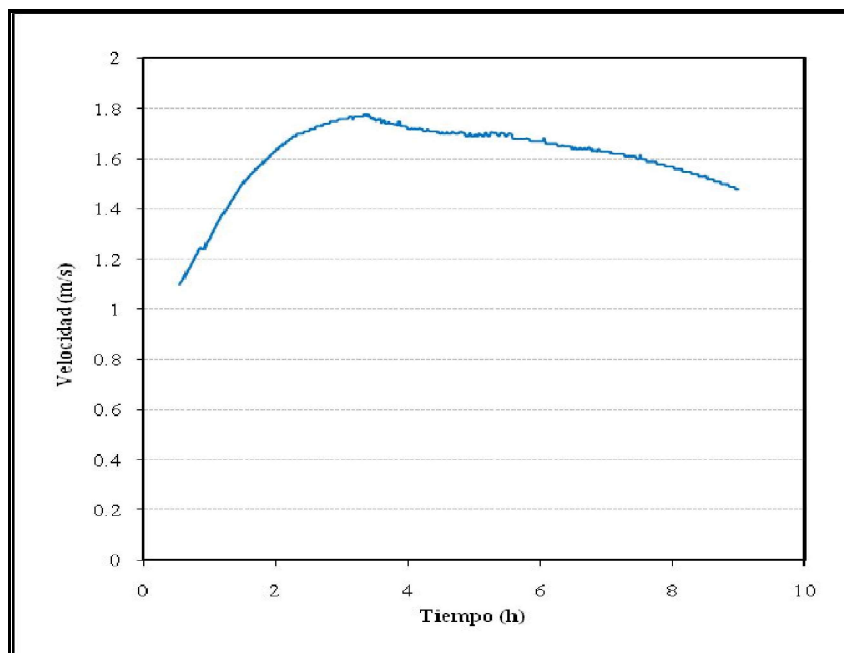


Figura 164. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 10$ años
Río Riofrio - Sección 4 - K0 + 782.505.

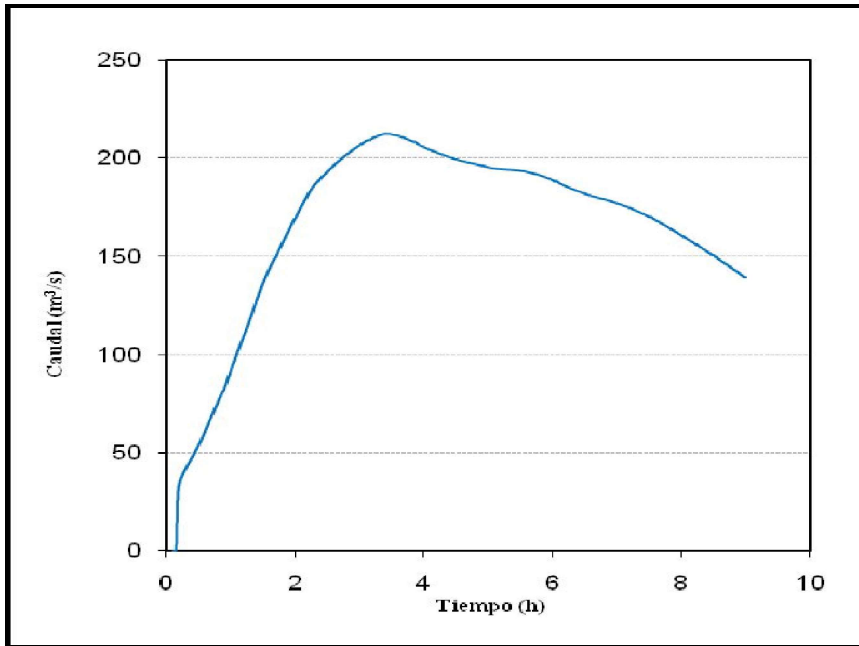


Figura 165. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 10$ años
Río Ríofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.

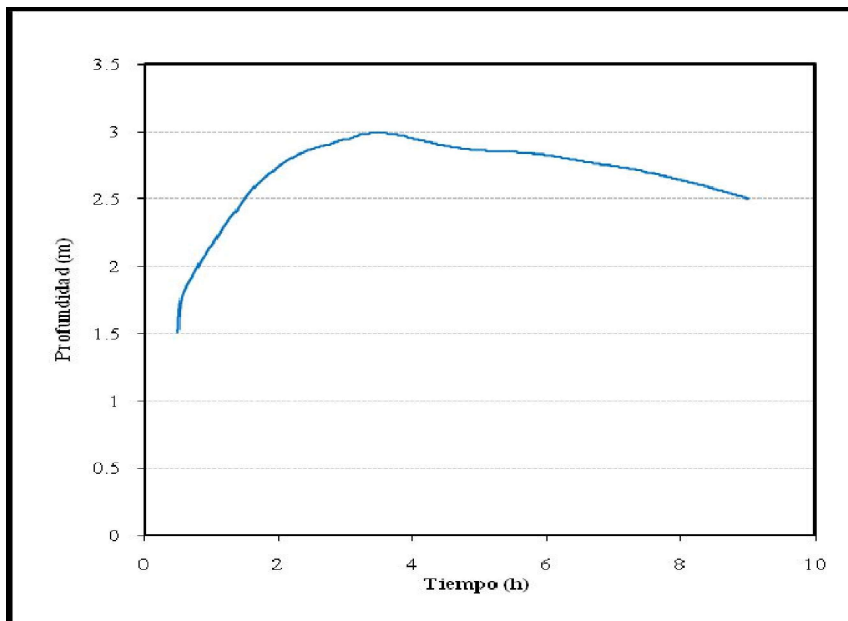


Figura 166. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 10$ años
Río Ríofrío - Sección 10 - K1 + 725.48.

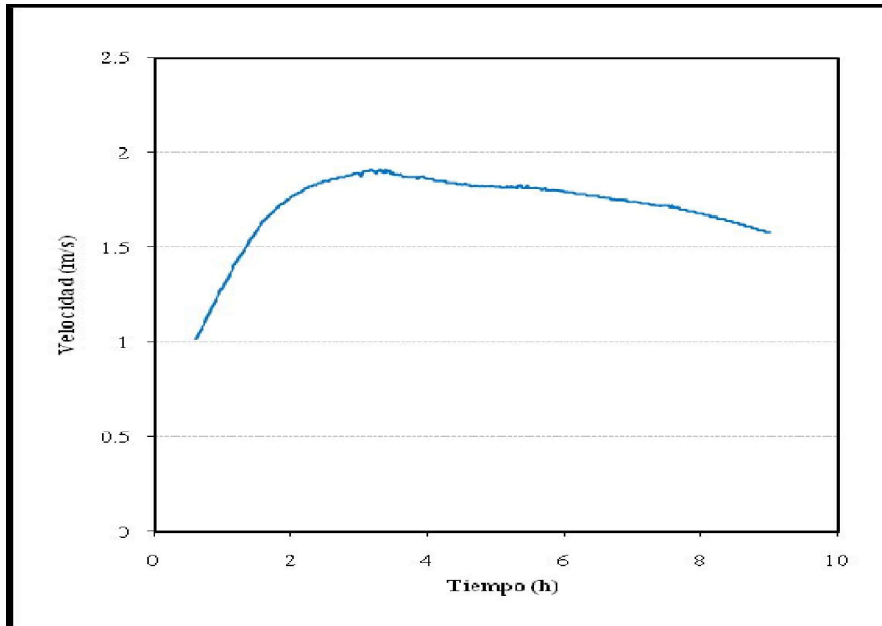


Figura 167. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 10$ años
Río Riofrio - Sección 10 - K1 + 725.48

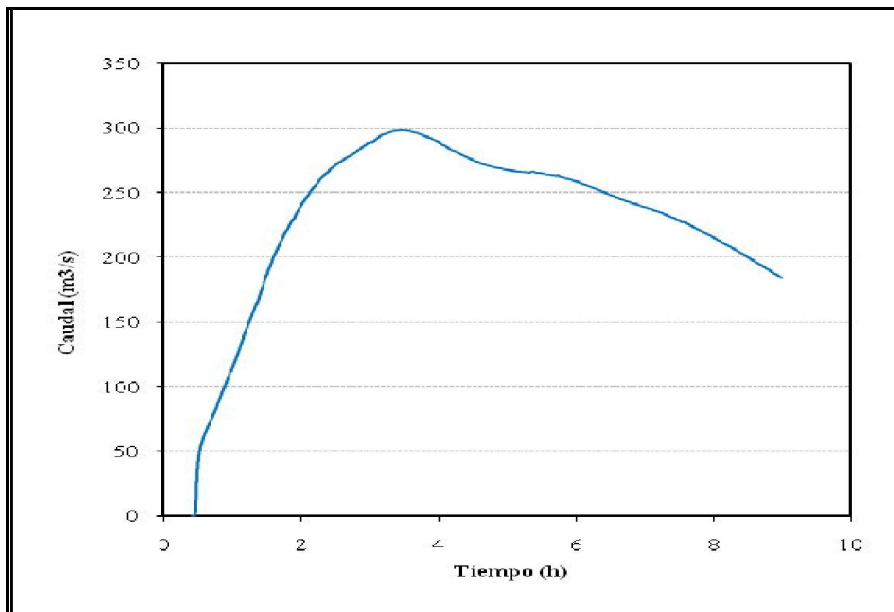


Figura 168. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 10$ años
Río Riofrio - Sección 10 - K1 + 725.48.

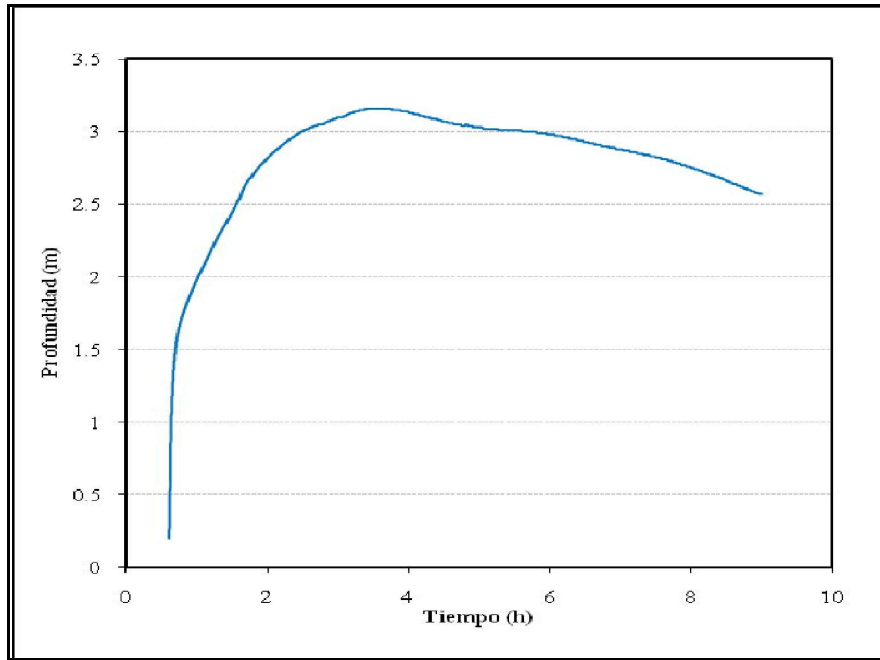


Figura 169. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 10$ años Río Riofrio - Sección 15 - K2 + 282.38.

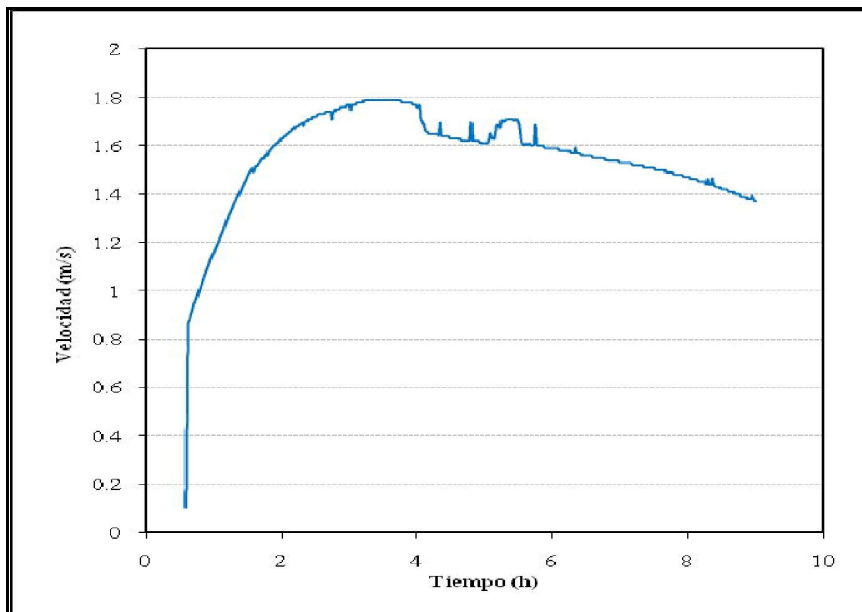


Figura 170. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 10$ años Río Riofrio - Sección 15 - K2 + 282.38.

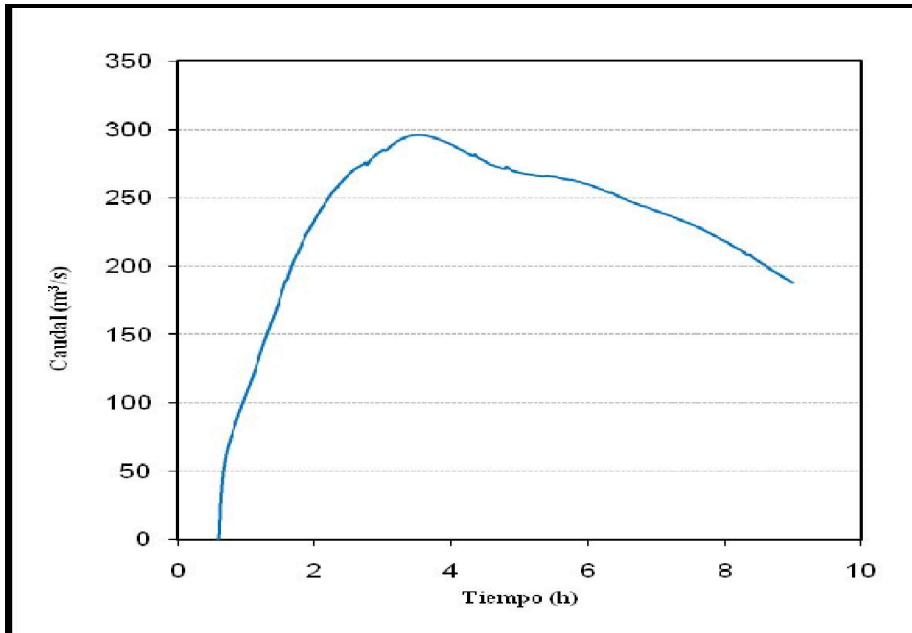


Figura 171. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 10$ años
Río Riofrio - Sección 15 - K2 + 282.38.

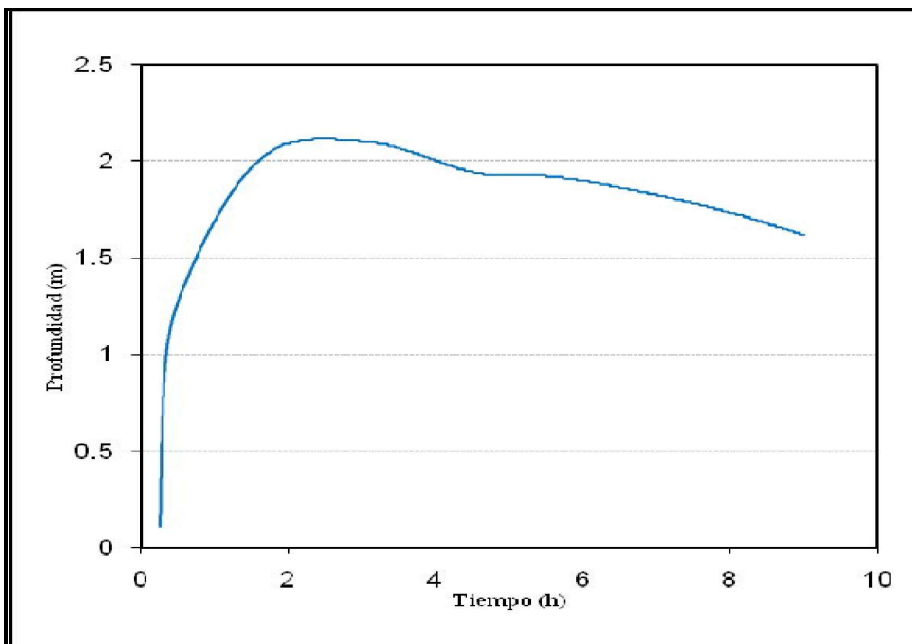


Figura 172. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 10$ años
Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.

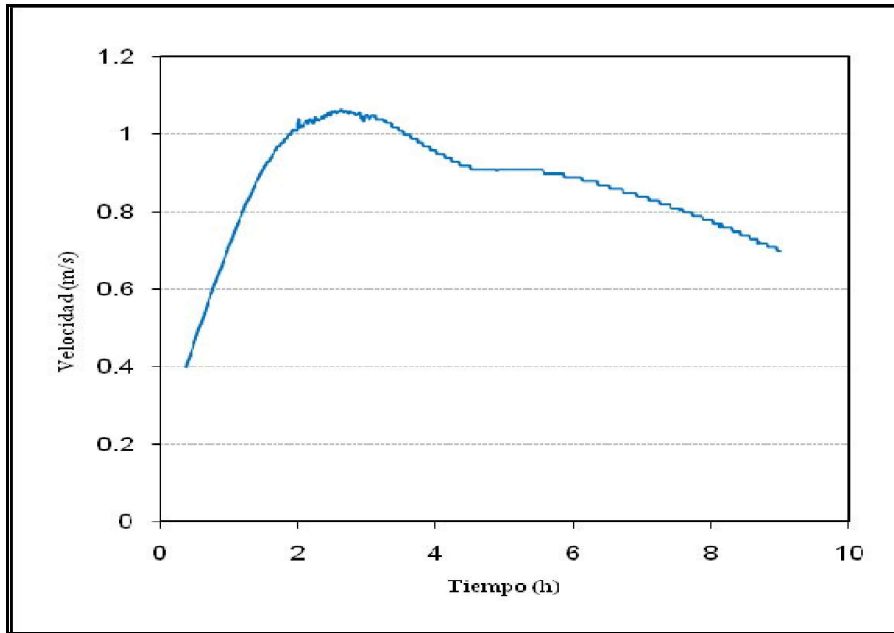


Figura 173. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 10$ años
Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.

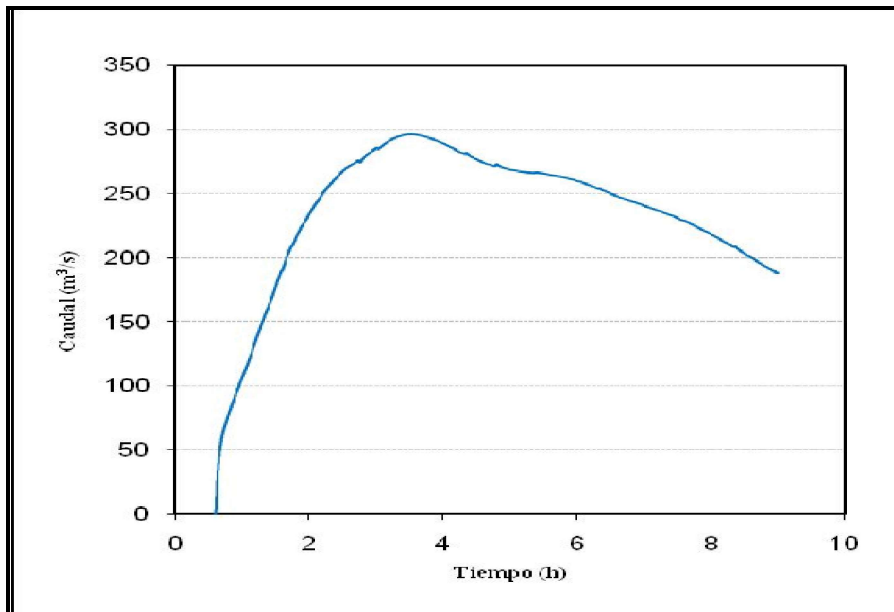


Figura 174. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 10$ años
Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.

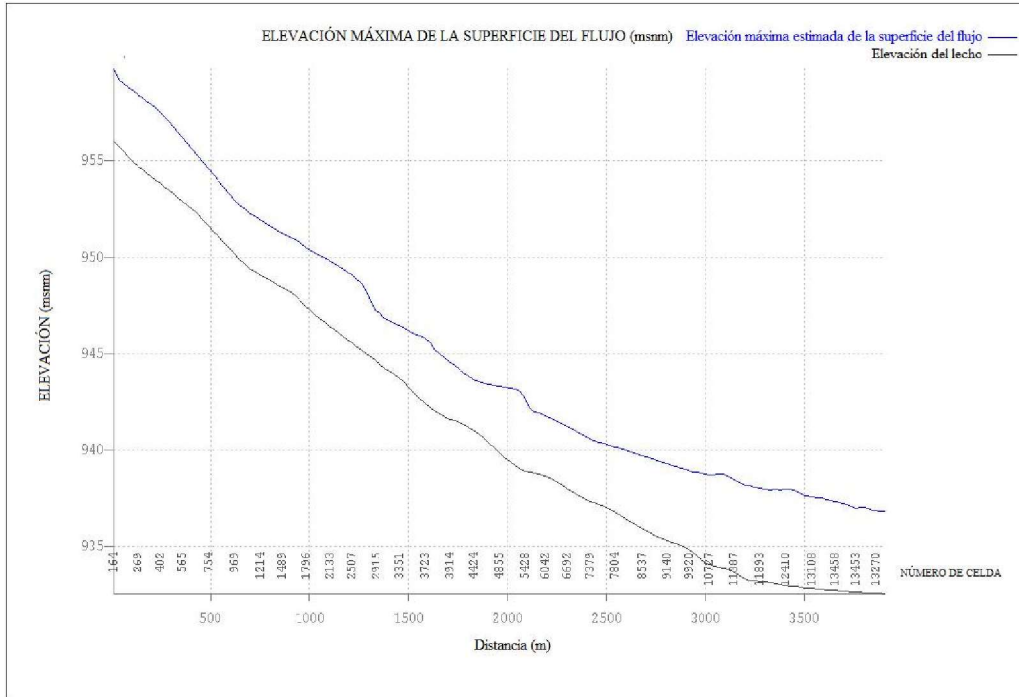


Figura 175. Perfil de la elevación máxima de la superficie de flujo en el río Riofrío para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de avenidas torrenciales).

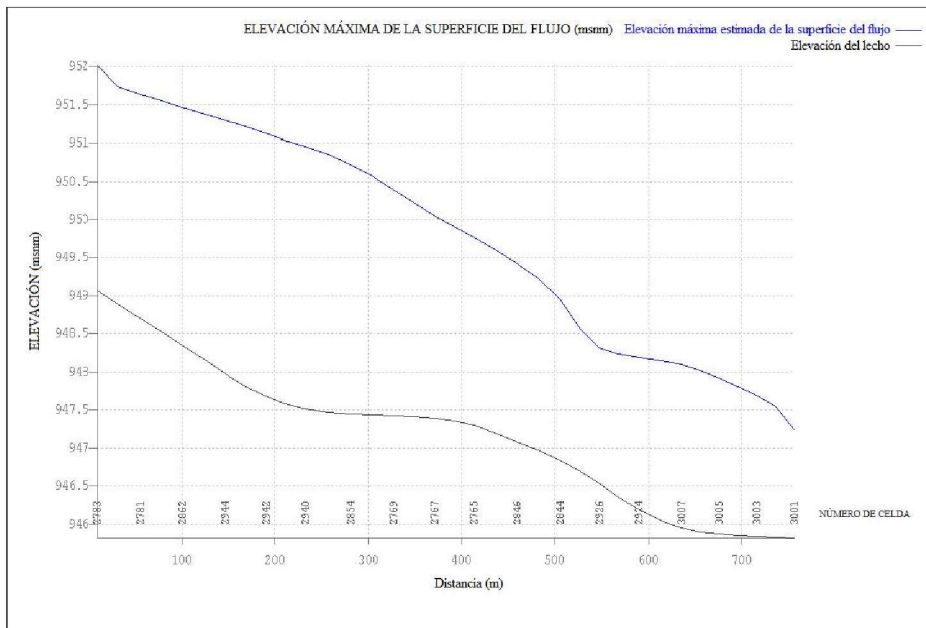


Figura 176. Perfil de la elevación máxima de la superficie de flujo en el río Cuacua para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de avenidas torrenciales).

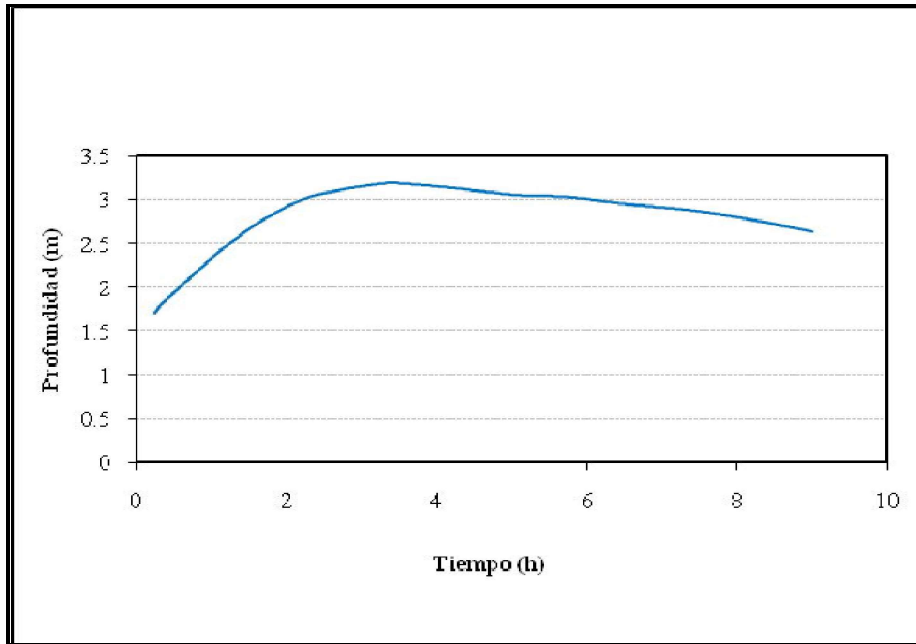


Figura 177. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 30$ años Río Riofrío - Sección 4 - K0 + 782.505.

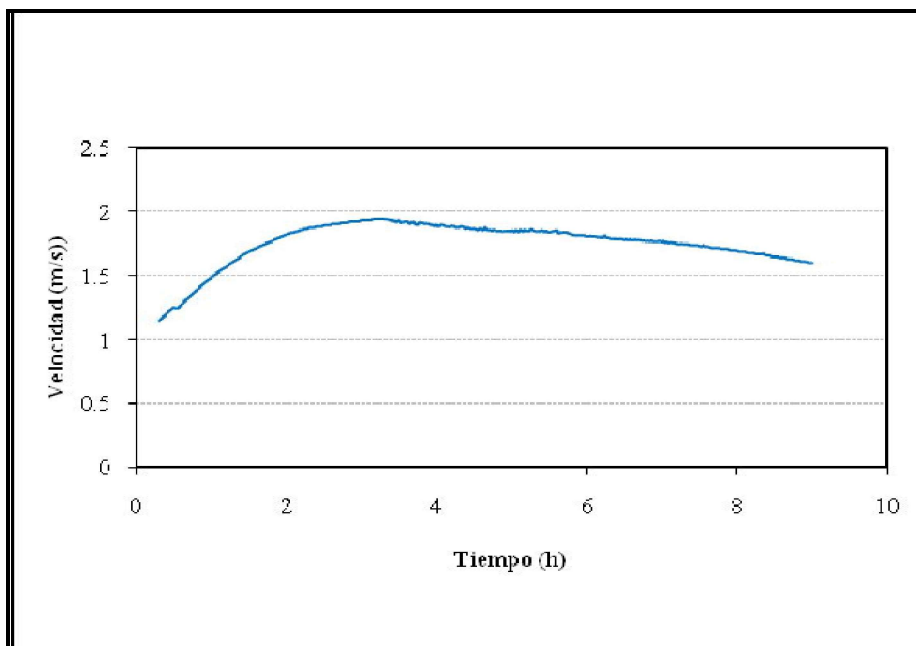


Figura 178. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 30$ años Río Riofrío - Sección 4 - K0+782.505.

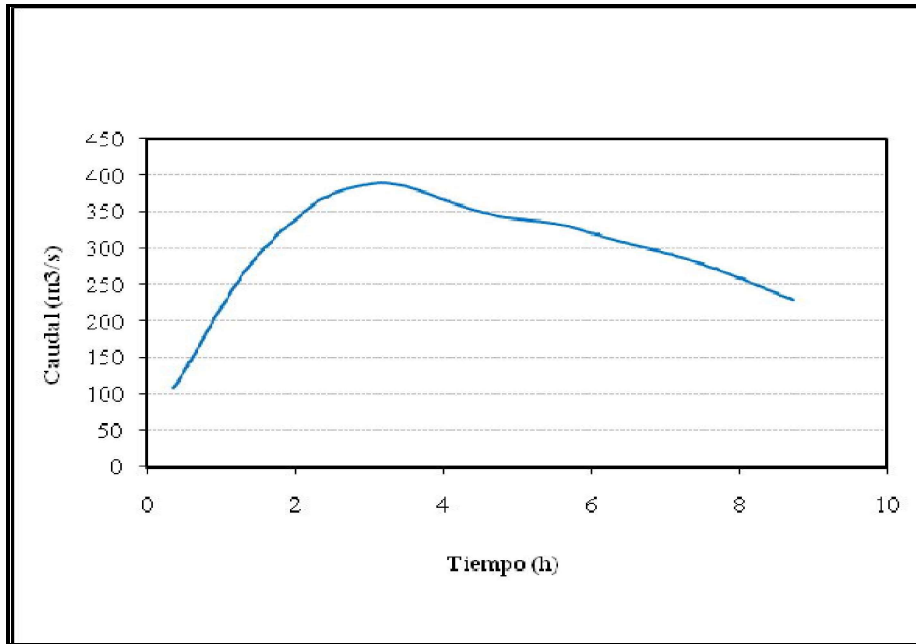


Figura 179. Variación de caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años
Río Riofrío - Sección 4 - K0+782.505.

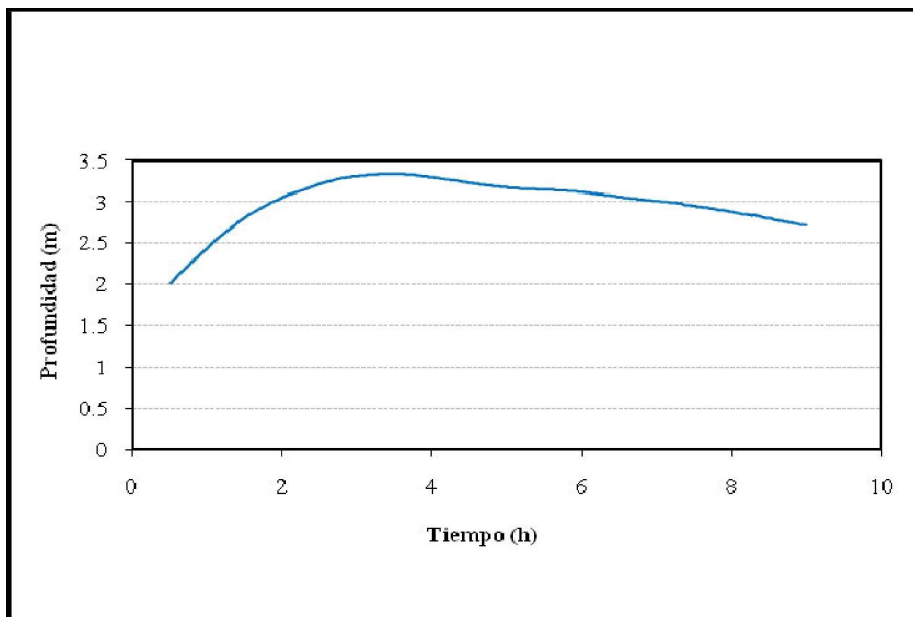


Figura 180. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años
Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

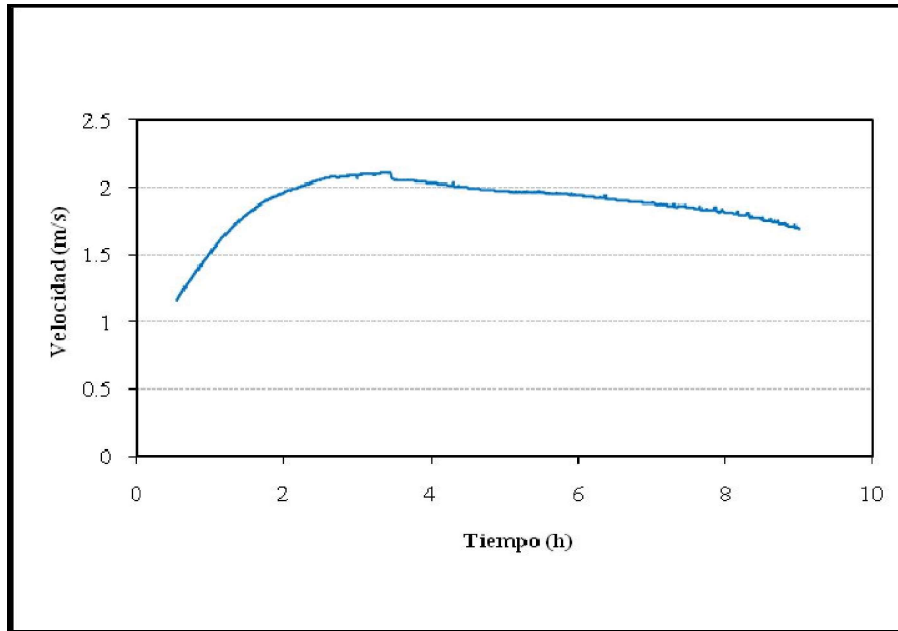


Figura 181. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 30$ años Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

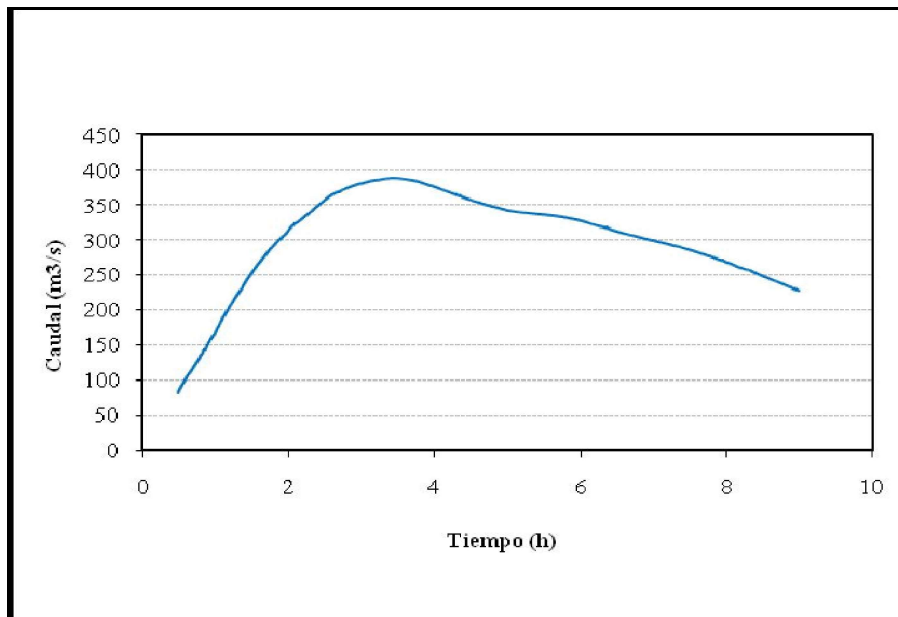


Figura 182. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 30$ años Río Riofrío - Sección 10 - K1+725.48.

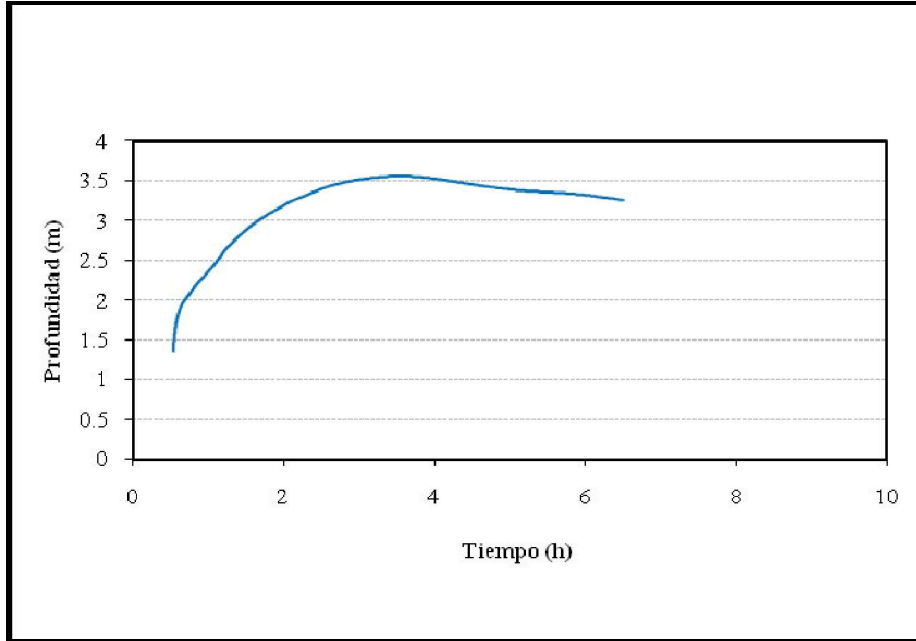


Figura 183. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 30$ años
Río Riofrio - Sección 15 - K2+282.38.

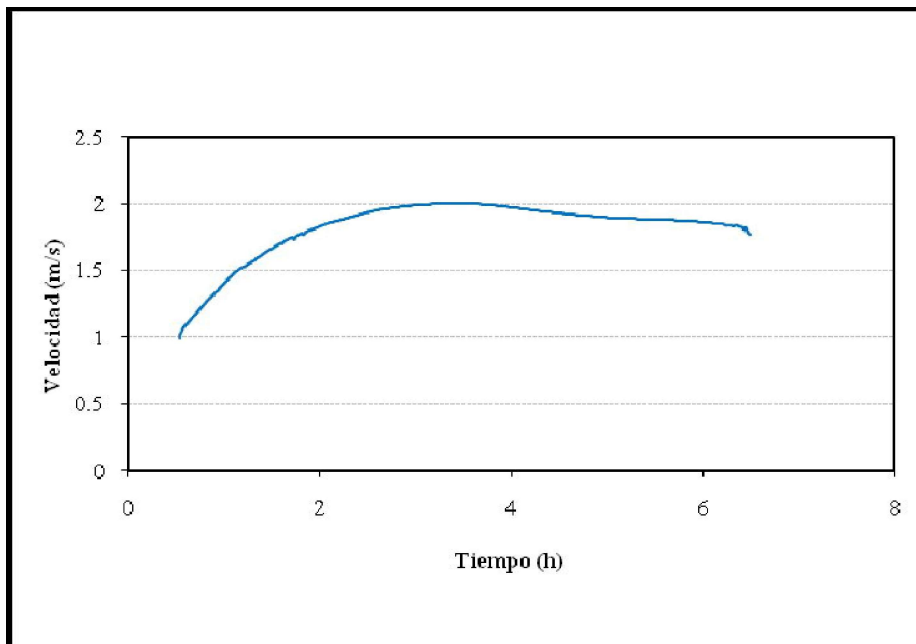


Figura 184. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 30$ años
Río Riofrio - Sección 15 - K2 + 282.38.

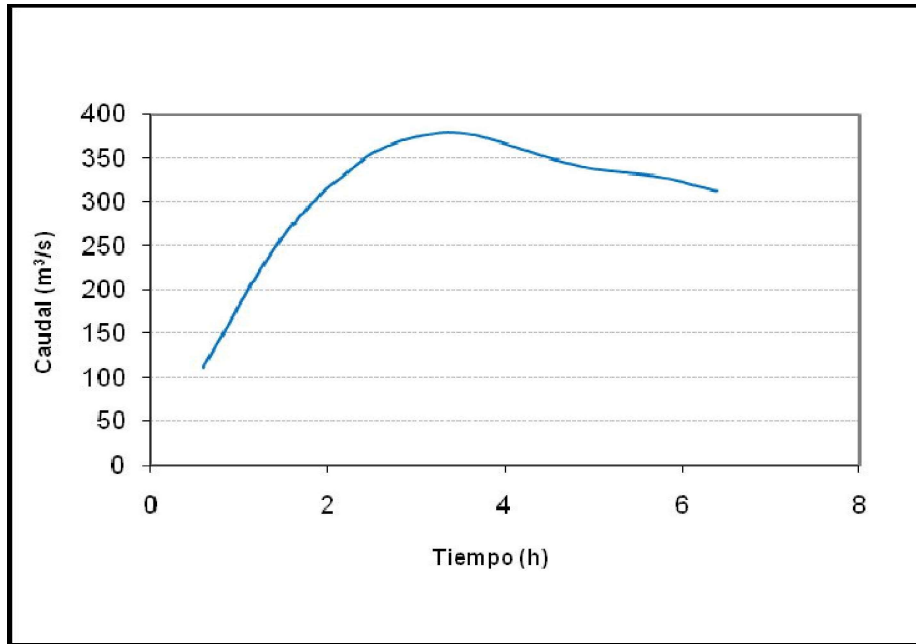


Figura 185. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 30$ años
 Río Riofrio - Sección 15 - K2 + 282.38.

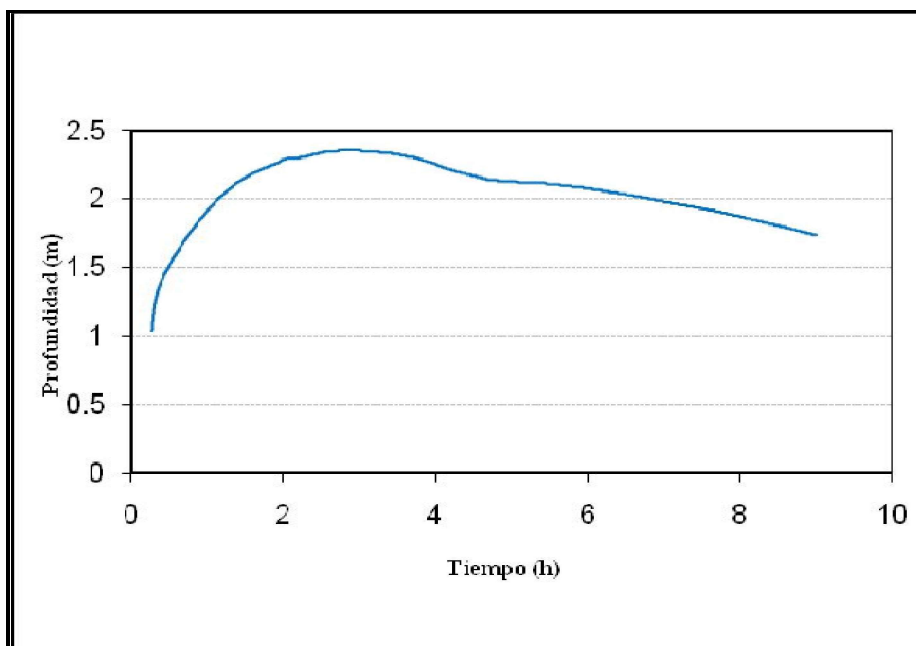


Figura 186. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 30$ años
 Río Cuacua - Sección 6 - K0 + 749.96.

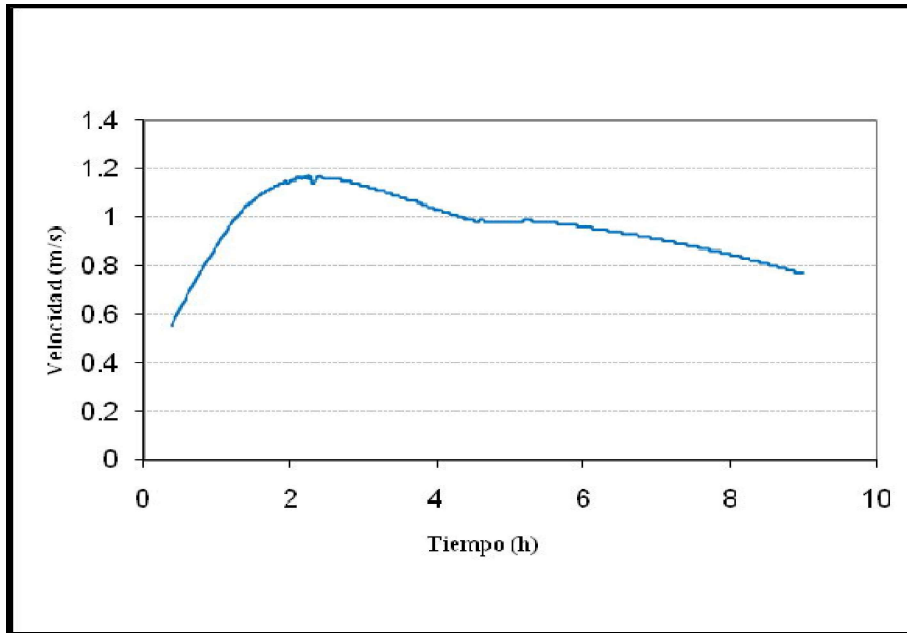


Figura 187. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.

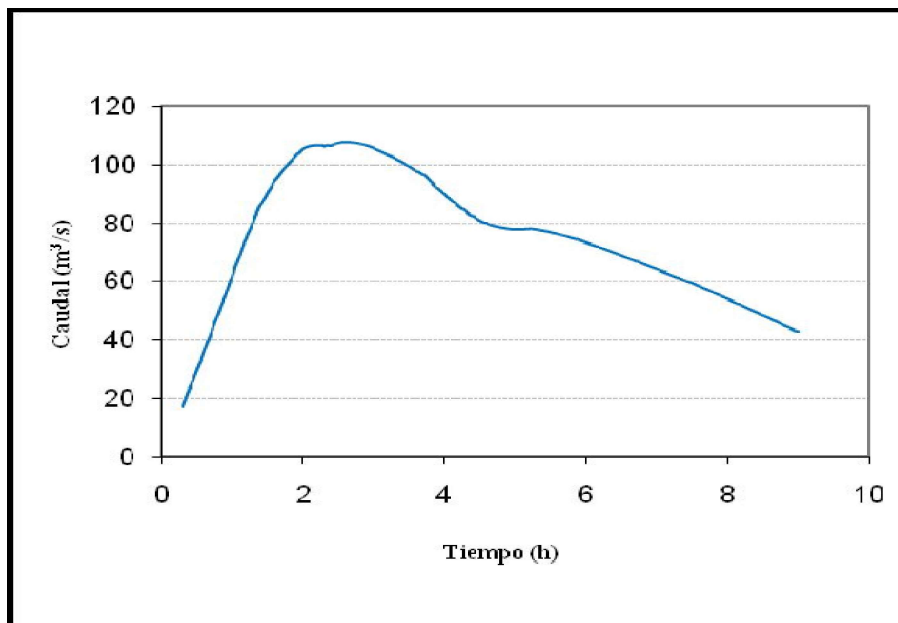


Figura 188. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 30$ años Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.

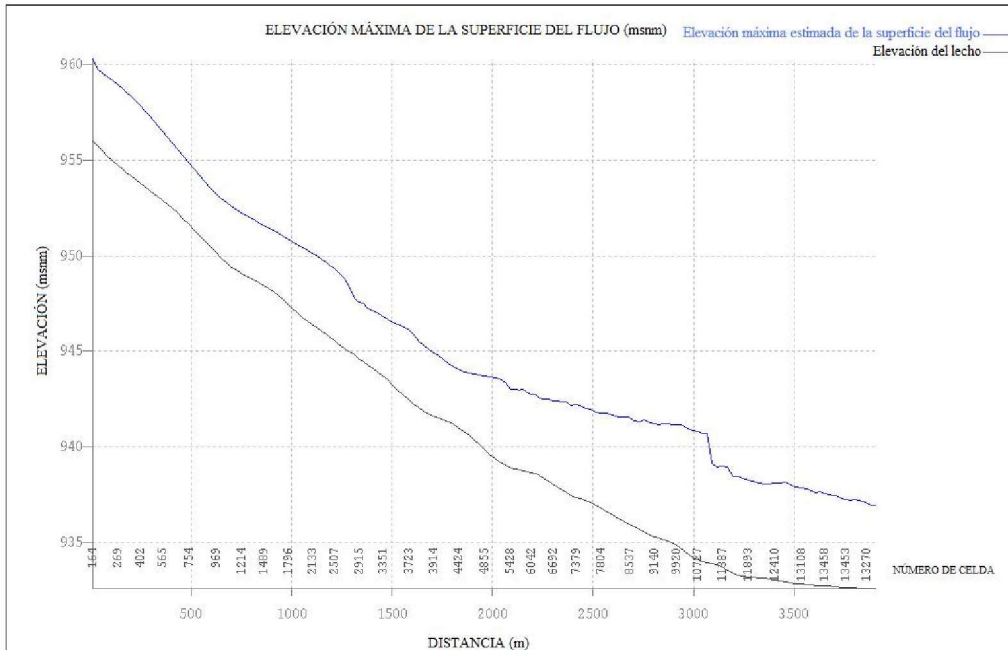


Figura 189. Perfil de la elevación máxima de la superficie de flujo en el río Rofrío para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de avenidas torrenciales).

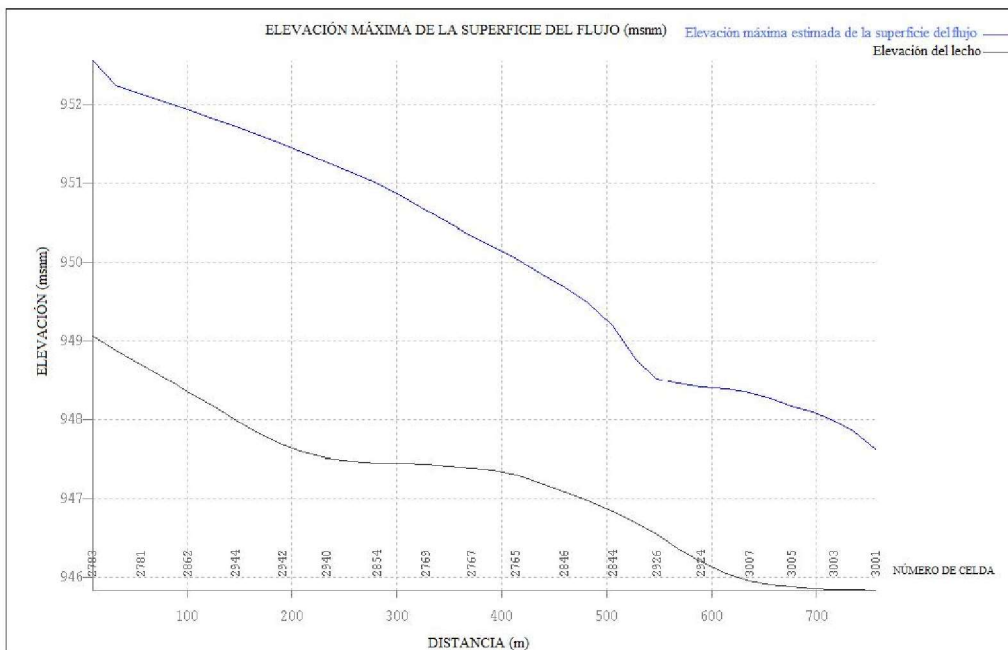


Figura 190. Perfil de la elevación máxima de la superficie de flujo en el río Cuacua para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de avenidas torrenciales).

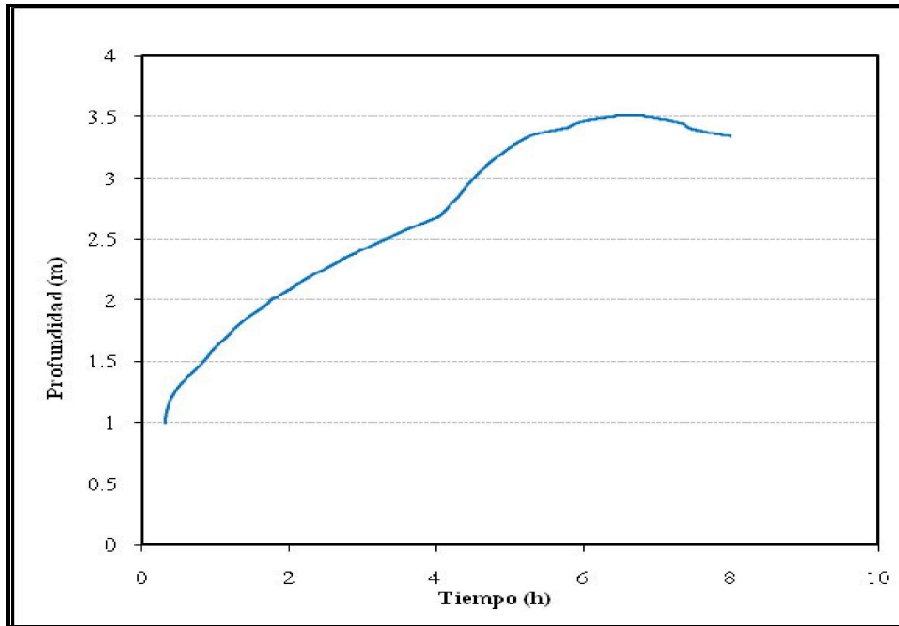


Figura 191. Variación de la profundidad vs. tiempo
 Fenómeno avenida torrencial $Tr = 100$ años
 Río Riofrío - Sección 4 - K2 + 782.505

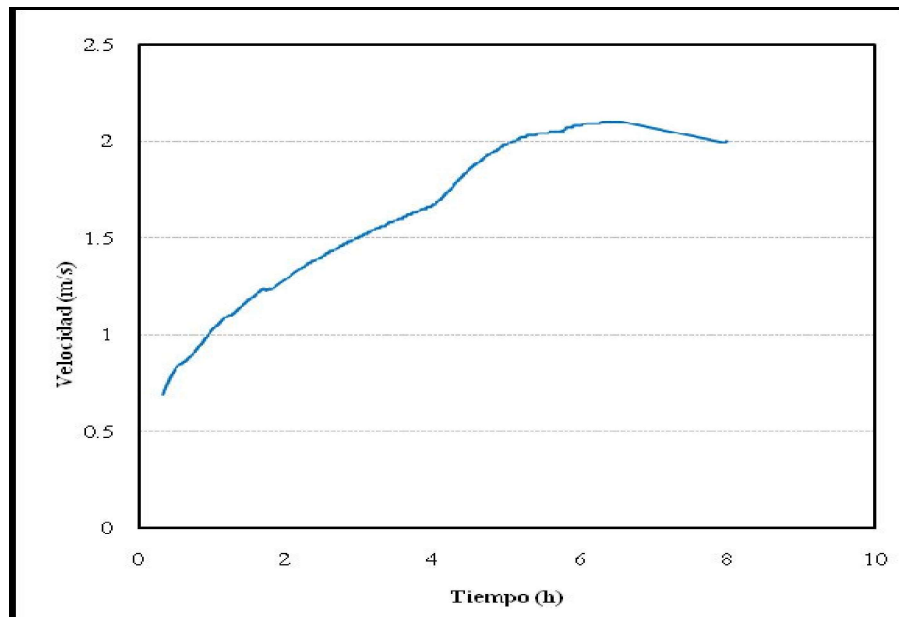


Figura 192. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 100$ años
 Río Riofrío - Sección 4 - K2 + 782.505.

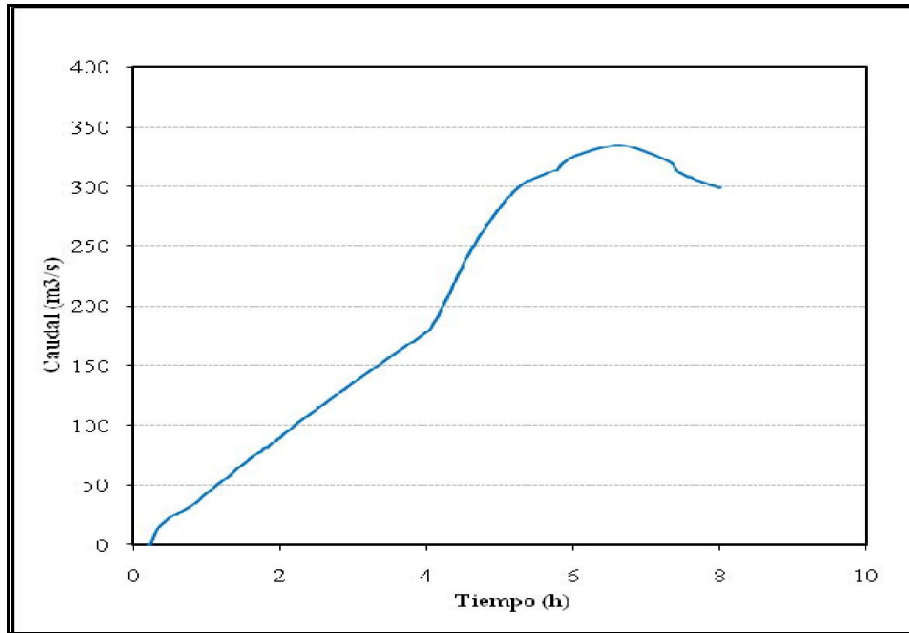


Figura 193. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años
Río Riofrio - Sección 4 - K2 + 782.505.

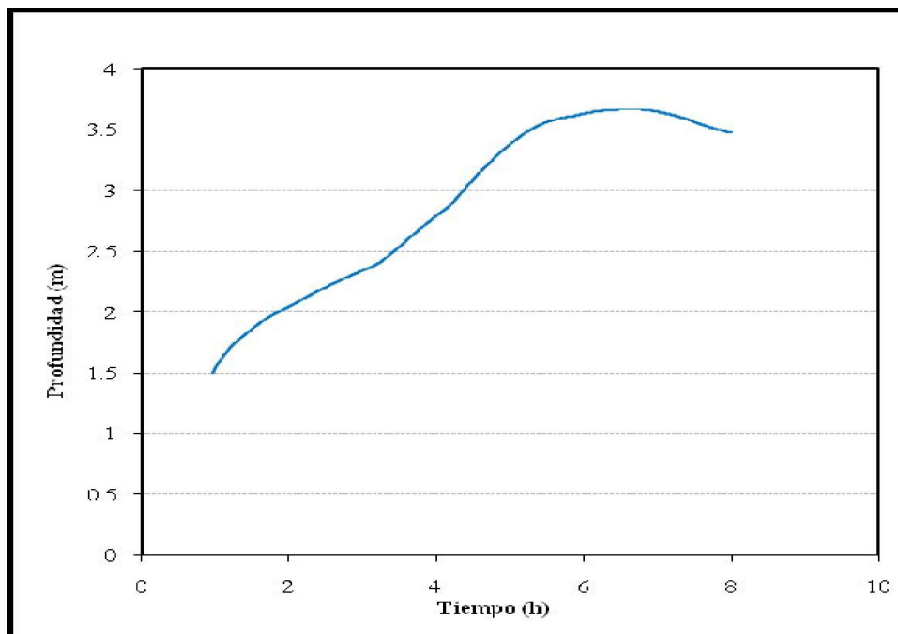


Figura 194. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años
Río Riofrio - Sección 10 - K1 + 725.48.

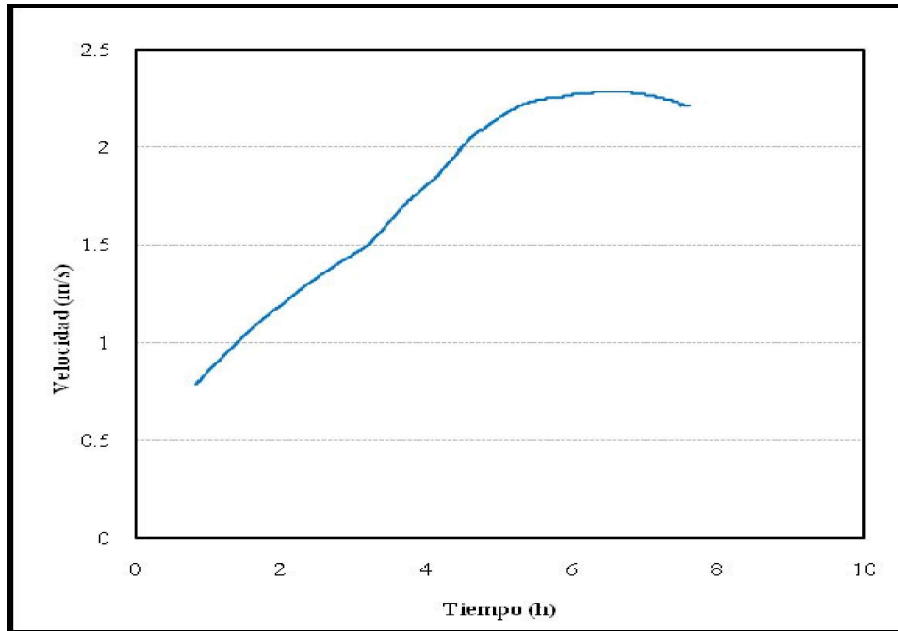


Figura 195. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años
Río Riofrío - Sección 10 - K1 + 725.48.

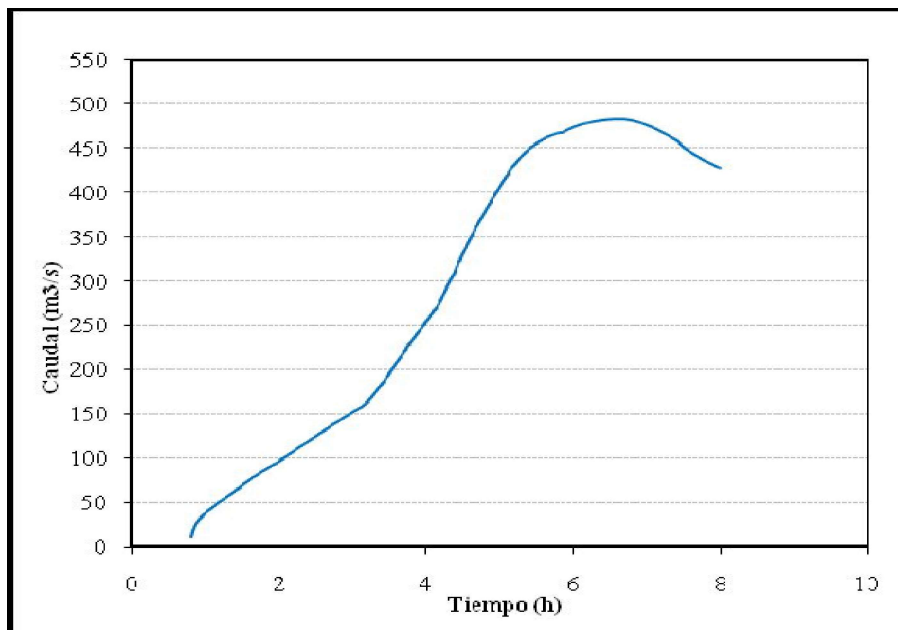


Figura 196. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años
Río Riofrío - Sección 10 - K1 + 725.48.

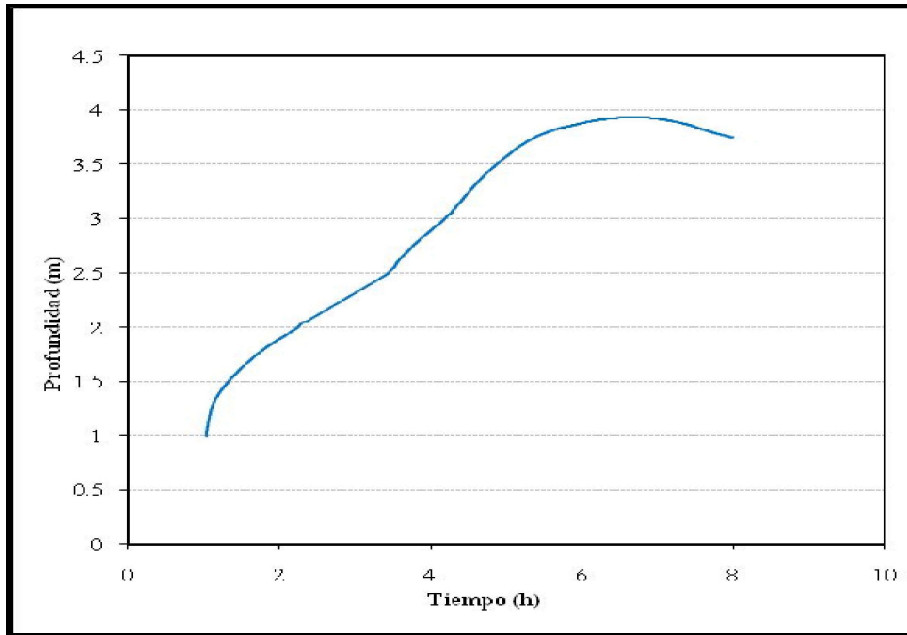


Figura 197. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años
Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38.

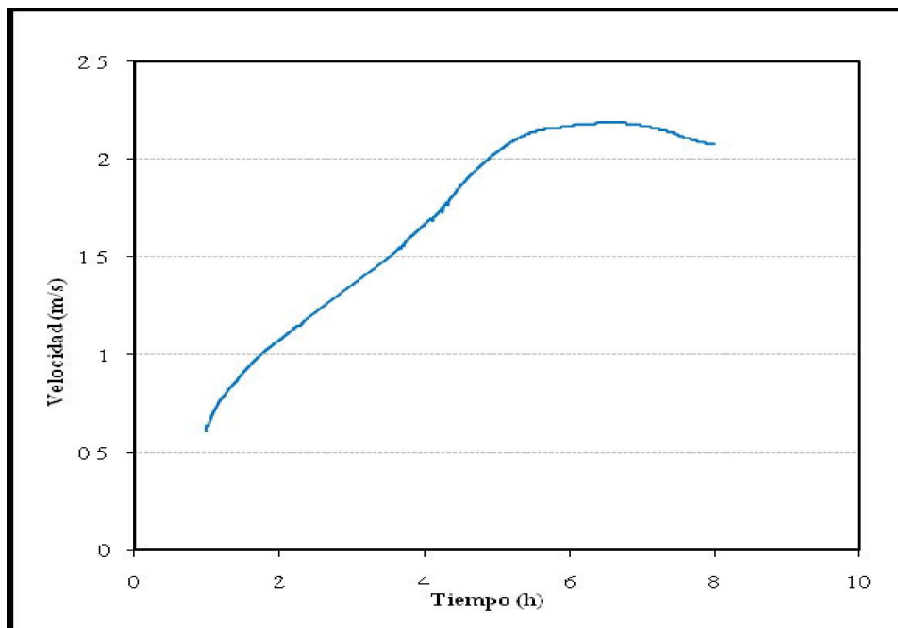


Figura 198. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años
Río Riofrío - Sección 15 - K2 + 282.38.

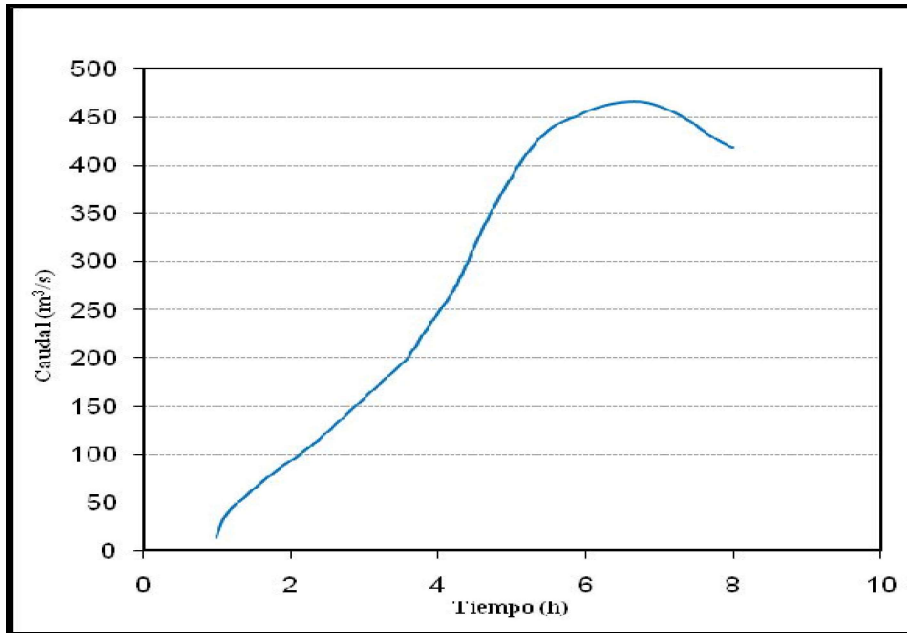


Figura 199. Variación del caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años
Río Riofrio - Sección 15 - K2 + 282.38.

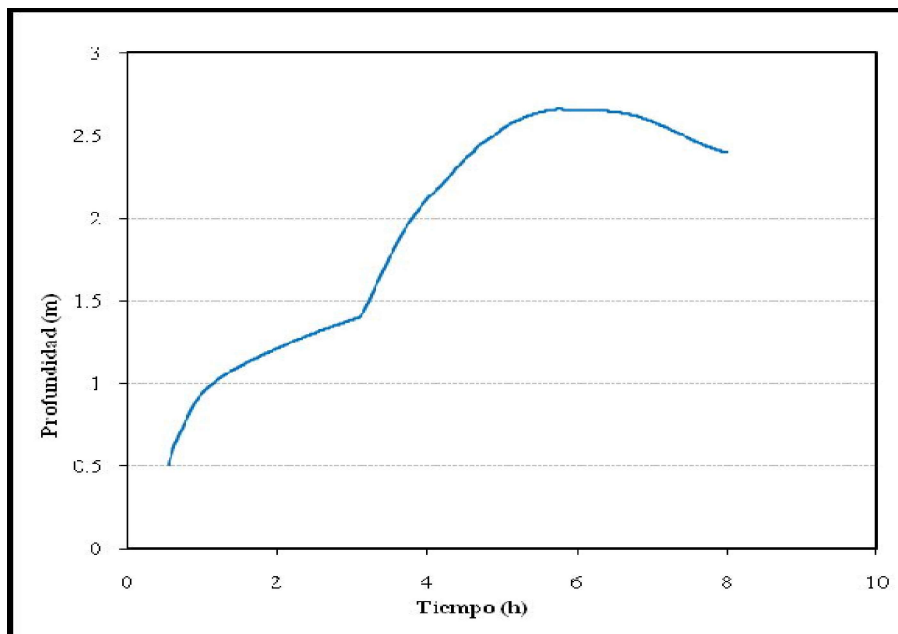


Figura 200. Variación de la profundidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $T_r = 100$ años
Río Cuaneua - Sección 6 - K0 + 749.96.

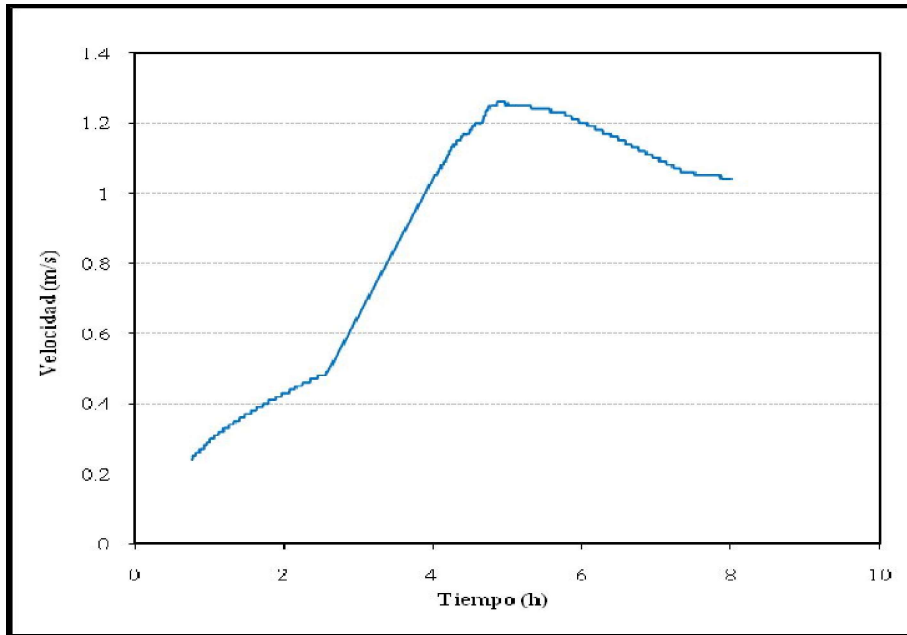


Figura 201. Variación de la velocidad vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 100$ años
Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.

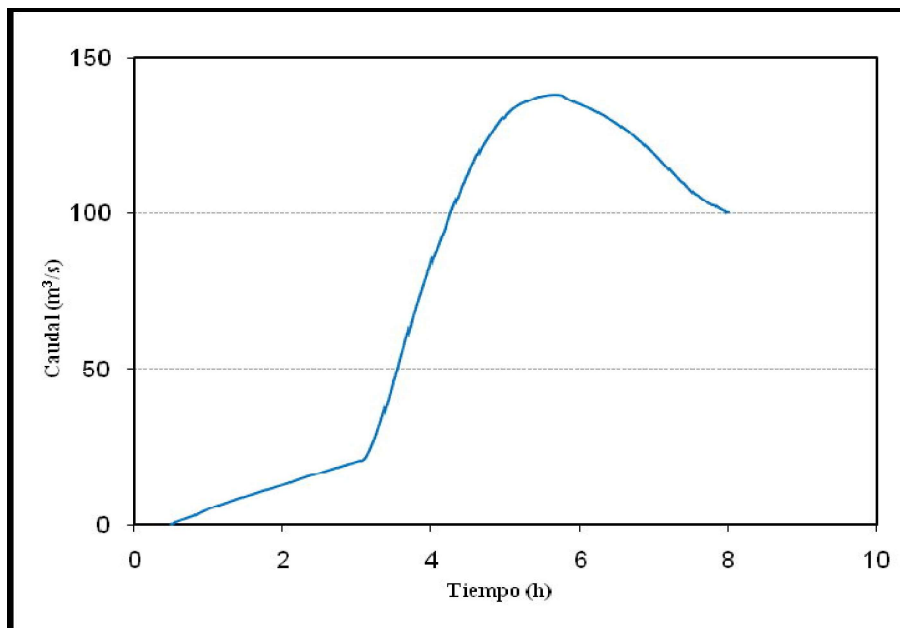


Figura 202. Variación de la caudal vs. Tiempo. Fenómeno avenida torrencial $Tr = 100$ años
Río Cuancua - Sección 6 - K0 + 749.96.

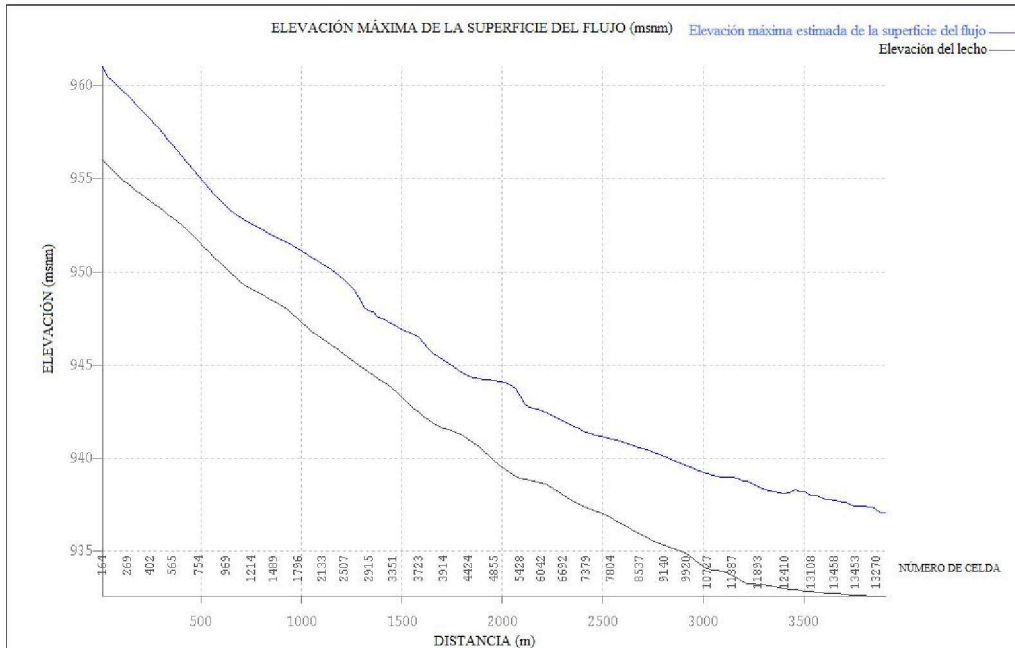


Figura 203. Perfil de la elevación máxima de la superficie de flujo en el río Riofrío para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de avenidas torrenciales).

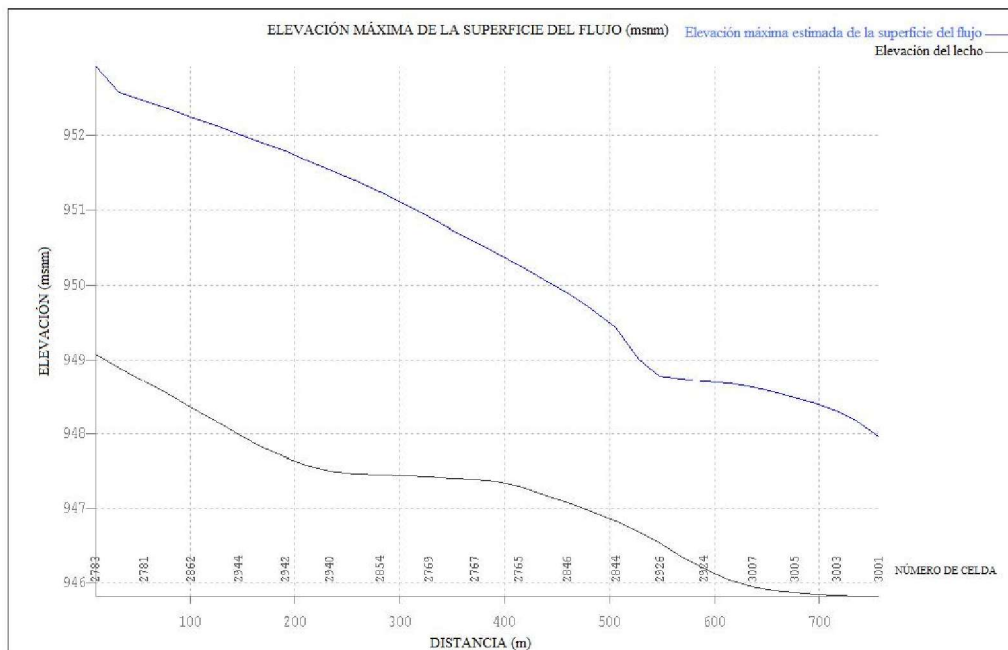


Figura 204. Perfil de la elevación máxima de la superficie de flujo en el río Cuacua para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de avenidas torrenciales).

8.2.2.5. Análisis de resultados

De acuerdo con el análisis de sensibilidad realizado se logró determinar los parámetros más sensibles, es decir, los que ocasionan las variaciones de mayor consideración en los resultados. A continuación se describe la sensibilidad de cada parámetro evaluado.

• Inundaciones

Análisis del factor de rugosidad de los cauces

La rugosidad en los canales es un parámetro sensible de gran importancia ya que los niveles del flujo aumentan (y con ello el área de la zona inundada) considerablemente al incrementar el valor de la rugosidad. De acuerdo con los resultados obtenidos es posible afirmar que la rugosidad del cauce afecta en mayor proporción los niveles de agua y las velocidades de la corriente con relación al grado de afectación de los caudales en los ríos Riofrío y Cuancua; es decir, en términos generales, los niveles de agua son más sensibles al factor de rugosidad. En conclusión, los niveles de agua y las velocidades son muy sensibles a los cambios en el factor de rugosidad, mientras que los caudales son muy pocos o moderadamente sensibles a las variaciones en el factor de rugosidad. En las Figuras 50, 53 y 56 se presentan los resultados de las velocidades para distintos valores de rugosidad en distintos sectores de los ríos Riofrío y Cuancua. La curva que menos presenta oscilación numérica es la que corresponde al valor de rugosidad de $0.07 \text{ s/m}^{1/3}$, el cual fue adoptado en las simulaciones. Las áreas estimadas utilizando este valor de rugosidad no sólo se asemejan más a las registradas en el mapa de eventos históricos sino que además la utilización de este valor contribuye a la estabilidad numérica del modelo.

Análisis de la variación en la vertical de la rugosidad de las planicies de inundación

Este factor causó una variación más significativa en los caudales que en los niveles y las velocidades. La simulación en la cual este factor no fue utilizado arrojó resultados de niveles más bajos aún variando espacialmente la rugosidad en las planicies para profundidades de flujo de 0.15 m. Por otra parte, al definir una rugosidad constante de $0.2 \text{ s/m}^{1/3}$ para profundidades de flujo de 0.06 m, en la simulación donde fue utilizado el factor de variación en la vertical de rugosidad en las llanuras, tanto los niveles resultantes como las áreas inundadas dieron resultados más cercanos a los esperados de acuerdo con el mapa de eventos históricos.

Análisis de la variación en la vertical de la rugosidad de los canales (factor r2)

Al emplear la facilidad o herramienta que tiene el modelo FLO-2D para definir una rugosidad variable con la profundidad en los canales se logró obtener resultados de niveles más altos y, por lo tanto, un área inundable mayor, acorde con el mapa de registros de eventos históricos. La velocidad del flujo resultó más afectada con la variación de este parámetro, seguida de la profundidad (el caudal fue el que menos varió).

Análisis de la limitación del número de Froude en las planicies

Cuando se tienen dificultades para establecer los valores más apropiados de la rugosidad en determinados sectores, a causa de las limitaciones de la información disponible en cuanto al tipo de vegetación y posibles obstrucciones en la planicie, el recurso disponible en el modelo FLO-2D denominado “Limitación del Número de Froude en las planicies” resulta de gran ayuda para determinar con mejor aproximación las áreas inundables. Esta herramienta (limitar el número de Froude para mantener un régimen de flujo subcrítico en las planicies) restringe también las velocidades e incrementa las profundidades en las zonas inundadas, aumentando la extensión de estas zonas. Este recurso también ayuda en la conservación del volumen, disminuyendo el error en los cálculos del modelo.

Análisis de la limitación del número de Froude en los canales

Al limitar el número de Froude en los canales para controlar posibles velocidades excesivamente altas, los resultados de las diferentes simulaciones aplicando el modelo implementado en la zona de estudio del municipio de Riofrío no arrojaron variaciones considerables en las velocidades, caudales y niveles de agua en los cauces de los ríos Riofrío, Cuancua y la acequia La Liga.

Análisis de la influencia del intervalo de tiempo computacional, Δt , y el tamaño de celda, Δx

El tamaño de las celdas de la malla computacional, Δx , y el intervalo de tiempo, Δt , son impuestos durante el proceso de implementación de un modelo matemático. Esto quiere decir que para efectuar una simulación en el modelo matemático FLO-2D se debe definir inicialmente un tamaño de celdas de acuerdo con la extensión de la zona de estudio, el grado de detalle requerido para la representación adecuada de la topografía y la batimetría de la variación espacial de las características del flujo y, además, teniendo en cuenta la recomendación acerca del número máximo de celdas para que el tiempo computacional no sea excesivamente largo. Posteriormente, el usuario asigna un valor del intervalo de tiempo, el cual debe ser adecuado para garantizar la estabilidad numérica del modelo y al mismo tiempo permitir simulaciones con tiempos computacionales razonables. Esto se lleva a cabo teniendo en cuenta que grandes valores del intervalo de tiempo, Δt , conducen a resultados poco precisos, y, por el contrario, valores pequeños de Δt , los cuales generalmente incrementan la precisión de los resultados y la estabilidad numérica del modelo, aumentan de manera considerable el tiempo total de simulación y los costos asociados.

El modelo matemático FLO-2D es un modelo que emplea un esquema explícito para resolver las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento, como se indicó anteriormente; esto quiere decir que el número de Courant debe ser menor o igual a 1. Para cumplir el criterio de Courant, el modelo reduce automáticamente el intervalo de tiempo, Δt , cuando Cr es superior a 1 en cualquier elemento de la malla. El modelo indicará en los resultados el número de veces que el intervalo de tiempo debió ser reducido porque el número de Courant calculado resultó superior a 1 en cualquier celda de la malla.

Si esto sucede en repetidas ocasiones (más de 50000 veces aproximadamente) se deben hacer ajustes manuales de la elevación y la rugosidad de dicha(s) celda(s) para disminuir la profundidad de flujo y, a su vez, disminuir el valor de la celeridad de las ondas, C_o , ya que el número de Courant depende, entre otros, de este parámetro de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Cr = C_o \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad \text{ec. (34)}$$

$$C_o = \sqrt{gH} \quad \text{ec. (35)}$$

donde:

Cr = Número de Courant, el cual debe ser menor o igual a uno ($Cr \leq 1$)

Δx = Longitud de la celda

Δt = Intervalo del tiempo

C_o = Celeridad de la onda

H = Profundidad del flujo

g = Aceleración de la gravedad

Si después de realizar este proceso el problema continúa, es decir, se sigue presentando un número excesivo de veces en las que el intervalo de tiempo es disminuido para la(s) misma(s) celda(s), se debe contemplar la posibilidad de disminuir la relación $\Delta t/\Delta x$, ya sea reduciendo el intervalo de tiempo o incrementando el tamaño de las celdas. Sin embargo, debe aclararse que reducir la relación $\Delta t/\Delta x$ es un proceso que se realiza con el fin de disminuir el tiempo computacional y sólo es obligatorio si la simulación es interrumpida porque el intervalo de tiempo no pudo ser reducido más veces por el modelo.

Un procedimiento similar al implementado para garantizar la condición de Courant se aplica cuando el criterio de estabilidad numérica de la ecuación de onda dinámica es excedido, el cual también depende del intervalo de tiempo, Δt , y del tamaño de las celdas, Δx .

- Tamaño de celda, Δx

Se realizaron simulaciones adoptando diferentes valores de Δx (20, 30 y 50 m), como se indicó previamente, manteniendo constante el intervalo de tiempo, Δt . La comparación de niveles, caudales y velocidades para las tres mallas muestran diferencias significativas para Δx de 50 m y 30 m y valores muy similares entre las mallas de 20 y 30 m. Por ello, no fue necesario reducir más el tamaño de las celdas, Δx , adoptándose un tamaño de celda de 20 m para obtener mayor precisión en los resultados.

- Intervalo de tiempo, Δt

Se realizaron simulaciones considerando diferentes valores de delta t, desde 0.1 h (360 s) hasta 0.0005 h (1.8 s). Los resultados de las simulaciones arrojaron variaciones apreciables en los parámetros hidrodinámicos (velocidad, profundidad, caudal) al

emplear los mayores valores de Δt . Las diferencias entre dos simulaciones consecutivas se reducía al disminuir Δt . Finalmente, las diferencias al utilizar intervalos de tiempo de 3.6 s y 1.8 s resultaron muy pequeñas, por lo cual se adoptó un intervalo de 3.6 s para todos los demás análisis y simulaciones.

- **Avenidas torrenciales**

Análisis del parámetro de resistencia, K , para flujo laminar

La variación de este parámetro no tuvo mayor incidencia en los resultados de las simulaciones de flujos de lodos, debido muy posiblemente a que las concentraciones volumétricas de sedimentos estimadas en los ríos Riofrío y Cuancua son relativamente bajas.

Análisis de la variación de las propiedades reológicas de los sedimentos

Al igual que el parámetro de resistencia K para flujo laminar, las simulaciones realizadas con las muestras "Aspen suelo natural" y "Aspen relleno de mina" no arrojaron variaciones significativas en las velocidades, caudales y profundidades del flujo.

9. DETERMINACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA DE AMENAZA POR INUNDACIÓN

9. DETERMINACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA DE AMENAZA POR INUNDACIÓN

Generalidades

Las condiciones morfológicas y climáticas del municipio de Riofrío favorecen la ocurrencia periódica de inundaciones ocasionadas por las fuertes lluvias en las partes altas y medias de la cuenca del río Riofrío que provocan el aumento de los caudales y los niveles de agua en los ríos Riofrío y Cuancua y la escorrentía directa que llega a la zona urbana y de expansión procedente de las laderas adyacentes, inundando los sectores más bajos de la población.

Los desbordamientos de los ríos Riofrío y Cuancua durante las épocas de invierno siempre han generado efectos negativos en las zonas pobladas y los terrenos dedicados a la agricultura y a la ganadería. Desde las primeras décadas del siglo XX las planicies de inundación de estos cauces han venido siendo urbanizadas, originando con ello un gran problema social. Con el propósito de disponer de una herramienta para la planificación del uso del suelo y gestión del riesgo se adelanta este estudio de amenazas naturales por inundaciones y avenidas torrenciales en el municipio

En este capítulo se presentan los mapas de inundaciones (que registran las profundidades de agua en las áreas inundadas) y de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales (que indican la frecuencia y la magnitud de la inundación) originadas por los desbordamientos de los ríos Riofrío y Cuancua y la acequia La Liga y la escorrentía superficial, producto de las lluvias, que desciende de las laderas y afectan las zonas urbana y de expansión urbana del municipio de Riofrío.

En este estudio se evalúan dos tipos de inundaciones: i) una causada por los desbordamientos de los ríos durante las crecientes, las cuales transportan los sedimentos del propio cauce y aquellos generados por la erosión laminar de los suelos de la cuenca por la acción directa de las lluvias y que se ha definido amenaza por inundación; y, ii) la segunda producida por el desbordamiento de los cauces durante las avenidas torrenciales, las cuales transportan grandes cantidades de materiales y escombros, originados en deslizamientos ocurridos en diferentes sectores de la parte alta de la cuenca; estos flujos presentan características diferentes, comportándose como un fluido no newtoniano y que en ocasiones se les denomina flujos de lodos, flujo de escombros, avenidas torrenciales, huaycos, etc., y que al desbordarse puede causar un daño mucho mayor; a este fenómeno se le ha denominado aquí amenaza por avenidas torrenciales.

9.1. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LAS INUNDACIONES

Las inundaciones constituyen eventos recurrentes en los ríos y se presentan como consecuencia de lluvias fuertes y continuas que superan la capacidad de transporte de los ríos y la capacidad de absorción del suelo. Debido a esto el nivel del agua supera el nivel de banca llena del cauce principal del río y se produce la inundación de las planicies y tierras adyacentes. Estos eventos ocurren de forma aleatoria en función de los procesos climáticos locales y regionales. Se ha determinado estadísticamente que los

ríos igualan o exceden su nivel de banca llena, en promedio, cada 2.33 años (Leopold et al., 1984).

Las inundaciones pueden ocurrir debido al comportamiento natural de los ríos o a alteraciones producidas por el hombre. Las condiciones naturales corresponden a las características climáticas y físicas propiciadas por la cuenca en su estado natural, como son: el relieve, el tipo de precipitación, la cobertura vegetal y la capacidad de drenaje. Entre las alteraciones provocadas por la acción del hombre se tienen: la impermeabilización de los suelos al urbanizarlos, la deforestación, la alteración de los cursos y la canalización de los ríos, la construcción de obras hidráulicas, etc.

Una cuenca en estado natural posee mayor interceptación vegetal, mayores áreas permeables, menor escurrimiento superficial del suelo y un drenaje más lento en relación con las características que presenta una vez es intervenida. Por esta razón las inundaciones se producen con menor frecuencia en una cuenca no intervenida.

Los problemas resultantes de los desbordamientos de las corrientes de agua dependen del grado de ocupación de la planicie de inundación y de la frecuencia con la cual ocurren las inundaciones. La población de mayor poder adquisitivo tiende a habitar las localidades seguras, mientras que la población más pobre ocupa las áreas de alta amenaza de inundación, provocando problemas sociales que se repiten durante cada creciente. Cuando la frecuencia de las inundaciones es baja la población subvalora la amenaza y ocupa las zonas inundables. Esta situación genera consecuencias catastróficas cuando se presentan nuevos desbordamientos. No obstante la predicción de las inundaciones y sus efectos es una tarea bastante compleja, por cuanto el pronóstico del comportamiento hidrológico de largo plazo es difícil debido, por una parte, a la aleatoriedad de los fenómenos meteorológicos y, por otra, al gran número de parámetros y variables involucradas en los procesos hidrológicos (lluvia – escorrentía).

Normalmente las inundaciones suelen ser descritas en términos de su periodo de retorno, el cual corresponde al intervalo promedio de recurrencia entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada. Una inundación con un periodo de retorno de 100 años se refiere a un evento que presenta una probabilidad de ocurrencia del 1% en cualquier año, o también al evento que se presenta cada 100 años, en promedio. Estos periodos de retorno se determinan a partir de la información histórica existente, que en muchos casos corresponde a periodos demasiado cortos, por lo cual la estimación realizada tiene asociada una fuerte incertidumbre.

La variación del nivel del agua en una creciente de un río depende de las características climáticas y físicas de la cuenca hidrográfica y su predicción puede ser realizada a corto o largo plazo. La previsión a corto plazo, también llamada en tiempo real, permite establecer el nivel y su tiempo de ocurrencia en una sección de un río con una anticipación que depende de los tiempos de escurrimiento de la cuenca y las distribuciones temporal y espacial de la precipitación. Dado que estas distribuciones sólo pueden ser estimadas en forma confiable con antecedencia de pocos días u horas, la predicción de niveles no puede realizarse con una anticipación muy grande.

La predicción a largo plazo cuantifica la probabilidad de ocurrencia de inundaciones en términos estadísticos, sin precisar cuándo ocurrirán. La predicción se basa en la

estadística de ocurrencia de niveles en el pasado y permite escoger los niveles de crecientes para algunos riesgos escogidos.

9.2. MEDIDAS PARA EL CONTROL Y EL MANEJO DE INUNDACIONES

Las medidas para el control y el manejo de las inundaciones pueden ser de tipo estructural y no estructural. Las medidas estructurales son aquellas que modifican el sistema fluvial evitando o mitigando los daños generados por las crecientes, en tanto que las medidas no estructurales son aquellas en que la magnitud de los daños se reduce como consecuencia de una mejor convivencia de la población con las crecientes. Las medidas estructurales son todas aquellas obras de ingeniería (diques, presas, canales de desviación, etc.) en las cuales se interviene el sistema fluvial natural afectando sus procesos hidrodinámicos y morfológicos. Estas intervenciones pueden originar efectos adversos en el sistema fluvial que requerirán para su manejo y control la construcción de nuevas obras.

Las medidas estructurales no pueden ser proyectadas para dar una protección total, ya que esto exigiría una protección contra la mayor creciente posible, lo cual física y económicamente no es factible. Es decir, las medidas estructurales no permiten controlar o evitar por completo las inundaciones, solamente tienden a minimizar los impactos originados por éstas (Tucci et al., 2003). Una medida estructural puede crear una falsa sensación de seguridad, generando una mayor ocupación de áreas inundables, lo cual podría ocasionar daños significativos cuando se presenten inundaciones superiores al evento de diseño.

En consecuencia, el control y el manejo más eficaz de las inundaciones se obtiene al establecer estrategias que combinen las medidas estructurales y no estructurales, permitiendo a la población minimizar las pérdidas y lograr una convivencia armónica con el río. Es decir, las medidas no estructurales complementan con gran efectividad las actuaciones estructurales por encima de su umbral de protección.

El costo de protección de un área inundable a través de medidas estructurales, en general, es superior al de las medidas no estructurales. Por esta razón, las medidas no estructurales en conjunto con las estructurales pueden disminuir significativamente los daños con un costo menor.

9.2.1. Medidas estructurales

Las medidas estructurales son obras de ingeniería construidas para reducir el riesgo originado por las crecientes. Estas medidas pueden ser extensivas o intensivas. Las medidas extensivas son aquellas que cubren toda la cuenca, procurando modificar la relación entre precipitación y caudal, como por ejemplo, un cambio en la cobertura vegetal del suelo, la cual reduce y retarda los picos de las crecientes y controla la erosión de la cuenca.

Las medidas intensivas son aquellas que se enfocan en el río y pueden ser de tres tipos: (i) obras que aceleran el escurrimiento, como son la construcción de diques, el aumento de la capacidad de descarga de los ríos y el corte de meandros; (ii) obras que regulan la creciente, como por ejemplo, las presas; y, (iii) obras que desvían parte del caudal, como son los canales de desvíos. En la Tabla 46 se presentan las principales características de las medidas estructurales.

Tabla 46. Descripción de las principales obras estructurales para control de las crecientes e inundaciones.

	Medidas	Ventaja	Desventaja	Aplicación
Extensivas	Cambio de la cobertura vegetal	Reducción pico de la creciente	Impracticable para grandes áreas	Cuencas pequeñas
	Control de pérdidas	Reducción del escurrimiento	Impracticable para grandes áreas	Cuencas pequeñas
Intensivas	Construcción de diques	Alto grado de protección	Generación de grandes daños si fallan	Ríos grandes
	Reducción de la rugosidad por desobstrucción	Aumento en la capacidad de drenaje con poca inversión	Efecto localizado	Ríos pequeños
	Corte de meandros	Aceleración del escurrimiento	Impacto negativo en ríos aluviales	Áreas de inundación estrechas
	Construcción de represas	Regulación de la creciente	Difícil localización	Cuencas medianas
	Canales de desvío	Reducción del caudal en el canal principal	Dependencia de la topografía	Cuencas medianas y grandes

9.2.2. Medidas no estructurales

Las medidas no estructurales corresponden al conjunto de programas y actividades que permiten tener una mejor convivencia con las crecientes, minimizando las pérdidas que éstas pueden generar en las áreas inundables. Entre las medidas de protección no estructurales se tienen: los mapas de amenaza y de riesgos por inundación, los sistemas de previsión y alertas de inundaciones, los programas de protección civil y los programas de seguros contra crecientes.

En una clasificación más general Jonson (1978) identificó las siguientes medidas no estructurales: creación de aberturas en las estructuras, levantamiento de las estructuras existentes, construcción de nuevas estructuras sobre pilotes, construcción de pequeñas paredes o diques circundando una estructura, relocalización o protección de artículos que puedan resultar afectados dentro de una estructura, reubicación de estructuras por fuera del área de inundación, construcción de cerramientos con materiales resistentes al

agua, implementación de un código de construcciones adecuado, compra de áreas inundables, seguros contra inundaciones, instalación de sistemas de previsión y alerta con planes de evacuación, adopción de incentivos fiscales para un uso prudente del área inundables, instalación de avisos de alerta en áreas inundables y adopción de políticas de desarrollo que impongan restricciones de uso a las áreas inundables.

9.3. MAPAS DE AMENAZA POR INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES

Los mapas de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales constituyen una medida no estructural para el control de inundaciones. Estos mapas son modelos que permiten la evaluación y predicción de las consecuencias de un evento de precipitaciones extraordinarias; es decir, permiten identificar, clasificar y valorar las áreas potencialmente inundables del territorio.

La condición de amenaza se presenta únicamente cuando ocurre un evento natural en un área ocupada por actividades humanas (elementos expuestos) que deben soportar las consecuencias de dicho evento. En consecuencia, el riesgo puede dividirse en tres componentes estrechamente interrelacionados: la amenaza, la vulnerabilidad y la exposición.

La amenaza o peligro se define como la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno natural con una cierta magnitud, generalmente de carácter sorpresivo y de evolución rápida, que afecta a un componente o a la totalidad del sistema territorial expuesto. En consecuencia, las inundaciones constituyen las amenazas, que son el resultado de la combinación de la tipología, las características de los eventos lluviosos y el conjunto de factores físicos del área afectada. Desde esta perspectiva, la diferencia fundamental entre la amenaza y el riesgo es que la primera se refiere a la probabilidad de que se manifieste un evento natural, mientras que el segundo está relacionado con la probabilidad de que se den ciertas consecuencias (Fournier, 1985).

La vulnerabilidad se refiere a la predisposición o susceptibilidad de los componentes antrópicos del sistema territorial para ser dañados total (destrucción) o parcialmente (deterioro) debido al impacto de la amenaza. Representa la medida de probabilidad de daño o pérdida de un componente o sistema territorial expuesto a la acción de la amenaza. La vulnerabilidad depende de dos condiciones: la ubicación del componente respecto a la zona de impacto de la amenaza (exposición) y las características y el estado de conservación del mismo. Por tanto, la vulnerabilidad es esencialmente una condición humana (Lavell, 1994).

La exposición o elementos en riesgos se refieren a la distribución espacial de la población, actividades económicas, bienes materiales, obras de ingeniería, etc., sobre las que puede impactar la amenaza. En consecuencia, el riesgo de las inundaciones depende de la ocurrencia y magnitud de la amenaza natural y de la vulnerabilidad de un elemento o sistema territorial expuesto a ella.

Un desastre natural constituye la ocurrencia efectiva y real del riesgo que, debido a la vulnerabilidad de los elementos expuestos, causa efectos negativos sobre los mismos. En el caso de las inundaciones, la manifestación del desastre se presenta cuando el impacto de los desbordamientos supera los mecanismos de defensa adoptados por la sociedad, generando perjuicios económicos, sociales, físicos, etc. Así, para que un evento de desbordamiento se convierta en desastre es necesario que sus consecuencias tengan un impacto en una estructura humana vulnerable. Por esta razón, no todos los eventos de precipitaciones fuertes o constantes pueden ser considerados como amenazas, por cuanto su peligrosidad depende del grado de vulnerabilidad de los elementos expuestos al riesgo.

Para la evaluación del riesgo de inundaciones es necesario determinar, en primer término, los mapas de amenazas (mapa de inundación) y de vulnerabilidad, para posteriormente integrarlos, obteniendo el mapa de riesgos.

La realización de una cartografía de riesgo es un paso previo ineludible a la puesta en práctica de cualquier tipo de medida no estructural y, por tanto, esencial para poder llevar a cabo una gestión eficaz de las zonas inundables (CEDEX *et al.*, 2002).

9.3.1. Clasificación de la amenaza en planicies de inundación

El estado del arte en los criterios de evaluación de la magnitud del evento está basado en las combinaciones de factores hidrodinámicos y características del terreno sobre el cual actúa el fenómeno. En general, la magnitud e intensidad de la amenaza, originada por el desbordamiento de un río, en una planicie de inundación se ha establecido a partir de cuatro criterios (Oñate *et al.*, 2002):

1. Magnitud e intensidad asociada a las profundidades de agua. Se estima que profundidades de agua superiores a cierto valor pueden causar daños importantes. Este criterio es el más utilizado y en algunas ocasiones el único implementado por las entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos.
2. Magnitud e intensidad asociada a la velocidad del flujo. Se fundamenta en el peligro que representa para las personas y los vehículos la capacidad de arrastre y erosión de flujos de agua de altas velocidades.
3. Magnitud e intensidad asociada a la combinación de las profundidades de agua y las velocidades. A partir de ciertos valores esta combinación resulta peligrosa e impide que las personas permanezcan de pie o puedan maniobrar a través del flujo. Este criterio fue propuesto en la última década utilizando una cantidad limitada de datos experimentales. En la actualidad se están desarrollando experimentos tendientes a determinar la profundidad y la velocidad del flujo que generan inestabilidad en las personas.
4. Magnitud e intensidad asociada a la capacidad del flujo para generar erosión y transportar escombros.

Adicionalmente, el tiempo de duración de la creciente es otro parámetro importante en la determinación de la magnitud e intensidad de la amenaza por inundaciones.

9.3.2. Mapas de inundación para crecientes con periodos de retorno de 10, 30 y 100 años por inundaciones y avenidas torrenciales

Los mapas de inundación en el municipio de Riofrío fueron generados utilizando el modelo ArcGIS con base en los resultados de la modelación hidrodinámica de las crecientes simuladas a través del modelo FLO-2D para los diferentes periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

La generación de los mapas de inundación requeridos para implementar la metodología establecida para la determinación de la amenaza requiere estimar inicialmente los caudales extremos asociados a los diferentes periodos de retorno en cada una de las fronteras del modelo hidrodinámico (definidas en los cauces existentes, como son los ríos Riofrío y Cuancua).

9.3.3. Determinación de caudales extremos

La extensión de las áreas inundadas durante un desbordamiento está asociada al caudal que genera la creciente. Entre mayor sea el caudal que discurre por el río mayores serán las áreas que resultarán anegadas. Los caudales que generan crecientes corresponden a eventos extremos que afectan eventualmente los sistemas hidrológicos. La magnitud de estos caudales está inversamente relacionada con la frecuencia de ocurrencia (caudales muy extremos se presentan con una frecuencia muy baja) a través de un análisis basado en distribuciones de probabilidad.

El número promedio de años en que un caudal de determinada magnitud es igualado o excedido se define como el período de retorno o de recurrencia de ese caudal. El período de retorno es un concepto estadístico que no implica que un determinado caudal no pueda ser superado dos veces en un número de años menor al especificado por dicho período.

La determinación de los caudales extremos en los diferentes cauces involucrados se realizó mediante la modelación hidrológica (a través de la implementación del modelo HEC-HMS del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos) con base en los análisis de los registros de precipitaciones en las estaciones climatológicas localizadas en la zona de estudio.

9.3.4. Modelación hidrodinámica y generación de mapas de inundación

Para la modelación hidrodinámica de las crecientes y la posterior generación de los correspondientes mapas de inundación se realizó inicialmente un análisis preliminar de las características de las inundaciones que se presentan en los ríos Riofrío y Cuancua. Las crecientes los ríos Riofrío y Cuancua presentan duraciones relativamente variables.

Sin embargo, en promedio las crecientes presentan una duración entre 8 y 12 horas. En este estudio se adoptó el valor más crítico registrado que corresponde a 18 horas para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

La modelación hidrológica permitió determinar las hidrógrafas de caudales en las fronteras seleccionadas de los cauces de la zona de estudio, las cuales describen el comportamiento o evolución temporal de las crecientes. Posteriormente, mediante la implementación del modelo hidrodinámico FLO-2D, se realizó el tránsito de las hidrógrafas de caudales, generando de esta manera los mapas de inundaciones. Los parámetros de calibración de los modelos hidrodinámicos se determinaron siguiendo la metodología descrita previamente en la sección 7.2.

9.3.5. Modelación hidrodinámica y generación de mapas de inundación por escenarios para los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales

La modelación hidrodinámica de las crecientes de los cauces y la escorrentía superficial de las lluvias correspondientes a los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años se inicia definiendo la zona de modelación, la cual debe incluir el área urbana y de expansión urbana del municipio, teniendo en cuenta al río Riofrío como su cauce principal, el río Cuancua como su principal tributario y la acequia La Liga como derivación del río Riofrío. Después de definir las hidrógrafas de caudales como condiciones hidrodinámicas en las fronteras del modelo se procedió a realizar la simulación hidrodinámica siguiendo las diferentes etapas como se describió detalladamente en la sección 8.2 (implementación del modelo, análisis de sensibilidad, calibración y simulación de escenarios). Con base en los resultados del modelo hidrodinámico FLO-2D se generaron los mapas de inundación utilizando el software ArcGIS.

Los mapas de inundaciones obtenidos para cada periodo de retorno se presentan en las Figuras 205 a 207 y los mapas de inundación por avenidas torrenciales en las Figuras 208 a 210. En estos mapas se presentan los tres niveles de intensidad (alta, media y baja) definidos en la metodología de amenaza establecida para la profundidad de inundación.

De acuerdo con los mapas de inundaciones y avenidas torrenciales obtenidos las áreas afectadas para los diferentes periodos de retorno considerados en el estudio se presentan en la Tabla 47.

Tabla 47. Áreas afectadas por los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales para los diferentes periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

Escenario (Tr, años)	Área afectada (ha)							
	Inundaciones				Avenidas torrenciales			
	0.05<h<0.45m	0.45<h<0.90m	h>0.90m	TOTAL	0.05<h<0.25m	0.25<h<0.50m	h>0.50m	TOTAL
10	81.4	30.28	74.04	185.72	55.24	24.18	96.8	176.22
30	109.16	47.72	75.12	232	47.6	32.76	138.48	218.84
100	220.76	43.32	105.04	369.12	51.44	31.12	150.96	233.52

9.4. GENERACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA DE AMENAZA POR INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES

Una vez obtenidos los mapas de inundaciones y avenidas torrenciales para los eventos correspondientes a periodos de retorno de 10, 30 y 100 años se procedió a implementar la metodología de amenaza (niveles de intensidad vs. niveles de frecuencia) para determinar los correspondientes mapas de amenaza por inundaciones y por avenidas torrenciales, permitiendo así establecer en cada escenario los niveles de amenaza (alta, media y baja) (Figuras 211 a 213 (también Mapas 1 a 3) y Figuras 214 a 216 (también Mapas 4 a 6), respectivamente).

Los mapas de amenaza por inundaciones para los diferentes periodos de retorno considerados al igual que el mapa global o integrado de éstos arrojaron las áreas que se presentan en la Tabla 48, según los diferentes niveles de amenaza establecidos.

Tabla 48. Áreas de niveles de amenaza por inundaciones para los diferentes periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

Escenario	Área afectada (ha)			
	Amenaza alta	Amenaza media	Amenaza baja	Área total
10	105.96	79.76	0	185.72
30	60.84	64.04	107.12	232
100	71.92	86.48	210.72	369.12
Global	114.44	85.64	169.04	369.12
Porcentaje del área afectada (%)	31.00	23.20	45.80	100

Estos resultados indican que el 31% del área afectada de toda la zona de estudio por el fenómeno de inundaciones se halla expuesta a un nivel de amenaza alto, es decir, las profundidades de agua son iguales o superiores a 0.9 m, la velocidad del agua es mayor o igual a 0.8 m/s ó el producto de la velocidad por la profundidad (caudal unitario) es mayor o igual a 0.45 m²/s. Por otra parte, el 23.2% del área afectada está expuesta a un nivel de amenaza medio, donde los niveles de agua se encuentran entre 0.45 y 0.9 m de profundidad, las velocidades varían entre 0.5 y 0.8 m/s ó el caudal unitario varía entre 0.225 y 0.45 m²/s. Finalmente, el 45.8% restante del área afectada corresponde a un nivel de amenaza bajo, es decir, las profundidades se encuentran entre 0.05 y 0.45 m, las velocidades son menores que 0.5 m/s y el caudal unitario (el producto de la velocidad por la profundidad) es menor que 0.225 m²/s.

Los mapas de amenaza por avenidas torrenciales para los diferentes periodos de retorno considerados al igual que el mapa global o integrado de éstos arrojaron las áreas presentadas en la Tabla 49, de acuerdo con los diferentes niveles de amenaza establecidos.

Tabla 49. Áreas de niveles de amenaza por avenidas torrenciales para los diferentes periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

Escenario	Área afectada (ha)			
	Amenaza alta	Amenaza media	Amenaza baja	Área total
10	123.64	35.96	0	159.6
30	140.92	37.6	41.4	219.92
100	153.12	37.8	41.72	232.64
Global	160.4	46	33.8	240.2
Porcentaje del área afectada (%)	66.78	19.15	14.07	100

De acuerdo con estos resultados se puede observar que el 66.78% del área afectada de toda la zona de estudio por el fenómeno de avenidas torrenciales se halla expuesta a un nivel de amenaza alto, es decir, las profundidades de agua son iguales o superiores a 0.5 m, la velocidad del agua es mayor o igual a 0.5 m/s ó el producto de la velocidad por la profundidad (caudal unitario) es mayor o igual a 0.25 m²/s. Por otra parte, el 19.15% del área afectada está expuesta a un nivel de amenaza medio, donde los niveles de agua se encuentran entre 0.25 y 0.5 m de profundidad, las velocidades varían entre 0.25 y 0.5 m/s ó el caudal unitario varía entre 0.1 y 0.25 m²/s. Finalmente, el 14.07% restante del área afectada corresponde a un nivel de amenaza bajo, es decir, las profundidades se encuentran entre 0.05 y 0.25 m, las velocidades son menores que 0.25 m/s y el caudal unitario (el producto de la velocidad por la profundidad) es menor que 0.1 m²/s.

9.5. GENERACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA DE AMENAZA GLOBAL POR INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES

Para cada uno de los fenómenos analizados (inundaciones y avenidas torrenciales) se determinó el mapa de amenaza global, considerando en cada espacio del territorio (o celda de la malla computacional) la situación o nivel de amenaza más crítico establecido para los tres periodos de retorno evaluados (10, 30 y 100 años).

Los mapas de amenaza global por inundaciones y por avenidas torrenciales finalmente obtenidos para el municipio de Riofrío se presentan en las Figuras 217 (también Mapa 7) y 218 (también Mapa 8), respectivamente. En estos mapas se indica la zonificación de los diferentes niveles de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales.

En la Tabla 50 se presenta la extensión de las áreas afectadas considerando la amenaza global por inundaciones y avenidas torrenciales.

Tabla 50. Áreas afectadas por inundaciones y avenidas torrenciales según los mapas de amenaza global.

Tipo de fenómeno	Área afectada (ha)			
	Amenaza alta	Amenaza media	Amenaza baja	Área total
Inundaciones	114.44	85.64	169.04	369.12
Avenidas torrenciales	160.4	46	33.8	240.2

9.6. INTEGRACIÓN DE LOS MAPAS DE AMENAZA GLOBAL POR INUNDACIONES Y DE AMENAZA GLOBAL POR AVENIDAS TORRENCIALES

Con base en los mapas de amenaza global por inundaciones y avenidas torrenciales se determinó finalmente un mapa único de amenaza para el municipio de Riofrío que integra estos dos mapas, adoptando los niveles de amenaza más críticos establecidos en cada una de las celdas del área de estudio. Este mapa establece el nivel de amenaza más crítico hallado en cada celda de la zona de estudio considerando los dos fenómenos evaluados. El mapa integrado de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales se presenta en la Figura 219 (también Mapa 9), arrojando las áreas presentadas en la Tabla 51 según los diferentes niveles de amenaza establecidos.

Tabla 51. Áreas amenazadas conjuntamente por inundaciones y avenidas torrenciales.

Tipo de fenómeno	Área afectada (ha)			
	Amenaza alta	Amenaza media	Amenaza baja	Área total
Inundaciones y avenidas torrenciales	160.84	69.92	149	379.76
Porcentaje del área afectada (%)	42.35	18.41	39.24	100

Según estos resultados, el área total amenazada por inundaciones y avenidas torrenciales es 379.76 ha (incluye zona rural y urbana), de las cuales 160.84 ha (es decir, el 42.3% del área total afectada) se encuentra expuesta a un nivel de amenaza alto debido a cualquiera de estos dos fenómenos.

9.7. ÁREA URBANA AFECTADA POR LOS FENÓMENOS DE INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES

La extensión del área urbana actual del municipio de Riofrío es de 84.6 ha. Con base en los mapas de amenaza generados por inundaciones y avenidas torrenciales se determinó la extensión de las áreas de la zona urbana afectadas por estos fenómenos. En las Tablas 52, 53 y 54 se muestran las áreas de la zona urbana que se encuentran expuestas a los niveles de amenaza alto, medio y bajo por los fenómenos de inundaciones, avenidas torrenciales y la integración de ellos, respectivamente.

Tabla 52. Áreas de la zona urbana amenazadas por inundaciones.

Escenario (Tr, años)	Área urbana afectada por inundaciones (ha)			
	Amenaza alta	Amenaza media	Amenaza baja	Área total
10	3.97	11.79	0	15.76
30	1.45	5.66	12.41	19.52
100	3.52	9.67	16.55	29.74
Global	6.56	12.38	10.79	29.74
Porcentaje del área urbana (%)	7.75	14.63	12.75	35.13

De acuerdo con estos resultados se puede afirmar que en forma global el 35.13% del área urbana (es decir, 29.74 ha) se encuentra amenazada por el fenómeno de inundaciones originadas por el desbordamiento de los cauces que atraviesan el municipio y las aguas de escorrentía provenientes de la zona montañosa localizada sobre la parte noroccidental de la cabecera municipal. También se debe destacar que la mayor área expuesta a niveles de amenaza alto y medio (15.76 ha) corresponde a las crecientes en los cauces con periodos de retorno de 10 años.

Tabla 53. Áreas de la zona urbana amenazadas por avenidas torrenciales.

Escenario (Tr, años)	Área urbana afectada por avenidas torrenciales (ha)			
	Amenaza alta	Amenaza media	Amenaza baja	Área total
10	6.02	7.82	0	13.84
30	13.41	8.63	9.93	31.97
100	12.39	4.34	11.98	28.72
Global	14.11	10.16	7.63	31.91
Porcentaje del área urbana (%)	16.68	12.01	9.02	37.71

Con base en estos resultados se concluye que en forma general el 37.71% del área urbana (es decir, 31.91 ha) se encuentra amenazada por el fenómeno de avenidas torrenciales originadas por el desbordamiento de los cauces que atraviesan el municipio y los deslizamientos potenciales que pueden llegar a las corrientes de agua. Es importante destacar que la mayor área expuesta a niveles de amenaza alto, medio y bajo (31.97 ha) corresponde a las crecientes en los cauces con periodos de retorno de 30 años.

Tabla 54. Áreas de la zona urbana amenazadas conjuntamente por inundaciones y avenidas torrenciales.

Tipo de fenómeno	Área urbana afectada por la integración de los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales (ha)			
	Amenaza alta	Amenaza media	Amenaza baja	Área total
Inundaciones y avenidas torrenciales	14.19	11.93	7.79	33.91
Porcentaje del área urbana (%)	16.77	14.1	9.21	40.08

De acuerdo con estos resultados se puede afirmar 33.91 ha del área urbana (el 40.08%, es decir, casi la mitad del área urbana total) se encuentra expuesta a niveles de amenaza alto, medio y bajo por cualquiera de los dos fenómenos estudiados. Además, el 16.77% del área urbana total se halla expuesta a un nivel de amenaza alto, porcentaje que es superior al presentado en los mapas de amenaza individuales por inundaciones y avenidas torrenciales para dicho nivel. Cabe indicar que el mapa integrado de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales presenta condiciones más críticas que los resultados de los mapas de amenaza individuales por cada uno de los dos fenómenos.

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1. CONCLUSIONES

En el presente estudio inicialmente se establecieron los mapas de inundaciones y avenidas torrenciales originadas por las crecientes de los ríos Riofrío y Cuancua para periodos de retorno de 10, 30 y 100 años y posteriormente se generó la cartografía de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales en la zona urbana y de expansión urbana del municipio de Riofrío.

Los caudales correspondientes a las crecientes analizadas se calcularon a través de la modelación hidrológica a partir del análisis de los registros de las precipitaciones en las estaciones climatológicas ubicadas en la cuenca del río Riofrío, considerando lluvias críticas de 18 horas de duración. Para la generación de los mapas de inundaciones y avenidas torrenciales se construyó e implementó un modelo matemático bidimensional (FLO-2D) mediante el cual se simularon diferentes crecientes correspondientes a periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

La cartografía de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales fue determinada aplicando la metodología propuesta mediante la cual se realiza la zonificación de las áreas inundadas de acuerdo con los niveles de intensidad y frecuencia de cada uno de los fenómenos, con base en los resultados de la modelación hidrodinámica y generando los mapas con el software ArcGIS.

La metodología establece tres niveles de amenaza según los rangos de frecuencia del fenómeno (representada en el periodo de retorno de la creciente) y el rango de magnitud o intensidad (representada por la profundidad de agua en las áreas inundadas, la velocidad de la corriente y el valor del producto de la profundidad por la velocidad, es decir, el caudal unitario). Las áreas sometidas a un nivel de amenaza alto se consideran no urbanizables, mientras que en las zonas sometidas a niveles de amenaza medio se prohíbe la construcción de viviendas, granjas, hoteles, centros escolares o sanitarios, bomberos, cementerios, campings y actividades de naturaleza similar y en las zonas de nivel de amenaza bajo se permite la construcción de viviendas y hoteles adoptando las medidas de construcción adecuadas.

La cartografía de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales generada se constituye en una importante herramienta de apoyo que puede ser utilizada para la optimización de los planes de ordenamiento territorial del municipio de Riofrío, la optimización de los sistemas de alerta y emergencia, el diseño y construcción de obras de protección y, en general, la gestión del riesgo. La cartografía de amenaza generada representa una medida no estructural para el control de estos fenómenos naturales.

Áreas de la zona urbana que se encuentran expuestas a los distintos niveles de amenaza para los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales y la integración de ambos fenómenos

Con base en los mapas de amenazas por inundaciones y avenidas torrenciales generados para los diferentes escenarios considerados (es decir, para las crecientes de periodos de retorno de 10, 30 y 100 años) se determinó la extensión de las zonas del perímetro urbano expuestas a los niveles de amenaza alto, medio y bajo, arrojando los siguientes resultados:

Escenario (Tr, años)	Área urbana afectada por inundaciones (ha)			
	Amenaza alta	Amenaza media	Amenaza baja	Área total
10	3.97	11.79	0	15.76
30	1.45	5.66	12.41	19.52
100	3.52	9.67	16.55	29.74
Global	6.56	12.38	10.79	29.74
Porcentaje del área urbana (%)	7.75	14.63	12.75	35.13

Escenario (Tr, años)	Área urbana afectada por avenidas torrenciales (ha)			
	Amenaza alta	Amenaza media	Amenaza baja	Área total
10	6.02	7.82	0	13.84
30	13.41	8.63	9.93	31.96
100	12.39	4.34	11.98	28.72
Global	14.11	10.16	7.63	31.91
Porcentaje del área urbana (%)	16.68	12.01	9.02	37.71

Considerando el fenómeno de inundaciones originadas por los desbordamientos de los cauces y las lluvias, el 35.1% del área urbana del municipio de Riofrío se encuentra expuesta a algún grado de amenaza; es decir, un poco más de la tercera parte del área urbana se encuentra amenazada. Por otra parte, el 22.4% de la zona urbana del municipio se encuentra expuesta a un nivel de amenaza alto o medio.

Para el fenómeno de avenidas torrenciales el 16.7% del área urbana se encuentra expuesta a un nivel de amenaza alto, el 12% a un nivel de amenaza medio y el 9% a un nivel de amenaza bajo. El área urbana amenazada por inundaciones representa el 37.7% del área urbana total, y el 24.2% del área urbana se encuentra expuesta a un nivel de amenaza alto o medio. Estas cifras indican que el fenómeno de avenidas torrenciales es un poco más crítico que el de inundaciones para la zona urbana del municipio de Riofrío.

Al considerar conjuntamente los mapas de amenaza globales por inundaciones y avenidas torrenciales se obtuvo el mapa de amenaza integrado por estos dos fenómenos. Este mapa indica o representa la condición o nivel de amenaza más crítico que se puede tener en cada punto del área urbana al considerar tanto el fenómeno de inundaciones

como el de avenidas torrenciales. Este mapa integrado arrojó las siguientes áreas de la zona urbana del municipio de Riofrío expuestas a los niveles de amenaza alto, medio y bajo:

Tipo de fenómeno	Área urbana afectada por la integración de los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales (ha)			
	Amenaza alta	Amenaza media	Amenaza baja	Área total
Inundaciones y avenidas torrenciales	14.19	11.93	7.79	33.91
Porcentaje del área urbana (%)	16.77	14.1	9.21	40.08

Según los resultados alcanzados, el 40% del área urbana del municipio se encuentra expuesta a algún grado de amenaza por inundaciones o avenidas torrenciales (es decir, 33.91 ha), lo cual representa un porcentaje relativamente alto de toda el área urbana. Igualmente se debe destacar que el 30.8% del área urbana (o sea 26.12 ha) se halla expuesta a un nivel de amenaza alto o medio. En conclusión, el mapa integrado de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales presenta condiciones más críticas que los resultados de los mapas de amenaza individuales por cada uno de los dos fenómenos, razón por la cual este mapa debería ser tenido en cuenta para el reordenamiento territorial del municipio y el planteamiento de medidas de protección y mitigación necesarias.

Los mapas de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales constituyen una importante herramienta de apoyo que puede ser utilizada para diferentes propósitos, tales como:

- Optimización de los planes de ordenamiento territorial del municipio, de acuerdo con los niveles de amenaza. Los mapas permiten identificar las zonas que presentan un mayor grado de amenaza, en las cuales se deben establecer fuertes restricciones de uso del suelo.
- Implementación y optimización de los sistemas de alerta y emergencia ante la ocurrencia de inundaciones y avenidas torrenciales. La predicción de la profundidad que alcanzaría el agua en la planicie de inundación, así como la velocidad del flujo y el producto de la profundidad por la velocidad, permiten estimar el posible impacto generado por una creciente y, en consecuencia, establecer prioridades en las actividades a implementar (medidas no estructurales) antes, durante y después de los desbordamientos.
- Diseño de obras de protección, mitigación y/o control. Los mapas de amenaza indican las zonas potencialmente inundables y las características de los flujos en dichas zonas en caso de presentarse un evento extremo, por lo cual permiten plantear y analizar diferentes alternativas de obras (medidas estructurales) que conduzcan a la prevención, mitigación y/o control del fenómeno y definir finalmente la alternativa más apropiada considerando los diferentes aspectos sociales, ambientales, técnicos y económicos.

- La cartografía de inundaciones generada constituye una herramienta útil para el análisis de la amenaza asociada a inundaciones y avenidas torrenciales que resulta indispensable para la determinación de la vulnerabilidad y la cuantificación del riesgo (escenarios de afectación) por estos fenómenos. Esta cuantificación representa el paso inicial para la evaluación del riesgo.

10.2. RECOMENDACIONES

Los mapas de amenaza generados debido a la posible ocurrencia de los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales deben ser empleados para la determinación de la vulnerabilidad y la cuantificación y evaluación del riesgo, y finalmente para el reordenamiento del territorio del municipio de Riofrío teniendo en cuenta los diferentes grados o niveles de amenaza establecidos, así:

- Nivel de amenaza alto: zona en la cual podrían generarse graves daños a núcleos urbanos, por lo cual se considera que no debe ser urbanizable y debe contar con una protección especial. Si no se contempla el diseño y construcción de estructuras de protección para las zonas donde existan construcciones (casas, edificios, bodegas, hospitales, instituciones educativas, etc.) es necesario planear a mediano y largo plazo su reubicación.

- Nivel de amenaza medio: zona en la cual podrían ocurrir daños significativos a instalaciones comerciales, industriales y/o servicios básicos; por tal motivo se debe prohibir la construcción de viviendas, granjas, hoteles, centros escolares o sanitarios, hospitales, bomberos, cementerios y actividades de naturaleza similar. Se debe considerar la reubicación de las construcciones existentes en esta zona a largo plazo si no se contempla el diseño y construcción de estructuras de protección.

- Nivel de amenaza bajo: zona en la cual podrían presentarse daños leves a instalaciones comerciales, industriales y/o servicios básicos, por cual se puede permitir la construcción de viviendas y hoteles, adoptando las medidas de seguridad correspondientes.

Medidas estructurales

Se recomienda plantear, dimensionar y evaluar, considerando los aspectos social, ambiental, técnico y económico, distintas medidas estructurales (obras) orientadas a la prevención, mitigación y/o control de los desbordamientos durante las crecientes y avenidas torrenciales de los ríos Riofrío y Cuancua; esto con el fin de evitar o reducir magnitud e intensidad de la amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales. Entre estas medidas se pueden considerar las siguientes: continuación del dique marginal existente sobre la margen izquierda del río Riofrío hacia aguas arriba del puente Alfonso Bonilla Aragón; áreas de almacenamiento, las cuales permiten amortiguar las crecientes al retener temporalmente una fracción del volumen de agua transportado por el río; y, desviación de parte del caudal del río Riofrío a su paso por el municipio.

Debido a que se encontró en la parte noroccidental del casco urbano y la zona de expansión del municipio una importante área con un nivel bajo de amenaza por

inundaciones y avenidas torrenciales, ocasionado especialmente por el escurrimiento superficial originado por las aguas lluvias en las laderas de la zona montañosa adyacente a la cabecera municipal, se recomienda plantear, dimensionar y evaluar la construcción de un canal interceptor que permita captar los caudales de escorrentía superficial correspondientes a lluvias de periodos de retorno de 100 años; adicionalmente estos caudales podrían ser utilizados para el riego de cultivos de las parcelas y haciendas localizadas próximas a este sector.

En las zonas localizadas por fuera de la cabecera municipal y zona de expansión urbana adyacentes a los cauces Riofrío y Cuancua se recomienda plantear y analizar la construcción de diques marginales para la protección de los terrenos aledaños para un periodo de retorno de 30 años; estos terrenos pueden ser utilizados para fines agropecuarios.

Medidas no estructurales

Las medidas no estructurales, solas o en conjunto con las estructurales, pueden minimizar significativamente las afectaciones de los elementos expuestos en las áreas amenazadas y, por ende, disminuir los costos de los posibles daños. Entre las principales medidas estructurales recomendadas se tienen las siguientes:

- Sistemas de pronóstico y alerta temprana: tienen la finalidad de anticiparse a la ocurrencia de la inundación, avisando a la población para la oportuna evacuación de las áreas potencialmente afectadas por el fenómeno y tomando las medidas necesarias para reducir los perjuicios resultantes de la inundación. Para el sistema de pronóstico se requiere de un sistema de monitoreo (registro continuo y permanente de precipitaciones y niveles de agua en la parte alta de la cuenca y los ríos Riofrío y Cuancua) y transmisión telemétrica a un centro de pronósticos.

- Elaboración y desarrollo de programas de prevención, educación y alerta, dirigidos a toda la población, incluyendo hospitales, escuelas, instituciones públicas y privadas, industrias, infraestructura.

- Realizar una zonificación técnica de las áreas sometidas a diferentes niveles o grados de amenaza, así:

- (i) Zona de amenaza alta: cualquier construcción que exista en esta área reduce el área de escurrimiento, elevando los niveles de aguas arriba de esta sección; esta zona debe quedar libre para evitar daños importantes y represamientos; no se debe permitir ninguna nueva construcción en esta zona y el municipio podrá, paulatinamente, trasladar las construcciones existentes; esta área puede ser usada para la agricultura u otro uso similar; adicionalmente, se puede permitir la instalación de líneas de transmisión y conductos hidráulicos o cualquier tipo de obra que no produzca obstrucción al escurrimiento, como por ejemplo, estacionamientos, campos de deportes, entre otros.

(ii) Zona de amenaza media: las áreas expuestas a este nivel de amenaza pueden tener los siguientes usos: (a) parques, actividades de recreación y deportivas cuyo mantenimiento, después de cada crecida, sea simple y de bajo costo; normalmente una simple limpieza restablece rápidamente su condición de uso; (b) agropecuario; (c) viviendas con más de un piso, donde el piso superior quedará por lo menos en el nivel del límite de la crecida y estructuralmente protegida contra crecidas; (d) industrial y comercial, como áreas de cargas, estacionamiento, áreas de almacenamiento de equipos o maquinaria fácilmente removible o que no estén sujetos a los daños que genera una crecida; en este caso no se debe permitir el almacenamiento de artículos perecederos y principalmente tóxicos; (e) servicios básicos, líneas de transmisión, calles y puentes, siempre y cuando estén correctamente proyectados.

(iii) Zona de amenaza baja: teniendo en cuenta la baja probabilidad de ocurrencia y las pequeñas láminas de agua y bajas velocidades de las inundaciones que pueden presentarse en esta zona no se requiere una reglamentación especial debido a que los posibles daños se considera pueden ser de menor cuantía.

Se recomienda diseñar e implementar un programa de mediciones de campo orientado a la recolección de información durante la ocurrencia de los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales en el municipio de Riofrio: El programa debe permitir la toma de datos e información sobre las características más importantes de los eventos catastróficos, tales como, registro de niveles de agua, duración de las crecientes, límites de áreas inundadas o afectadas, profundidades de agua y lodos en las diferentes zonas afectadas, toma y análisis de muestras de lodos para determinar sus propiedades sedimentológicas (granulometrías, concentraciones, etc.) y reológicas. (esfuerzos cortantes, viscosidad). El análisis de la información recolectada permitirá la optimización y actualización de los modelos hidrodinámico y de lodos implementados en el presente estudio.

11. BIBLIOGRAFÍA

11. BIBLIOGRAFÍA

- Esquema Básico de Ordenamiento Territorial del municipio de Riofrío. (2001-2009).
- Convenio 168 de 2003 – CVC/Universidad del Valle, (2005). Formulación de planes de ordenación y manejo de cuencas hidrográficas en el Valle del Cauca.
- GARCÍA, D. F. (2003). Hidráulica y transporte de sedimentos en ríos de montaña. Universidad de los Andes. Santafé de Bogotá, Colombia.
- LÓPEZ, R. (2005). Resistencia al flujo de ríos de montaña: desarrollo de ecuaciones de predicción. España.
- PARKER, G., KLINGEMAN, P.; McLean, D. (1982). Bedload and size distribution in paved gravel-bed streams. *Journal of Hydraulic Div., ASCE*, Vol. 108 No. HY4, 1982, pp. 544 – 571.
- PARKER, G. (1990). Surface-based bedload transport relation for gravel rivers. En: *Journal of Hydraulic Research*. Vol. 28, 1990, No. 4. Pags. 417 – 436.
- PARKER, G. (1990). The “Acronym” series of Pascal programs for computing bedload transport in gravel rivers. External Memorandum No. M-220. University of Minnesota, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory.
- BUNTE, K. y R. ABT, S. (2001). Sampling surface and subsurface particle – size distribution in wadable Gravel –and cobble– bed streams for analyses in sediment transport, hydraulics, and streambed monitoring.
- Metodología establecida por la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones de España, (1995).
- PATRICOVA, (2002). Metodología planteada por el Plan de Acción Territorial de Carácter Sectorial sobre Prevención del Riesgo de Inundación en la Comunidad Valenciana.
- Gobierno de Aragón – Iberinsa, (2005). Metodología propuesta en el Plan Medioambiental del río Ebro y tramo bajo del río Cinca.
- CVC-Universidad del Valle, (2007). Metodología implementada para la generación de mapas de inundación en la llanura aluvial del río Cauca. Proyecto de modelación río Cauca – Proyecto PMC.
- Managua, Nicaragua, Agosto de (2005). Recomendaciones técnicas para su elaboración. Metodología aplicada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales. Agencia Suiza para el Desarrollo y la Cooperación Proyecto MET-ALARN INETER/COSUDE “Inundaciones Fluviales Mapas de Amenaza”.
- Convenio CVC-984/96 Ingeominas I-024. Santa Fé de Bogotá, Marzo de 1998. Metodología para la Zonificación de Amenaza y Riesgo por Avenidas Torrenciales en la

Cabecera Municipal de Florida-Valle del Cauca. Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca, CVC - Instituto de Investigaciones en Geociencias Minería y Química, Ingeominas.

- RODRÍGUEZ, J.J. y O'BRIEN, J.S. (2001). Metodología para delimitación de mapas de amenaza propuesta por R. García.
- Estados Unidos, (2004). Metodología aplicada en el cono aluvial del cauce Jones Creek y propuesta por Kerr Word Leital Associates Limited para el Departamento de Obras Públicas del Condado de Whatcom.
- O'BRIEN, J.S. (2009). Manuales del modelo matemático bidimensional FLO-2D.
- Agencia Catalana del Agua. (2003). Recomendaciones técnicas para los estudios de inundabilidad locales. Guía técnica. Cataluña.
- ALCANTARA-AYALA, I., (2002). Geomorphology, natural hazard, vulnerability and prevention of disasters in developing countries. *Geomorphology* 47, 107 – 124.
- AYALA, F.J., 1993. Estrategias para la reducción de desastres naturales. *Investigación y Ciencia* 200, 6 -13.
- CHARDON, A., 1999. A geographic approach of the global vulnerability in urban area: case of Manizales, Colombian Andes. *GeoJournal* 49, 197-212.
- CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (1997). Boletín Hidrológico 1996. Cali.
- CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (1985). Salvajina "El Parto de una Quimera". Cali.
- CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (1998). Tablas de calibración históricas y ceros de mira para el río Cauca y sus tributarios. Cali.
- CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC – INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN GEOCIENCIAS MINERAS Y QUIMICA, INGEOMINAS. Zonificación de Amenazas y Riesgo por Avenidas Torrenciales en la Cabecera Municipal de Florida-Valle del Cauca. Santa Fe de Bogotá, Marzo de 1998.
- CUNGE, J.A, Holly, F.M., Verwey A. (1980). *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*, Pitman Publishing Limited. Londres.
- ETXEBERRIA Ramírez P, Brazaola Rojo A, Edeso Fito J. XIV Congreso Internacional de Ingeniería Gráfica, Cartografía de Peligro de Inundaciones Mediante Sistemas de Información Geográfica y Modelos Hidrológicos e Hidráulicos. Santander, España – 5-7 junio de 2002.

- INSTITUTO NICARAGUENSE DE ESTUDIOS TERRITORIALES. Agencia Suiza para el Desarrollo y la Cooperación. Proyecto MET-ALARN INETER/COSUDE “INUNDACIONES FLUVIALES MAPAS DE AMENAZA”. Recomendaciones técnicas para su elaboración. Managua, Nicaragua, agosto 2005.
- JIMÉNEZ. F.; Faustino. G.; Velásquez. S. 2004. Análisis integral de la vulnerabilidad de amenazas naturales en cuencas hidrográficas de América Latina. CATIE.
- KLAUS, J., Pflugner, W., Schmidtke, R., Wind, H., Green, C., 1995. Models for flood hazard assessment and management. En: Penning-Rowell, E.C., Fordham, M. (Eds.), Floods Across Europe. Hazard Assessment, Modeling and Management. Middlesex University Press, Londres. Pp. 69-106.
- LAVELL, A. 1996. Degradación ambiental, riesgo y desastre urbano. Problemas y conceptos: hacia la definición de una agenda de investigación. *In Ciudades en Riesgo*. Comp.MA, Fernández. Peru, La Red. ,p. 21-59.
- LEONELLI. M.2000. Prevención, atención y mitigación de desastre: un enfoque global. Taller de mitigación de desastres naturales. San Pedro Sula Honduras del 7-9 diciembre 2000. 85p.
- MARTIN VIDE, J. P. (1997). Ingeniería Fluvial. Escuela Colombiana de Ingeniería, Santa Fe de Bogotá.
- MAZA ÁLVAREZ, J. A. (1987). Introducción a la Ingeniería de Ríos. Universidad Italiana per Stranieri, Perugia.
- Metodología Establecida por la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones en España. España en 1995.
- MONSALVE SAÉNZ, G. (1995). Hidrología en la Ingeniería. Escuela Colombiana de Ingeniería, Santa Fe de Bogotá.
- SETH E. STUDLEY. Estimated Flood-Inundation Maps for Cowskin Creek in Western Wichita, Kansas. Water-Resources Investigations Report 03-4074. Lawrence, Kansas 2003.
- RIVERA Torres Lisandro, Solís Hernán, Jiménez Francisco, Faustino Jorge. Evaluación de la amenaza y vulnerabilidad a inundaciones en la microcuenca La Soledad, Valle de Ángeles, Honduras. Recursos Naturales y Ambiente/nº 43.
- SECRETARIA DE ESTADO DE INTERIOR DE ESPAÑA. (1995). Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones. España.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2005). Optimización y aplicaciones de los modelos

hidrodinámico, sedimentológico y morfológico del río Cauca. Tramo La Balsa – La Virginia. Cali.

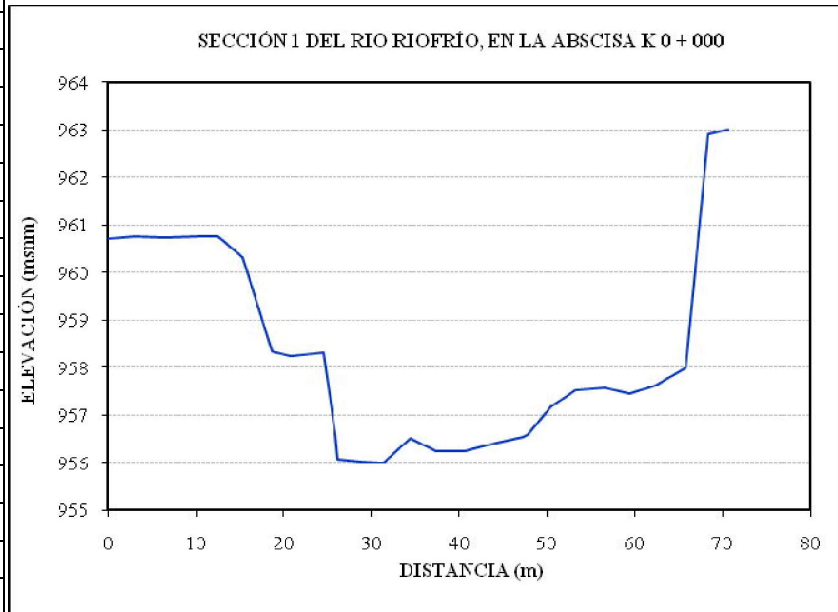
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2004). Red geodésica de alta precisión. Tramo Salvajina – La Virginia. Cali.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2004). Estudio topobatimétrico de los principales ríos tributarios del río Cauca. Tramo Salvajina – La Virginia. Cali.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2001). Modelación matemática del río Cauca. Tramo Salvajina – La Virginia. Cali.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2001). Levantamiento batimétrico del río Cauca. Octubre – Diciembre 2000. Tramo Salvajina – La Virginia. Cali.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2000). Caracterización del río Cauca. Tramo Salvajina – La Virginia. Cali.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE - CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2000). Caracterización de ríos tributarios del río Cauca. Tramo Salvajina – La Virginia. Cali.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (1999). Informe de la campaña de seccionamiento del río Cauca. Agosto - Octubre 1998. Cali.
- VAN RIJN, L. C. (1993). Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas. Aqua Publications, New Netherlands.

12. ANEXOS

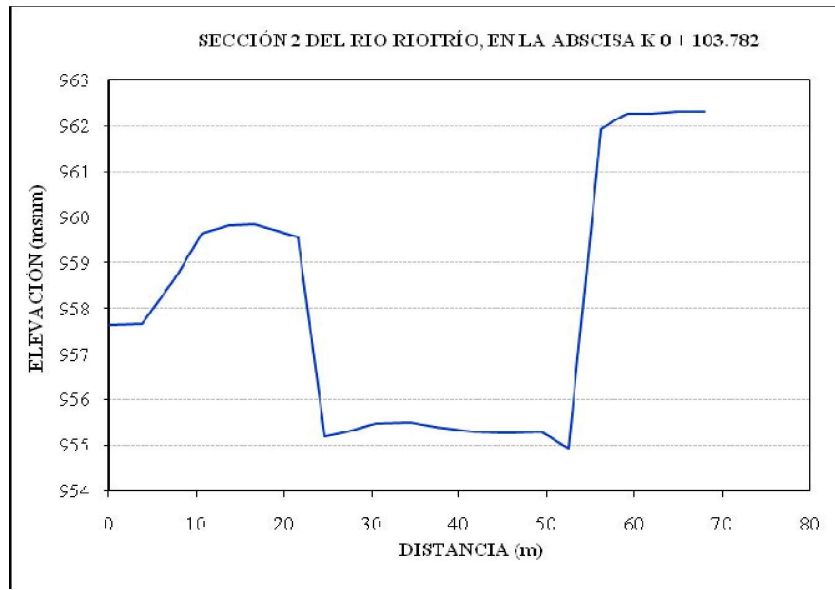
Anexo 1: Secciones transversales de los cauces de la zona de estudio del
Municipio de Riofrío

ANEXO 1. SECCIONES TRASVERSALES DE LOS CAUCES DE LA ZONA DE ESTUDIO DEL MUNICIPIO DE RIOFRÍO
SECCIONES TRASVERSALES DEL RÍO RIOFRÍO

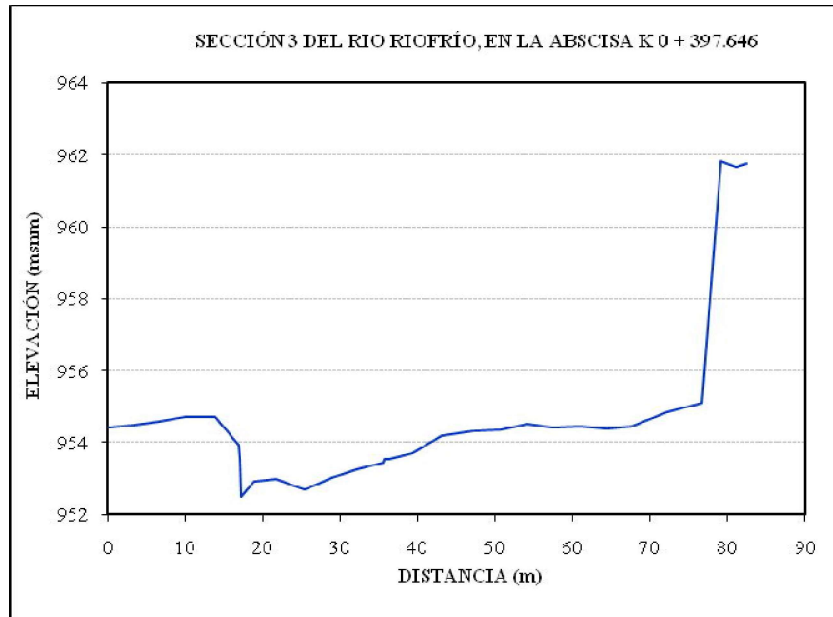
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	960.72
3.05	960.75
6.45	960.74
10.27	960.77
12.59	960.77
15.30	960.32
18.63	958.33
20.84	958.25
24.55	958.32
25.90	956.58
26.19	956.08
28.97	956.02
31.32	956.00
34.43	956.51
37.37	956.25
40.60	956.25
44.17	956.42
47.28	956.55
47.76	956.59
50.50	957.18
53.22	957.53
56.53	957.57
59.33	957.45
62.28	957.63
65.78	957.99
68.26	962.92
70.53	963.01



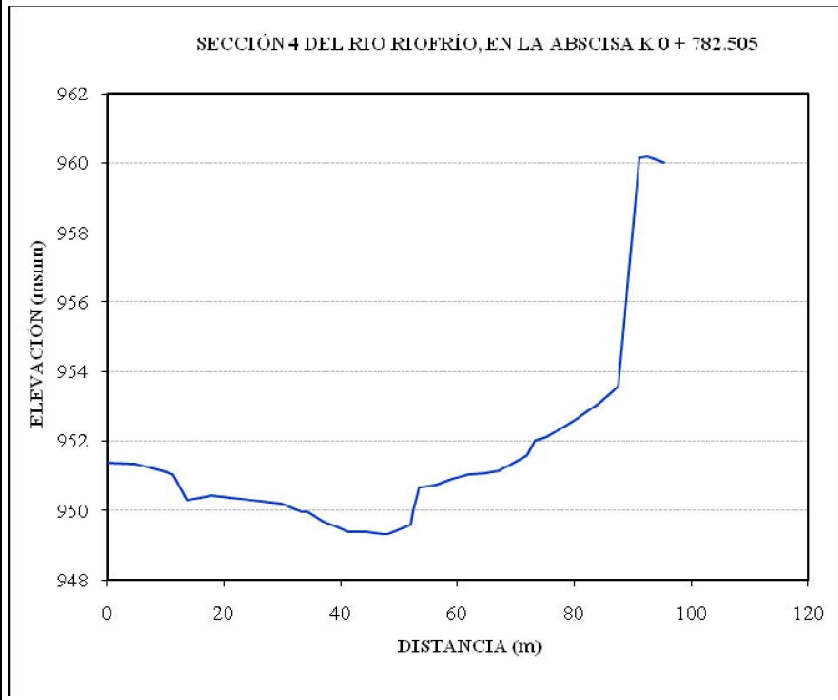
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	957.64
3.80	957.67
7.61	958.68
10.51	959.64
13.70	959.83
16.61	959.85
18.89	959.71
21.60	959.56
24.66	955.19
27.13	955.29
30.42	955.46
34.38	955.51
37.28	955.39
41.59	955.28
45.38	955.26
49.31	955.28
52.39	954.94
56.18	961.93
57.38	962.09
59.20	962.26
61.83	962.27
64.92	962.31
67.95	962.31



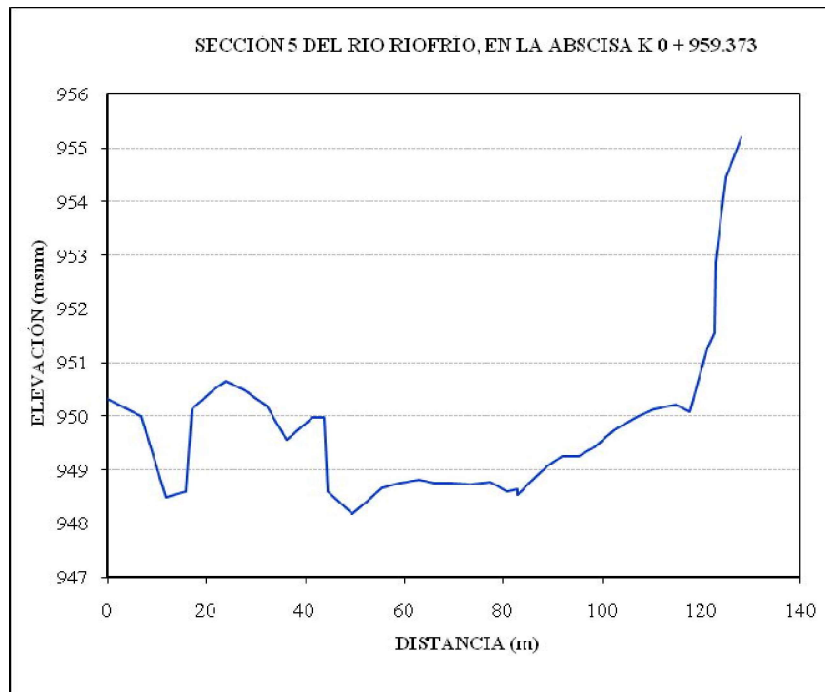
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	954.42
3.20	954.50
6.55	954.59
10.00	954.72
11.84	954.72
13.83	954.73
16.90	953.95
17.10	953.55
17.21	952.51
18.84	952.93
21.74	952.98
25.32	952.69
28.84	953.01
32.04	953.25
35.47	953.45
35.59	953.53
36.28	953.53
39.32	953.69
43.15	954.19
47.18	954.32
50.67	954.35
54.12	954.51
57.44	954.42
60.95	954.47
64.43	954.40
67.54	954.47
72.14	954.86
76.67	955.11
79.18	961.84
81.14	961.67
82.45	961.75



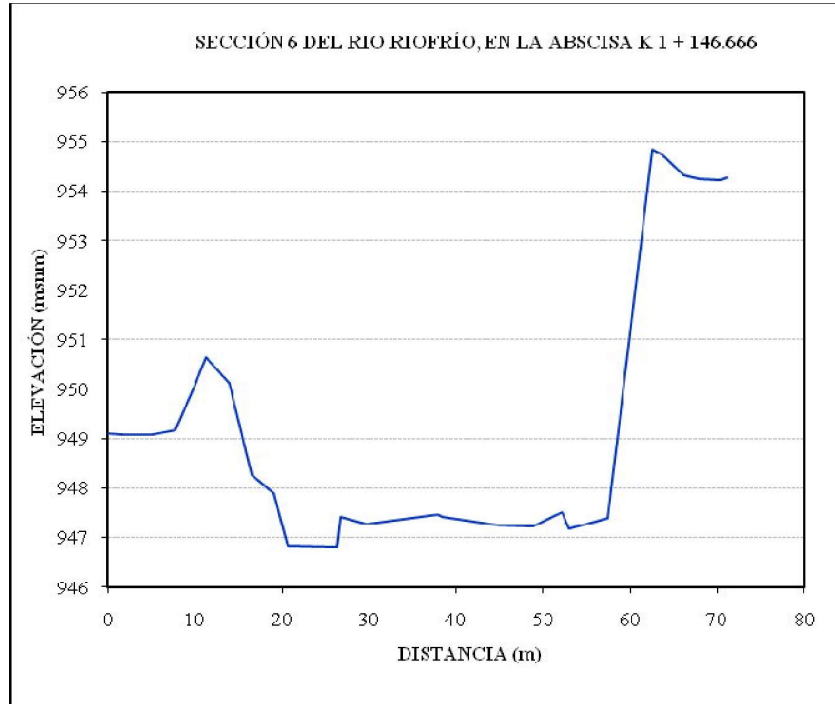
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	951.39
4.88	951.33
9.40	951.15
11.28	951.05
13.75	950.31
17.91	950.42
23.16	950.32
29.90	950.18
33.38	949.95
34.40	949.95
36.92	949.69
41.33	949.38
44.59	949.37
47.36	949.31
47.97	949.32
48.99	949.39
52.02	949.60
52.40	949.98
53.39	950.67
56.21	950.72
59.05	950.90
61.72	951.03
64.68	951.06
67.07	951.14
71.94	951.58
73.18	952.03
75.21	952.12
79.65	952.56
84.24	953.11
87.40	953.58
91.21	960.14
92.45	960.19
95.26	960.01



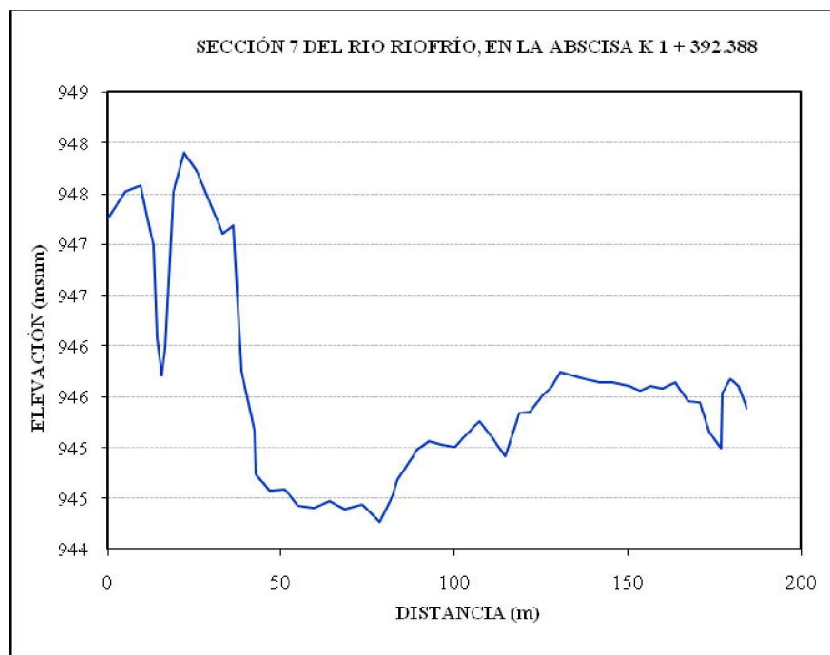
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	950.32
6.88	950.00
11.79	948.48
15.83	948.61
17.08	950.12
21.54	950.50
23.93	950.65
27.53	950.51
32.11	950.19
36.21	949.57
41.37	949.98
43.88	949.97
44.47	948.59
49.36	948.18
52.25	948.40
55.32	948.67
58.95	948.76
62.90	948.81
66.25	948.75
69.76	948.76
73.43	948.74
77.35	948.77
80.65	948.59
82.89	948.64
82.89	948.54
86.05	948.84
89.06	949.09
91.91	949.26
95.23	949.25
98.45	949.42
102.35	949.74
106.78	949.98
110.28	950.13
114.79	950.22
117.67	950.08
121.23	951.27
122.56	951.56
122.74	952.89
124.97	954.45
128.16	955.21



ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	949.09
1.88	949.07
5.10	949.07
7.81	949.17
9.93	950.05
11.26	950.65
13.97	950.11
16.50	948.27
19.07	947.89
20.70	946.83
26.29	946.79
26.74	947.40
29.66	947.28
37.86	947.46
38.43	947.42
44.88	947.25
48.73	947.22
52.15	947.51
52.92	947.18
57.35	947.39
62.57	954.83
63.65	954.76
66.14	954.32
67.93	954.25
70.26	954.23
71.09	954.27

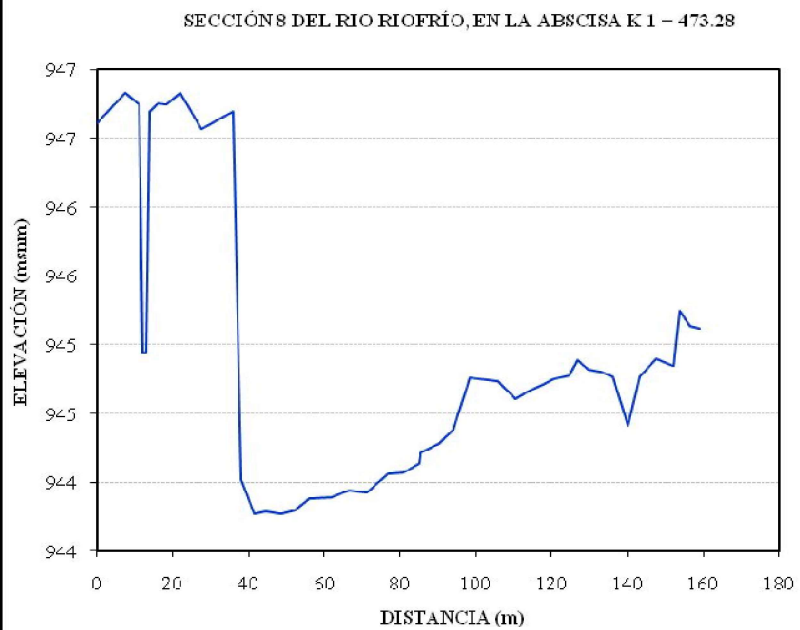


ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	947.26
5.01	947.52
9.34	947.58
11.60	947.24
13.26	946.99
14.28	946.08
15.52	945.71
16.47	945.99
18.82	947.52
22.13	947.90
25.81	947.72
33.03	947.11
36.26	947.19
38.60	945.76
42.13	945.17
42.58	944.74
46.77	944.58
51.13	944.59
54.78	944.43
59.54	944.40
63.76	944.47
68.22	944.39
73.48	944.44
78.54	944.27
82.24	944.53
83.59	944.68
89.34	944.98
92.71	945.06
96.43	945.03
100.08	945.00
103.88	945.14
107.17	945.26
110.78	945.10
114.71	944.91
118.84	945.34
121.73	945.35



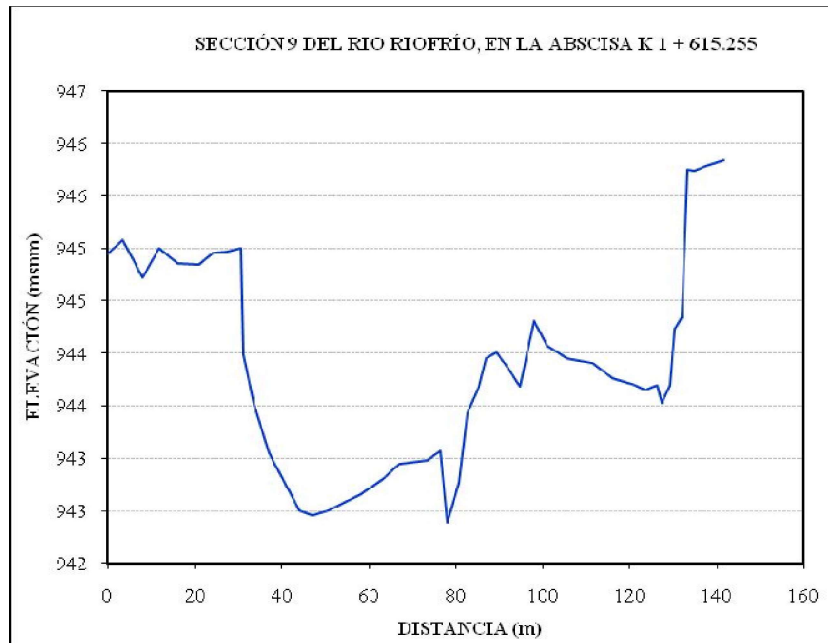
153.56	945.562
156.42	945.612
159.97	945.582
163.68	945.642
167.5	945.452
170.83	945.442
173.47	945.152
176.75	944.992
177.28	945.542
179.71	945.682
181.94	945.602
184.2	945.382

ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	946.61
3.50	946.71
7.58	946.83
11.20	946.75
12.21	944.94
13.05	944.95
14.04	946.70
16.05	946.76
18.23	946.75
22.05	946.83
27.66	946.57
36.00	946.70
37.98	944.02
41.48	943.77
44.59	943.79
48.49	943.77
52.30	943.80
55.98	943.88
61.82	943.89
66.57	943.94
71.11	943.93
76.69	944.06
80.92	944.07
85.09	944.14
85.39	944.20
85.50	944.22
90.45	944.28
94.03	944.39
98.50	944.76
105.67	944.74
110.44	944.61
114.11	944.67
117.49	944.71
120.73	944.75
124.79	944.78



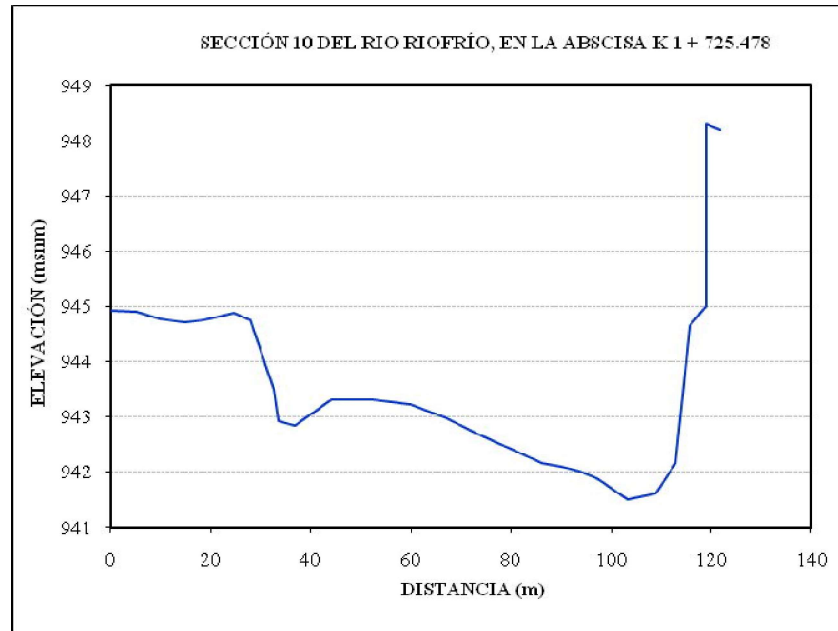
124.79	944.779
126.72	944.889
129.52	944.819
132.9	944.799
135.98	944.769
140.17	944.409
143.37	944.769
147.63	944.899
152.06	944.849
153.59	945.249
156.58	945.139
158.93	945.119

ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	944.95
3.52	945.08
7.96	944.72
11.80	945.00
15.97	944.86
20.86	944.85
24.17	944.96
27.34	944.97
30.59	945.00
31.01	943.99
33.59	943.52
37.19	943.05
44.02	942.50
47.00	942.45
50.55	942.50
58.00	942.66
63.18	942.80
66.85	942.95
73.53	942.98
76.41	943.07
77.87	942.39
80.69	942.77
82.62	943.43
85.24	943.68
86.94	943.95
89.36	944.01
91.75	943.87
94.58	943.68
98.06	944.31
100.89	944.08
105.47	943.95
111.36	943.91
116.07	943.76
120.42	943.71
123.61	943.65
126.16	943.70

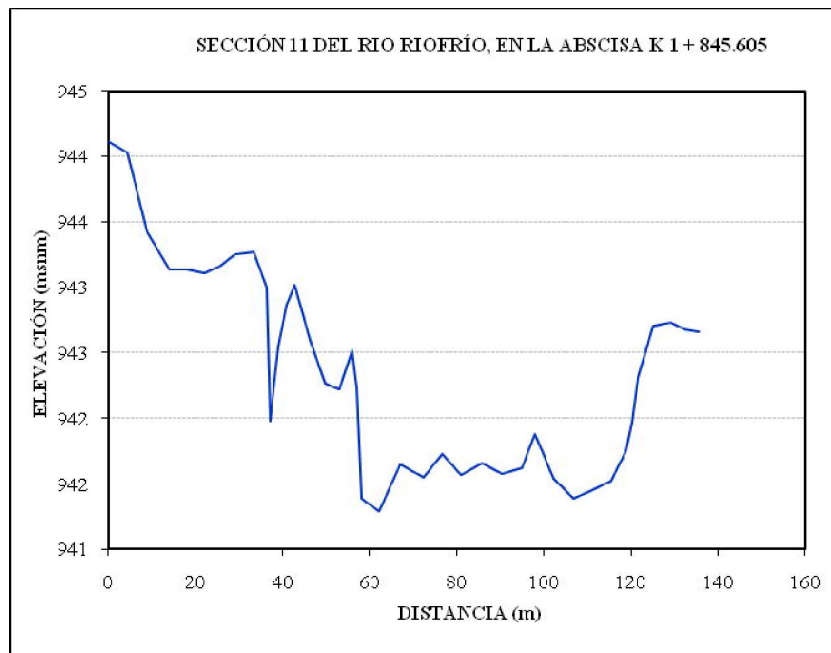


127.32	943.53
129.27	943.69
130.16	944.23
131.98	944.34
132.16	944.59
133.30	945.75
134.80	945.74
137.29	945.78
141.57	945.84

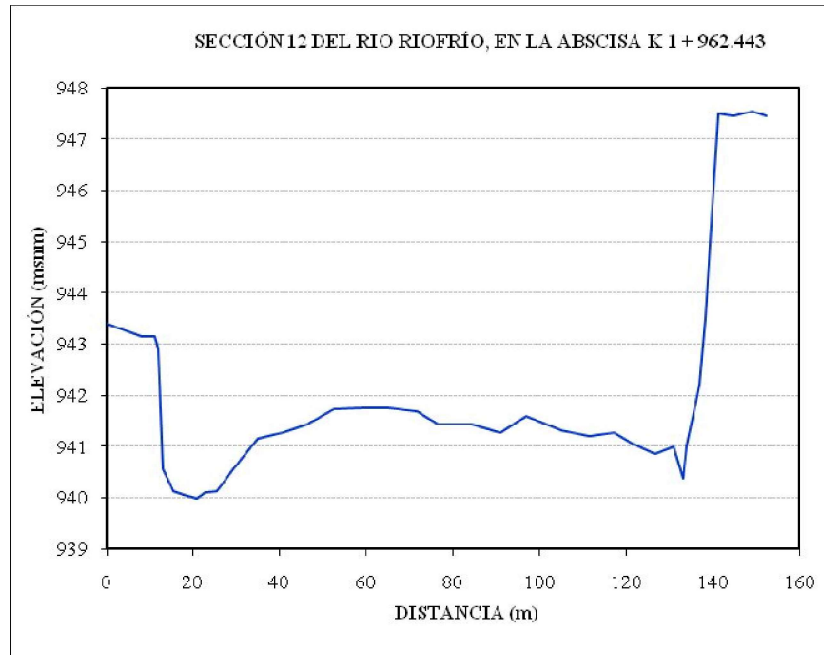
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	944.93
5.15	944.90
9.87	944.78
14.73	944.70
18.56	944.76
21.53	944.82
24.70	944.89
27.91	944.76
32.60	943.50
33.43	942.93
36.76	942.84
44.07	943.30
52.50	943.31
60.02	943.23
66.83	942.98
73.83	942.68
80.57	942.40
86.18	942.17
90.06	942.09
93.68	942.02
97.09	941.89
103.15	941.51
108.90	941.61
112.87	942.15
115.65	944.65
118.83	945.01
118.83	948.30
121.63	948.19



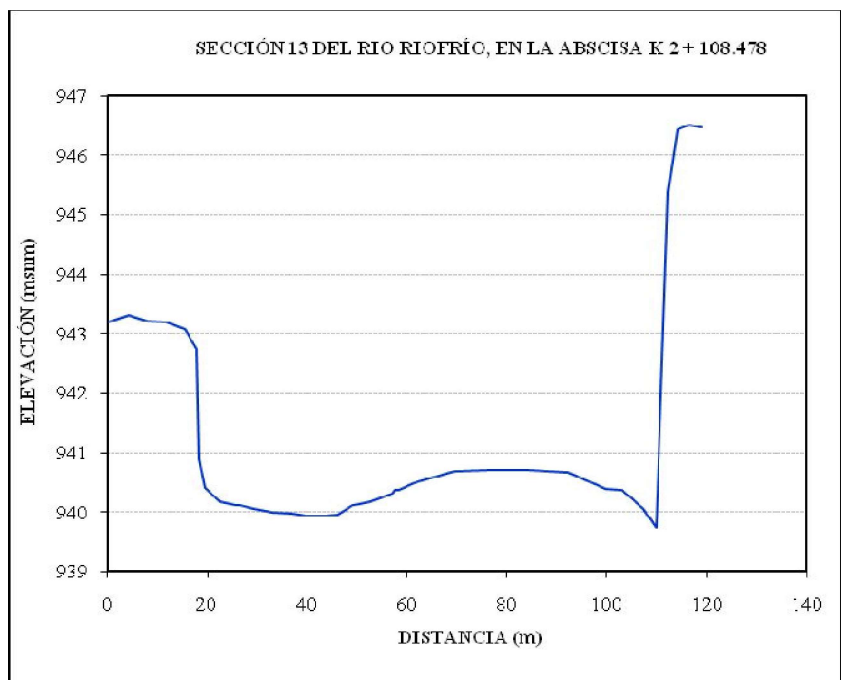
ABSCISA	ELEVACIÓN
0.00	944.11
4.50	944.03
9.02	943.42
14.02	943.14
18.23	943.14
22.19	943.11
25.53	943.16
29.01	943.25
33.56	943.27
36.43	943.00
37.20	941.98
39.18	942.55
41.08	942.87
42.81	943.02
46.26	942.60
49.72	942.27
52.95	942.22
56.12	942.52
57.20	942.23
58.22	941.39
62.16	941.29
67.00	941.65
72.39	941.55
76.66	941.73
81.12	941.57
85.90	941.66
90.29	941.58
94.99	941.62
97.85	941.88
102.11	941.54
106.86	941.39
111.64	941.46
115.29	941.52
118.86	941.76
120.19	941.97
121.46	942.31
125.08	942.71
128.99	942.73
132.25	942.68
135.68	942.66



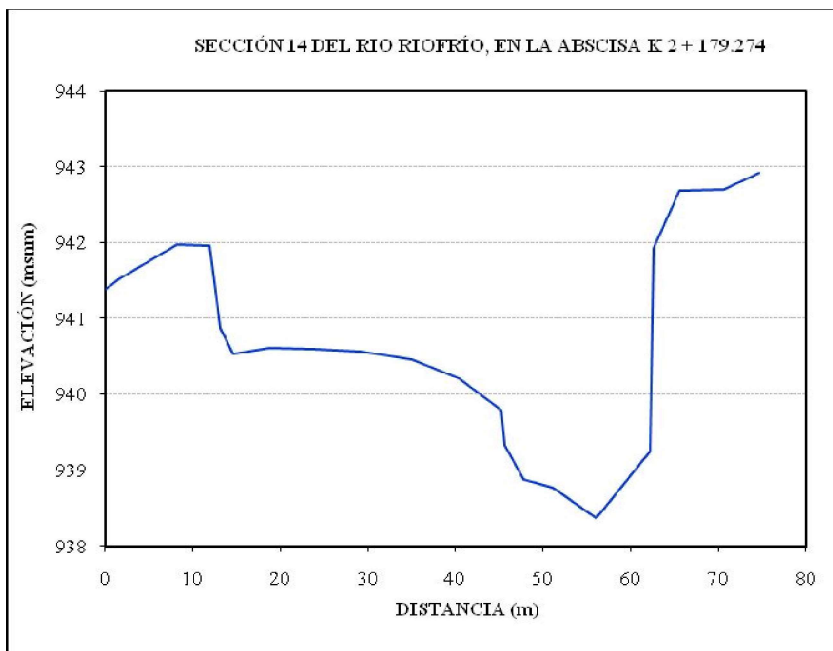
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	943.39
4.29	943.26
8.22	943.15
11.09	943.15
12.01	942.90
13.03	940.55
15.53	940.13
17.78	940.05
20.78	939.99
22.63	940.11
25.41	940.13
29.25	940.55
34.89	941.15
40.67	941.27
46.31	941.43
52.58	941.72
58.73	941.75
65.19	941.76
71.65	941.69
76.64	941.42
84.38	941.44
90.78	941.27
96.87	941.58
104.90	941.31
111.46	941.20
117.02	941.28
121.77	941.05
126.73	940.85
130.95	940.99
133.16	940.37
134.03	941.02
136.81	942.20
138.31	943.52
141.34	947.49
144.84	947.46
148.98	947.54
152.30	947.45



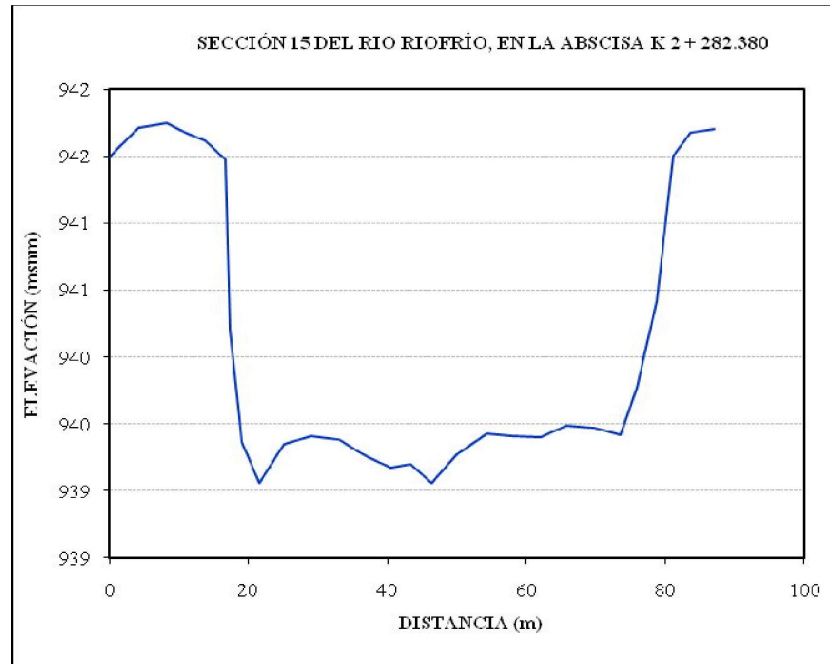
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	943.19
4.20	943.31
8.00	943.21
11.90	943.20
15.56	943.07
17.87	942.74
18.45	940.89
19.59	940.40
22.52	940.17
25.79	940.11
26.68	940.11
29.41	940.05
33.18	939.99
37.05	939.98
39.99	939.93
43.19	939.94
46.12	939.96
49.12	940.11
52.58	940.17
57.11	940.32
57.51	940.38
58.32	940.37
62.08	940.50
69.40	940.68
76.18	940.71
84.56	940.71
92.36	940.66
99.79	940.39
103.11	940.37
107.24	940.06
109.88	939.74
112.26	945.38
113.99	946.44
116.32	946.51
118.90	946.47



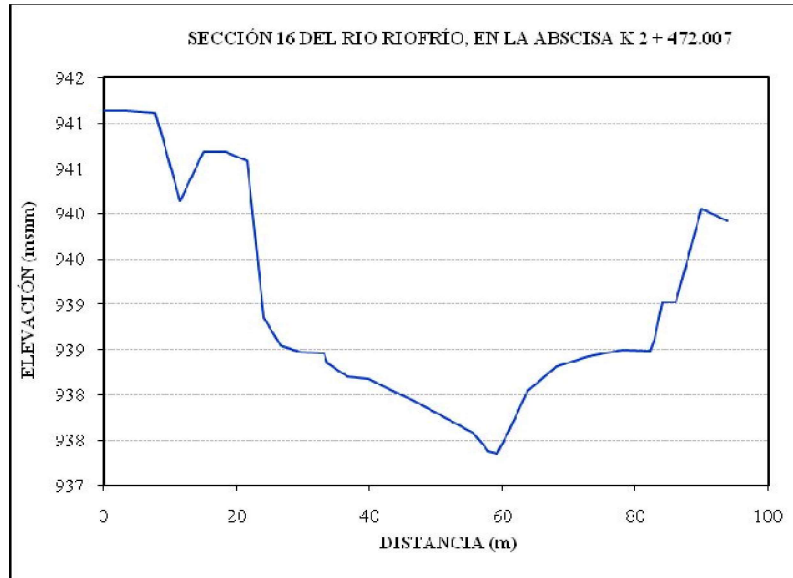
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	941.38
1.59	941.53
8.15	941.97
11.89	941.95
13.17	940.88
14.65	940.54
18.80	940.61
23.96	940.60
29.16	940.56
35.02	940.45
40.41	940.20
45.22	939.79
45.57	939.32
47.70	938.88
51.13	938.77
56.06	938.36
62.17	939.24
62.68	941.93
65.61	942.68
70.67	942.70
74.71	942.91



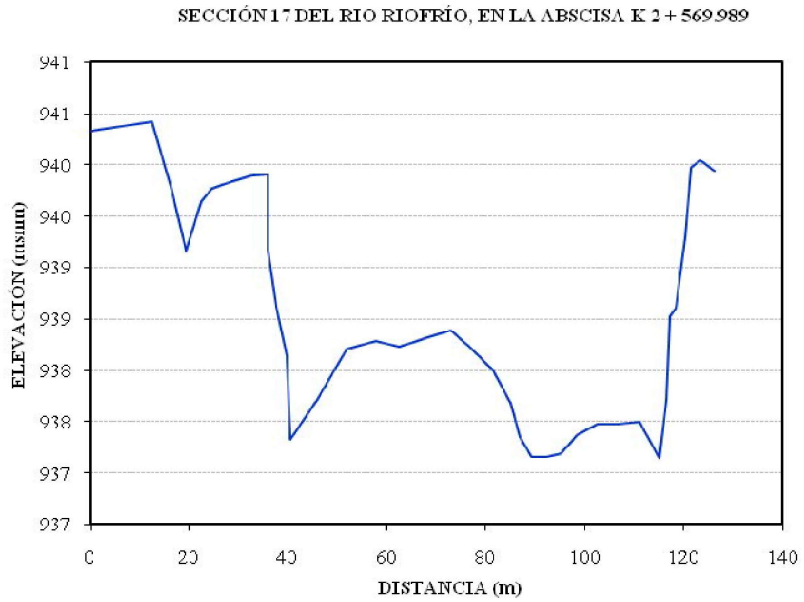
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN N (msnm)
0.00	941.49
4.11	941.71
8.15	941.75
11.31	941.67
13.81	941.62
16.61	941.48
17.34	940.21
18.74	939.54
19.09	939.37
21.54	939.06
25.12	939.35
28.91	939.41
32.96	939.38
36.64	939.27
40.46	939.17
43.39	939.20
46.40	939.06
49.96	939.27
54.30	939.43
58.07	939.41
61.99	939.40
65.77	939.49
69.88	939.47
73.53	939.42
75.81	939.77
78.78	940.42
81.10	941.50
83.57	941.68
86.97	941.70



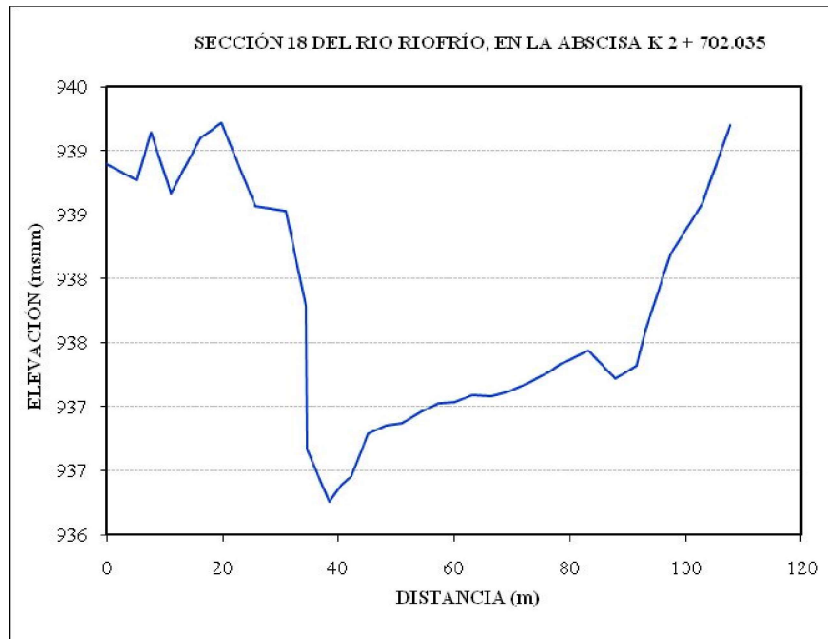
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	941.13
3.65	941.13
7.80	941.11
11.47	940.14
14.94	940.68
18.41	940.68
21.54	940.58
24.08	938.85
26.60	938.54
29.70	938.47
33.13	938.46
33.73	938.35
36.72	938.20
39.87	938.18
43.56	938.04
46.47	937.94
48.89	937.85
55.71	937.57
57.91	937.38
59.23	937.36
60.79	937.59
63.72	938.04
68.16	938.31
72.77	938.42
77.99	938.50
82.28	938.48
82.82	938.62
84.04	939.03
85.99	939.03
89.90	940.06
93.83	939.92



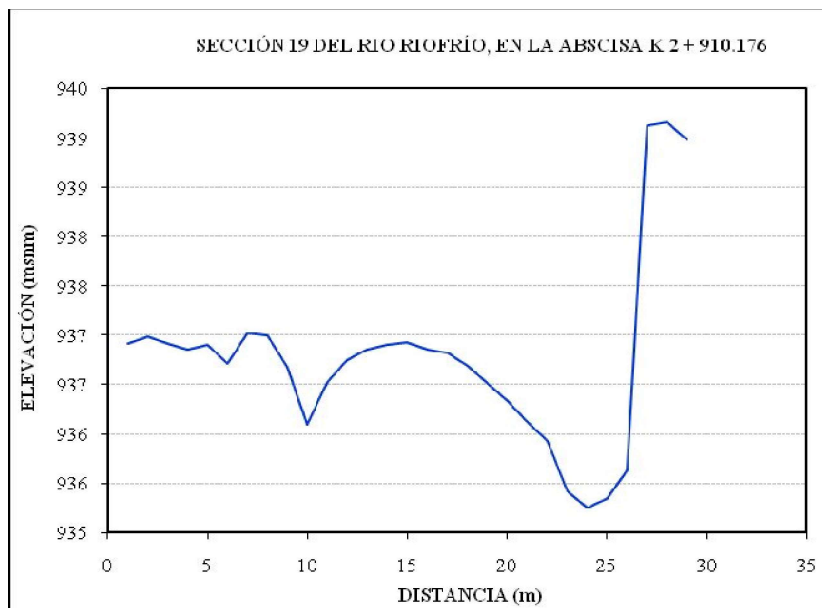
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	940.33
12.65	940.42
16.51	939.75
19.32	939.16
22.49	939.64
24.70	939.77
28.53	939.84
32.68	939.90
35.87	939.91
36.01	939.16
37.53	938.62
39.75	938.14
40.44	937.33
45.95	937.71
51.91	938.20
57.66	938.28
62.44	938.23
68.14	938.32
72.99	938.39
76.92	938.22
81.39	938.00
84.99	937.68
86.79	937.35
89.20	937.16
92.09	937.16
95.14	937.19
98.52	937.37
102.57	937.48
106.51	937.48
110.96	937.50
115.09	937.14
116.42	937.71
117.07	938.53
118.46	938.60
120.32	939.30
121.46	939.97
123.23	940.04
126.26	939.94



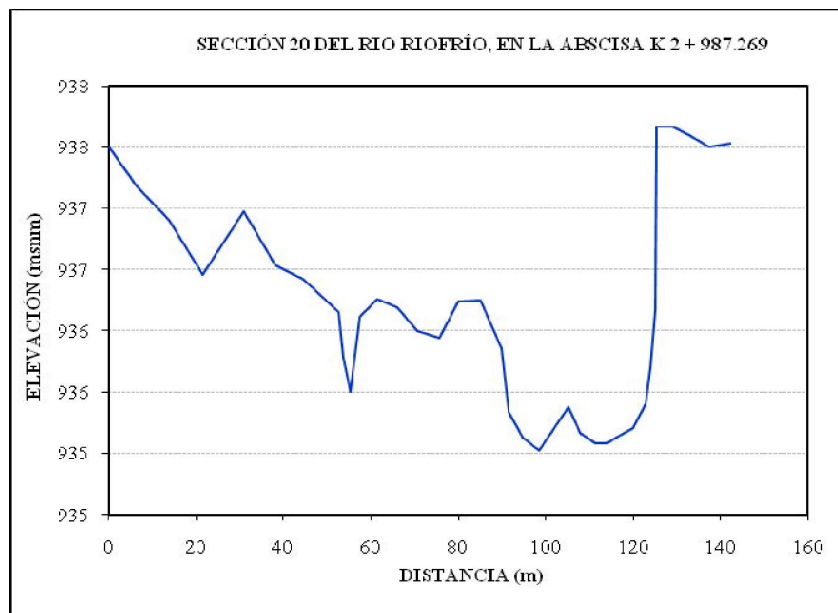
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	938.90
5.28	938.77
7.68	939.14
11.17	938.67
16.12	939.10
19.76	939.22
25.59	938.57
30.86	938.53
34.33	937.79
34.59	936.67
38.52	936.26
40.49	936.39
42.22	936.46
45.01	936.79
48.10	936.85
50.92	936.87
53.97	936.95
57.22	937.03
60.06	937.04
63.18	937.09
66.41	937.08
69.44	937.12
72.71	937.18
76.40	937.27
78.41	937.34
79.90	937.37
83.18	937.44
87.78	937.22
91.37	937.32
93.13	937.60
97.34	938.19
102.70	938.58
107.68	939.20



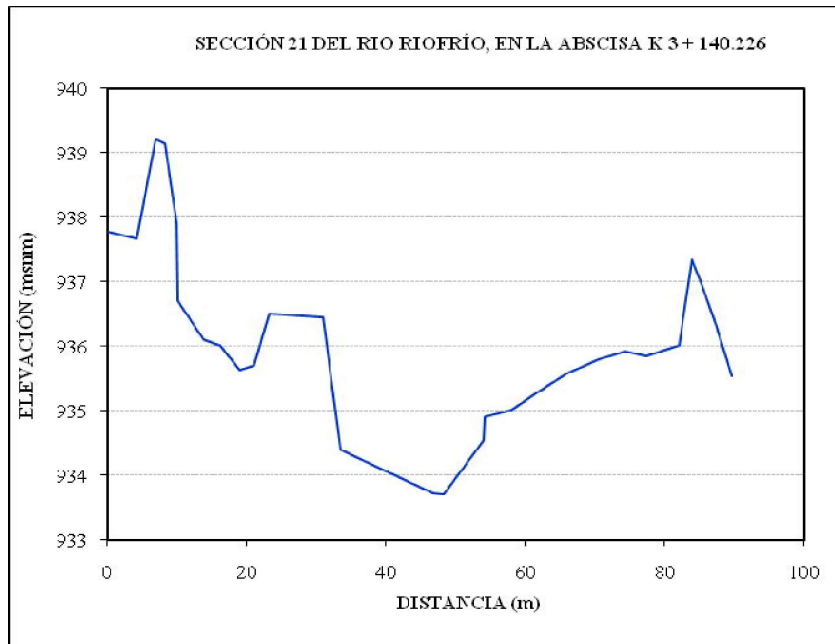
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	936.91
3.40	936.99
6.67	936.91
9.60	936.85
12.49	936.90
15.78	936.71
19.37	937.02
20.93	937.00
22.13	936.68
23.41	936.09
25.66	936.52
28.67	936.75
32.86	936.85
36.33	936.90
39.20	936.93
43.60	936.86
47.12	936.82
51.46	936.69
56.26	936.51
61.72	936.33
66.87	936.12
72.88	935.93
78.68	935.42
84.94	935.25
87.55	935.35
90.47	935.63
92.03	939.13
96.03	939.16
100.45	938.98



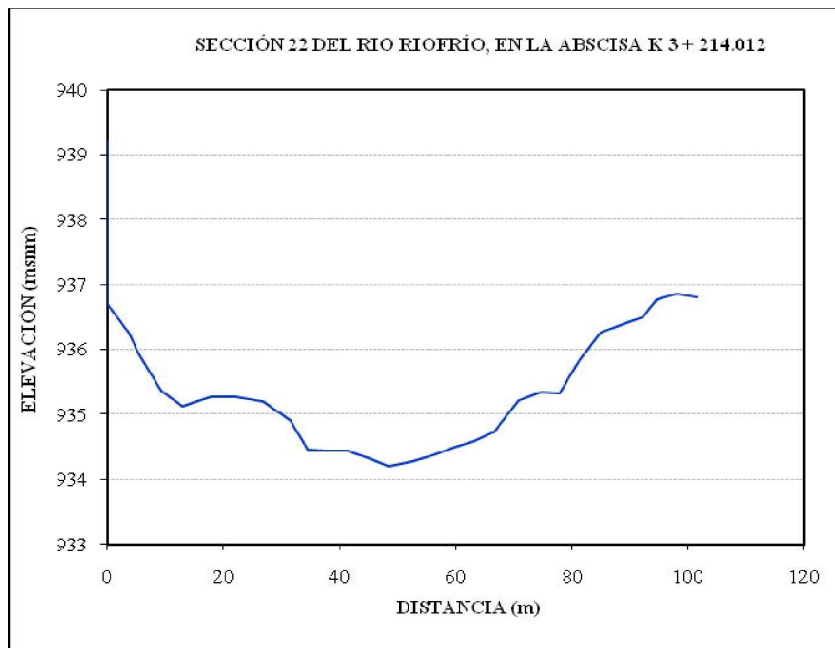
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	937.50
6.52	937.18
13.66	936.91
21.59	936.46
30.78	936.98
38.24	936.54
44.46	936.42
52.53	936.15
53.64	935.78
55.41	935.50
56.29	935.81
57.50	936.11
61.53	936.26
66.14	936.19
70.62	936.00
75.66	935.94
80.10	936.24
84.97	936.25
89.95	935.86
91.58	935.34
94.80	935.13
98.40	935.02
105.26	935.38
107.95	935.17
111.31	935.08
113.97	935.08
116.92	935.15
119.95	935.20
122.98	935.41
123.87	935.70
125.01	936.17
125.34	937.67
129.12	937.67
132.90	937.60
137.28	937.50
142.21	937.53



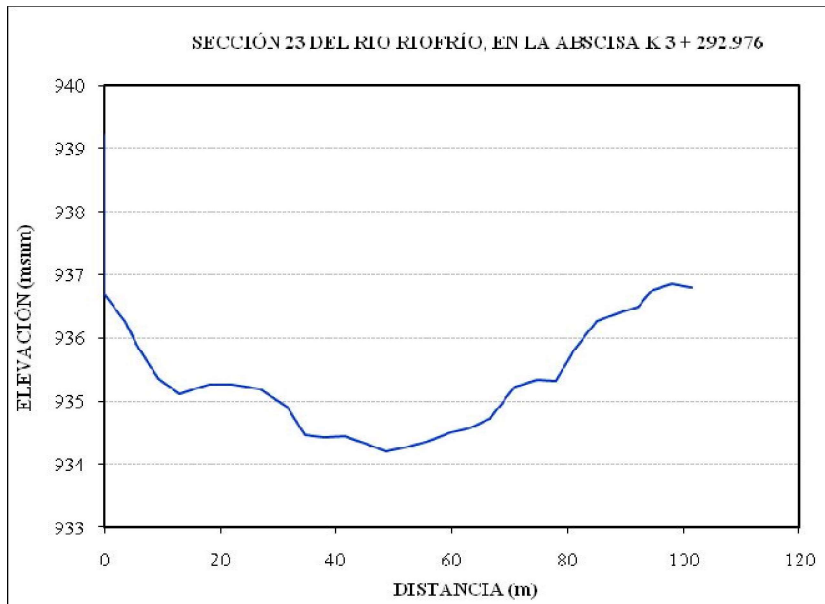
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	937.78
4.25	937.66
5.32	938.26
6.95	939.21
8.37	939.14
9.96	937.90
10.07	936.71
13.77	936.10
16.17	936.02
18.97	935.64
21.06	935.70
23.31	936.50
30.96	936.45
33.50	934.40
46.80	933.73
48.21	933.71
50.66	934.06
53.98	934.54
54.14	934.90
57.94	935.01
61.68	935.29
65.94	935.58
70.48	935.79
74.30	935.92
77.39	935.86
82.01	936.01
83.94	937.34
85.37	936.92
87.368	936.30
89.54	935.55



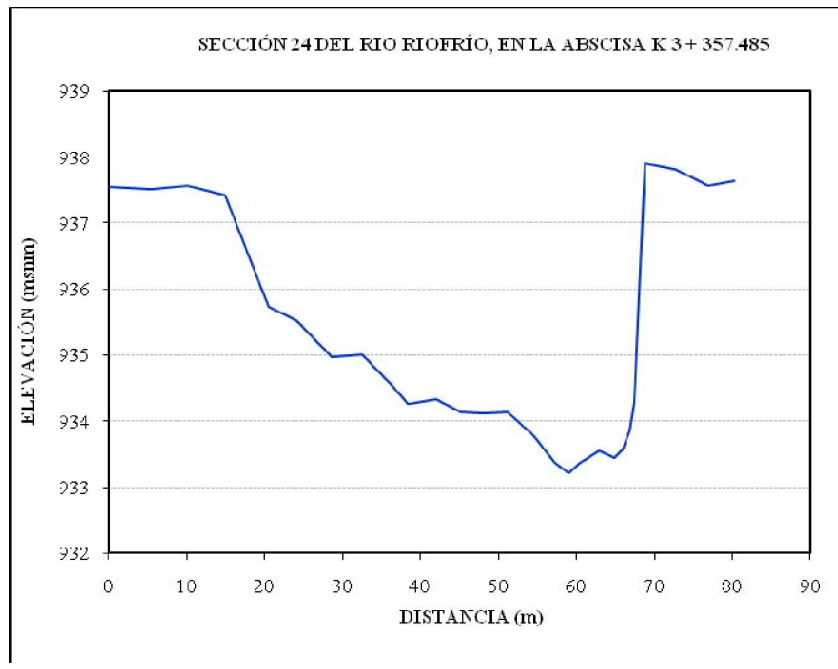
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	939.21
0.00	936.70
3.64	936.26
5.47	935.92
9.33	935.36
12.99	935.12
17.88	935.26
22.25	935.26
26.94	935.19
31.44	934.90
34.60	934.46
37.93	934.43
41.48	934.44
45.47	934.31
48.53	934.21
52.43	934.28
55.94	934.36
59.68	934.50
63.04	934.58
66.61	934.73
67.79	934.87
70.75	935.22
74.63	935.34
77.81	935.32
81.13	935.81
84.89	936.27
88.75	936.39
92.10	936.49
94.63	936.76
97.95	936.86
101.42	936.81



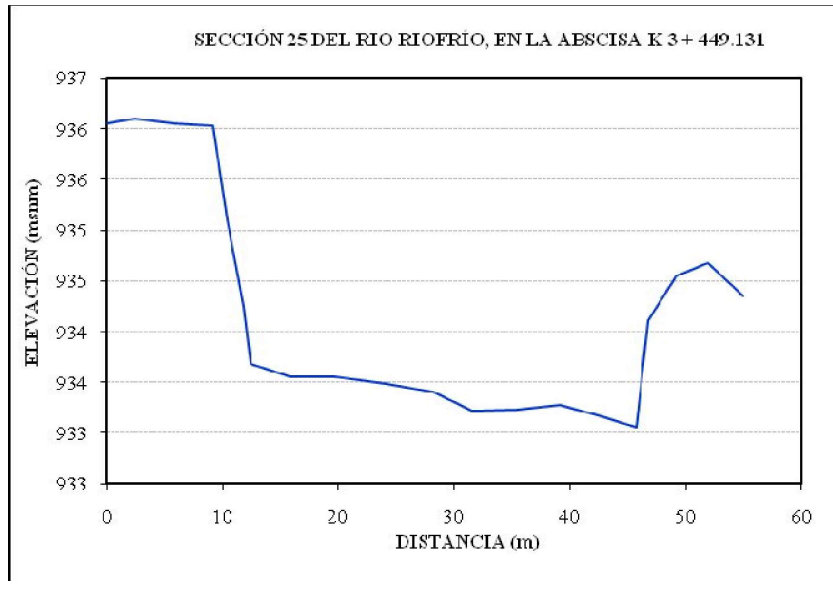
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	940.33
3.62	940.36
6.32	940.35
10.64	940.88
10.74	939.69
11.06	939.44
11.35	937.11
13.35	936.44
15.52	935.20
17.31	934.70
24.68	934.25
27.30	934.16
29.98	934.23
33.36	934.25
40.86	934.37
45.14	934.30
48.79	934.10
51.83	933.68
56.33	933.22
58.56	933.78
58.65	934.80
59.53	935.10
61.33	935.11
63.03	936.13
64.36	938.96
66.57	940.03
69.22	940.62
72.86	940.53



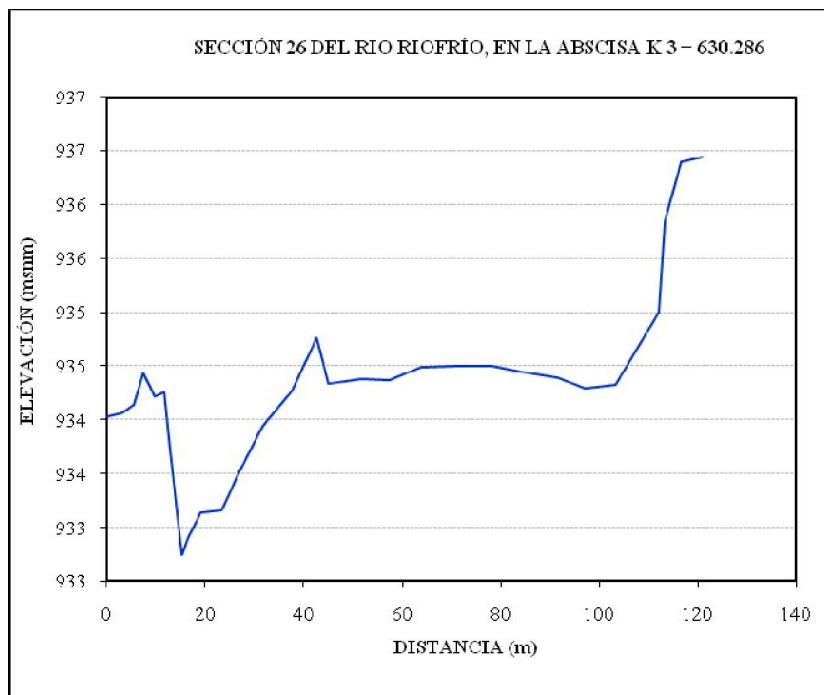
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	937.54
5.38	937.51
10.10	937.57
14.98	937.42
20.42	935.73
24.12	935.52
28.58	934.97
32.50	935.00
36.36	934.53
38.45	934.26
42.00	934.33
45.10	934.14
48.21	934.12
51.22	934.13
54.56	933.78
57.25	933.37
58.99	933.21
60.55	933.38
62.96	933.56
64.80	933.44
65.89	933.57
66.83	933.85
67.38	934.29
68.81	937.91
72.77	937.81
76.95	937.57
80.17	937.63



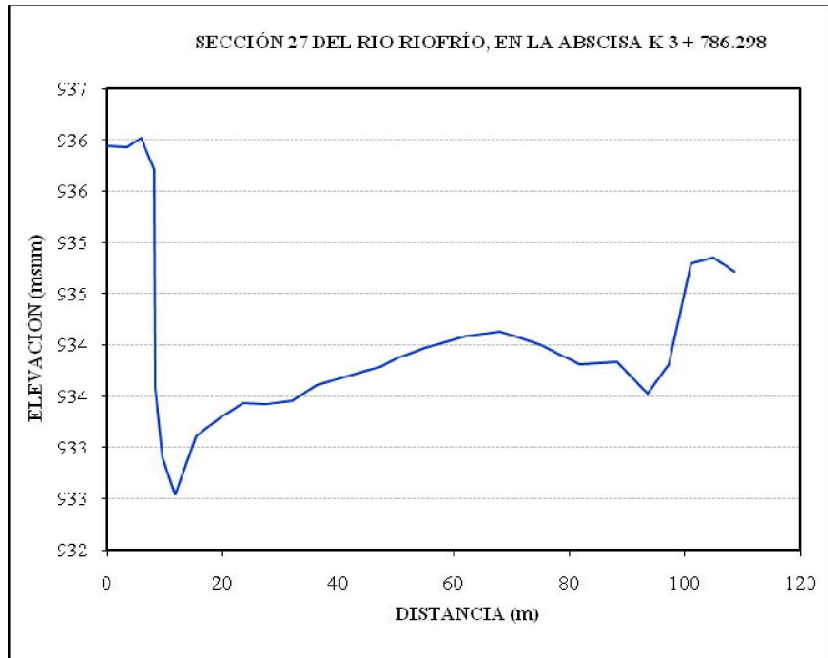
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	936.05
2.46	936.10
5.84	936.06
9.18	936.03
10.45	935.11
11.82	934.25
12.45	933.68
15.82	933.56
19.68	933.55
24.16	933.48
28.21	933.40
31.58	933.22
35.36	933.23
39.17	933.28
42.77	933.16
45.77	933.06
46.75	934.11
49.16	934.55
51.92	934.68
54.93	934.35



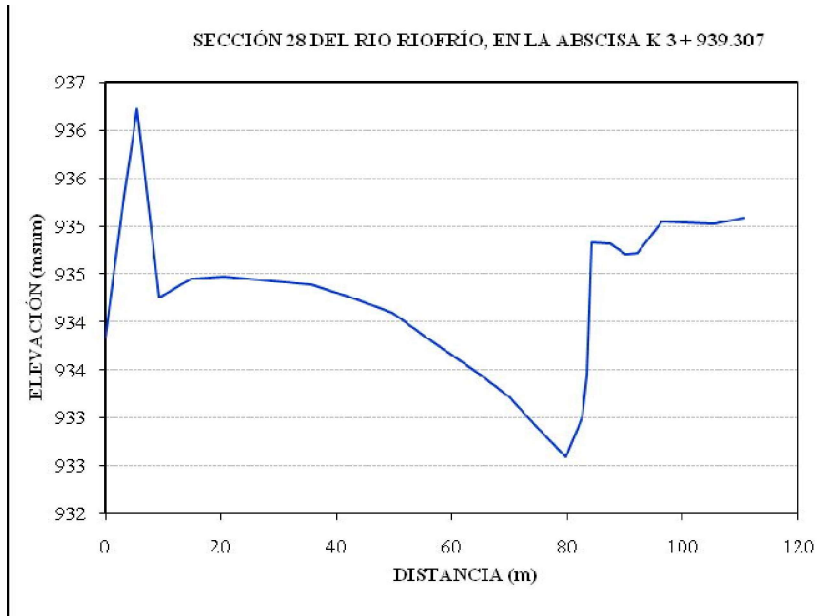
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	934.03
3.18	934.06
5.49	934.14
7.46	934.44
9.71	934.22
11.73	934.26
12.83	933.71
15.25	932.75
16.50	932.90
19.12	933.14
23.29	933.16
26.97	933.52
31.70	933.94
37.58	934.27
42.72	934.76
45.04	934.34
51.71	934.38
57.42	934.37
63.90	934.49
70.54	934.50
78.20	934.50
84.31	934.45
91.65	934.39
97.13	934.29
103.31	934.33
112.04	935.00
113.27	935.84
116.68	936.40
120.79	936.44



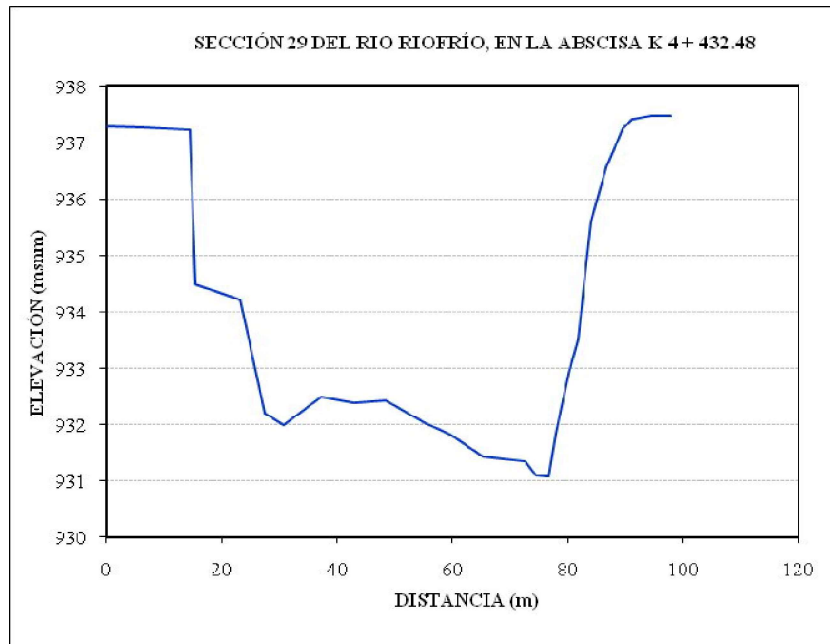
ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	935.94
3.35	935.93
5.88	936.02
8.16	935.71
8.32	933.58
9.53	932.90
11.85	932.54
15.40	933.11
19.63	933.29
23.50	933.43
27.35	933.42
32.08	933.46
36.17	933.60
41.65	933.70
47.22	933.79
50.46	933.88
55.06	933.97
62.07	934.09
68.01	934.13
74.83	934.00
81.77	933.81
88.20	933.83
93.56	933.52
97.18	933.81
101.03	934.79
104.81	934.85
108.61	934.72



ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	933.84
3.31	935.32
5.55	936.23
9.28	934.26
14.73	934.45
20.42	934.48
35.66	934.39
42.64	934.26
49.73	934.10
55.61	933.84
64.64	933.46
70.06	933.21
73.96	932.95
79.65	932.59
82.50	933.00
83.41	933.45
84.11	934.83
87.45	934.82
90.04	934.71
92.20	934.72
96.35	935.05
105.29	935.03
110.61	935.09

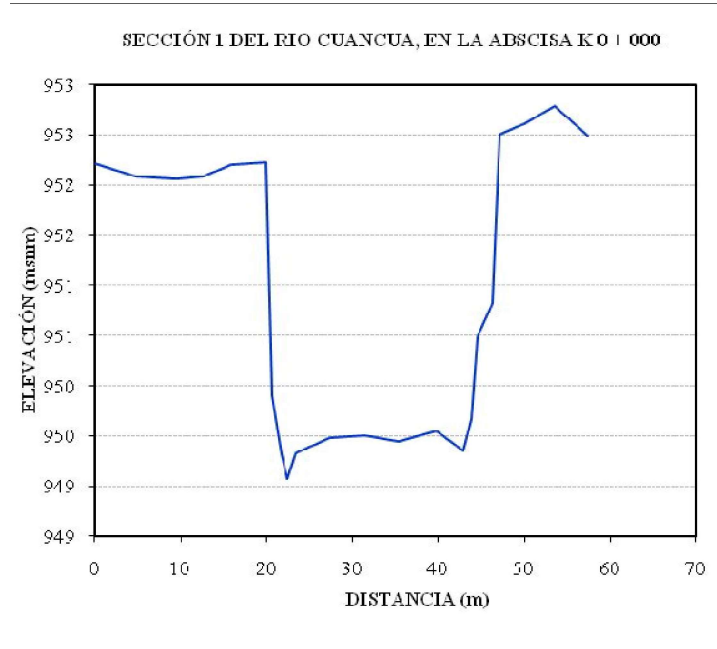


ABSCISA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	937.30
6.58	937.29
14.54	937.24
15.42	934.50
23.12	934.23
27.41	932.21
30.73	931.99
37.24	932.49
42.92	932.39
48.37	932.43
55.16	932.03
59.53	931.82
65.23	931.43
72.65	931.35
74.40	931.10
76.66	931.08
77.97	931.85
80.12	932.91
81.79	933.52
83.01	934.68
84.04	935.62
86.73	936.58
89.51	937.25
91.21	937.43
94.36	937.49
97.85	937.49

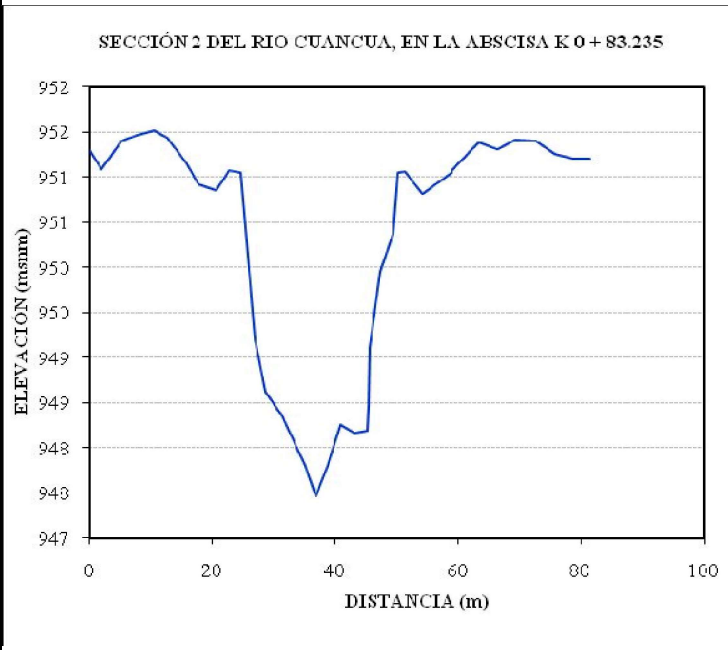


SECCIONES TRANSVERSALES DEL RÍO CUANCUA

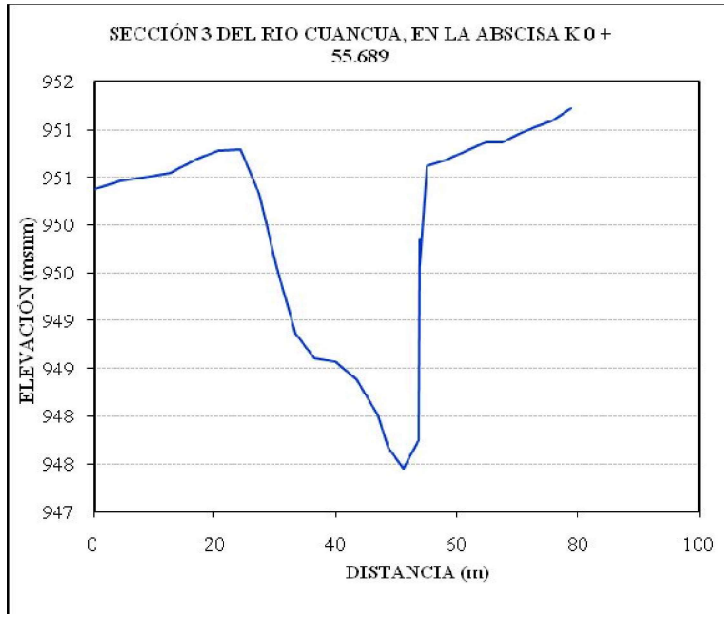
ABSCISA (m)	ELEVACION (msnm)
0.0000	952.21
4.8511	952.09
9.3880	952.06
12.6025	952.09
15.8740	952.20
19.9195	952.22
20.5596	949.90
21.6908	949.32
22.4199	949.07
23.3316	949.33
27.2927	949.48
31.4266	949.50
35.3121	949.45
39.6871	949.55
42.8677	949.35
43.8297	949.67
44.5634	950.49
46.3578	950.82
47.1366	952.51
49.9554	952.61
53.5079	952.78
57.3116	952.49



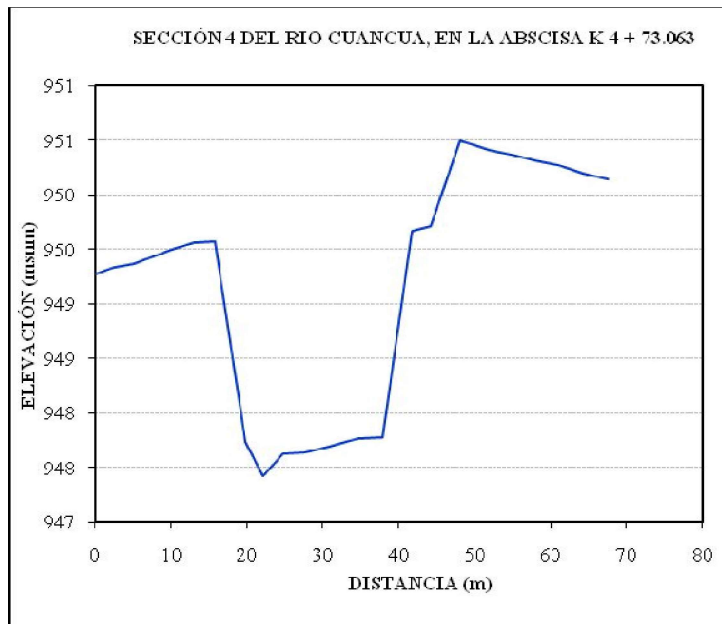
ABSCISA (m)	ELEVACION (msnm)
0.0000	951.30
1.9990	951.09
5.2610	951.40
7.6190	951.46
10.6210	951.51
12.7160	951.44
15.7020	951.17
17.7240	950.92
20.5910	950.85
22.7150	951.07
24.7440	951.05
27.0030	949.21
28.6750	948.62
31.3190	948.36
35.2030	947.81
36.8450	947.47
38.8420	947.80
40.8670	948.26
43.1360	948.17
45.3100	948.19
45.3830	948.47
45.6200	949.12
47.3200	949.96
49.4500	950.38
50.1653	951.05
51.3040	951.06
54.1800	950.82
58.9450	951.05
58.9453	951.08
63.3370	951.38
66.3680	951.31
69.2050	951.41
72.6430	951.40
75.7970	951.26
78.7790	951.20
81.4340	951.21



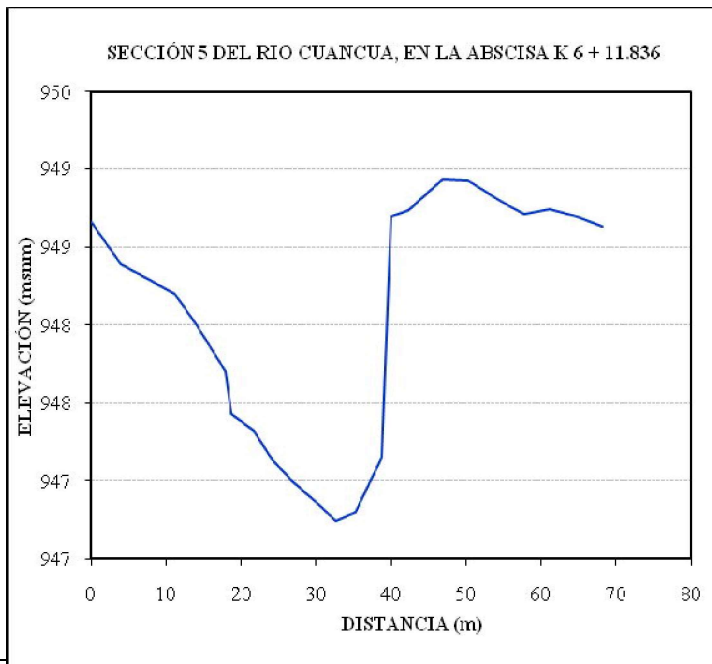
ABSCISA (m)	ELEVACION (msnm)
0.0000	950.37
4.4480	950.46
9.2340	950.51
12.6020	950.55
17.2210	950.69
20.5600	950.78
24.2960	950.79
27.3250	950.33
30.3090	949.55
33.4200	948.87
36.5780	948.61
39.9340	948.57
43.3650	948.39
46.9240	948.02
48.6170	947.67
51.2170	947.45
53.7830	947.75
53.8820	949.85
53.9620	949.58
55.0060	950.62
58.1600	950.68
61.6470	950.78
64.8260	950.87
67.4410	950.86
70.2480	950.95
72.9010	951.02
75.6880	951.08
78.8710	951.22



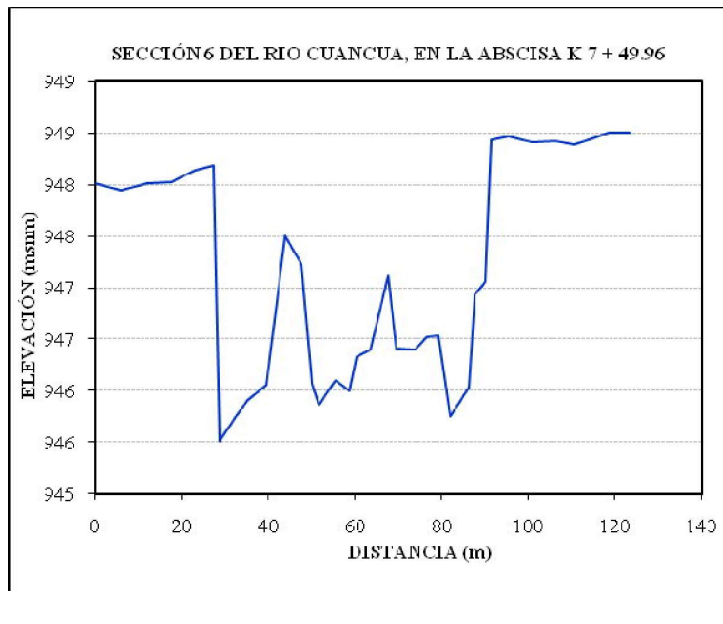
ABSCISA (m)	ELEVACION (msnm)
0.0000	949.27
2.5480	949.34
5.2200	949.37
10.1130	949.50
12.9600	949.56
15.7900	949.57
19.8450	947.73
22.0720	947.42
24.7990	947.63
27.5890	947.64
30.7690	947.69
34.6480	947.77
37.9470	947.78
41.7980	949.67
44.1850	949.71
48.1180	950.50
51.9260	950.41
54.9660	950.37
57.9550	950.31
61.1330	950.27
64.3780	950.20
67.6220	950.14



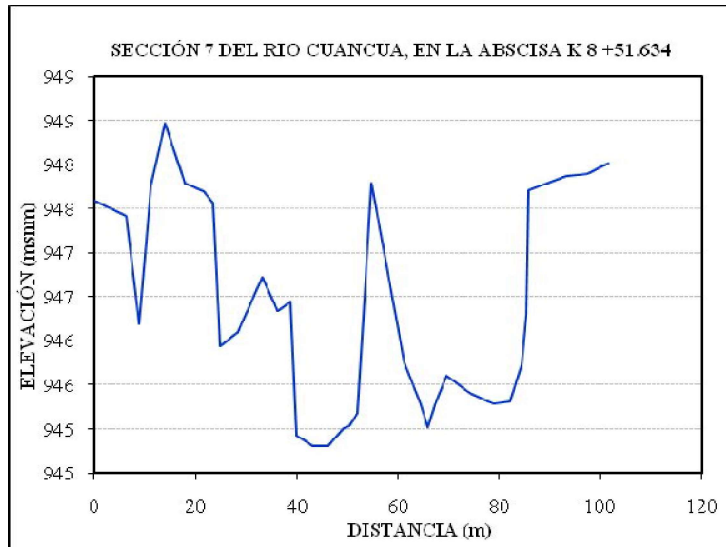
ABSCISA (m)	ELEVACION (msnm)
0.00	948.66
3.96	948.39
11.08	948.20
14.13	948.00
17.84	947.70
18.61	947.43
21.71	947.32
24.05	947.14
26.75	947.00
29.82	946.87
32.57	946.74
35.18	946.80
38.73	947.15
40.05	948.69
42.34	948.73
46.85	948.93
50.21	948.92
52.90	948.84
55.00	948.78
57.80	948.71
61.21	948.74
64.81	948.69
68.23	948.63



ABSCISA (m)	ELEVACION (msnm)
0.00	948.01
5.93	947.95
12.03	948.02
17.73	948.03
23.09	948.14
27.35	948.19
28.66	945.51
32.64	945.75
35.16	945.91
39.67	946.06
43.88	947.50
47.71	947.23
50.10	946.07
51.59	945.86
55.42	946.10
58.81	946.00
60.33	946.33
63.72	946.40
67.79	947.11
69.64	946.41
73.91	946.40
76.55	946.52
79.21	946.53
81.99	945.75
86.24	946.03
87.69	946.93
90.16	947.06
91.50	948.44
95.60	948.47
101.04	948.41
106.31	948.42
110.78	948.39
114.76	948.45
118.43	948.50
123.28	948.51



ABSCISA (m)	ELEVACION (msnm)
0.0000	947.59
6.27	947.42
8.93	946.19
11.16	947.76
13.97	948.47
17.92	947.79
21.71	947.7
23.4	947.56
24.95	945.94
28.33	946.1
33.2	946.72
36.12	946.34
38.72	946.45
39.86	944.93
43.13	944.81
46.14	944.81
49.13	945.01
50.24	945.03
51.92	945.18
54.8	947.79
61.33	945.75
64.19	945.31
65.95	945.02
67.27	945.27
69.64	945.6
74.31	945.4
78.87	945.29
82.03	945.32
84.31	945.73
85.28	946.3
85.79	947.71
88.91	947.78
93.12	947.87
97.35	947.89
101.49	948.01



Anexo 2: Curvas de calibración de los puentes de la zona de estudio del
Municipio de Riofrío

ANEXO 2. CURVAS DE CALIBRACIÓN DE LOS PUENTES DE LA ZONA DE ESTUDIO DEL MUNICIPIO DE RIOFRÍO

Tabla A1. Puente Alfonso Bonilla Aragón, río Riofrío.

N (m)	Q (m³/s)
0.00	0.00
1.94	25
2.41	50
3.04	100
3.53	150
3.94	200
4.29	250
4.59	300
4.87	350
5.13	400
5.37	450
5.62	500
5.82	550
6.01	600
6.18	650
6.35	700
6.50	750
6.65	800
6.78	850
6.91	900
7.03	950
7.14	1000
7.24	1050
7.34	1100
7.43	1150
8.37	1200
8.67	1250
8.94	1300
9.00	1350
9.09	1400
9.18	1450
9.27	1500

Tabla A2. Puente 1, Acequia La Liga, sección 3.

N (m)	Q (m³/s)
0.00	0.0
0.79	0.0
1.46	0.1
1.65	0.2
1.86	0.3
2.06	0.4

Tabla A3. Puente 2, Acequia La Liga, sección 4.

N (m)	Q (m³/s)
0.00	0.0
0.94	0.0
1.44	0.1
1.46	0.2

Tabla A4. Puente 3, Acequia La Liga, sección 6.

N (m)	Q (m³/s)
0.00	0.0
0.57	0.0
1.42	0.1
1.53	0.2

Tabla A5. Puente 4, Acequia La Liga, sección 7.

N (m)	Q (m³/s)
0.00	0.0
0.27	0.0
1.07	0.1
1.29	0.2
1.36	0.3

Tabla A6. Puente 5, Acequia La Liga, sección 9.

N (m)	Q (m³/s)
0.00	0.0
0.81	0.0
1.55	0.1
1.78	0.2
1.91	0.3
2.03	0.4
2.14	0.5
2.23	0.6
2.31	0.7
2.48	0.8
2.63	0.9
2.77	1.0
2.91	1.1

Tabla A7. Puente 6, Acequia La Liga, sección 12.

N (m)	Q (m³/s)
0.00	0.0
0.03	0.0
0.96	0.1
1.53	0.2

Tabla A8. Puente 7, Acequia La Liga, sección 13.

N (m)	Q (m³/s)
0.00	0.0
0.19	0.0
0.76	0.1
0.96	0.2
1.14	0.3
1.40	0.4
1.58	0.5

Tabla A9. Puente 8, Acequia La Liga, sección 15.

N (m)	Q (m³/s)
0.00	0.0
0.09	0.0
0.44	0.1
0.71	0.2
0.96	0.3