

**ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA AL FLUJO EN CAUCES NATURALES DEL
DEPARTAMENTO DEL CAUCA**

**FRANCISCO JULIÁN CASTRO CAICEDO
AGUSTÍN ALEJANDRO MORENO TOVAR**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE HIDRÁULICA
POPAYÁN**

2003

**ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA AL FLUJO EN CAUCES NATURALES DEL
DEPARTAMENTO DEL CAUCA**

**FRANCISCO JULIÁN CASTRO CAICEDO
AGUSTÍN ALEJANDRO MORENO TOVAR**

**Trabajo de grado presentado como requisito parcial
para optar al título de Ingeniero Civil**

**Directora
MARÍA ELVIRA GUEVARA ALVAREZ
Ingeniera Civil, Esp., M.Sc**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE HIDRÁULICA
POPAYÁN**

2003

Nota de aceptación

Presidente del jurado

Jurado

Jurado

Popayán, ____ de ____; ____.

*A nuestras familias por
su constante apoyo.*

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan sus agradecimientos a:

María Elvira Guevara, directora de este trabajo, por su interés, dedicación y apoyo en todo momento.

Ana Cecilia Arbeláez, por ser la impulsora del trabajo, y gran colaboradora en el transcurso del mismo.

Luis Jorge González, por su gran apoyo en la labor hidrológica y constante motivación.

Edwin Rengifo, por su valiosa colaboración en el área estadística.

Al *Departamento de Hidráulica* por su total soporte al trabajo y espíritu de ayuda.

A la *Facultad de Ingeniería Civil* por su apoyo logístico y económico.

A la *Universidad del Cauca* por ser nuestro hogar en todo este tiempo.

A la *Corporación del Valle del Cauca C.V.C.*

Y a todas las personas que directa e indirectamente participaron en el desarrollo de esta investigación.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	23
1. ANTECEDENTES	25
2. JUSTIFICACIÓN	26
3. OBJETIVOS	27
3.1 GENERAL	27
3.2 ESPECÍFICOS	27
4. LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	29
5. MARCO TEÓRICO	32
5.1 ECUACIONES DE RESISTENCIA AL FLUJO UNIFORME	32
5.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS RÍOS DE MONTAÑA	39
5.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS RÍOS DE TIERRAS BAJAS	41
5.4 ECUACIONES PARA EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING	43
5.4.1 Grupo 1. Expresiones en función del diámetro del material del lecho	46
5.4.2 Grupo 2. Expresiones en función del diámetro característico del material del lecho y el radio hidráulico	50
5.4.3 Grupo 3. Expresiones en función del radio hidráulico y la pendiente de fricción	53

5.4.4	Grupo 4. Expresiones en función del diámetro del material del lecho, pendiente de fricción y número de Froude	54
5.5	ECUACIONES PARA EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN DE DARCY – WEISBACH	55
5.5.1	Grupo 5. Expresiones en función de la sumergencia relativa	56
5.5.2	Grupo 6. Expresiones que modifican las ecuaciones del tipo de Keulegan	58
5.6	BASES ESTADÍSTICAS	65
5.6.1	Teoría no lineal de regresión	66
6.	METODOLOGÍA	76
6.1	RECOPIACIÓN PREVIA DE INFORMACIÓN DE OFICINA	76
6.2	RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN DE CAMPO	76
6.2.1	Criterios para la selección del lugar	76
6.2.2	Medición de la sección transversal del cauce	77
6.2.3	Establecimiento de los lugares para realizar el registro fotográfico correspondiente	78
6.2.4	Identificación de los indicadores del nivel a banca llena y definición del nivel correspondiente	78
6.2.5	Medida del caudal mediante el método del correntómetro	79
6.2.6	Determinación de la curva granulométrica del material del lecho	83
6.3	ANÁLISIS ESTADÍSTICO	85
6.3.1	Análisis de las expresiones consultadas	85
6.3.2	Análisis de los datos obtenidos en el campo	87
6.3.3	Deducción de expresiones propias para la zona en estudio	88

7. CÁLCULOS Y RESULTADOS OBTENIDOS	91
7.1 CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING OBSERVADOS	94
7.2 CÁLCULO DE LOS FACTORES DE FRICCIÓN DE DARCY – WEISBACH OBSERVADOS	96
7.3 ANÁLISIS DE LOS COEFICIENTES DE RESISTENCIA OBSERVADOS	97
7.4 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING USANDO LAS EXPRESIONES EMPÍRICAS PROPUESTAS EN EL NUMERAL 5.4	99
7.4.1 Expresiones del Grupo 1, en función del diámetro del material del lecho	99
7.4.2 Expresiones del tipo Grupo 2, en función del diámetro característico del material del lecho y el radio hidráulico	103
7.4.3 Expresión en función del radio hidráulico y el gradiente de energía. Grupo 3	106
7.4.4 Expresiones en función del diámetro del material del lecho, el gradiente de energía y el número de Froude. Grupo 4	107
7.5 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN DE DARCY – WEISBACH USANDO LAS EXPRESIONES EMPÍRICAS PROPUESTAS EN EL NUMERAL 5.5	108
7.5.1 Expresiones en función de la sumergencia relativa. Grupo 5	108
7.5.2 Expresiones que modifican las ecuaciones del tipo de Keulegan. Grupo 6	111
7.6 EVALUACIÓN DE LA CORRELACIÓN LINEAL ENTRE LAS VARIABLES PERTENECIENTES AL ESTUDIO	112
7.7 OBTENCIÓN DE UNA NUEVA EXPRESIÓN PARA ESTIMAR n DE MANNING Y f DE DARCY – WEISBACH	114
7.7.1 Ecuaciones de los distintos modelos para el n de Manning	114

7.7.2 Ecuaciones de los distintos modelos para f de Darcy – Weisbach	116
8. ANÁLISIS DE RESULTADOS	117
8.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS CORRIENTES ESTUDIADAS	117
8.2 ESTADO DEL FLUJO EN LOS CAUCES DEL ESTUDIO	120
8.3 ANÁLISIS DEL COEFICIENTE DE CORIOLIS	123
8.4 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING	125
8.5 COEFICIENTE DE FRICCIÓN DE DARCY – WEISBACH	130
8.6 EXPRESIONES EMPÍRICAS PARA EL n DE MANNING	130
8.6.1 Expresiones del grupo 1, en función del diámetro característico del material del lecho	130
8.6.2 Expresiones del grupo 2, en función de la sumergencia relativa	133
8.6.3 Expresiones del grupo 3, en función de R y S_f	135
8.6.4 Expresiones del grupo 4, en función de R , S_f y F	137
8.7 EXPRESIONES EMPÍRICAS PARA f DE DARCY – WEISBACH	137
8.7.1 Expresiones del grupo 5, en función de la sumergencia relativa	137
8.7.2 Expresiones del grupo 6, que modifican las ecuaciones del tipo de Keulegan	138
8.8 EXPRESIÓN EMPÍRICA PROPUESTA PARA LA ZONA DEL ESTUDIO	139
8.9 EVALUACIÓN DE LA EXPRESIÓN PARA EL COEFICIENTE DE CHEZY PROPUESTA PARA LA ZONA EN ESTUDIO	143

8.10 SUGERENCIA PARA LA POSIBLE MODIFICACIÓN DE LA EXPRESIÓN PROPUESTA PARA LA ZONA EN ESTUDIO	146
8.11 ANÁLISIS DE LOS INDICADORES DE AJUSTE UTILIZADOS	150
9. CONCLUSIONES	152
BIBLIOGRAFÍA	157
ANEXOS	163

LISTA DE CUADROS

	Pág.
Cuadro 1. Rango de valores aplicables a la ecuación 73.	62
Cuadro 2. Rango de variables para la ecuación 74.	63
Cuadro 3. Módulos del SPSS.	66
Cuadro 4. Coeficiente de corrección en función del ángulo θ° .	82
Cuadro 5. Rango de tamaños curva granulométrica.	84
Cuadro 6. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning observados, cauces considerados en el estudio.	96
Cuadro 7. Valores del coeficiente de fricción de Darcy - Weisbach observados, cauces considerados en el estudio.	97
Cuadro 8. Valores de sumergencia relativa $\frac{R}{d_{50}}$ en las corrientes del estudio.	98
Cuadro 9. Valores de sumergencia relativa $\frac{R}{d_{50}}$ en las corrientes excluidas del estudio.	98
Cuadro 10. Resultados de la evaluación de ecuaciones empíricas del grupo 1, en función de d_{50} solamente.	99

Cuadro 11. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 1, en función de d_{50} solamente.	100
Cuadro 12. Resultados de la evaluación de ecuaciones empíricas del grupo 1, en función de d_{75} solamente.	101
Cuadro 13. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 1, en función de d_{75} solamente.	102
Cuadro 14. Resultados de la evaluación de ecuaciones empíricas del grupo 1, en función de d_{90} solamente.	102
Cuadro 15. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 1, en función de d_{90} solamente.	103
Cuadro 16. Resultados de la evaluación de ecuaciones empíricas del grupo 2, en función de d_{50} y R .	104
Cuadro 17. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 2, en función de d_{50} y R .	105
Cuadro 18. Resultados de la evaluación de ecuaciones empíricas del grupo 2, en función de d_{84} y R .	105
Cuadro 19. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 2, en función de d_{84} y R .	106
Cuadro 20. Resultado de la evaluación ecuación empírica en función del radio hidráulico y la pendiente de fricción. Grupo 3.	106
Cuadro 21. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 3, en función del radio hidráulico y el gradiente de energía.	107

Cuadro 22. Resultados de la evaluación ecuaciones empíricas grupo 5, en función de la sumergencia relativa con $d_x = d_{50}$.	108
Cuadro 23. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 5, en función de la sumergencia relativa con $d_x = d_{50}$.	109
Cuadro 24. Resultados de la evaluación ecuaciones empíricas del grupo 5, en función de la sumergencia relativa con $d_x = d_{84}$.	109
Cuadro 25. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 5, en función de la sumergencia relativa con $d_x = d_{84}$.	110
Cuadro 26. Resultados de la evaluación ecuaciones empíricas del grupo 6.	111
Cuadro 27. Valores índices estadísticos de ajuste de la expresión del grupo 6.	112
Cuadro 28. Caracterización de los cauces según los valores de $\frac{R}{d_{84}}$.	117
Cuadro 29. Análisis del gradiente de energía para los cauces a clasificar.	119
Cuadro 30. Valores del número de Froude para las corrientes en estudio.	121
Cuadro 31. Valores del número de Reynolds para las corrientes estudiadas.	122
Cuadro 32. Valores de α para una de las secciones de las corrientes estudiadas.	124
Cuadro 33. Valores de n calculados con $\alpha \neq 1$.	124
Cuadro 34. Valores de d_{84} en mm, para las corrientes del estudio.	129
	131

Cuadro 35. Relación ancho de la superficie libre del agua / profundidad hidráulica.	
Cuadro 36. Valores de radio hidráulico para las corrientes del estudio.	135
Cuadro 37. Valores de S_w y S_f en % para las corrientes en estudio.	136
Cuadro 38. Indicadores de ajuste para la expresión propuesta para Manning.	140
Cuadro 39. Indicadores de ajuste para la expresión propuesta para f de Darcy-Weisbach.	140
Cuadro 40. Valores de C obtenidos para el estudio.	144
Cuadro 41. Valores de los indicadores de ajuste para las expresiones expuestas en el cuadro 40 frente a los valores de C observados.	145
Cuadro 42. Análisis de correlación lineal entre $\frac{1}{\sqrt{f}}$ y f , con S_w y S_f .	147

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Ubicación zona de estudio a nivel nacional.	29
Figura 2. Ubicación zona de estudio a nivel departamental.	30
Figura 3. Esquema en planta cauce del río.	43
Figura 4. Esquema perfil cauce del río.	43
Figura 5. Medida del coeficiente M sobre la curva granulométrica.	59
Figura 6. Esquema aforo líquido con correntómetro en suspensión.	81
Figura 7. Vista hacia aguas arriba del tramo en estudio río Cauca sector Patico $S_f = 2.14\%$.	122
Figura 8. Gráfica de la relación lineal entre el error producido por la expresión 115) y S_w .	148
Figura 9. Diagrama de dispersión ecuación 120).	149

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A. Ubicación de los lugares de estudio en cada una de las fuentes.	163
ANEXO B. Medición de la sección transversal del cauce.	177
ANEXO C. Establecimiento de los lugares para realizar el registro fotográfico correspondiente.	180
ANEXO D. Identificación de los indicadores del nivel a banca llena y definición del nivel correspondiente.	183
ANEXO E. Aforo líquido mediante vadeo.	187
ANEXO F. Aforo líquido mediante suspensión del correntómetro.	190
ANEXO G. Determinación de la curva granulométrica del material del lecho.	193
ANEXO H. Ejemplo curva granulométrica resultante procedimiento de Pebble Wolman.	196
ANEXO I. Análisis gráfico del ajuste de los modelos estudiados.	197
ANEXO J. Matriz de correlación lineal de Pearson.	199
ANEXO K. Matriz de correlación lineal de Spearman.	200

ANEXO L. Ejemplo resultados ofrecidos por el paquete SPSS en el análisis de modelos.	201
ANEXO M. Curvas granulométricas corrientes no consideradas en el estudio.	203
ANEXO N. Diagramas de dispersión para las expresiones del tipo $n\alpha(d_x)^{\frac{1}{6}}$.	207
ANEXO Ñ. Diagramas de dispersión para las expresiones del grupo 2.	214
ANEXO O. Diagrama de dispersión de la expresión de Jarret. Grupo 3.	218
ANEXO P. Diagramas de dispersión para las expresiones del grupo 5.	219
ANEXO Q. Diagramas de dispersión para las expresiones del grupo 5.	222
ANEXO R. Ecuaciones que modifican las expresiones del tipo de Keulegan.	224
ANEXO S. Resultados presentados por el paquete SPSS para el modelo propuesto para la zona de estudio.	225
ANEXO T. Resultados obtenidos para el modelo propuesto para la zona de estudio; haciendo uso de diferentes diámetros característicos.	227
ANEXO U. Diagramas de dispersión algunas expresiones para el cálculo del factor C de Chezy.	234
ANEXO V. Limitaciones del estudio.	236
ANEXO W. CD ROM base de datos corrientes del estudio.	237
ANEXO X. Cuadro resumen de caudales y velocidades.	238

LISTA DE SÍMBOLOS

a y b = Constantes numéricas características de la zona de estudio

\bar{a} = Coeficiente numérico

B = Ancho del canal

B_i = Ancho de la superficie libre del agua en la sección i

\bar{B} = Ancho de la superficie libre del agua promedia para el tramo

C = Factor de la resistencia al flujo

C_x = Constante que corresponde a las características del diámetro característico d_x del material

d_i = Diferencia ente el rango de y y de x para la i -ésima observación

d_x = Tamaño de la partícula para el cual el porcentaje x de las partículas es menor

d_{50} = Tamaño medio del grano

D.A.M = Desviación absoluta media

f = Coeficiente de fricción

f' = Coeficiente de fricción debido a la rugosidad del grano

f'' = Coeficiente de fricción debido a las formas del fondo

$f_2 \left(\frac{\tau_s}{\tau_c} \right)$ = Parámetro de movilidad del sedimento sobre la resistencia al flujo

F = Número de Froude

g = Aceleración gravitacional

\bar{h} = Profundidad hidráulica media para el tramo

h = Profundidad hidráulica media

h_f = Pérdida de energía ocasionada por la fricción de la frontera

h_v = Cabeza de velocidad en la sección

H = Elevación de la superficie del agua en una sección con respecto a un plano de referencia común a todas las secciones

\tilde{I} = Grado de inestabilidad del flujo

I = Matriz identidad

J = Coeficiente de corrección que se calcula en función del ángulo θ^o

K = Factor de transporte de la sección

\tilde{K} = Coeficiente para cuantificar la no uniformidad del canal

\bar{K} = Parámetro de Cano

k_s = Rugosidad absoluta

k = Constante de Von Karman

$L_{j-1,j}$ = Distancia entre las secciones $j-1$ y j

\bar{m} = Coeficiente de rugosidad de Bazin

M = Módulo de uniformidad de la curva de tamaño del grano

N = Número de elementos o tamaño de la muestra

\tilde{N} = Valoración de la no uniformidad del canal en planta

n = Coeficiente de rugosidad

n' = Coeficiente de rugosidad debido al grano

n'' = Coeficiente de rugosidad debido a las formas del lecho

η_0 = Representación no dimensional de la variación lateral de la rugosidad de las paredes a lo largo del perímetro mojado en la sección transversal al flujo

p = Características observadas

P = Perímetro mojado

r = Coeficiente de correlación de Pearson

r_s = Coeficiente de correlación de Spearman

R = Radio hidráulico

R_e = Número de Reynolds del flujo

R^2 = Coeficiente de determinación

$\frac{R}{d_x}$ = Sumergencia relativa

S.I. = Sistema internacional de unidades

SS_{xy} = Sumatoria de $(x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y})$

SS_{xx} = Sumatoria de los cuadrados de $(x_i - \bar{x})$

SS_{yy} = Sumatoria de los cuadrados de $(y_i - \bar{y})$

S_f = Gradiente de la línea de energía

S_0 = Pendiente de la solera del canal

S_w = Pendiente del agua con respecto a la horizontal

V = Velocidad media del flujo

V^* = Velocidad cortante

X = Matriz de orden $N \times (p + 1)$

x_i = Valor i del parámetro x evaluado.

\bar{x} y \bar{y} =Media del conjunto de valores x y y .

X_i = Variables independientes o predictoras

y_i = Valor i del parámetro y evaluado

Y_j = Variable de respuesta

z = Cota del fondo

Z = Factor de sección

\bar{Z} = Factor de sección medio para el tramo

SÍMBOLOS GRIEGOS

α = Coeficiente de la distribución de la velocidad o de Coriolis

α' = Factor de forma de la sección transversal

β = Vector de parámetros de orden $(p + 1) \times 1$

β_0 = Intercepto del modelo

β_i = Parámetro de un modelo lineal

β_j = Coeficiente de regresión

ΔA = Área elemental del área total mojada A

$(\Delta h_v)_{j-1,j}$ = Cambio en la cabeza de velocidad entre las secciones $j - 1$ y j

ε_j = Error aleatorio

ϕ = Un coeficiente para el sistema de unidades utilizado

φ = Influencia de la forma de la sección transversal

γ = Peso específico del agua

γ_s = Peso específico del sedimento

μ = Escalar común de medias de error

v = Velocidad del agua en cada área elemental

θ^0 = Ángulo que forma el cable del molinete suspendido con la vertical

ρ = Densidad del agua

ρ_s = Densidad del sedimento

σ^2 = Escalar común de varianzas

τ_0 = Fuerza cortante por unidad de área del plano del lecho del canal

τ_s = Parámetro de Shield

τ_c = Valor crítico de τ_s

$\frac{\tau_s}{\tau_c}$ = Parámetro de movilidad del sedimento

Ψ = Factor de forma de la sección transversal

INTRODUCCIÓN

Los cauces naturales del Departamento del Cauca han sido estudiados muy poco, especialmente en lo relacionado con su caracterización y parámetros de resistencia al flujo, mientras que en países donde el aprovechamiento del recurso agua es de vital importancia, se han desarrollado variados trabajos de calibración y verificación de expresiones para coeficientes característicos de sus corrientes naturales. La estimación de los coeficientes utilizados para evaluar la resistencia al flujo en ríos, generalmente se hace de una manera subjetiva que puede afectar de gran manera los cálculos hidráulicos que se realicen.

El tema en el campo de los ríos de montaña y en ríos de tierras bajas ha sido de gran interés para numerosos investigadores en varias partes del mundo, pero en nuestro país son muy limitados los estudios de estas características.

La razón del interés en este tipo de investigaciones en el Departamento del Cauca se explica en la gran cantidad de corrientes que tienen origen en esta región, las cuales son de gran importancia no solo para la región sino para el país, lo que hace necesario el estudio de sus diferentes características, en especial de una que reviste tanto interés para la hidráulica fluvial como lo es la resistencia al flujo.

Se plantea como objetivo general del presente trabajo el intentar evaluar expresiones existentes y calibrar otras nuevas, que permitan estimar de una forma fácil, los coeficientes

de resistencia al flujo en cauces con características similares a las que se presentan en las corrientes de la zona de estudio en el Cauca, respetando el rango de aplicabilidad que se obtenga. Se pretende por lo tanto, realizar un análisis exhaustivo de las diferentes expresiones usadas comúnmente en hidráulica para obtener los diferentes coeficientes de resistencia al flujo en ríos, evaluando su verdadera aplicabilidad a la zona de estudio. Para esto es necesario recoger información de campo y de oficina que se resumirá en una base de datos la cual contendrá las diferentes variables hidrológicas, morfológicas e hidráulicas que se utilizarán en el estudio, la cual también podrá servir de apoyo para estudios posteriores. Para procesar la información obtenida es necesario hacer un análisis estadístico riguroso que lleve a evaluar el comportamiento de las ecuaciones existentes y a obtener otras, de forma que se pueda como conclusión del estudio, recomendar las de mayor aplicabilidad a las condiciones de cauces de montaña en el Departamento del Cauca.

1. ANTECEDENTES

El estudio de la resistencia al flujo en cauces naturales ha ocupado el interés de investigadores en diferentes partes del mundo, en donde se han desarrollado diversas teorías y expresiones las cuales permiten estimar los coeficientes de resistencia al flujo; el problema siempre se ha centrado en los rangos tan cortos que estas expresiones tienen para aplicarse, las condiciones particulares en las que fueron desarrolladas y que muchas veces no se tiene información sobre estos aspectos lo que hace que se usen incorrectamente.

En nuestro país estudios de estas características se han desarrollado solo en la Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín, abarcando la zonas de Risaralda y Antioquia (Posada, 1998); la resistencia al flujo en cauces naturales ha sido también estudiada parcialmente por el grupo de Ingeniería Hidrométrica de la Universidad del Cauca (Lemos, 2000,3), pero no se tienen datos robustos de otras experiencias en el Departamento del Cauca.

2. JUSTIFICACIÓN

El Departamento de Cauca es origen de un gran número de corrientes que alimentan fuentes de agua de gran interés para el país, lo que hace de vital importancia su estudio para futuros aprovechamientos de los recursos hidráulicos.

La estimación de la resistencia al flujo en canales naturales es esencial para la realización de diseños efectivos de proyectos relacionados con recursos hidráulicos, pues es un factor de gran importancia para cálculos exactos de tasas de transporte de sedimentos, determinación de caudales ecológicos, estimación de niveles de inundación, estabilidad de cauces y canales, diseño de vías acuáticas, etc. El Departamento del Cauca presenta grandes falencias en el estudio de sus fuentes hídricas y la información hidrológica es escasa y de baja calidad, lo que hace necesario iniciar estudios profundos de los cauces. Además, las condiciones hidrológicas y geomorfológicas particulares del Departamento hacen que pueda resultar inapropiado el uso de fórmulas empíricas desarrolladas en otras latitudes con condiciones especiales para cada zona, para la estimación de la resistencia al flujo en cauces naturales. La carencia de expresiones desarrolladas para las características específicas de la región de la cuenca del río Cauca ubicada en la zona andina del Departamento del Cauca, hace que escoger un coeficiente de resistencia se convierta en una labor totalmente subjetiva, basando su exactitud en la experiencia de la persona que realice la estimación.

3. OBJETIVOS

3.1 GENERAL

Evaluar expresiones existentes y calibrar otras que permitan estimar los coeficientes de resistencia al flujo en algunos cauces naturales de la cuenca del río Cauca.

3.2 ESPECÍFICOS

- Obtener una base de datos para algunas corrientes naturales de la cuenca del río Cauca, la cual contendrá registros de caudales, una descripción de algunas variables morfológicas de los cauces como la geometría; la caracterización del material del lecho del cauce y variables hidráulicas; y un registro fotográfico detallado de los cauces estudiados.
- Estimar el coeficiente de rugosidad de Manning y el coeficiente de fricción de Darcy – Weisbach, en algunos cauces naturales de la cuenca del río Cauca.
- Comparar los valores de Manning y Darcy – Weisbach obtenidos en el campo, con los resultados arrojados por las expresiones desarrolladas en otras partes del mundo.
- Obtener nuevas expresiones que permitan estimar los valores del coeficiente de resistencia al flujo de Manning y el factor de fricción de Darcy – Weisbach, para las

condiciones reinantes en la zona de estudio, y encontrar con éstos el coeficiente de resistencia al flujo de Chezy.

- Recomendar las ecuaciones mas apropiadas para la zona de estudio y su rango de aplicabilidad.

4. LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

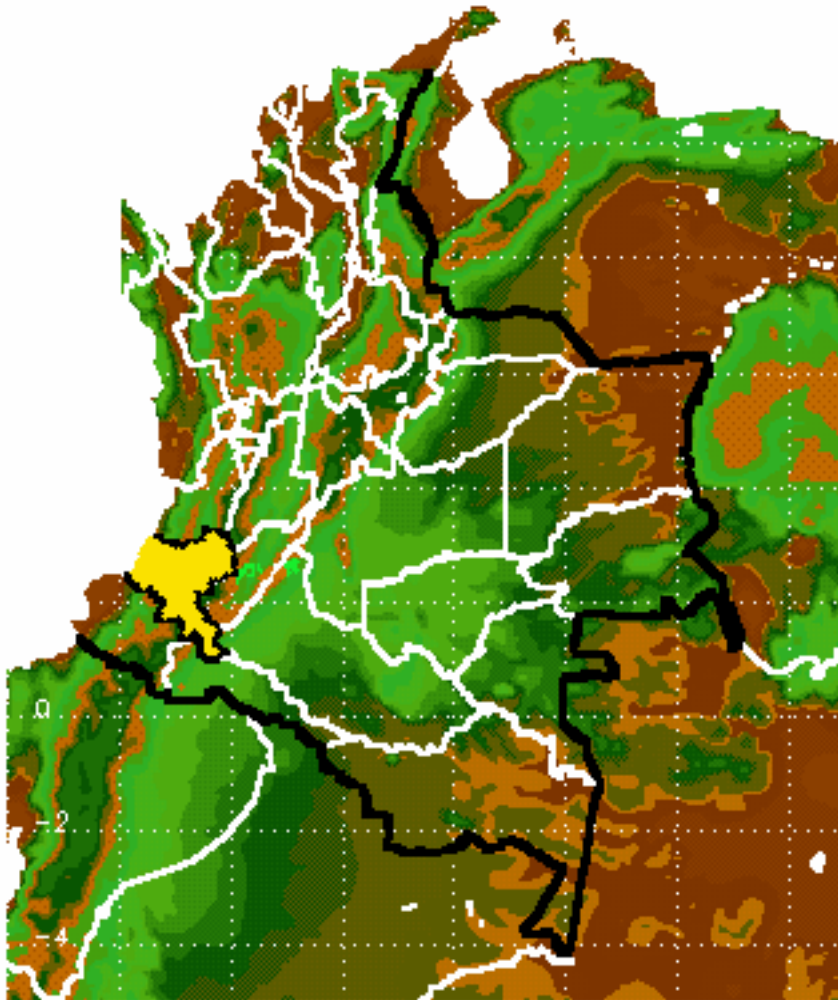


Figura 1. Ubicación zona de estudio a nivel nacional (zona amarilla Departamento del Cauca). (Postgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos; Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín, HIDRO-SIG Java, 2000).

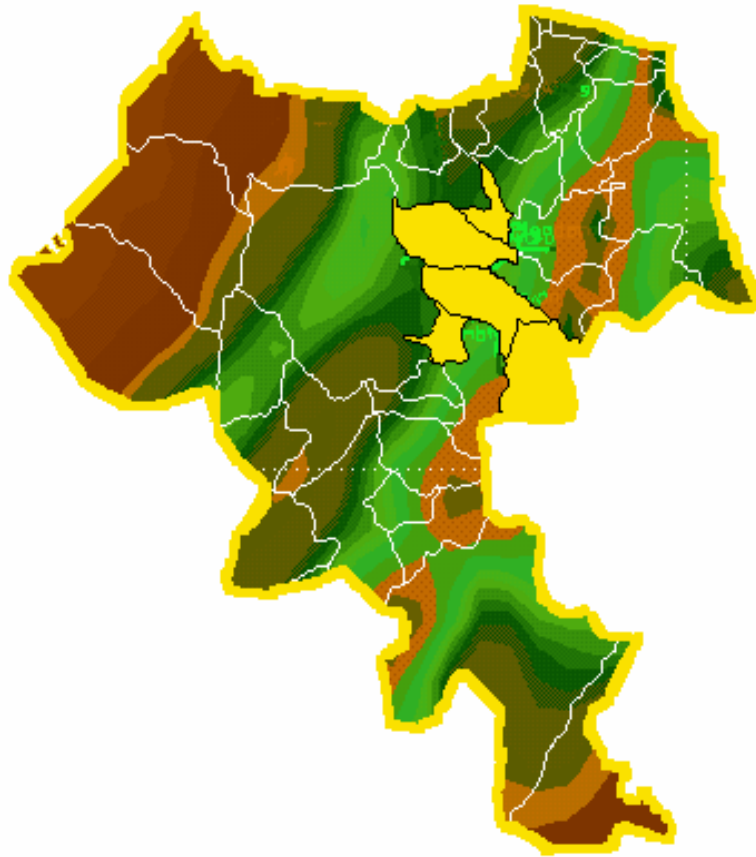


Figura 2. Ubicación zona de estudio a nivel departamental (zonas amarillas). (Postgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos; Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín, HIDRO-SIG Java, 2000).

Dentro del Departamento del Cauca, el estudio se agrupó en los municipios de Puracé; Popayán; Timbío; Cajibío y Piendamó (color amarillo).

El estudio se realizó en dieciocho corrientes de la cuenca del Río Cauca ubicadas principalmente en los alrededores de la ciudad de Popayán y al sur del Valle del Cauca.

Las corrientes estudiadas fueron: Quebrada Saté; Quebrada La Viuda; Río Salado; Río

Negro; Río Palacé; Río Cofre; Río Timbío; Río Cajibío; Río Jamundí; Río Timba; Río Claro; Río Las Piedras; Río Piendamó; Río Molino; Río Cauca; Río Blanco; Río Robles y Río Tunía.. Los detalles sobre la ubicación de cada uno de los lugares de estudio de las fuentes se pueden consultar en el *anexo A* y en el medio magnético adjunto al documento.

5. MARCO TEÓRICO

En el marco teórico se incluyen las ecuaciones generales de la resistencia al flujo uniforme, resaltando las más utilizadas y los coeficientes que se escogerán para encontrar en el estudio; además, se introducen las características de las fuentes a estudiar, y se hace un recuento de las distintas aproximaciones que diferentes autores en todo el mundo han propuesto para los coeficientes seleccionados para el estudio. También, se desarrolla un apartado específico para explicar las bases estadísticas que se usaron en el estudio.

5.1 ECUACIONES DE RESISTENCIA AL FLUJO UNIFORME

La resistencia al flujo varía con un gran número de variables como:

- Profundidad del flujo y radio hidráulico
- Velocidad media que es incluida en números adimensionales como el de Reynolds o Froude.
- Rugosidad del lecho y paredes laterales
- Geometría del canal
- Vegetación
- Sinuosidad del canal
- Movilidad del lecho y formas del mismo
- Porosidad del lecho

- Sedimento suspendido
- Condiciones críticas del flujo para inicio de transporte de sedimentos; (Rahmeyer, 2002,1)

La mayoría de las fórmulas prácticas de flujo se pueden expresar mediante la siguiente ecuación general:

$$1) V = CR^x S_f^y$$

V = velocidad media

C = factor de la resistencia al flujo

R = radio hidráulico

S_f = pendiente de la línea de energía

$S_f = S_0$ en flujo uniforme

S_0 = pendiente de la solera del canal

x, y = exponentes

El ingeniero francés Antonio Chezy en 1769 estuvo desarrollando la que posiblemente fue la primera fórmula de flujo uniforme, conocida como ecuación de Chezy y que se expresa de la siguiente manera, (Chow, V, T. 1982,89):

$$2) V = C\sqrt{RS_0}$$

Muchos intentos se han hecho hasta nuestros días para dar expresiones al coeficiente C de Chezy, algunas de las cuales se indican a continuación:

- Darcy – Weisbach (1850)

$$3) C = \sqrt{\frac{8g}{f}} \quad C = \left[\frac{m^{\frac{1}{2}}}{s} \right]$$

$$4) V = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{RS_f}$$

f = coeficiente de fricción

g = aceleración gravitacional.

- Ganguillet y Kutter (1869)

$$5) C = \frac{23 + \frac{0.00155}{S_f} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{S_f} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad C = \left[\frac{m^{\frac{1}{2}}}{s} \right]$$

$$6) V = \frac{23 + \frac{0.00155}{S_f} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{S_f} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \sqrt{RS_f}$$

- Manning (1891).

$$7) C = \frac{\phi}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

$$8) V = \frac{\phi}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

n = coeficiente de rugosidad

$\phi = 1.00$ en Sistema Internacional de unidades (S.I.)

$\phi = 1.486$ en Sistema Inglés de unidades

- Bazin (1897)

$$9) C = \frac{87}{1 + \frac{\bar{m}}{\sqrt{R}}} \quad C = \left[\frac{m^{\frac{1}{2}}}{s} \right]$$

$$10) V = \frac{87}{1 + \frac{\bar{m}}{\sqrt{R}}} \sqrt{RS_f}$$

\bar{m} = coeficiente de rugosidad de Bazin.

- Pavlovskii (1925)

$$11) C = \frac{1}{n} R^y \quad C = \left[\frac{m^{\frac{1}{2}}}{s} \right]$$

$$12) Y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0.10)$$

$$13) V = \frac{1}{n} R^y \sqrt{RS_f}$$

El exponente Y depende del coeficiente de rugosidad y del radio hidráulico. Esta ecuación es válida para valores de R entre 0.1 m y 3.0 m, y para valores de n entre 0.011 y 0.040. (Chow, V.T., 1994, 98).

- Agrosky (1965)

$$14) C = \frac{1}{n} + (27.5 - 300n) \log(R) \quad C = \left[\frac{m^2}{s} \right]$$

$$15) (27.5 - 300n) = 2a\sqrt{2g}$$

$$16) a = \frac{2.30}{k\sqrt{8}}$$

$$17) V = \left(\frac{1}{n} + (27.5 - 300n) \log(R) \right) \sqrt{RS_f}$$

k = número de Von Karman el cual según el autor tiene un rango de variación entre 0.3 – 1.4. (Revista del Ministerio de Energía y Ciencias Técnicas URSS, 1973,33).

- Zhelezniakov (1968)

Mediante un trabajo enteramente teórico este autor ruso dedujo una expresión para el cálculo de C en función del coeficiente de resistencia de Manning (n) y el radio hidráulico sin ningún tipo de limitantes en los valores de R a utilizar.

$$18) C = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{n} - \frac{\sqrt{g}}{0.13} [1 - \log(R)] \right) + \sqrt{\frac{1}{4} \left(\frac{1}{n} + \sqrt{g} \log(R) \right)^2 + \frac{\sqrt{g}}{0.13} \left[\frac{1}{n} + \sqrt{g} \log(R) \right]}$$

$$C = \left[\frac{m^{\frac{1}{2}}}{s} \right]$$

(Revista del Ministerio de Energía y Ciencias Técnicas URSS, 1973,33).

De las anteriores ecuaciones, la de Manning ha sido la más usada para resolver problemas de flujo libre y la de Darcy – Weisbach para flujo a presión. Sin embargo, las dos son aplicables en ambos casos y son las que se han decidido escoger para este estudio de coeficientes de resistencia en cauces naturales.

El término “resistencia al flujo” se usa ampliamente para describir la relación entre la velocidad cortante y la velocidad media del flujo, lo que permite encontrar a su vez la relación entre los coeficientes de resistencia n y f tal como se ve a continuación.

$$19) \frac{V^*}{V}$$

V = velocidad media del flujo

V^* = velocidad cortante

$$20) V^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{\frac{\gamma R S_f}{\rho}} = \sqrt{\frac{\rho g R S_f}{\rho}} = \sqrt{g R S_f}$$

$$21) \frac{V}{V^*} = \frac{C \sqrt{R S_f}}{\sqrt{g R S_f}} = \frac{C}{\sqrt{g}}$$

τ_0 = fuerza cortante por unidad de área del plano del lecho del canal

ρ = densidad del agua

La ecuación anterior se puede relacionar con los coeficientes de resistencia al flujo de Manning y Darcy – Weisbach de la siguiente forma:

$$22) \frac{V}{V^*} = \frac{C}{\sqrt{g}} = \frac{\sqrt{\frac{8g}{f}}}{\sqrt{g}} = \sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n\sqrt{g}}$$

$$23) f = \frac{8n^2 g}{R^{1/3}}$$

$$24) n = \sqrt{\frac{fR^{1/3}}{8g}}$$

La ecuación 22) puede aplicarse para coeficientes de resistencia para momentum ó energía en un punto, en una sección transversal ó en un tramo del canal.

Teóricamente no es clara la ventaja entre uno y otro coeficiente. Históricamente, el coeficiente f de Darcy –Weisbach tiene la ventaja de estar directamente relacionado con el desarrollo de la mecánica de fluidos. El n de Manning es ampliamente utilizado en países como los Estados Unidos, donde poseen extensas experiencias con el mismo.

El comportamiento de estos coeficientes está en función de diversos parámetros como:

$$25) f, \frac{n}{R^{1/6}} = f\left(\frac{R}{d_x}, R_e, F, \varphi, \bar{N}, \bar{I}, \frac{\tau_s}{\tau_c}, \eta_0\right)$$

f = función de

R = radio hidráulico

d_x = tamaño de la partícula para el cual el porcentaje x de las partículas es menor

R_e = número de Reynolds del flujo

F = número de Froude del flujo

φ = influencia de la forma de la sección transversal

\bar{N} = valoración de la no uniformidad del canal en planta

\bar{I} = grado de inestabilidad del flujo

$\frac{\tau_s}{\tau_c}$ = parámetro de movilidad del sedimento

η_0 = representación no dimensional de la variación lateral de la rugosidad de las paredes a lo largo del perímetro mojado en la sección transversal al flujo

La importancia de estos parámetros dependerá de las bases teóricas de las cuales se parta y de la zona de estudio que se considere, ya sea en cauces de montaña o en tierras bajas, los que tienen unas características muy distintivas. (Yen, 2002,20).

5.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS RÍOS DE MONTAÑA

Los ríos de montaña se caracterizan por altas pendientes, gran variación del tamaño de los sedimentos y usualmente profundidades del agua en orden de magnitud similares al tamaño del material del lecho.

Investigadores han definido un río de montaña como una corriente en un área con topografía abrupta y pendientes en un rango de 0.1 a 10% o más. La configuración de ríos de montaña varía desde la formación típica de saltos y estanques con pequeñas pendientes (0.1 – 1.0%), a lecho plano (1 - 3%) y hasta canales con una serie de saltos en estanques para pendientes tan altas como 10% (López, 1999,263). El material del lecho está compuesto por arenas, gravas, cantos y bloques con diámetros promedio por encima de los 1 ó 2 metros.

La resistencia al flujo es alta y las pérdidas de energía se incrementan por la formación de turbulencia y saltos hidráulicos aguas abajo de los cantos rodados (López, 1999,263). Uno de los principales problemas en la aplicación de las fórmulas de Manning o Darcy – Weisbach es que se requieren expresiones para n y f pues los valores explícitos y ecuaciones de este tipo han sido desarrolladas principalmente para ríos en tierras bajas y no son aplicables a ríos de montaña por las siguientes razones:

- El material del lecho en los ríos de montaña es generalmente muy grueso, mientras que los ríos de tierras bajas poseen arenas y lechos de grava.
- Las pendientes del lecho en ríos de montaña son típicamente mayores que las de los ríos de tierras bajas, por lo que la presión del agua en un punto no se mide normalmente al fondo del cauce.
- La rugosidad relativa (relación entre el tamaño del material del lecho y la profundidad del río) es mucho mayor en los ríos de montaña (Rice, 1998,179).

5.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS RÍOS DE TIERRAS BAJAS

Los ríos ubicados en tierras bajas presentan pendientes menores a 0.2% (Rice, 1998,179); son denominados también ríos de gradiente bajo (Hossein, 1998,1054); estos ríos tienen como material de lecho principalmente gravas y/o arenas, con tamaño medio de las partículas del lecho menor a 64 mm (Ferro, 1999,771), tamaño que incluye las gravas muy gruesas (Harrelson, 1994,49). Algunos autores han tomado como criterio para clasificar la

rugosidad del lecho la sumergencia relativa $\left(\frac{R}{d_x}\right)$ de la siguiente forma:

- Rugosidad alta $R/d_{84} < 1.2$
- Rugosidad intermedia $1.2 < R/d_{84} < 4.0$
- Rugosidad baja $R/d_{84} > 4.0$

Las dos primeras clasificaciones están asociadas con corrientes de alto gradiente (Colosimo, 1988,862).

Otros autores han realizado esta clasificación haciendo uso de la relación profundidad y diámetro de la partícula (h/d_x) para el cual un porcentaje x de las partículas tiene un diámetro menor que d_x . Para el caso de los ríos de tierras bajas, esta relación debe ser $h/d_{50} > 15$ ó $h/d_{84} > 4$, según el tamaño característico que se use (Ferro, 1999,771).

En este tipo de corrientes, la resistencia al flujo ha sido analizada de dos formas:

Coefficiente de resistencia formado por el efecto de la rugosidad del grano y la rugosidad por las formas del fondo, llamada separación lineal de la resistencia del canal:

$$26) f = f' + f'', n = n' + n''$$

f = coeficiente de fricción total

f' = coeficiente de fricción debido a la rugosidad del grano

f'' = coeficiente de fricción debido a las formas del fondo

n = coeficiente de rugosidad total

n' = coeficiente de rugosidad debido a el grano

n'' = coeficiente de rugosidad debido a las formas del lecho.

La aproximación no lineal de la resistencia del canal, maneja factores simples en donde el coeficiente de resistencia no es dividido en rugosidad del grano y rugosidad por las formas del lecho, como en las aproximaciones por superposición lineal mencionadas anteriormente.

La mayoría de las aproximaciones no lineales existentes fueron derivadas a partir de análisis dimensional y ajuste estadístico de datos o parámetros considerados en los estudios, (Yen, 2002,35). Las expresiones y metodologías citadas en este trabajo pertenecen al grupo de las aproximaciones no lineales, ya que las expresiones encontradas en la literatura analizada para lechos de material grueso (condición típica que espera encontrarse en los cauces en la zona Andina Caucana), pertenecen a este grupo. Las aproximaciones lineales encontradas en la revisión bibliográfica son aplicables a cauces con lecho de arena, caso que no espera encontrarse en la zona de estudio.

5.4 ECUACIONES PARA EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

El coeficiente de rugosidad de Manning es un valor empírico representativo de una colección de efectos de todas las características de rugosidad del canal.

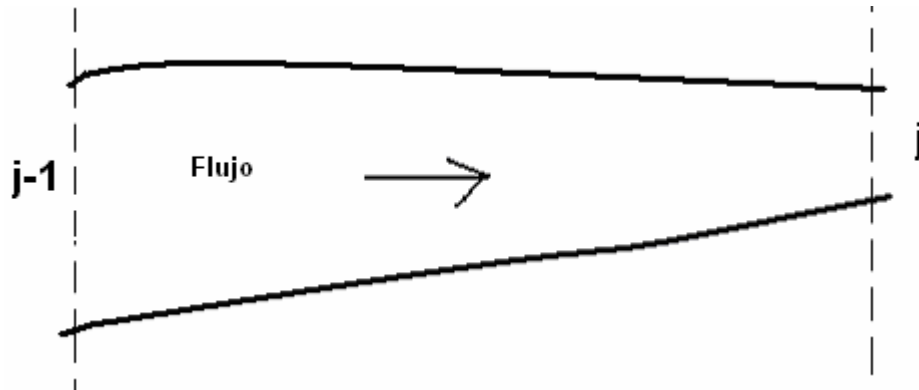


Figura 3. Esquema en planta cauce del río (French, 1988,159)

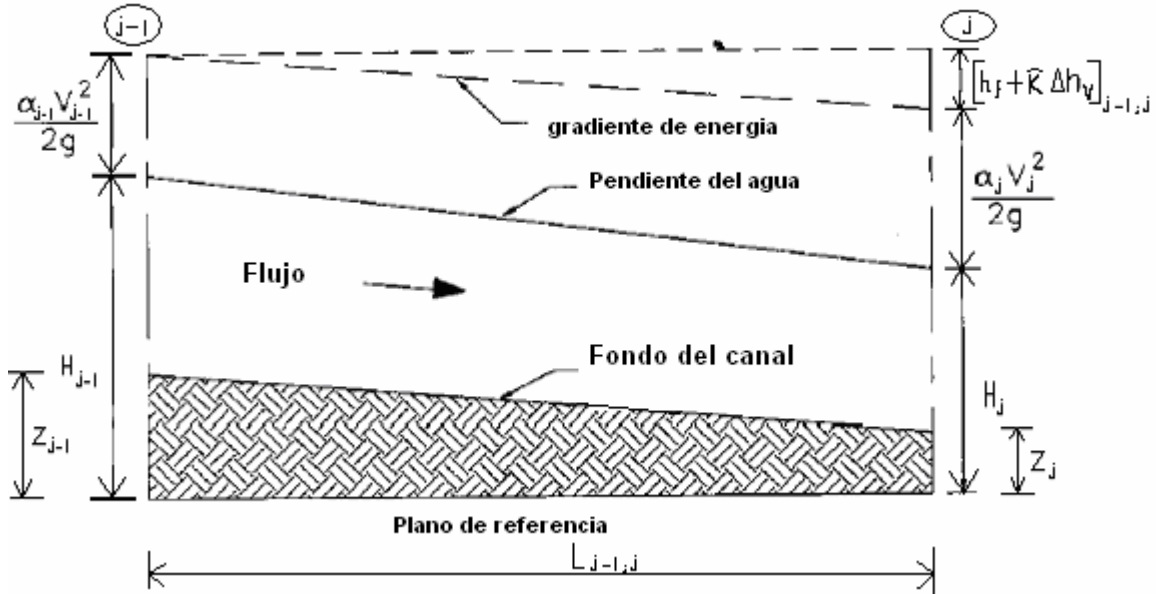


Figura 4. Esquema perfil cauce del río (French, 1988,159)

La determinación del coeficiente de rugosidad de Manning se puede realizar de diferentes formas, desde seleccionando valores representativos de tablas preestablecidas hasta usando datos de campo y aplicando conceptos de energía y pérdida de cabeza para un tramo del canal. Procedimientos de este tipo han sido usados por U.S. Geological Survey, y forman parte, junto a un registro fotográfico de las corrientes, de uno de los métodos empleados por los miembros de este servicio para la identificación del coeficiente de rugosidad de Manning. Los valores del n de Manning de este método fotográfico fueron estimados a partir de las medidas de caudal, los perfiles de la superficie del agua, y las propiedades de las orillas definidas por más de dos secciones transversales en cada caso. Para un caso en que hay N secciones transversales, se tiene la siguiente ecuación:

$$27) n = \frac{\phi}{Q} \times \left[\frac{(H + h_v)_1 - (H + h_v)_N - \sum_{j=2}^N (\tilde{K} \Delta h_v)_{j-1,j}}{\sum_{j=2}^N \frac{L_{j-1,j}}{(AR^{2/3})_{j-1} (AR^{2/3})_j}} \right]^{\frac{1}{2}}$$

H = elevación de la superficie del agua en una sección con respecto a un plano de referencia común a todas las secciones; ($H = h + z$).

h = altura media de la lámina de agua

z = cota del fondo

$(\Delta h_v)_{j-1,j}$ = cambio en la cabeza de velocidad entre las secciones $j - 1$ y j

$h_v = \frac{\alpha V^2}{2g}$ = cabeza de velocidad en la sección

\tilde{K} = coeficiente para cuantificar la no uniformidad del canal ($\tilde{K} = 0$
para una orilla uniforme, $\tilde{K} = 0.5$ para una orilla no uniforme)

h_f = pérdida de energía ocasionada por la fricción de la frontera

$$28) h_f = (H + h_v)_1 - (H + h_v)_N - \sum_{j=2}^N (\tilde{K} \Delta h_v)_{j-1,j}$$

ϕ = coeficiente según el sistema de unidades utilizado
($\phi = 1.486$ en sistema inglés y $\phi = 1.00$ en S.I.)

$L_{j-1,j}$ = distancia entre las secciones $j-1$ y j ; (French, 1988,132)

α = coeficiente de distribución de velocidad o de Coriolis

$$29) \alpha = \frac{\int v^3 dA}{V^3 A} \approx \frac{\sum v^3 \Delta A}{V^3 A}$$

ΔA = área elemental del área total mojada A

v = velocidad del agua en cada área elemental

V = velocidad media de la sección.

Para el cálculo de los valores de n observados en campo se asumirá un valor de α igual a uno (forma de la sección transversal uniforme); la exactitud de este supuesto para condiciones de cauces de montaña se evaluará en el apartado 8 de este informe.

También se han desarrollado muchas otras ecuaciones en diferentes escenarios, algunas de las cuales se enfocan en el efecto de las formas del lecho y otras relacionan el radio

hidráulico y el tamaño del material del lecho, como se podrá observar en los siguientes numerales.

5.4.1 Grupo 1. Expresiones en función del diámetro del material del lecho.

El tomar el valor del coeficiente de rugosidad de Manning solo en función del diámetro característico que se escoja del material del lecho es explicado por Henderson (1966,97) al especificar que la ecuación de Manning debe aplicarse en zonas totalmente rugosas y expone un gráfico donde se observa el comportamiento de la ecuación expuesta por Nikuradse para flujo con comportamiento totalmente rugoso;

$$30) \frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{C}{\sqrt{8g}} = 2 \log_{10} \left(\frac{12R}{k_s} \right)$$

k_s = rugosidad absoluta, en este caso, diámetro de los granos de arena de Nikuradse.

Esta ecuación al ser dibujada sobre papel logarítmico resulta en una curva que puede ser aproximada de una manera burda por una línea recta que tiene una pendiente de 1:3, obteniéndose la siguiente ecuación:

$$31) f \propto \left(\frac{k_s}{R} \right)^{\frac{1}{3}} \propto \left(\frac{g}{C^2} \right)$$

De aquí se deduce:

$$32) C \propto \left(\frac{R}{k_s} \right)^{\frac{1}{6}}$$

Y si de 22) se obtiene que

$$33) C = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n}$$

Se puede deducir que

$$34) n \propto (k_s)^{\frac{1}{6}}$$

Esta relación indica que el coeficiente de resistencia de Manning es independiente de la profundidad y que este varía con el tamaño del material del lecho.

Para cauces naturales k_s puede asumirse proporcional al diámetro característico escogido para el lecho (d_x); esta proporción es representada de la siguiente manera:

$$35) k_s = C_x d_x$$

C_x = constante que corresponde a las características del diámetro característico d_x del material (Millar, 1999, 304).

La ventaja que ofrece este tipo de expresión es que sólo se necesita para su evaluación el realizar una caracterización de la granulometría del lecho. Variadas expresiones en función

del diámetro han sido propuestas en distintos escenarios por muchos autores, ente los cuales se pueden mencionar:

- Strickler (1923)

“Ríos con lecho de grava en Suiza”

$$36) n = 0.0414 * (d_{50})^{\frac{1}{6}} \text{ (} d_{50} \text{ en m)}$$

- Meyer – Peter y Mueller (1948)

“Para mezclas de materiales de fondo con una significativa proporción de tamaños granulométricos”

$$37) n = 0.1201 * (d_{90})^{\frac{1}{6}} \text{ (} d_{90} \text{ en m)}$$

- Lane y Carlson (1953)

“Canales rectos empedrados con cantos”

$$38) n = 0.04796 * (d_{75})^{\frac{1}{6}} \text{ (} d_{75} \text{ en m).}$$

- Anderson (1970)

Expresión encontrada usando datos de canales de laboratorio y ríos naturales con elementos redondeados y angulares con tamaños desde 0.0001524 hasta 0.3048 m; con pendientes del canal menores al 1%.

$$39) n = 0.0481 * (d_{50})^{\frac{1}{6}} \text{ (} d_{50} \text{ en m).}$$

- Administración de Carreteras Federales de los Estados Unidos (1975)

$$40) n = 0.0395(d_{50})^{\frac{1}{6}} \quad (d_{50} \text{ en m})$$

- Simons y Senturk (1976)

$$41) n = 0.0389 * (d_{50})^{\frac{1}{6}} \quad (d_{50} \text{ en m}).$$

- Raudkivi (1976)

Expresión útil en la selección de rugosidades ponderadas para modelos hidráulicos de fondo fijo; al igual que la expresión 36) propuesta por Strickler.

$$42) n = 0.0411 * (d_{65})^{\frac{1}{6}} \quad (d_{65} \text{ en m}).$$

- Garde y Reju (1978)

Señalaron que los datos analizados por Strickler, fueron realizados a partir de varias corrientes en Suiza que tienen fondos formados por materiales de granulación gruesa y donde el fondo está libre de ondulaciones.

$$43) n = 0.04754 * (d_{50})^{\frac{1}{6}} \quad (d_{50} \text{ en m}).$$

- Bray (1979)

“Ríos con lecho de grava en Alberta, Canadá”

$$44) n = 0.0593 * (d_{50})^{0.179} \quad (d_{50} \text{ en m}).$$

- Subramanya (1982)

$$45) n = 0.047 * (d_{50})^{\frac{1}{6}} \quad (d_{50} \text{ en m}).$$

- Posada (1998)

“Ríos de montaña con lecho de grava, Antioquia y Risaralda”

$$46) n = 0.0487 * (d_{50})^{\frac{1}{6}} \quad (d_{50} \text{ en m})$$

5.4.2 Grupo 2. Expresiones en función del diámetro característico del material del lecho y el radio hidráulico.

Se han desarrollado otras expresiones que consideran además del tamaño del material del lecho, el efecto de la profundidad del flujo las cuales tienen la siguiente forma:

De 22) se puede obtener que;

$$47) \sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n\sqrt{g}}.$$

Entre 1957 y 1961 laboró un Comité de Trabajo creado por la División de Hidráulica de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, el cual tuvo como trabajo investigar toda la información existente a la fecha sobre “Factores de Fricción” en canales y proponer

ecuaciones para el cálculo de flujo uniforme. Esta comisión propuso que el factor de fricción de Darcy-Weisbach podía calcularse con una expresión del tipo

$$48) \frac{1}{\sqrt{f}} = b + a \log \left(\frac{4R}{k_s} \right)$$

k_s = rugosidad absoluta de la pared

a y b = constantes numéricas características de la zona de estudio (Cano, 1989,14)

Combinando 47) y 48) se puede obtener una expresión para n de la siguiente forma:

$$49) n = \frac{\frac{R^{\frac{1}{6}}}{\sqrt{8g}}}{b + a \times \log \left(\frac{4 \times R}{k_s} \right)}$$

Entre las expresiones desarrolladas de este tipo se tienen las siguientes:

- Limerinos (1970)

“Ríos con lecho de grava en California”.

Esta expresión fue desarrollada para cauces con lechos relativamente gruesos, móviles y rectos. Trabaja en un rango de n entre (0.02 – 0.10), para un R entre (0.3048 m – 1.828 m) y un d_{84} (1.5 mm – 250 mm), (U.S Army Corps of Engineers, 1994,8).

$$50) n = \frac{0.113R^{1/6}}{0.035 + 2.03 \log \left(\frac{R}{d_{50}} \right)}; \quad (d_{50} \text{ y } R \text{ en m})$$

$$51) n = \frac{0.113R^{1/6}}{1.16 + 2 \log\left(\frac{R}{d_{84}}\right)}; \quad (R \text{ y } d_{84} \text{ en m})$$

- Bray (1979)

“Ríos con lecho de grava en Alberta, Canadá”.

$$52) n = \frac{0.113R^{1/6}}{0.248 + 2.36 \log\left(\frac{R}{d_{50}}\right)}; \quad (d_{50} \text{ y } R \text{ en m})$$

- Griffiths (1981)

“Ríos con lecho de grava y canto en U.S.A., Canadá, Nueva Zelanda e Inglaterra”.

$$53) n = \frac{0.113R^{1/6}}{0.76 + 1.98 \log\left(\frac{R}{d_{50}}\right)}; \quad (d_{50} \text{ y } R \text{ en m})$$

- Blodgett (1986)

Ríos con lecho de grava localizados en los Estados de California, Colorado, Idaho, Montana y Washington, con un rango de d_{50} entre 0.00889 – 0.38 m, para valores de n de 0.020 a 0.159.

$$54) n = \frac{0.1128R^{1/6}}{0.794 + 1.85 \log\left(\frac{R}{d_{50}}\right)}; \quad (d_{50} \text{ y } R \text{ en pies})$$

- Phillips (1997)

Ríos con lecho de grava en Arizona Central, con d_{50} de 0.071 m a 0.091 m.

$$55) n = \frac{0.1128R^{1/6}}{1.46 + 2.23 \log\left(\frac{R}{d_{50}}\right)} \quad (d_{50} \text{ y } R \text{ en pies})$$

- Hey (1979)

Propone una expresión que también depende del tamaño y del radio hidráulico pero tiene una forma diferente a las mencionadas anteriormente.

$$56) n = \frac{R^{1/6}}{5.75\sqrt{g} \log\left(12.5 \frac{R}{3.5d_{84}}\right)} \quad (R \text{ y } d_{84} \text{ en m})$$

5.4.3 Grupo 3. Expresiones en función del radio hidráulico y la pendiente de fricción

- Jarrett (1984)

Su trabajo se desarrolló en ríos con pendientes en el rango de (0.2 - 4 %), d_{84} entre (0.1 - 0.8 m) y radio hidráulico en el rango de (0.15 - 2.1 m). Jarrett efectuó 77 mediciones de caudal en 21 corrientes con alto gradiente que le permitieron calcular el coeficiente de rugosidad de Manning, el cual resultó ser según sus observaciones, directamente proporcional al gradiente de energía e inversamente proporcional al radio hidráulico, resultando en una expresión de la forma:

$$57) n = 0.3224S_f^{0.38} R^{-0.16}; (R \text{ en m})$$

La facilidad en el uso de la expresión 57) radica en que no es necesario realizar un muestreo de sedimentos, actividad difícil de ejecutar en un cauce de montaña. Para condiciones de flujo casi uniforme puede usarse S_w en lugar de S_f lo que elimina el procedimiento iterativo presente en la ecuación 57) causado por el gradiente de energía.

Cabe mencionar que Rosgen (1994,189) en su trabajo sobre clasificación de corrientes naturales expuso esta expresión como apropiada para la estimación de n en corrientes de montaña con pendientes abruptas y lechos de cantos y bloques.

5.4.4 Grupo 4. Expresiones en función del diámetro del material del lecho, pendiente de fricción y número de Froude.

- Madrid (1994)

Usando datos de Bathurst (1985) y Jarrett (1984), Madrid y Ugarte desarrollaron

una expresión para n en corrientes de rugosidad elevada $\left(\frac{R}{d_{84}} > 1\right)$.

$$58) n = \left[0.183 + \ln(1.7462S_f^{0.1581} / F^{0.2631})\right] \left(d_{84}^{1/6} / g^{1/2}\right); (d_{84} \text{ en m})$$

Esta expresión se obtuvo con un error medio de 5.7% y un error máximo del 21%.

5.5 ECUACIONES PARA EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN DE DARCY – WEISBACH

La ecuación de Darcy –Weisbach, originalmente desarrollada para tuberías a flujo pleno, ha sido adaptada para uso en canales abiertos, ya que en general, se espera que n dependa del número de Reynolds del flujo, de la rugosidad de la frontera y de la forma de la sección transversal del canal, comportamiento análogo al coeficiente de fricción f de Darcy – Weisbach utilizado para determinar la resistencia de flujos en tuberías, (French, 1988,115). Encontrar los valores de f requiere numerosos datos de campo y también puede emplearse para ello el concepto de energía y pérdida de cabeza para tramos en el canal.

Un gran número de investigadores han basado sus estudios en la ecuación de Darcy – Weisbach, pues es dimensionalmente correcta y tiene bases físicas sólidas. Se ha prestado especial atención a la evaluación del efecto del tamaño del material del lecho sobre la resistencia para flujo uniforme usando ecuaciones del tipo de Keulegan basadas en la ley logarítmica de la velocidad, (Hey, 1988, 1498).

A este respecto, entre 1957 y 1961 laboró un Comité de Trabajo creado por la División de Hidráulica de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles; este comité compuesto por: R.W. Carter, H.A. Einstein, J. Hinds, R.W Powel y E. Silberman, tuvo como tarea investigar toda la información existente a la fecha sobre “Factores de Fricción” en canales, y proponer ecuaciones para el cálculo de flujo uniforme. Después de cuatro años de investigación y tras estudiar más de 200 documentos, el Comité de Trabajo expuso su reporte, el cual fue publicado en Marzo de 1963 en la revista de Hidráulica de la Sociedad

Americana de Ingenieros Civiles. La conclusión del reporte es que la mejor ecuación para el cálculo de flujo uniforme en canales con fondo fijo, es la conocida como Darcy – Weisbach,

$$59) S_f = \frac{fV^2}{(8gR)}.$$

La Comisión propuso estudiar diferentes tópicos, entre los cuales se mencionaban evaluar factores de fricción para grandes rugosidades, como se presentan en canales pedregosos de alta pendiente, estudiar factores de fricción en canales con fondo móvil y determinar cuándo un canal de fondo fijo se convierte en un canal con fondo móvil.

El análisis de diferentes estudios experimentales hechos por la “Comisión de Trabajo” muestra que el factor de fricción de la ecuación de Darcy – Weisbach se puede calcular con una ecuación similar a la obtenida por Von Karman y Prandtl para tuberías (Cano, 1985,38), (Chanson, 2002,95).

$$60) \frac{1}{\sqrt{f}} = b + a \log \left(\frac{4R}{k_s} \right)$$

Evaluaciones de f han sido realizadas por numerosos investigadores que han dado como resultado ecuaciones como las que se expondrán a continuación.

5.5.1 Grupo 5. Expresiones en función de la sumergencia relativa.

- Keulegan (1938)

$$61) \frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 \text{Log} \left(\frac{R}{d_{50}} \right) + 2.21$$

- Limerinos (1970)

$$62) \frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 \text{Log} \left(\frac{R}{d_{50}} \right) + 0.35$$

- Bray (1979)

$$63) \frac{1}{\sqrt{f}} = 2.36 \text{Log} \left(\frac{R}{d_{50}} \right) + 0.248$$

- Griffiths (1981)

$$64) \sqrt{\frac{1}{f}} = 1.98 \text{Log} \left(\frac{R}{d_{50}} \right) + 0.76$$

- Bathurst (1985)

El estudio de este autor se llevó a cabo usando datos de ríos de montaña en Inglaterra

con pendientes entre 0.4 y 4.0%, d_{84} entre 740 y 113 mm, $\frac{h}{d_{84}}$ entre 0.62 – 11.42, y

descargas en el rango de 195 a $0.137 \frac{m^3}{s}$. Bathurst desarrolló una ecuación con base

en la ley logarítmica de la distribución de velocidades y en la sumergencia relativa $\frac{h}{d_{84}}$;

la cual proporciona un error en la estimación de \pm el 35%:

$$65) \sqrt{\frac{8}{f}} = 5.62 \log \left(\frac{h}{d_{84}} \right) + 4$$

Bathurst en su trabajo de 1985 asume la forma $\sqrt{\frac{8}{f}}$ en lugar de $\frac{1}{\sqrt{f}}$ para la parte izquierda de la expresión, con el fin de expresar directamente con su ecuación la relación explicada en 22) entre la velocidad media del flujo y la velocidad cortante.

- Baiamonte y Ferro (1995)

Desarrollaron una expresión haciendo uso de experimentos en canales de laboratorio (463 experiencias y 11 arreglos del lecho), con caudales de 0.162 a 0.011 m^3/s , pendientes de 0.25 a 2.5% y altura de la lámina de agua de 0.05 – 0.229 m, la cual exhibió un coeficiente de correlación $r = 0.86$ (Ferro, 1999, 773).

$$66) \sqrt{\frac{8}{f}} = -0.854 + 15.74 \log\left(\frac{h}{d_{84}}\right)$$

5.5.2 Grupo 6. Expresiones que modifican las ecuaciones del tipo de Keulegan.

- Colosimo (1988).

Sus experiencias en ríos con lecho de grava en la región de Calabria (sur de Italia), sugirieron una relación del tipo:

$$67) \frac{1}{\sqrt{f}} = a \log \frac{\alpha' h}{M d_{84}} + f_1(F) + f_2\left(\frac{\tau_s}{\tau_c}\right)$$

h = profundidad hidráulica del flujo

α' = factor de forma de la sección transversal

M = módulo de uniformidad de la curva de tamaño del grano

$$68) \alpha' = 10 \exp\left(\frac{8.5 - 2.5(1 - B')}{5.75}\right)$$

$$69) B' = \ln\left(1 + \frac{2h}{B}\right) - \frac{h}{B}$$

$$70) M = \frac{(A_1 + A_2)}{A_2}$$

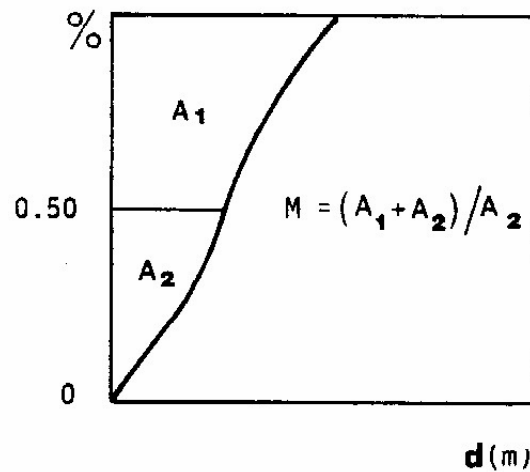


Figura 5. Medida del coeficiente M sobre la curva granulométrica (Colosimo, 1988,874).

Con M se busca evaluar los efectos de la distribución de tamaños del material del lecho.

$f_1 (F)$ = efecto del número de Froude

$f_2 \left(\frac{\tau_s}{\tau_c} \right)$ = parámetro de movilidad del sedimento sobre la resistencia al flujo

a = coeficiente numérico

$$71) \bar{a} = \frac{2.30}{k\sqrt{8}}$$

k = 0.4 (constante de Von Karman)

τ_s = parámetro de Shields, evaluado como:

$$72) \tau_s = \frac{V^{*2}}{gd_{84} \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)}$$

V^* = velocidad cortante

γ_s = peso específico del sedimento

γ = peso específico del agua

τ_c = valor crítico de τ_s para inicio de transporte de sedimentos

τ_c es el indicador de las condiciones de movimiento reinantes en el lecho. Para valores de $\tau_s \leq \tau_c$ se tendrá un lecho en reposo, y para valores de $\tau_s > \tau_c$ se tendrá un lecho en movimiento.

El valor de τ_c puede asumirse de resultados experimentales hallados en laboratorio (Leopold, 1992,172). Valores de τ_c han sido sugeridos para lechos de arena (Shields 1936), y para aquellos que contienen mezclas de arena y grava (Ackers y White 1973) como cita Colosimo (1988,865). En estudios como los de Colosimo (1988) y Hossein (1998) desarrollados en ríos con lecho de grava se asumió el valor de $\tau_c = 0.03$ (valor sugerido por Ackers y White), al igual que en la discusión sobre el trabajo de Hossein realizada en Aberle (1999,1315) con datos de ríos con lecho de grava de la Universidad de Karlsruhe ($G = \frac{\rho_s}{\rho} = 2.65$ y $\tau_c = 0.03$). En (Griffiths, 1989,346), se desarrolla un análisis de la resistencia al flujo en canales de grava con lecho móvil en que se asume un valor de $\tau_c = 0.03$, partiendo de los datos de Meyer-Peter y Muller de 1948 con un límite impuesto de $d_{50} > 1$ mm para conservar la clasificación del sedimento del lecho como grava. Observando lo mencionado anteriormente, se puede asumir un valor de $\tau_c = 0.03$ para desarrollar la metodología propuesta por Colosimo y para evaluar la ecuación presentada por Hossein. El trabajo de Colosimo arrojó la siguiente ecuación:

$$73) \frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 \text{Log} \frac{\alpha' h}{M d_{84}} + (2.54F - 1.65) + \left(0.75 - 0.68 \frac{\tau_s}{\tau_c} \right)$$

Cuadro 1. Rango de valores aplicables a la ecuación 73. (Colosimo, 1988,866).

VARIABLE	RANGO
B (m)	3 – 23
S_f (%)	0.26 – 1.9
h (m)	0.26 – 0.58
V (m/s)	0.43 – 2.71
d_{84} (m)	0.041 – 0.12
Q (m ³ /s)	0.4 – 17.9
F	0.27 – 1.26
B/h	10.26 – 52.94
h/d_{84}	2.25 – 12.0
τ_s	0.0102- 0.0516

- Hossein (1998).

Desarrolló una fórmula para estimar el coeficiente de fricción basado en datos de 280 ríos con lecho de grava, localizados en Canadá, Estados Unidos, Reino Unido, Nueva Zelanda, Irlanda del Norte e Italia. Estos datos se dividieron en dos grupos, un grupo de datos destinado para la investigación y el segundo grupo de datos usado para validar la expresión propuesta. El objetivo de este autor, es el de crear una expresión que abarque un tamaño considerable en los rangos de los parámetros estudiados, por lo que amerita traerlo a consideración. El rango de las variables se presenta en el cuadro 2.

Cuadro 2. Rango de variables para la ecuación 74. (Hossein, 1998,1054).

Variable	Datos investigación	Datos validación
Número	140	140
V (m/s)	0.25 –3.8	0.23-3.5
B (m)	3.0-78	2.0-128
h (m)	0.2-2.5	0.2-2.7
R (m)	0.2-2.0	0.2-2.3
d_{50} (mm)	2.7-180	17-210
S_f (%)	0.0001-0.052	0.0002-0.076

V = velocidad media de flujo

B = ancho del canal mojado

h = profundidad media del flujo

R = radio hidráulico

d_{50} = tamaño medio del grano

S_f = pendiente de energía del canal.

En la investigación Hossein encontró que la mejor relación la ofrecía la expresión:

$$74) \sqrt{\frac{1}{f}} = 2.03 \log \left(\frac{\Psi h}{d_{50}} \right) + 2.96F - 0.18 \frac{\tau_s}{\tau_c} - 0.83$$

Ψ = factor de forma de la sección transversal

$$75) \Psi = (P \times B^{-1})^{\frac{1}{2}}$$

$$76) P = (B + 2h)$$

P = perímetro mojado

$\frac{\tau_s}{\tau_c}$ = parámetro de movilidad del sedimento

τ_c = valor crítico de τ_s

$$77) \tau_s = h S_f \left[(\rho_s \rho^{-1} - 1) d_{50} \right]^1 \text{ parámetro de Shields}$$

▪ Cano (1988)

Su trabajo se basó totalmente en experiencias de laboratorio en las instalaciones de la Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín. Como material del lecho utilizó cascajo de diferentes tamaños con un máximo de 19.1 mm, acomodados de manera aleatoria sobre canales de forma regular (rectangular, triangular y trapezoidal).

$$78) \frac{1}{\sqrt{f}} = a \left[-\log(1.352a) + \log\left(\frac{4R}{\check{K}}\right) \right]$$

$$79) a = 5.7798 \check{K}^{0.139633}$$

$$80) \check{K} = 0.54 d_{50} \text{ si } d_{50} > 0.03\text{m}$$

$$81) \check{K} = d_{50} \text{ si } d_{50} < 0.03\text{m, para materiales en reposo}$$

$$82) \check{K} = 0.56 d_{50} \text{ si } d_{50} > 0.03\text{m}$$

$$83) \check{K} = 0.78 d_{50} \text{ si } d_{50} < 0.03\text{m, para materiales en movimiento}$$

- Aguirre – Pe y Fuentes (1990)

Desarrollaron un estudio de la resistencia al flujo en corrientes de altas pendientes con $h/d_{50} < 10$, obteniendo la expresión:

$$84) \sqrt{\frac{8}{f}} = 2.5 \ln(h / d_{50}) + 3.09 + 1.75 \left(\frac{d_{50}}{h} \right)$$

5.6 BASES ESTADÍSTICAS

Para dar cumplimiento a los objetivos inicialmente propuestos se hacía necesaria la realización de un arduo trabajo de análisis estadístico, para lo cual se hará uso del sistema SPSS para Windows creado y distribuido por SPSS Inc., el SPSS “Statistical Package for the Social Scienses” es un paquete estadístico de análisis de datos con más de 20 años de aplicación en la investigación de las ciencias sociales y económicas. Contiene programas capaces de realizar desde un simple análisis descriptivo hasta diferentes tipos de análisis multivariante de datos, como pueden ser: análisis discriminante, análisis de regresión, cluster, análisis de varianza, etc.; también permite analizar series temporales, obtener tablas de frecuencias y realizar gráficos, este programa es utilizado en la Universidad del Cauca por los Departamentos de Física, Química y Matemáticas , siendo este último el que prestó la asesoría necesaria para su uso en el estudio de modelos no-lineales; en el siguiente cuadro se muestra un resumen de las propiedades del paquete estadístico SPSS.

Cuadro 3. Módulos del SPSS.

Básico	Lectura y transformación de datos; Estadística Básica.
Professional Statistics	Análisis cluster, análisis cluster de k-medias, análisis discriminante, análisis factorial, análisis de escalamiento multidimensional, análisis de proximidades y análisis de fiabilidad.
Avanced Statistics	Regresión logística, modelos lineales logarítmicos, análisis multivariante de varianza, regresión no lineal, modelos probit, Cox, Kaplan-Meier y análisis de supervivencia.
Tables	Tablas de frecuencias incluyendo variables multirrespuesta.
Trend	Análisis y predicción de series temporales: modelos de ajuste de curvas, modelos de suavizado y métodos de estimación de modelos auto regresivos.
Categories	Análisis de correspondencias simple y múltiple.

5.6.1 Teoría no lineal de regresión.

Para mencionar el tema de la regresión no lineal y los modelos no lineales, es necesario hacer una breve introducción sobre los modelos lineales. Los modelos de regresión lineal son aquellos en los que los parámetros β_i del modelo aparecen linealmente como en la expresión 85).

$$85) Y_j = \sum_{i=0}^p \beta_i X_{ij} + \varepsilon_j$$

$$j = 1, \dots, N$$

β_j se conocen en la literatura estadística como *coeficientes de regresión*, son cantidades desconocidas o parámetros y uno de los objetivos del análisis de regresión es su estimación.

β_0 se define por convención, como cero o uno, según se desea incluir o no en el modelo este coeficiente, denominado intercepto del modelo.

X_i son factores que representan un conjunto de variables no aleatorias (conocidas también como *variables independientes o predictoras*), de naturaleza cuantitativa o al menos corresponden a una variable indicadora (dummy) con valores cero o uno, para señalar la presencia o ausencia de alguna característica que afecta la variable de respuesta Y_j .

Y_j o variable de respuesta, uno de los propósitos del análisis de regresión es obtener información acerca del valor promedio de la variable aleatoria Y_j , a partir de la información de las p características observadas en N elementos o individuos a través del modelo.

Observe que los parámetros β_j aparecen *linealmente* en el modelo, de ahí el calificativo de *modelo lineal* en los parámetros, aunque la relación entre la variable de respuesta y algunas de las variables independientes X_i sean no-lineales.

El término ε_j se conoce como el *error aleatorio* e indica una discrepancia específica entre la respuesta observada y la respuesta esperada. Para fines de inferencia estadística se deben hacer los siguientes *supuestos* acerca de la distribución de los errores:

- No correlación o independencia de los errores de una observación a otra
- Distribución normal de los errores

- El modelo esté correctamente especificado para lo cual debe satisfacer las siguientes dos condiciones:
 - El valor esperado de los errores es cero,
 - La varianza de los errores es igual o constante en todos los puntos X_i

Se dice que un modelo puede ser incorrectamente especificado por varias razones como son:

- Excluir variables relevantes
- Incluir variables irrelevantes
- Planteamiento equivocado de la relación entre la variable de respuesta y el conjunto de variables predictoras y el término de error, por ejemplo, tratar un modelo no-lineal como si fuera lineal. (Roberto Behar Gutierrez, 1990, 35).

Uno de los objetivos del análisis de regresión consiste en *estimar los parámetros* y someter a prueba algunas *hipótesis* sobre los parámetros del modelo. Bajo los supuestos considerados sobre el término de error, los estimadores de los parámetros desconocidos del modelo lineal se obtienen a través del criterio conocido como los *mínimos-cuadrados*, el cual se lleva a cabo por medio de la minimización de la suma de cuadrados de las desviaciones o errores (David A. Ratkowsky, 1983, 2). Un resultado teórico a destacar en los modelos de regresión lineal consiste en que los estimadores de los parámetros (también conocidos como estimadores *mínimo-cuadráticos*), son los mejores entre la clase de estimadores lineales insesgados, y tienen la propiedad de tener mínima varianza.

Estos estimadores *mínimo-cuadráticos* son también los estimadores *máximo-verosímiles* de los parámetros del modelo. En forma matricial, el modelo de regresión lineal presentado en la ecuación 85) se puede resumir de la siguiente manera.

$$86) Y = X\beta + \varepsilon ; \varepsilon'Normal(\mu, \sigma^2 I)$$

Donde:

X es una matriz de orden $N \times (p + 1)$

Y un vector de orden $N \times 1$.

β es el vector de parámetros de orden $(p + 1) \times 1$

μ es escalar común de medias de error

σ^2 es un escalar común de varianzas

I es la matriz identidad.

Un resultado en la regresión lineal consiste en que el estimador de mínimos cuadrados ordinarios para el vector β viene dado por la expresión siguiente.

$$87) \hat{\beta} = (X'X)^{-1}(X'Y);$$

y el vector de predicciones es

$$88) \hat{Y} = X\hat{\beta} = X[(X'X)^{-1}(X'Y)] = [X(X'X)^{-1}X']Y = HY$$

donde la matriz H se conoce como matriz 'hat'.

Otro de los objetivos del análisis de regresión consiste en estimar el grado *de correlación lineal* (si llegara a existir) entre dos variables cuantitativas. Como primera medida de análisis se exploraron las posibles relaciones de tipo lineal que existieran entre cada una de las variables, para esto se utilizaron dos coeficientes de correlación los cuales fueron el coeficiente de correlación de Pearson y el coeficiente de correlación de Spearman.

El coeficiente de correlación r del momento de producto de Pearson es una medida de la fortaleza de la relación lineal entre dos variables x y y en la muestra; el coeficiente se calcula (para una muestra de N mediciones de x y y) como sigue:

$$89) r = \frac{SS_{xy}}{\sqrt{SS_{xx}SS_{yy}}}$$

Donde;

$$90) SS_{xy} = \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) = \sum_{i=1}^N x_i y_i - \frac{(\sum_{i=1}^N x_i)(\sum_{i=1}^N y_i)}{N}$$

$$91) SS_{xx} = \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 = \sum_{i=1}^N x_i^2 - \frac{(\sum_{i=1}^N x_i)^2}{N}$$

$$92) SS_{yy} = \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2 = \sum_{i=1}^N y_i^2 - \frac{(\sum_{i=1}^N y_i)^2}{N}$$

x_i = valor i del parámetro x evaluado.

y_i = valor i del parámetro y evaluado.

\bar{x} y \bar{y} = media del conjunto de valores x y y .

N = Tamaño de la muestra.

SS_{xy} = Sumatoria de $(x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y})$

SS_{xx} = Sumatoria de los cuadrados de $(x_i - \bar{x})$

SS_{yy} = Sumatoria de los cuadrados de $(y_i - \bar{y})$

De otra parte, el coeficiente de correlación de Spearman es una variante del coeficiente de correlación de Pearson, se aplica cuando cada valor en sí no es tan importante como su situación respecto a los restantes lo que lo hace un poco más robusto en el momento de analizar variables con puntos de dispersión grandes (menor sensibilidad) (Aranaz, 1996,1629). El coeficiente de correlación de Spearman denotado como r_s no se basa en los valores de las dos variables a analizar (x y y), sino en rangos y sirve para probar la existencia de una correlación de rangos entre dos variables, y y x . Este coeficiente se resume en una forma sencilla en la siguiente expresión;

$$93) r_s = 1 - \frac{6 \cdot \sum d_i^2}{N(N^2 - 1)}$$

Donde d_i es la diferencia entre el rango de y y de x para la i -ésima observación; (Mendenhall, 1997,958). Su interpretación es idéntica a la expuesta con anterioridad para el coeficiente de correlación de Pearson.

Hay muchas situaciones en las que el modelo de la ecuación 85) es inapropiado, por ejemplo, se podría considerar que la situación en estudio se pudiera representar por un

conjunto de ecuaciones diferenciales que el modelo puede satisfacer. Cualquier modelo que no sea de la forma dada por la ecuación 85) se denomina un modelo *no-lineal* en los parámetros (N., R. Draper and H. Smith, 1966, 458). Un modelo de regresión no lineal es uno en el cual los parámetros aparecen no-linealmente (David A. Ratkowsky, 1983, 5).

Ejemplos de modelos no-lineales son:

$$94) Y_t = X_t^\beta + \varepsilon_t$$

$$95) Y = \exp\{\beta_1 + \beta_2 X^2 + \varepsilon\}$$

$$96) Y = \frac{\beta_1}{\beta_1 - \beta_2} \left[e^{-\beta_2 X} - e^{-\beta_1 X^2} \right] + \varepsilon$$

Como en el caso de los modelos lineales, la tarea inicial consiste en estimar los parámetros del modelo no lineal. De nuevo, el método de los mínimos cuadrados es utilizado extensivamente. (Raymond H. Myers, 1986,). En el caso del modelo lineal, bajo los supuestos del error (normales, independientes y con igual varianza) los estimadores mínimo-cuadráticos alcanzan varianza mínima entre la clase de estimadores insesgados. La base de estas propiedades es la linealidad en los parámetros del modelo $Y = X\beta + \varepsilon$. Desafortunadamente, en el caso del modelo no-lineal, los estimadores mínimo-cuadráticos no poseen ninguna de estas propiedades.

El modelo no lineal se puede representar de la siguiente manera:

$$97) Y_i = f(X_i, \beta) + \varepsilon_i \quad (i = 1, 2, \dots, n)$$

Con $n > p$, se puede considerar que f es no lineal en $\beta' = [\beta_1, \dots, \beta_p]$. Además, el vector $\hat{\beta}$ es el estimador de β que minimiza la suma de cuadrados residuales

$$98) SS_{Res} = \sum_{i=1}^n [y_i - f(x_i, \hat{\beta})]^2$$

Se presume el supuesto de que los errores ε_i se distribuyen normalmente y son independientes con media cero y varianza común σ^2 . Se sabe que $\hat{\beta}$ es un estimador máximo-verosímil de β . Sin embargo, bajo estas circunstancias, no se pueden hacer aseveraciones acerca de las propiedades de los estimadores excepto para muestras grandes. En otras palabras, las únicas propiedades son *propiedades asintóticas* (insesgamiento y la mínima varianza). Los estimadores en $\hat{\beta}$, en general no son insesgados, pero si son insesgados y de varianza mínima *en el límite*. Esto es, el insesgamiento y la mínima varianza son propiedades que se alcanzan cuando el tamaño de la muestra es suficientemente grande. Por esta razón, para un modelo no lineal específico y un tamaño de muestra específico, no se puede establecer nada verdaderamente con respecto a las propiedades de los estimadores. Existen resultados asintóticos para la matriz de varianzas-covarianzas que se pueden utilizar para obtener intervalos confidenciales aproximados y construir estadísticas-*t* – student sobre los parámetros (Raymond H. Myers, 1986,).

Existen métodos de computación para encontrar las estimaciones mínimo cuadráticas. Un cálculo directo de estas estimaciones no se puede llevar a cabo como en el caso de la regresión lineal; sin embargo, están disponibles algoritmos computacionales en muchos paquetes de computación para realizar esta labor.

El algoritmo para minimizar la función 99) es un procedimiento iterativo que se basa en el método de Gauss-Newton o en algoritmos más complejos como el algoritmo de Levenberg-Marquard (N., R. Draper and H. Smith, 1966, 471). Para aplicar estos procedimientos se parte de unos valores que permiten iniciar el algoritmo iterativo y en cada etapa se obtiene un nuevo estimador hasta obtener la convergencia según un criterio de parada predefinido.

Estos métodos varían en cuanto a la técnica y la filosofía, pero varios son bastante exitosos en una amplia variedad de aplicaciones. En este proyecto de investigación los modelos se ajustaron utilizando el módulo Regression Nonlinear del paquete estadístico SPSS que utiliza el algoritmo de Levenberg-Marquart como método de estimación de los parámetros. Para un mayor detalle al respecto se puede consultar (N., R. Draper and H. Smith, 1966,471).

Se debe observar que los estimadores mínimo-cuadráticos en regresión no lineal, son utilizados para hacer inferencias aproximadas aplicando resultados asintóticos a muestras finitas. Se puede probar que bajo ciertas condiciones (no se exige normalidad de los errores) son estimadores consistentes y asintóticamente normales (Sergio Yañez, 1990, 170).

Por analogía al caso lineal, para analizar el ajuste del modelo, su adecuada la especificación y la validez de las inferencias con base en criterios asintóticos expuestos anteriormente, se considera satisfactorio si con base en los resultados disponibles en la variable de respuesta se observa un buen comportamiento del modelo en cuanto a predicciones. Adicionalmente, se debe tener en cuenta la aceptabilidad en la interpretación y estimación de los parámetros desde el punto de vista estadístico e hidráulico (Sergio Yañez, 1990,171).

6. METODOLOGÍA

En este capítulo de metodología se expone la forma como se realizaron las diferentes actividades según su orden de ejecución durante el desarrollo del trabajo; se explicará de una forma breve pero clara los procedimientos necesarios para realizar la captura de datos tanto en la oficina como en el campo, así como las bases y los criterios que se tomaron en cuenta para el análisis estadístico realizado.

6.1 RECOPIACIÓN PREVIA DE INFORMACIÓN DE OFICINA

Para la selección de las corrientes a aforar se realizó un inventario de los cauces de orden 1, 2 y 3 que estén relativamente cerca de la ciudad de Popayán, que tengan fácil acceso, en lugares donde el aforo se pueda realizar por vadeo (altura promedio de la lámina de agua máximo de 1 m y velocidades menores a 1 m/s); en donde no se realice extracción de material del lecho y las condiciones de orden público sean favorables.

6.2 RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN DE CAMPO

Para cada corriente se estableció un procedimiento de campo que se expone a continuación.

6.2.1 Criterios para la selección del lugar.

- Condiciones de flujo uniforme o casi uniforme.

- Lecho del canal y orillas libres de vegetación.
- Secciones alejadas de estructuras que interfieran con el flujo.
- Canal estable, sin presencia de procesos de socavación (agradación o degradación del lecho).
- Tendencia recta del cauce, para evitar sobre elevaciones y cambios en la profundidad producidos por curvas.
- Facilidad del acceso.
- Secciones lo más constante posibles, que permitan considerar condiciones cercanas a flujo uniforme transversalmente.
- Profundidades bajas de la lámina de agua de forma que el aforo de la corriente, en principio, se pueda hacer por vadeo (cauces con menos de 1 m de profundidad y velocidades no mayores a 1 m/s), para facilitar la medición del caudal y en especial la extracción de muestras para la caracterización del lecho.

6.2.2 Medición de la sección transversal del cauce.

En el sitio que se escoja para hacer el aforo, se hará un levantamiento topográfico completo de la sección transversal, el cual, dependiendo de su ancho y profundidad, puede hacerse con equipo normal de topografía como nivel de precisión, cinta métrica y mira. Se tomarán las elevaciones de la superficie del agua y se dibujará un esquema en el campo, para evitar errores en el registro de datos.

Se tendrá como criterio para la toma de la topografía de la sección y elevaciones del agua, el evitar colocar la mira sobre cantos o material grueso que sobresalga considerablemente

del lecho, caso en el cual se trasladará levemente la mira para evitar el obstáculo, pues tenerlo en cuenta, por sus dimensiones, causaría errores en la toma del área de la sección transversal, ya que por ser los cauces naturales un medio dinámico, esas partículas no estarán tiempo después de realizada la medición (López, 1999,263); (*anexo B*).

6.2.3 Establecimiento de los lugares para realizar el registro fotográfico correspondiente.

Se tomarán como mínimo cuatro fotografías según sean las condiciones de acceso y visibilidad, de la siguiente manera.

- Toma aguas abajo de la sección de aforo mirando en el sentido del río.
- Toma aguas arriba de la sección de aforo mirando en el sentido del río.
- Toma desde la orilla derecha donde se aprecie la sección de un lado a otro.
- Toma desde la orilla izquierda donde se aprecie la sección de un lado a otro.

(Harrelson, 1994, 30); (*anexo C*).

6.2.4 Identificación de los indicadores del nivel a banca llena y definición del nivel correspondiente. Para la completa caracterización de la sección transversal, debe incluirse el nivel a banca llena en el esquema de la sección de aforo correspondiente. El nivel a banca llena es el que corresponde al caudal característico o caudal formador del cauce principal. Los indicadores para determinar el nivel de la sección a banca llena en el campo son:

- Zonas de depósito a una altura incipiente de inundación, en que el nivel de banca llena es la altura asociada a la parte más alta del depósito.
- Cambio en la distribución de las partículas en la zona de depósito.
- Quiebre en la pendiente de la banca del cauce.
- Límite inferior de las hierbas en las zonas de depósito.
- Raíces expuestas por debajo de una capa de suelo intacta indicando exposición a los procesos erosivos.
- Líquen o moho que crece en las piedras de las orillas tiene un nivel que está por encima de las aguas bajas y presenta un límite inferior que corresponde al nivel que alcanza el caudal a sección llena (Carvajal, 2002); (*anexo D*).

6.2.5 Medida del caudal mediante el método del correntómetro.

- *Aforo líquido mediante vadeo.* La sección escogida se divide en dovelas iguales. En cada vertical de las varias en que se divide la sección, se miden las velocidades con el correntómetro, de las siguientes formas:
 - Método $0.2h - 0.8h$. Consiste en medir la velocidad a $0.2h$ y $0.8h$ de profundidad a partir de la superficie, siendo h la altura de la vertical. La velocidad media en la vertical es el promedio de ambas velocidades.
 - Método $0.6h$. Este método tiene resultados aceptables y se usa para profundidades menores de 0.6 m, cuando el agua arrastra mucho sedimento grueso o cuando se dispone de poco tiempo. En este caso la velocidad media se asimila a la que se obtiene al medir la velocidad a $0.6h$ desde la superficie.

- Método $0.2h - 0.6h - 0.8h$, se utiliza en corrientes turbulentas por irregularidades del lecho.

La elección del método a usar dependerá de las condiciones del lecho en la sección y de la altura de la lámina de agua que se encuentre en el momento del aforo. Las verticales deben tener las siguientes características:

- El ancho entre ellas no debe ser mayor que $1/15$ a $1/20$ del ancho total de la sección.
- El caudal que pasa por cada área de influencia A_i , no debe ser mayor que el 10% del caudal total.
- La diferencia de velocidades entre verticales no debe sobrepasar un 20%.

Se hace un promedio de la velocidad en dos verticales consecutivas para obtener la velocidad media de una dovela y en las secciones extremas se toma la velocidad igual a $2/3$ de la velocidad en la vertical de aforo correspondiente. El caudal que pasa por cada subdivisión es:

$$99) Q_i = V_m \times A_i .$$

V_m = velocidad media de una dovela

A_i = área de la dovela considerada.

El caudal total de la sección será la sumatoria de los Q_i ; esta operación debe realizarse en el campo para chequear las condiciones del caudal que pasa por cada subdivisión y variación de las velocidades entre verticales mencionadas anteriormente, pues sino las cumple, deberán realizarse un número mayor de divisiones y repetir el aforo. Como se había

mencionado con anterioridad, para realizar el aforo por vadeo, se necesita que la profundidad del agua sea inferior a 1 m y que la velocidad del agua no sea mayor a 1 m/s; (*anexo E*).

- ***Aforo líquido mediante suspensión del correntómetro.***

Otra opción para efectuar el aforo es realizar la medición desde un puente. Para esto debe utilizarse un correntómetro junto con un lastre que asegure la orientación del instrumento ante los efectos del agua en movimiento (*ver anexo F*). El procedimiento para cuantificar el caudal es igual al mencionado en el apartado anterior, así como los criterios para la escogencia de los puntos donde se realizarán las mediciones de la velocidad y el cálculo respectivo. El cambio de un procedimiento a otro se basa en la determinación de la profundidad del agua en la sección transversal escogida, (*Ver figura 6*).

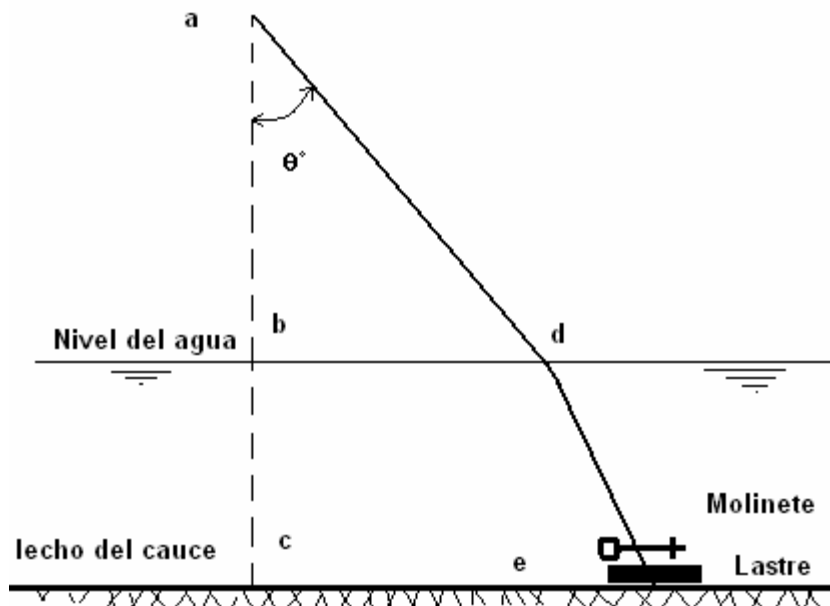


Figura 6. Esquema aforo líquido con correntómetro en suspensión (Aparicio, 1993,41).

La profundidad a la que se hace la medición se calcula usando la fórmula:

$$100) \quad bc = (1 - J) * de$$

J = coeficiente de corrección que se calcula en función del ángulo θ° (**Figura 6**) mediante la tabla que se presenta a continuación.

Cuadro 4. Coeficiente de corrección en función del ángulo θ° (Aparicio, 1993,42).

θ°	J
4	0.0006
6	0.0016
8	0.0032
10	0.005
12	0.0072
14	0.0098
16	0.0128
18	0.0164
20	0.0204
22	0.0248
24	0.0296
26	0.035
28	0.0408
30	0.0472
32	0.0544
34	0.062

Al hacer las mediciones con este método conviene seguir los siguientes pasos.

- Medir la distancia ab .
- Sumergir el lastre hasta que toque el fondo del río y medir ae .
- Calcular $ad = ab \times \sec(\theta)$.
- Restar ad de ae para obtener de .
- Multiplicar de por $(1 - J)$ para obtener bc . (Aparicio, 1993,41).

6.2.6 Determinación de la curva granulométrica del material del lecho.

Si el material del lecho se encuentra conformado por material como limos o arenas finas, se tomarán muestras del fondo para la elaboración de la curva granulométrica; si el material del lecho es grueso (tamaño mayor que la arena gruesa, $> 2\text{mm}$), se realizará el conteo aleatorio de granos según procedimiento ideado por Wolman en 1954.

- Caracterización del material del lecho mediante el uso de la técnica básica de conteo de partículas de Pebble Wolman.
- La distancia para realizar la caracterización del material del lecho será la comprendida entre las dos secciones que demarcan el tramo en estudio. Para la caracterización de la corriente, las muestras en las elevaciones y hondonadas del lecho deben tomarse en igual proporción si es que estas formas del lecho se presentan en la distancia en estudio.
- Selección de un punto aleatorio escogido directamente sobre la corriente; en este punto se tomarán las partículas que estén directamente en contacto con la punta de la bota o la primera que toque la punta del índice. Deben medirse un mínimo de 100 partículas para obtener un conteo válido.
- Medición del eje medio de las partículas que sean susceptibles a ser retiradas del lecho (desde grava muy fina $> 2\text{ mm}$, hasta cantos grandes $< 150\text{ mm}$) mediante una regla métrica. Para medir las partículas embebidas ó las que son demasiado grandes para ser movidas de su lugar, se tomará la menor medida de los ejes expuestos.

- Continuación del muestreo aleatoriamente con movimientos perpendiculares al flujo hacia aguas arriba ó aguas abajo en la distancia antes determinada para la toma de muestras (*ver anexo G*).
- Elaboración de la curva granulométrica para lo que se asumirán los rangos de tamaños indicados en el cuadro 4 tomando como base los rangos propuestos en el método (*ver anexo H*).

Cuadro 5. Rango de tamaños curva granulométrica, (Harrelson 1994,49).

	(mm)	Número	%	% acumulado
ARENAS	< 2			
	2 - 4			
	4 - 8			
GRAVAS	8 - 16			
	16 - 32			
	32 - 64			
CANTOS	64 - 128			
	128 - 256			
	256 - 512			
BLOQUES	512 - 1024			
	1024 - 2048			
	2048 - 4096			

6.3 ANÁLISIS ESTADÍSTICO

Para dar cumplimiento a los objetivos inicialmente propuestos se hace necesaria la realización de un arduo trabajo de análisis estadístico, para lo cual se hizo uso del sistema SPSS para Windows, el cual es un paquete computacional amplio y flexible de análisis estadístico y de gestión de datos en un entorno gráfico, utilizado en el Departamento de Matemáticas de la Universidad del Cauca.

6.3.1 Análisis de las expresiones consultadas.

Con el objeto de evaluar las expresiones que mejor se comportan para estimar los coeficientes de resistencia escogidos para el estudio, en la zona en donde se obtuvieron los datos de campo, se decidió utilizar como criterio el análisis entre los valores observados en el campo y los calculados con las expresiones a analizar.

Para facilitar el procedimiento de análisis se tuvo en cuenta la clasificación que se hizo de estas expresiones según sus fundamentos teóricos, como se aprecia en los apartados 5.4 y 5.5 del presente informe y se realizó un análisis comparativo entre las expresiones de cada clasificación tanto visual como numérica, teniendo en cuenta los siguientes criterios para la selección de las expresiones a recomendar:

- Gráficamente se trazó la línea recta de mejor ajuste (valores observados iguales a los calculados con los modelos estudiados, la cual presenta una inclinación de 45° a partir del origen); así como un intervalo de error de más o menos el 25% analizándose tanto la tendencia de los puntos del diagrama de dispersión a ceñirse a la recta de mejor ajuste,

como la cantidad de puntos que se conservaban dentro del intervalo de más o menos 25% de error considerado; (*ver anexo I*).

- Para cuantificar numéricamente lo anterior y restarle subjetividad al análisis, se emplearon los siguientes indicadores:
- Desviación absoluta media (DAM), la cual se expresa mediante la ecuación,

$$101) \quad DAM = \frac{1}{N} \times \sum \left| \frac{\hat{\theta} - \theta}{\theta} \right|$$

$\hat{\theta}$ = valor calculado con la expresión analizada

θ = valor observado

N = tamaño de la muestra

Este indicador nos da una medida estadística de la dispersión de los datos respecto a una recta de perfecto ajuste. Entre más cercano sea este valor a cero, mejor será el comportamiento de los datos.

- Raíz cuadrada del error cuadrático medio, el cual se puede evaluar de la siguiente manera:

$$102) \quad \sqrt{\frac{\sum (\hat{\theta} - \theta)^2}{N}}$$

Su interpretación es análoga al indicador anterior respecto a que el mejor comportamiento se tiene cuando su resultado es cercano a cero.

- Mediana del porcentaje de error absoluto, la cual se calcula como.

$$103) \quad Md \frac{|\hat{\theta} - \theta|}{\theta} \times 100$$

Este indicador estadístico nos muestra que para valores relativamente altos de la mediana, los valores por encima de ella (50%) tendrán efectivamente un comportamiento menos deseable, por lo que debe evaluarse lo correcto del indicador con base en su proximidad a cero.

6.3.2 Análisis de los datos obtenidos en el campo.

Las experiencias de campo arrojaron una serie de parámetros tanto hidráulicos como hidrológicos y granulométricos del lecho del cauce para cada tramo estudiado. Como primera medida de análisis se exploraron las posibles relaciones de tipo lineal que existieran entre cada una de las variables, para lo que se utilizaron dos coeficientes de correlación los cuales fueron: el coeficiente de correlación de Pearson y el coeficiente de correlación de Spearman.

- El coeficiente de correlación de Pearson mide el grado de asociación lineal entre dos variables, tomando valores entre -1 y 1; valores próximos a 1 indicarán fuerte asociación lineal positiva, valores próximos a -1 indicarán una fuerte relación lineal negativa, y valores cercanos a cero indicarán que no hay ninguna relación lineal (Aranaz, 1996,1630); (*ver anexo J*).

- La interpretación del coeficiente de correlación de Spearman es idéntica a la expuesta con anterioridad para el coeficiente de correlación de Pearson; este análisis se encuentra contenido en el *anexo K*.

6.3.3 Deducción de expresiones propias para la zona en estudio

Buscando cumplir otro de los objetivos trazados inicialmente, el cual era tratar de obtener expresiones que permitieran estimar el coeficiente de rugosidad de Manning y el coeficiente de fricción de Darcy – Weisbach para así encontrar el coeficiente de resistencia al flujo de Chezy, se analizaron con ayuda del paquete SPSS diferentes modelos que permitieran encontrar n y f , estimando mediante análisis de regresión no lineal (que era el comportamiento de los modelos encontrados y analizados en otros estudios) los respectivos parámetros dentro de los mismos, según la fundamentación teórica de cada modelo. El programa SPSS utiliza dos algoritmos de regresión no lineal para estimar los parámetros especificados que se encuentren en cada modelo de los analizados; por defecto, el sistema incorpora el algoritmo de Levenberg – Marquardt el cual se utiliza con modelos sin ningún tipo de restricciones en los valores de los parámetros. También se tiene la opción de utilizar el algoritmo Sequential quadratic programming el cual es más general, pues se puede utilizar indistintamente en modelos no lineales con o sin restricciones en los parámetros (Vinacua, 1998,81).

Como criterios para realizar la selección de los modelos que mejores resultados ofrecían, dentro de su respectiva clasificación según sus fundamentos teóricos, se tuvieron además de los expuestos en el apartado 6.3.1 que se usaron para comparar entre modelos, los que

mejor ajuste ofrecían a los datos observados, apartado 6.3.2, los indicadores que el paquete estimó para cada uno de los modelos (*ver anexo L*). Entre ellos se decidió no tener en cuenta la media cuadrática de residuales pues según (Vinacua,1998,79) no es una buena estimación insesgada de la varianza del error, se analizó el valor proporcionado del coeficiente de determinación R^2 para el cual su interpretación es la misma que en cualquier modelo de regresión lineal (Vinacua,1998,79); tomando como criterio evaluador su cercanía a 1 y asumiendo como valor mínimo admisible para tenerle en consideración un valor no inferior a 0.3.

Acabado este análisis se observaron los intervalos de confianza asintóticos al 95% de los parámetros encontrados en el modelo, lo que indica que el valor encontrado tiene una posibilidad del 95% de tomar un valor dentro de ese intervalo. Por esto, como primer criterio de selección, se decidió tomar los que tuvieran un intervalo de estimación que no pasara por cero, pues daba la posibilidad en un 95% de que ese parámetro fuera igual a cero; después, se escogieron entre los modelos restantes los que tuvieran un intervalo de estimación más pequeño de variación pues daba mayor precisión (menor incertidumbre) respecto al verdadero valor del parámetro analizado. Los resultados presentan una matriz de correlación entre las estimaciones de los parámetros encontrados; los valores ahí presentados se analizan de igual forma que cualquier valor de correlación obtenido para un modelo lineal, aunque este análisis no reviste igual peso a los mencionados anteriormente.

Dentro de este grupo resultarán las expresiones que posean mejor comportamiento entre las demás sin tener en cuenta el grupo en el cual se hayan clasificado. Es por esto que previo análisis del fenómeno físico, se procedió a seleccionar un grupo más pequeño con el fin de

realizar gráficos de línea para observar el comportamiento de los modelos respecto a sus predicciones y evaluar visualmente el ajuste de cada modelo seleccionado.

7. CÁLCULOS Y RESULTADOS OBTENIDOS

Este capítulo contiene el resumen de los cálculos hidráulicos y estadísticos y de los resultados que se obtuvieron al procesar la información de campo recogida para quince de las diecinueve corrientes estudiadas. Fue necesario descartar la información de cuatro corrientes debido a razones que se explicarán mas adelante en el numeral 7.3. Los anexos del capítulo incluyen las tablas detalladas de datos de topografía, suelos e hidrología y cálculos realizados.

Antes de hacer referencia a los cálculos realizados en los apartados siguientes, cabe mencionar las diferentes aproximaciones que se han hecho para obtener valores medios de algunas de las características geométricas de los tramos estudiados.

Como primera aproximación se evaluó si las corrientes que se estudiaron podían considerarse como canales abiertos anchos ya que esto implicaba una facilidad en los cálculos al considerar el radio hidráulico aproximadamente igual a la profundidad hidráulica del flujo; para ello, se calculó la relación ancho profundidad en cada una de las secciones transversales analizadas, teniendo como criterio para considerar el canal ancho que esta relación fuera mayor que 10 (Chow.V.T., 1994,26).

Para evaluar las expresiones propuestas por los autores citados en los numerales 5.4 y 5.5, en las corrientes estudiadas, se calculó el radio hidráulico promedio para el tramo en estudio de cada río de forma que en las expresiones donde la variable a evaluar era la profundidad hidráulica del agua se usó el valor del radio hidráulico promedio. Para encontrar este valor medio del radio hidráulico se utilizó el siguiente procedimiento:

- El factor de sección es el determinado por la expresión $Z = AR^{\frac{2}{3}}$ (Chow, V.T; 1994, 127).

A = área de la sección transversal.

R = radio hidráulico de la sección transversal.

- De la expresión de Manning para la velocidad media se puede obtener:

$$104) \quad \frac{Qn}{S_f^{\frac{1}{2}}} = AR^{\frac{2}{3}}$$

S_f = gradiente hidráulico

- Para un tramo j en estudio se puede considerar que en un momento determinado Q , n y S_f son constantes; y que A y R varían en cierta magnitud a lo largo del tramo en estudio.
- La definición del factor de transporte es (Chow, V.T; 1994, 126)

$$105) \quad K = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}}$$

K = factor de transporte de la sección

La variación de K es geométrica a lo largo de un tramo; por ende el factor de sección lo hace de igual forma.

- Para cada sección se puede obtener $A_1 R_1^{\frac{2}{3}}$ y $A_2 R_2^{\frac{2}{3}}$ (siendo 1 y 2 cada una de las secciones del tramo en estudio).

- Si llamamos \bar{Z} al factor de sección medio del tramo, se tiene:

$$106) \quad \bar{Z} = \sqrt{\left(A_1 R_1^{\frac{2}{3}} \right) \left(A_2 R_2^{\frac{2}{3}} \right)}$$

- Bajo la consideración de canal ancho se tiene que:

$$107) \quad A_i = B_i h_i = B_i R_i$$

B_i = ancho de la superficie libre del agua en la sección i

- Ya que uno de los criterios para la escogencia de los tramos a estudiar era que fuera lo más recto posible, un factor que no variaba ampliamente era el ancho a lo largo del tramo lo que se comprobó fácilmente con una inspección a los anchos de cada una de las secciones en los tramos estudiados. Teniendo en cuenta lo anterior, se puede hablar de un ancho promedio (aritmético) del tramo \bar{B} .

- De la definición de factor de sección:

$$108) \quad \bar{Z} = [\bar{B} \bar{R}] \bar{R}^{\frac{2}{3}}$$

- De aquí calculando el ancho promedio del tramo \bar{B} y teniendo el factor de sección medio del tramo \bar{Z} , se puede obtener el radio hidráulico medio para el tramo \bar{R} , el cual se puede igualar a \bar{h} (profundidad hidráulica media) teniendo en cuenta la consideración de canal ancho.

7.1 CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING OBSERVADOS

Para la obtención de los valores de n de Manning observados, se utilizó el concepto de la energía y pérdida de cabeza entre secciones resolviendo simultáneamente la ecuación de flujo gradualmente variado expresada aquí en forma diferencial, y la ecuación de resistencia al flujo de Manning.

$$109) \quad \frac{d}{dx} \left(H + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2} \right) + S_f = 0$$

$$110) \quad S_f = \left[\frac{Qn}{\phi AR^{2/3}} \right]^2$$

(Basaldud, 2000, 300).

H = elevación de la superficie del agua en una sección con respecto a un plano de referencia común a todas las secciones

$$111) \quad H = h + z$$

h = altura media de la lámina de agua

z = cota del fondo

Q = caudal

A = área de la sección transversal

S_f = gradiente de la línea de energía entre secciones

R = radio hidráulico

ϕ = coeficiente según el sistema de unidades utilizado

$\phi = 1.486$ en sistema inglés de unidades y $\phi = 1.00$ en sistema internacional de unidades

α = coeficiente de distribución de velocidad o de Coriolis. (*Ver figura 4*).

Los cuadros 6 y 7 resumen los coeficientes de Manning obtenidos para los cauces incluidos en el estudio y para aquellos que por razones antes expuestas debieron excluirse. Antes de prestar atención a los valores de n observados, cabe mencionar que las mediciones sobre el Río Palacé se realizaron en el mismo lugar pero en dos fechas distintas, por eso la distinción de Río Palacé y Río Palacé 2¹.

¹ Río Palacé se aforó el 24 de Febrero, y Río Palacé 2 el 12 de Marzo.

Cuadro 6. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning observados, cauces considerados en el estudio.

CORRIENTE	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING
R.Piendamó	0.141083823
R.Piedras	0.138358947
R.Salado	0.118024021
R.Cauca	0.117629176
Q.La Viuda	0.084448625
R.Palacé 2	0.075827516
R.Negro	0.066766439
Q.Saté	0.065965736
R.Palacé	0.064672557
R.Molino	0.063522257
R.Cofre	0.061491677
R.Timbío	0.053906152
R.Timba	0.045198712
R.Claro	0.044063011
R.Cajibío	0.041949

3.2 CÁLCULO DE LOS FACTORES DE FRICCIÓN DE DARCY – WEISBACH OBSERVADOS

Los valores de f de Darcy-Weisbach observados, se obtuvieron mediante la solución simultánea de la ecuación de flujo gradualmente variado expresada aquí en forma diferencial, y la ecuación para la pendiente de fricción:

$$\frac{d}{dx} \left(H + \alpha \frac{Q^2}{A^2 \cdot 2g} \right) + S_f = 0$$

112) $S_f = f \frac{Q^2}{8gRA^2}$ (Ver figura 4).

Los cuadros 8 y 9 resumen los factores de fricción de Darcy - Weisbach obtenidos para los cauces incluidos en el estudio y para aquellos que por razones antes expuestas debieron excluirse.

Cuadro 7. Valores del factor de fricción de Darcy - Weisbach observados, cauces considerados en el estudio.

CORRIENTE	FACTOR DE FRICCIÓN DE DARCY - WEISBACH
Q.Saté	0.491904565
R.Salado	1.778204349
R.Negro	0.478092621
R.Palacé	0.414015569
R.Cofre	0.451612625
R.Timbío	0.370725725
R.Cajibío	0.226865743
R.Timba	0.191073119
R.Claro	0.209435648
R.Piedras	2.176278944
R.Piendamó	2.042926945
R.Palacé 2	0.647817615
Q.La Viuda	0.953042038
R.Molino	0.604602416
R. Cauca	1.592823682

3.3 ANÁLISIS DE LOS COEFICIENTES DE RESISTENCIA OBSERVADOS

Analizando los resultados observados en los cuadros anteriores, las razones para apartar estos ríos del estudio en etapas siguientes fueron:

- Para las corrientes antes mencionadas; al analizar las curvas granulométricas obtenidas con el conteo de Wolman en campo, se encontraron comportamientos extraños de las mismas (sectores demasiado planos), que reflejaban ausencia marcada de fracciones de tamaños que indicaban intervención humana ya sea en el sitio ó en lugares aguas arriba del lugar de aforo (*ver anexo M*).
- Las sumergencias relativas encontradas para estos tres ríos (tanto para el percentil 50, 75, 84 y 90) fueron bastante superiores a los valores obtenidos para los demás ríos,

como consecuencia de la intervención mencionada anteriormente; se presentan como ejemplo los valores correspondientes al d_{50} .

Cuadro 8. Valores de sumergencia relativa $\frac{R}{d_{50}}$ en las corrientes del estudio.

FUENTE	R / d_{50}
Q.Saté	15.6637537
R.Cajibío	12.6574923
R.Timba	12.5388649
R.Negro	8.91077692
R.Palacé	8.33094625
R.Piendamó	5.01561255
R.Timbío	4.7669757
R.Claro	4.58283503
R.Cofre	4.34583936
R.Palacé 2	3.94036262
R.Piedras	3.80344395
R. Cauca	3.72041741
R.Salado	3.69527938
Q.La Viuda	2.8685856
R.Molino	2.60550718

Cuadro 9. Valores de sumergencia relativa $\frac{R}{d_{50}}$ en las corrientes excluidas del estudio.

FUENTE	R / d_{50}
R.Blanco	45.34
R.Robles	273.835
R.Tunía	86.39

- En cuanto al río Jamundí, se decidió excluirlo del estudio pues como se observa en el cuadro 6 , el valor de n obtenido para el río ($n = 0.024$) se alejaba de la tendencia que presentaban los demás ríos de tomar valores altos; cabe mencionar que este valor del coeficiente de rugosidad de Manning no es errado de acuerdo a las condiciones del río en el momento del aforo, pues era un tramo bastante recto, de pendiente baja, con fondo

muy uniforme, sin sobre tamaños ni intervención de vegetación de las orillas sobre el flujo; este valor bajo en comparación con los demás podría causar resultados errados en la intención de determinar expresiones propias para la cuantificación de la resistencia al flujo en las zonas de estudio caracterizadas en general por tener pendientes mas altas y materiales mas gruesos.

3.4 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD MANNING USANDO LAS EXPRESIONES EMPÍRICAS PROPUESTAS EN EL NUMERAL 5.4

Para la evaluación de las expresiones que se mencionan en los siguientes numerales se utilizaron los tamaños característicos d_{50} , d_{75} , d_{84} y d_{90} , según lo que los modelos especifiquen.

7.4.1 Expresiones del Grupo 1, función del diámetro del material del lecho.

- Usando el tamaño característico $d_x = d_{50}$

Se analizaron ocho expresiones empíricas de este tipo y su evaluación se presenta a continuación.

Cuadro 10. Resultados de la evaluación de ecuaciones empíricas del grupo 1, en función de d_{50} solamente.

POSADA 1998	STRICKLER 1923	ANDERSON 1970	Admon. Carreteras USA 1975	SIMONS Y SENTURK 1976	GARDE Y REJU 1978	BRAY 1979	SUBRAMANYA 1982	
0.026	0.022	0.02563	0.021	0.02071	0.02531	0.0316	0.02502	Q.SATÉ
0.03080	0.02621	0.03045	0.02498	0.02460	0.03007	0.0375	0.02973	R.SALADO

0.02915	0.02481	0.02882	0.02364	0.02328	0.02846	0.0355	0.02813	R.NEGRO
0.03056	0.02600	0.03021	0.02478	0.02441	0.02983	0.0372	0.02949	R.PALACÉ
0.03072	0.02614	0.03037	0.02492	0.02454	0.02999	0.0374	0.02965	R.COFRE
0.02956	0.02516	0.02923	0.02398	0.02361	0.02886	0.0360	0.02853	R.TIMBÍO
0.02522	0.02147	0.02494	0.02046	0.02015	0.02462	0.0307	0.02434	R.CAJIBÍO
0.02894	0.02463	0.02861	0.02347	0.02311	0.02825	0.0352	0.02793	R.JAMUNDÍ
0.02966	0.02524	0.02932	0.02405	0.02369	0.02895	0.0361	0.02862	R.TIMBA
0.03141	0.02673	0.03106	0.02548	0.02509	0.03066	0.0382	0.03031	R.CLARO
0.03236	0.02754	0.03199	0.02624	0.02584	0.03158	0.0394	0.03123	R.PIEDRAS
0.03242	0.02759	0.03205	0.02629	0.02589	0.03165	0.0395	0.03129	R.PIENDAMÓ
0.03223	0.02743	0.03186	0.02614	0.02574	0.03146	0.0392	0.03110	R.PALACÉ 2
0.03141	0.02673	0.03106	0.02548	0.02509	0.03066	0.0382	0.03031	Q.LA VIUDA
0.03030	0.02579	0.02996	0.02458	0.02420	0.02958	0.0369	0.02924	R.MOLINO
0.03236	0.02754	0.03199	0.02624	0.02584	0.03158	0.0394	0.03123	R. CAUCA

El resumen numérico del cálculo de los índices de ajuste entre los valores observados y calculados se presenta en el cuadro 11.

Cuadro 11. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 1, en función de d_{50} solamente.

EXPRESIÓN	Desviación absoluta media D.A.M	Raíz cuadrada del error cuadrático medio	Mediana del porcentaje de error absoluto
Posada 1998	0.538	0.056	0.545
Strickler 1923	0.588	0.060	0.613
Anderson 1970	0.541	0.056	0.551
Ad.Fed.Carreteras 1975	0.605	0.061	0.631
Simons y Senturk 1976	0.611	0.061	0.637
Garde y Reju 1978	0.546	0.057	0.556
Bray 1979	0.464	0.051	0.462
Subramanya 1982	0.549	0.057	0.561

- Usando el tamaño característico $d_x = d_{75}$

Se evaluaron dos expresiones de este tipo y esta evaluación dio los siguientes resultados:

Cuadro 12. Resultados de la evaluación de ecuaciones empíricas del grupo 1, en función de d_{75} solamente.

LANE Y CARLSON 1953	HENDERSON 1966	FUENTE
0.030	0.029	Q.SATÉ
0.03058	0.02995	R.SALADO
0.03118	0.03053	R.NEGRO
0.03617	0.03542	R.PALACÉ
0.03223	0.03156	R.COFRE
0.03051	0.02988	R.TIMBÍO
0.02851	0.02792	R.CAJIBÍO
0.02992	0.02930	R.JAMUNDÍ
0.03118	0.03053	R.TIMBA
0.03298	0.03230	R.CLARO
0.03769	0.03691	R.PIEDRAS
0.04185	0.04099	R.PIENDAMÓ
0.03999	0.03916	R.PALACE 2
0.03388	0.03318	Q.LA VIUDA
0.03172	0.03107	R.MOLINO
0.03520	0.03448	R. CAUCA

Cuadro 13. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 1, en función de d_{75} solamente.

EXPRESIÓN	<i>Desviación absoluta media</i> D.A.M	<i>Raíz cuadrada del error cuadrático medio</i>	<i>Mediana del porcentaje de error absoluto</i>
Lane y Carlson 1953	0.500	0.053	0.488
Henderson 1966	0.508	0.053	0.499

- Usando el tamaño característico $d_x = d_{90}$

Se evaluaron dos modelos que utilizaban este tamaño del lecho característico, los cuales arrojaron los siguientes resultados:

Cuadro 14. Resultados de la evaluación de ecuaciones empíricas del grupo 1, en función de d_{90} solamente.

BRAY 1979	PETER Y MULLER 1948	FUENTE
0.04104	0.03126	Q.SATE
0.03593	0.02722	R.SALADO
0.03692	0.02800	R.NEGRO
0.04472	0.03418	R.PALACE
0.03776	0.02866	R.COFRE
0.03441	0.02602	R.TIMBIO
0.03373	0.02549	R.CAJIBIO

0.03304	0.02494	R.JAMUNDI
0.03521	0.02665	R.TIMBA
0.03762	0.02855	R.CLARO
0.04586	0.03509	R.PIEDRAS
0.04697	0.03598	R.PIENDAMO
0.04574	0.03499	R.PALACE 2
0.03913	0.02974	Q.LA VIUDA
0.03634	0.02754	R.MOLINO
0.04135	0.03151	R. CAUCA

Cuadro 15. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 1, en función de d_{90} solamente.

EXPRESIÓN	Desviación absoluta media D.A.M	Raíz cuadrada del error cuadrático medio	Mediana del porcentaje de error absoluto
Peter y Muller 1948	0.535	0.056	0.536
Bray 1979	0.428	0.048	0.391

Para observar el comportamiento gráfico de los diagramas de dispersión ver el *anexo N*.

7.4.2 Expresiones del tipo Grupo 2, en función del diámetro característico del material del lecho y el radio hidráulico.

- Utilizando la sumergencia relativa $\frac{R}{d_{50}}$

Cuadro 16. Resultados de la evaluación de ecuaciones empíricas del grupo 2, en función de d_{50} y R .

(n) LIMERINOS	BRAY	GRIFFITS	BLODGET	PHILLIPS	FUENTE
	1979	1981	1986	1997	
1970					
0.031	0.03101	0.03044	0.03163	0.02304	Q.SATÉ
0.046	0.05597	0.04717	0.04813	0.03256	R.SALADO
0.042	0.03912	0.03688	0.03813	0.02719	R.NEGRO
0.075	0.04170	0.03908	0.04038	0.02870	R.PALACÉ
0.050	0.05192	0.04500	0.04607	0.03155	R.COFRE
0.045	0.04813	0.04231	0.04338	0.02990	R.TIMBIO
0.039	0.03135	0.03036	0.03150	0.02278	R.CAJIBIO
0.039	0.04383	0.03957	0.04070	0.02840	R.JAMUNDÍ
0.037	0.03693	0.03574	0.03708	0.02680	R.TIMBA
0.052	0.05195	0.04540	0.04652	0.03198	R.CLARO
0.095	0.05800	0.04914	0.05018	0.03402	R.PIEDRAS
0.110	0.05178	0.04584	0.04705	0.03253	R.PIENDAMÓ
0.110	0.05684	0.04847	0.04952	0.03367	R.PALACÉ 2
0.068	0.06542	0.05214	0.05290	0.03499	Q.LA VIUDA
0.054	0.06708	0.05208	0.05269	0.03451	R.MOLINO
0.065	0.05861	0.04945	0.05047	0.03416	R. CAUCA

Cuadro 17. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 2, en función de d_{50} y R

EXPRESIÓN	Desviación absoluta media D.A.M	Raíz cuadrada del error cuadrático medio	Mediana del porcentaje de error absoluto
Limerinos 1970	0.301	0.030	0.209
Bray 1979	0.360	0.040	0.304
Griffiths 1981	0.402	0.045	0.389
Blodgeth 1986	0.393	0.044	0.375
Phillips 1997	0.537	0.055	0.556

- Utilizando sumergencia relativa $\frac{R}{d_{84}}$

Cuadro 18. Resultados de la evaluación de ecuaciones empíricas del grupo 2, en función de d_{84} y R .

HEY 1979	LIMERINOS 1970	FUENTE
0.031	0.03137	Q.SATÉ
0.04626	0.04573	R.SALADO
0.04363	0.04331	R.NEGRO
0.07556	0.07379	R.PALACÉ
0.05109	0.05039	R.COFRE
0.04372	0.04329	R.TIMBÍO
0.04009	0.03979	R.CAJIBÍO
0.04008	0.03979	R.JAMUNDÍ
0.03795	0.03784	R.TIMBA
0.05159	0.05092	R.CLARO
0.09679	0.09312	R.PIEDRAS
0.11470	0.10959	R.PIENDAMÓ

0.11805	0.11227	R.PALACÉ 2
0.06973	0.06790	Q.LA VIUDA
0.06038	0.05902	R.MOLINO
0.06689	0.06544	R. CAUCA

Cuadro 19. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 2, en función de d_{84} y R

EXPRESIÓN	Desviación absoluta media D.A.M	Raíz cuadrada del error cuadrático medio	Mediana del porcentaje de error absoluto
Limerinos 1970	0.298	0.031	0.210
Hey 1979	0.296	0.030	0.188

El comportamiento de los diagramas de dispersión puede observarse en el *anexo N*.

7.4.3 Expresión en función del radio hidráulico y el gradiente de energía. Grupo 3.

Cuadro 20. Resultado de la evaluación ecuación empírica en función del radio hidráulico y el gradiente de energía. Grupo 3.

(n) JARRETT 1984	FUENTE
0.037	Q.SATE
0.10102	R.SALADO
0.02328	R.NEGRO
0.03883	R.PALACE
0.05025	R.COFRE
0.04515	R.TIMBIO
0.02685	R.CAJIBIO

0.03265	R.JAMUNDI
0.02923	R.TIMBA
0.05651	R.CLARO
0.05589	R.PIEDRAS
0.06698	R.PIENDAMO
0.05560	R.PALACE 2
0.05577	Q.LA VIUDA
0.06985	R.MOLINO
0.08925	R. CAUCA

Cuadro 21. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 3, en función del radio hidráulico y el gradiente de energía.

EXPRESIÓN	<i>Desviación absoluta media</i> D.A.M	<i>Raiz cuadrada del error cuadrático medio</i>	<i>Mediana del porcentaje de error absoluto</i>
Jarrett 1984	0.337	0.034	0.345

El comportamiento del diagrama de dispersión se puede observar en el *anexo O*.

7.4.4 Expresiones en función del diámetro del material del lecho, el gradiente de energía y número de Froude. Grupo 4.

Al correr este modelo con los datos obtenidos en el estudio, se obtuvieron valores negativos de n ; además, los parámetros que involucra (número de Froude y S_f) llevan a un proceso iterativo engorroso que le quita la practicidad y exactitud que tal vez el autor buscaba; por las razones antes mencionadas no se realizó un análisis mayor a esta expresión.

3.5 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN DE DARCY – WEISBACH USANDO LAS EXPRESIONES EMPÍRICAS PROPUESTAS EN EL NUMERAL 5.5

7.5.1 Expresiones en función de la sumergencia relativa. Grupo 5.

- Utilizando la sumergencia relativa $\left(\frac{R}{d_{50}}\right)$

Se evaluaron cuatro expresiones de las cuales se obtuvo:

Cuadro 22. Resultados de la evaluación ecuaciones empíricas grupo 5; en función de la sumergencia relativa con $d_x = d_{50}$.

LIMERINOS (R/d ₅₀)1970	BRAY (R/d ₅₀)1979	KEULEGAN (R/d ₅₀)1938	GRIFFITHS (R/d ₅₀)1981	FUENTE
2.77564	3.06795	4.63564	3.12589	Q.SATÉ
1.50232	1.58765	3.36232	1.88394	R.SALADO
2.27833	2.48980	4.13833	2.64083	R.NEGRO
2.21901	2.42084	4.07901	2.58297	R.PALACÉ
1.64529	1.75385	3.50529	2.02339	R.COFRE
1.72683	1.84865	3.58683	2.10292	R.TIMBÍO
2.58777	2.84954	4.44777	2.94265	R.CAJIBÍO
1.90471	2.05545	3.76471	2.27642	R.JAMUNDÍ
2.57946	2.83989	4.43946	2.93455	R.TIMBA
1.69210	1.80828	3.55210	2.06905	R.CLARO

1.52776	1.61722	3.38776	1.90875	R.PIEDRAS
1.77166	1.90076	3.63166	2.14664	R.PIENDAMÓ
1.55894	1.65347	3.41894	1.93916	R.PALACÉ 2
1.27907	1.32810	3.13907	1.66618	Q.LA VIUDA
1.19426	1.22951	3.05426	1.58347	R.MOLINO
1.50830	1.59460	3.36830	1.88977	R. CAUCA

Cuadro 23. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 5, en función de la sumergencia relativa con $d_x = d_{50}$.

EXPRESIÓN	Desviación absoluta media D.A.M	Raiz cuadrada del error cuadrático medio	Mediana del porcentaje de error absoluto
Limerinos 1970	0.536	0.813	0.341
Bray 1979	0.625	0.900	0.403
Keulegan 1938	1.958	2.318	1.688
Griffiths 1981	0.800	1.023	0.594

El comportamiento de los diagramas de dispersión se puede evaluar en al *anexo P*.

- Utilizando sumergencia relativa $\left(\frac{R}{d_{84}} \right)$

Cuadro 24. Resultados de la evaluación ecuaciones empíricas del grupo 5, en función de la sumergencia relativa con $d_x = d_{84}$.

BATHRUST (h/d₈₄)1985	BAIAMONTE (h/d₈₄)1995	FUENTE
9.26287	13.88577	Q.SATÉ
6.20054	5.30909	R.SALADO

7.06002	7.71623	R.NEGRO
4.58428	0.78240	R.PALACÉ
5.81791	4.23743	R.COFRE
6.51660	6.19428	R.TIMBÍO
7.05057	7.68978	R.CAJIBÍO
7.10217	7.83430	R.JAMUNDÍ
8.52876	11.82974	R.TIMBA
5.92415	4.53499	R.CLARO
3.57069	-2.05636	R.PIEDRAS
3.26373	-2.91608	R.PIENDAMÓ
3.09279	-3.39484	R.PALACÉ 2
4.33567	0.08612	Q.LA VIUDA
4.66666	1.01312	R.MOLINO
4.75321	1.25551	R. CAUCA

Cuadro 25. Valores índices estadísticos de ajuste del grupo 5, en función de la sumergencia relativa con $d_x = d_{84}$.

EXPRESIÓN	Desviación absoluta media D.A.M	Raíz cuadrada del error cuadrático medio	Mediana del porcentaje de error absoluto
BATHRUST 1985	0.574	2.375	0.354
BAIAMONTE 1995	1.018	4.190	0.825

Observar los diagramas de dispersión en el *anexo Q*.

7.5.2 Expresiones que modifican las ecuaciones del tipo de Keulegan. Grupo 6

Cuadro 26. Resultados de la evaluación ecuación empírica del grupo 6

HOSSEIN 1998	FUENTE
2.02354	Q.SATÉ
0.98085	R.SALADO
1.40165	R.NEGRO
1.62768	R.PALACÉ
1.22972	R.COFRE
1.21938	R.TIMBÍO
1.87552	R.CAJIBÍO
1.88373	R.JAMUNDÍ
2.07280	R.TIMBA
1.88412	R.CLARO
0.69959	R.PIEDRAS
1.00371	R.PIENDAMÓ
1.12919	R.PALACÉ 2
0.65307	Q.LA VIUDA
0.97827	R.MOLINO
1.01188	R. CAUCA

Cuadro 27. Valores índices estadísticos de ajuste de la expresión del grupo 6

EXPRESIÓN	<i>Desviación absoluta media</i> D.A.M	<i>Raíz cuadrada del error</i> <i>cuadrático medio</i>	<i>Mediana del porcentaje de</i> <i>error absoluto</i>
HOSSEIN 1998	0.202	0.288	0.174

Ver el *anexo R*, para observar los diagramas de dispersión.

Para las expresiones de Colosimo y Aguirre- Pe vistas en al capítulo 5, no se realizó este tipo de análisis. La primera presentaba además de un proceso iterativo la necesidad de hallar áreas sobre las curvas granulométricas para determinar uno de sus parámetros (M), lo que hacía bastante difícil y poco práctico su manejo. La expresión de Aguirre tenía una limitación de sumergencia relativa que no se cumplió para una buena parte de las corrientes estudiadas.

3.6 EVALUACIÓN DE LA CORRELACIÓN LINEAL ENTRE LAS VARIABLES PERTENECIENTES AL ESTUDIO

Para evaluar las posibles correlaciones lineales entre las variables hidráulicas, granulométricas y geométricas trabajadas en el estudio, se crearon dos matrices de análisis de correlación utilizando los coeficientes de Pearson (r) y de Spearman (r_s); el objetivo que se buscaba con este procedimiento era el de ver que variables presentaban una fuerte correlación lineal entre ellas, o que indicaran una posible redundancia en su uso simultaneo en una expresión determinada. En estas matrices se incluyeron los coeficientes de rugosidad de Manning y el coeficiente de fricción de Darcy – Weisbach para indagar qué variables poseían mayor correlación lineal con estos dos coeficientes; esto es un posible

indicador de qué tan significativa es una variable en el momento de evaluar uno de estos coeficientes.

La matriz de Pearson arrojó valores altos (sobre el 0.85) al evaluar la relación lineal del gradiente de energía con los parámetros de movilidad considerados para los percentiles que se han tenido en cuenta en el estudio de los tamaños característicos del lecho (50, 75, 84 y 90). El valor de r entre el gradiente de energía y la pendiente de la superficie libre del agua es de 0.99, lo que indica que se trabaja prácticamente en condición de flujo uniforme.

En cuanto al coeficiente de fricción de Darcy – Weisbach el mayor valor encontrado fue de -0.59 para la variable $\frac{R}{d_{90}}$; en la forma $\frac{1}{\sqrt{f}}$ se obtuvieron valores de 0.67 y -0.55 para $\frac{R}{d_{90}}$ y S_f respectivamente.

Para el coeficiente de rugosidad de Manning (n) los mejores resultados se obtuvieron para $\frac{R}{d_{90}}$ y $\frac{R}{d_{75}}$ con valores de -0.59 y -0.56 respectivamente; y para $(d_{75})^{\frac{1}{6}}$ y $(d_{90})^{\frac{1}{6}}$ 0.671 y 0.674 correspondientemente.

La matriz de Spearman (coeficiente de correlación r_s), para $\frac{1}{\sqrt{f}}$ arrojó los mejores valores para $\frac{R}{d_{90}}$ y $\frac{R}{d_{75}}$ con valores de 0.68 y 0.8 respectivamente; y para S_f de -0.667. Para f dio como resultado -0.8; $\frac{R}{d_{75}}$ -0.68 y S_f 0.667.

Para Manning Spearman reportó mejores resultados para $\frac{R}{d_{75}}$ y $\frac{R}{d_{90}}$ con valores de r_s de -0.62 y -0.76 respectivamente; y para S_f reportó un valor de 0.59. Spearman proporcionó un valor de correlación de 0.94 entre S_f y S_w corroborando la condición de flujo uniforme para los tramos estudiados como también expuso el coeficiente de correlación de Pearson. La totalidad de las variables estudiadas se pueden consultar en el **anexo J** (Pearson) y en el **anexo K** (Spearman).

3.7 OBTENCIÓN DE UNA NUEVA EXPRESIÓN PARA ESTIMAR n DE MANNING Y f DE DARCY – WEISBACH

Para realizar la evaluación estadística encaminada a intentar obtener expresiones propias para la zona en estudio se utilizó el paquete SPSS, haciendo uso del algoritmo Levenber – Marquardt el cual funciona sin ningún tipo de restricciones para los parámetros a encontrar en cada uno de los modelos; los que incluyen la variable d_x fueron evaluados con las combinaciones posibles haciendo uso de los percentiles 50, 75, 84 y 90. A continuación se expondrán los mejores modelos según los valores del coeficiente de determinación (R^2); la desviación absoluta media (D.A.M) y un análisis del intervalo de confianza (como se mencionó en el apartado 6.3.2); entre estos se escogió la expresión a recomendar para la zona del estudio, análisis que se presentará en el numeral 8 de este informe.

7.7.1 Ecuaciones de los distintos modelos para el n de Manning.

- Expresión en función solamente del diámetro característico

Se corrieron cuatro modelos de este tipo con los percentiles 50, 75,84 y 90, de los cuales el que mejores resultados ofreció fue el se halló usando el percentil 90.

$$113) \quad n = 0.0311(d_{90})^{\frac{1}{6}}$$

d_{90} (m).

$$R^2 = \mathbf{0.28842}$$

Desviación absoluta media: **0.39987244**

Intervalo de confianza del 95% para 0.0985: **0.078389362 a 0.118630816.**

- Expresión en función del radio hidráulico y la sumergencia relativa

$$n = \frac{0.113R^{\frac{1}{6}}}{a \log\left(\frac{R}{d_x}\right) + b}$$

En el sistema métrico de unidades, se exploraron las combinaciones de sumergencia relativa usando los percentiles 50, 75, 84 y 90 como tamaños característicos del lecho, dando como resultado que ningún modelo cumplía con alguno de los criterios completos que se expusieron anteriormente para su selección dentro de este modelo específico.

- Expresión en función del radio hidráulico y el gradiente de energía

$$114) \quad n = 0.1544S_f^{0.3477} R^{0.399}$$

$$R^2 = \mathbf{0.56984}$$

Desviación absoluta media: **0.27637375.**

Intervalo de confianza del 95% para 0.399: **-0.159534115 a 0.957847259.**

Intervalo de confianza del 95% para 0.3477: **0.161734417 a 0.533799656**

Intervalo de confianza del 95% para 0.1544: **0.049229994 a 0.259602667**

R en m.

7.7.2 Ecuaciones de los distintos modelos para f de Darcy – Weisbach

- Expresiones en función de la sumergencia relativa

Se analizó este tipo de modelo con los percentiles 50, 75,84 y 90; de estas cuatro ecuaciones la que uso $d_x = d_{90}$ ofreció mejores resultados frente a las demás.

$$115) \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 1.379 \log\left(\frac{R}{d_{90}}\right) + 1.20268$$

$$R^2 = \mathbf{0.55087}$$

Desviación absoluta media: **0.2423434**

Intervalo de confianza del 95% para 1.379: **0.632954708 a 2.125148518**

Intervalo de confianza del 95% para 1.20268: **0.976644762 a 1.428715156**

$$116) \quad \sqrt{\frac{8}{f}} = 5.339 \log\left(\frac{R}{d_{90}}\right) + 3.511$$

$$R^2 = \mathbf{0.50100}$$

Intervalo de confianza del 95% para 5.339: **2.284811909 a 8.393842655**

Intervalo de confianza del 95% para 3.511: **2.535343269 a 4.487016526**

Desviación absoluta media: **0.257822994.**

8. ANÁLISIS DE RESULTADOS

8.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS CORRIENTES ESTUDIADAS

Para caracterizar los cauces considerados en el estudio y definir su condición entre corrientes de montaña ó corrientes de tierras bajas, se usó la clasificación que se expuso en el numeral 5.3, Colosimo (1988,862) respecto a cauces de alto gradiente. De las 15 corrientes que finalmente se decidió escoger para el estudio, al analizar los valores de sumergencia relativa $\frac{R}{d_{84}}$ arrojados por el estudio se observa (cuadro 28), que 4 de las 15

corrientes se salen de los valores propuestos para corrientes de alto gradiente $\left(\left(\frac{R}{d_{84}} \right) < 4 \right)$

Cuadro 28. Caracterización de los cauces según los valores de $\frac{R}{d_{84}}$

Corriente	R/d_{84}	Característica
R.TIMBA	7.80	Planicie
Q.SATE	5.94	Planicie
R.CAJIBIO	5.09	Planicie
R.NEGRO	5.00	Planicie
R.TIMBIO	3.31	Montaña
R.SALADO	3.24	Montaña
R.CLARO	2.87	Montaña
R.COFRE	2.74	Montaña
R.PALACE	2.54	Montaña
R. CAUCA	1.88	Montaña
R.MOLINO	1.66	Montaña
Q.LA VIUDA	1.53	Montaña
R.PIEDRAS	1.28	Montaña
R.PIENDAMO	0.91	Montaña

Aunque la zona en donde se realizaron los estudios de los ríos Cajibío, Negro y la Quebrada Saté es efectivamente montañosa, la razón por la cual la relación de sumergencia relativa $\frac{R}{d_{84}}$ es tan alta, puede atribuirse a que en las zonas de montaña las corrientes presentan zonas de estanques con pendientes bajas (López, 1999,263), en donde hay profundidades del agua mayores a las observadas en otros tramos de la misma corriente, lo que hace que la sumergencia relativa aumente por encima de lo esperado. También puede mencionarse el hecho de que estos ríos acarrear materiales de diversos tamaños, depositándolos en forma graduada, a lo largo de su perfil longitudinal, según varía la velocidad de la corriente; cuando se tienen velocidades bajas disminuye la capacidad de acarreo del río, por lo que primero se depositan los materiales gruesos, mientras que el material relativamente fino alcanza a viajar más hacia aguas abajo, (Flores,1998,6); los tramos estudiados en esos ríos presentan velocidades bajas (0.22, 0.26 y 0.34 m/s, respectivamente) lo que puede indicar que el material más grueso que transporta la corriente, ya ha sido depositado en tramos anteriores al de la zona analizada para cada una de estas corrientes (ríos Cajibío, Negro y la Quebrada Saté) lo que ocasiona tamaños de d_{84} relativamente pequeños en comparación con los valores de radio hidráulico encontrados. Como caso particular en el momento del aforo, la Quebrada Saté se encontraba con flujo bastante alto, lo que se ve reflejado en el valor de sumergencia relativa observado.

Las corrientes también pueden caracterizarse por su gradiente de energía, como se planteó en el numeral 5.2, según lo cual para ríos de montaña se tienen gradientes de energía

mayores a 0.1%. Para evaluar este criterio expuesto por López (1999,263) se presenta el cuadro 29.

Cuadro 29. Análisis del gradiente de energía para los cauces a clasificar.

Corriente	S_f (%)	Característica
R.SALADO	2.474	Montaña
R. CAUCA	2.147	Montaña
R.PIENDAMO	1.145	Montaña
R.MOLINO	0.940	Montaña
R.CLARO	0.696	Montaña
R.PALACE 2	0.660	Montaña
R.PIEDRAS	0.589	Montaña
Q.LA VIUDA	0.495	Montaña
R.COFRE	0.456	Montaña
R.PALACE	0.272	Montaña
R.TIMBIO	0.271	Montaña
Q.SATE	0.203	Montaña
R.TIMBA	0.145	Montaña
R.CAJIBIO	0.080	Planicie
R.NEGRO	0.072	Planicie

El cuadro anterior muestra que los ríos Cajibío y Negro presentan pendientes inferiores a las consideradas para clasificarlos como ríos de montaña, a pesar de estar ubicados los lugares de aforo en zonas montañosas del Departamento del Cauca. Esto es explicable en el hecho de que el tramo escogido para el estudio en cada una de esas corrientes se encontraba en una zona de relativa baja velocidad (0.22 y 0.26 m/s respectivamente), lo que se ve reflejado en los valores de gradiente de energía obtenidos, indicando que los tramos en particular, aunque presentan características de bajo gradiente, no son necesariamente representativos de las corrientes en la zona. El caso del Río Timba es algo aparte, ya que aunque presenta el valor de $\frac{R}{d_{84}}$ mayor (7.798); su gradiente de energía está dentro del

rango para los ríos de montaña ($>0.1\%$) aunque su situación geográfica esté enmarcada en una región plana.

Tomando en cuenta los dos análisis anteriores se puede definir que los resultados y conclusiones obtenidos son aplicables, en general, a corrientes de zonas montañosas.

Para la correcta interpretación del análisis anterior debe tenerse en cuenta que todo procedimiento en campo puede presentar un error; entre los cuales cabe mencionar:

- La medición del desnivel de la superficie libre del agua. Esta medida es la más difícil de realizar debido a las condiciones altamente turbulentas de los cauces estudiados, cualquier pequeña variación en la determinación del nivel de la superficie libre del agua en alguna de las secciones tiene gran peso por lo corto de los tramos de estudio.
- La medida del tamaño del material del lecho; ya que este procedimiento es especialmente difícil en cauces con lechos lisos y agua fría, circunstancias que pueden condicionar la correcta evaluación del tamaño de las partículas.

8.2 ESTADO DEL FLUJO EN LOS CAUCES DEL ESTUDIO

El grupo de corrientes estudiadas presentó un gradiente hidráulico máximo de 2.47% (río Salado, cuadro 29). Esta corriente exhibió un número de Froude de 0.33 (valor menor a

uno, como para la totalidad de las corrientes estudiadas, cuadro 30), indicando que el flujo es subcrítico.

Cuadro 30. Valores del número de Froude para las corrientes en estudio.

Corriente	F'
R.CLARO	0.503
R.MOLINO	0.356
R.SALADO	0.335
R. CAUCA	0.329
R.PALACE 2	0.285
R.COFRE	0.283
R.TIMBA	0.250
R.TIMBIO	0.243
R.PALACE	0.230
R.PIENDAMO	0.211
Q.LA VIUDA	0.205
Q.SATE	0.184
R.CAJIBIO	0.170
R.PIEDRAS	0.147

Podría pensarse que al tener corrientes con gradientes de energía tan altos como 2.47% y números de Reynolds que representan flujos altamente turbulentos (*ver cuadro 31 y figura 6*) se podrían tener valores de Froude mayores a uno (flujo supercrítico). Sin embargo, estudios como los realizados por Jarrett (1984, 1522-1527), Thorne (1985, 617), Bathurst (1985, 629) y Colosimo (1988, 865) muestran que para ríos de alto gradiente de energía el valor del número de Froude es menor a uno.

Cuadro 31. Valores del número de Reynolds para las corrientes estudiadas

Corriente	R_e
R.TIMBA	1,593,320
R.CLARO	1,188,347
R.PALACE	1,038,851
R.PIENDAMO	758,622
R. CAUCA	742,733
R.PALACE 2	676,178
R.COFRE	504,902
Q.SATE	487,009
R.SALADO	480,251
R.NEGRO	361,043
R.TIMBIO	352,827
R.PIEDRAS	343,205
R.MOLINO	260,658
R.CAJIBIO	256,746
Q.LA VIUDA	239,532



Figura 7. Vista hacia aguas arriba del tramo en estudio; río Cauca sector Patico

$$S_f = 2.14\%.$$

Estos valores del número de Froude que indican condiciones de flujo subcríticas ($F < 1$), han sido explicados por autores como Jarrett (1984,1534-1537) y Colosimo (1988,862), como el efecto combinado de la variación de las secciones transversales en el canal, rugosidad de las orillas y sumergencias relativas bajas, que son indicio de una mayor interferencia de los elementos rugosos del lecho en el flujo, aumentando la turbulencia y la resistencia al flujo. Jarrett (1984, 1537) expuso que en las corrientes de montaña no se presenta una tendencia a aumentar el número de Froude cuando se incrementa el gradiente de energía, y citando observaciones hechas por Bathurst, menciona que el flujo supercrítico se presenta en el flujo sobre los bloques y en los saltos hidráulicos que ocurren justo aguas abajo de ellos, pero en áreas o sectores muy limitados en su extensión (Jarrett, 1984,1535).

8.3 ANALISIS DEL COEFICIENTE DE CORIOLIS

En el cuadro 32, se muestran los valores del coeficiente de distribución de velocidad o de Coriolis α , para las corrientes seleccionadas en el estudio. Aquí se observan valores que varían entre 1.07 y 2.3; por lo que se entró a analizar las consecuencias de tener valores tan altos como el mostrado en el extremo superior del intervalo (2.3). En la expresión 27) del numeral 5.4 se expuso el hecho de que para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning se asumiría un valor de $\alpha = 1$ (forma de la sección transversal uniforme). Dadas las evidentes diferencias entre los α calculados y el valor de supuesto de 1.0, se calcularon también los coeficientes de rugosidad de Manning haciendo uso de los valores de α calculados para cada aforo en cada corriente.

Considerando que el aforo se realizó sólo en una de las dos secciones transversales en cada tramo analizado, se hicieron los valores de α iguales para las dos secciones. Los resultados de este cálculo se presentan en el cuadro 33.

Cuadro 32. Valores de α para una de las secciones de las corrientes estudiadas.

Corriente	α
R.TIMBA	2.33
R.PIENDAMO	2.26
R.CAJIBIO	1.90
R.PIEDRAS	1.71
R.SALADO	1.60
R.COFRE	1.52
Q.SATE	1.48
R.PALACE	1.44
Q.LA VIUDA	1.40
R.MOLINO	1.40
R.CLARO	1.34
R.PALACE 2	1.32
R. CAUCA	1.30
R.JAMUNDI	1.17
R.NEGRO	1.10
R.TIMBIO	1.08

Cuadro 33. Valores de n calculados con $\alpha \neq 1$

Corriente	$n (\alpha \neq 1)$	$n (\alpha = 1)$
R.Piendamó	0.1423	0.1411
R.Piedras	0.1401	0.1384
R.Salado	0.1191	0.1180
R.Cauca	0.1175	0.1176
Q.La Viuda	0.0851	0.0844
R.Palacé 2	0.0750	0.0758
R.Negro	0.0662	0.0668
Q.Saté	0.0676	0.0660
R.Palacé 1	0.0684	0.0647
R.Molino	0.0622	0.0635
R.Cofre	0.0634	0.0615
R.Timbío	0.0546	0.0539
R.Timba	0.0452	0.0452
R.Claro	0.0436	0.0441

Comparando los valores de n expuestos en el cuadro 33 se observa claramente que la variación entre los valores de ambos coeficientes no es importante. Puede tomarse como ejemplo la poca variación en el valor de n presentada en el río Piendamó, donde a pesar de tener un valor de α tan elevado ($\alpha = 2.2567$), la variación de n fue tan solo del 1.027%, lo que indica que para los cauces estudiados el asumir $\alpha = 1$ no causa grandes variaciones en los valores de n encontrados.

Jarrett (1984, 1536-1537) señaló que valores altos de α no inducen a errores realmente significativos en el cálculo de los valores de n , puesto que la real influencia de α se refleja en la diferencia relativa entre los valores del coeficiente α de las secciones aguas arriba y aguas abajo del tramo estudiado. El autor expuso que el coeficiente de Coriolis presenta según los resultados arrojados por su estudio, una ligera tendencia a incrementarse con la rugosidad del canal, gradiente de energía y tamaño de las partículas, lo que podría explicar de alguna manera el alto valor de α encontrado para corrientes como los ríos Piendamó, Piedras, Salado y Cofre.

8.4 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

El coeficiente de rugosidad de Manning posee gran aceptabilidad entre los ingenieros en el mundo, lo que hace se tome como valor de referencia a considerar pues existe un gran número de fuentes para evaluar la correspondencia de los valores encontrados.

- La primera referencia a examinar son los valores que se obtienen de tablas en los diferentes textos de la hidráulica clásica.

Como primera referencia entre los textos clásicos, se tienen los valores presentados por V. T. Chow en su libro de *Hidráulica de Canales Abiertos* (Chow, 1994,111) en donde el autor ofrece una gran diversidad de valores para distintos cauces con diferentes materiales. Realizando una revisión de los valores allí presentados para los cauces de montaña en condiciones de lecho formado por cantos rodados y rocas grandes y en canales sin vegetación, bancas empinadas y árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos, se da un valor mínimo de 0.04, un valor normal de 0.050 y un valor máximo de 0.070. Para lechos en grava, cantos rodados y algunas rocas se da un valor mínimo de 0.03, normal de 0.04 y un valor máximo de 0.050. Analizando los valores obtenidos en campo se tienen que el 43% de las corrientes estudiadas poseen lechos con material por encima de la frontera de los cantos ($d_{50} > 64$ mm) (Ferro, 1999,771); para estas corrientes (Río Piendamó, Río Cauca, Río Piedras, Río Palacé, Río Claro, Río Salado y Quebrada La Viuda) se obtuvieron valores de n entre 0.141 y 0.0758; para el resto de corrientes (57%), las cuales presentaban lechos de grava según el criterio antes mencionado, se obtuvieron valores entre 0.0667 y 0.041 (cuadro 6); analizando ambos intervalos se observa que los valores no entran en ninguno de los intervalos propuestos para el caso de los ríos con lecho de cantos, y solo 4 valores correspondieron al intervalo en el caso de lechos de grava. La principal razón es, al igual que para valores propuestos en otras tablas de coeficientes de rugosidad (Rusell, 1937,230), que no se proporcionan datos tan importantes como lo son el gradiente de energía, profundidad y magnitud de la rugosidad en la que se encontraron los datos propuestos, lo que crea incertidumbre pues no se conocen los rangos de aplicación en que se enmarcan esos valores (Rahmeyer,2002,14), esto deja la incógnita de si las

condiciones de las corrientes estudiadas que no quedan en esos intervalos de valores de n , están o no dentro del rango de aplicabilidad que intentan reflejar los valores ahí propuestos. Además, la forma de presentar los valores de n conlleva a que se tomen como una constante para unas condiciones determinadas del lecho y de las orillas de la corriente, consideración que no es cierta pues es ampliamente conocido el hecho de que n varía con la profundidad del flujo y el caudal, lo que no se refleja en la tablas típicas de coeficientes de rugosidad (Rahmeyer, 2002,14), (Jarrett, 1984,1520). Cabe resaltar que las condiciones en las cuales se tomaron los datos de las corrientes estudiadas fueron de caudales bajos, lo que explica en gran parte los altos valores de n obtenidos, en especial para el caso de los ríos con lechos más gruesos (Río Piendamó, Río Cauca, Río Piedras, Río Palacé, Río Claro, Río Salado) en donde los grandes tamaños aumentan considerablemente la turbulencia, aumentando también los valores del coeficiente de Manning.

La discusión podría centrarse en si es posible encontrar valores de n tan altos como 0.141 (Río Piendamó) en corrientes con características similares a las de las corrientes en estudio. Haciendo énfasis en los estudios consultados en la revisión bibliográfica, realizados en cauces de montaña por investigadores como (Jarrett, 1984,1522-1527); (Thorne, 1985,617-618) y (Bathurst, 1985,628-630), en donde presentan datos de corrientes con características similares a las encontradas dentro del presente estudio (granulométricas, geométricas, caudales, velocidades, pendientes, etc.), se observa que arrojan valores de n entre 0.159 – 0.108 para los datos de Jarrett; 0.062 – 0.114 para los datos de Thorne y 0.059 – 0.129 para los datos de Bathurst. Estos resultados dejan ver que valores de n de esas magnitudes efectivamente se presentan para cauces de montaña, que valores como los aquí citados no

se tienen en cuenta en los resultados mostrados en los textos clásicos por ser éstos anteriores a los estudios citados, y que estas tablas presentan limitaciones en cuanto a su verdadero alcance, siendo posiblemente más válidas para cauces de planicie y no de montaña. Debe recalcar de manera especial que estos estudios realizados en zonas de montaña presentan como parámetro básico de análisis el radio hidráulico, lo que demuestra la importancia de la variación del nivel del agua en los valores de n en cauces de pendiente grande y lo vital de tenerlo como parámetro de análisis al momento de seleccionar un valor de n .

- El segundo análisis sobre los valores de referencia de n de Manning puede enfocarse hacia los métodos de comparación fotográfica.

El U.S. Geological Survey aplica un método fotográfico basado en el estudio realizado por Barnes en 1967. El inconveniente del método no radica en la falta de datos como gradientes, profundidades ó condiciones del lecho, ya que el método posee datos al respecto (www.usgs.gov/sws/fieldmethods/indirects/nvalues), pero sí en que los resultados allí presentados, como lo indica Jarrett (1984,1520), corresponden a descargas próximas al nivel a banca llena (Rosgen, 1994,20) y no proporcionan información sobre el cambio del coeficiente de rugosidad de Manning n con la profundidad del flujo.

Analizando los valores reportados como máximos por Barnes ($n = 0.075$ y $n = 0.073$), fueron encontrados para profundidades mayores a las del presente estudio (1.28 m y 1.67 m respectivamente) por lo que esas mismas corrientes en condiciones inferiores de flujo, tendrán valores de n superiores a los reportados en sus fotografías. Respecto al material

del lecho, las corrientes con mayores valores de n en el presente estudio tienen en su fracción gruesa mayores tamaños que los reportados para estos valores máximos de n en el trabajo de Barnes ($d_{84} = 415$ mm y $d_{84} = 375$ mm respectivamente), lo anterior se puede observar en el cuadro 34.

Cuadro 34. Valores de d_{84} en mm, para las corrientes del estudio.

Corriente	d_{84}
R.PIENDAMO	590
R.PALACE 2	480
R.PALACE	400
R.PIEDRAS	390
R. CAUCA	235
Q.LA VIUDA	180
R.CLARO	150
R.COFRE	130
R.NEGRO	117
R.MOLINO	115
R.TIMBA	100
R.SALADO	96
R.TIMBIO	85
R.CAJIBIO	70

Lo anterior indica que el uso de esas fotografías como medio para estimar n debe tomarse con precaución para fuentes que no presenten niveles del agua cercanos a las condiciones de banca llena, como es el caso de las condiciones del estudio (época de estiaje); por esto, no se efectúa un mayor análisis de los valores de n obtenidos en campo con los que se reportan en el método fotográfico, pues como se mencionó anteriormente, las condiciones de flujo no permiten que la comparación sea efectiva.

8.5 COEFICIENTE DE FRICCIÓN DE DARCY – WEISBACH

En la revisión bibliográfica realizada no se encontraron datos robustos que permitieran efectuar un análisis comparativo como el realizado en el numeral anterior con el n de Manning. Los datos de f presentados para flujo en canales abiertos fueron los encontrados en el diagrama modificado de Moody mostrado por French (1988,118); en esta referencia el factor de fricción es graficado como una función del número de Reynolds y el parámetro $\frac{2R}{k_s}$. El alcance de este gráfico es limitado puesto que presenta valores del factor de fricción hasta 0.1 y debe tenerse en cuenta que a rugosidades altas y números de Reynolds altos, f es independiente de Reynolds (French, 1988,119); (Novak, ,15), pues en los ríos prevalecen las fuerzas rugosas e inerciales a las viscosas. Por lo tanto, el uso de este tipo de ayudas gráficas es absolutamente inapropiado para el caso de los cauces de montaña.

8.6 EXPRESIONES EMPÍRICAS PARA EL n DE MANNING

8.6.1 Expresiones del grupo 1, en función del diámetro característico del material del lecho.

El seleccionar un resultado que provenga de una expresión de este tipo, conlleva a asumir que el coeficiente de resistencia de Manning es totalmente independiente de la profundidad del flujo y que la resistencia al escurrimiento es debida solo a la rugosidad del fondo y no se ve afectada por la rugosidad de las paredes (Rahmeyer, 2002,3). Para que esto sea cierto

debe cumplirse que la relación entre el ancho de la superficie libre del agua del canal y la profundidad hidráulica sea mayor o igual a 40 (Maza, 1996,57) condición cumplida sólo por los ríos Claro, Palacé 2 y Cauca (cuadro 35); sin embargo, ya que el lecho de estas corrientes está compuesto por cantos, el nivel del agua juega un papel importante al momento de evaluar la resistencia al flujo (Jarrett, 1984,1534).

Cuadro 35. Relación ancho de la superficie libre del agua / profundidad hidráulica.

Corriente	B/h
R. CAUCA	65.24
R.TIMBA	31.89
R.PIENDAMO	39.03
R.CLARO	42.03
R.PALACE 2	40.94
R.PALACE	25.68
R.PIEDRAS	36.44
R.COFRE	29.24
R.NEGRO	24.65
R.TIMBIO	26.58
R.CAJIBIO	18.73
Q.SATE	12.67
R.SALADO	18.14
R.MOLINO	28.06
Q.LA VIUDA	15.01

Al observar los resultados de todas las expresiones analizadas de este tipo, se obtuvo que las que utilizaban un $d_x = d_{50}$ arrojaron valores de n en un intervalo de 0.020 a 0.032 (ver cuadro 10) con valores de D.A.M. (desviación absoluta media) de 0.46 a 0.61 (ver cuadro 11); las que asumieron un $d_x = d_{75}$ dieron resultados de n entre 0.0279 y 0.040 (ver cuadro 12) con D.A.M. de 0.50 en promedio (cuadro 13), y las que utilizaban un $d_x = d_{90}$ tomaron valores de n entre 0.0254 y 0.041 (ver cuadro 14) con valores de D.A.M. de 0.428 a 0.53 (ver cuadro 15). Al observar estos valores se tiene que el mejor resultado para las condiciones de la zona de estudio se obtuvo con el modelo de Bray; el cual usa un $d_x =$

d_{90} , arrojando un valor de D.A.M. = 0.428, y una mediana del porcentaje de error absoluto de 0.391. La respuesta poco satisfactoria de este tipo de modelos se debe a que:

- Expresiones como las de Strickler, Keulegan, Meyer - Peter y Muller, Lane y Carlson y Anderson, fueron desarrolladas a partir de datos tomados en ríos grandes, anchos y con bajas pendientes (Rahmeyer, 2002,3), información que no se encuentra en la literatura clásica donde exponen estas expresiones (French,1988,160) o en trabajos donde las mismas fueron analizadas para corrientes en zonas de montaña (Posada, 1998,23); para el resto de ecuaciones a excepción de la propuesta por Posada, no se encontró descripción de las condiciones en las cuales fueron desarrolladas con el fin de evaluar de una manera más completa los resultados por ellas proporcionados.
- Los resultados para las condiciones que enmarcan el estudio demuestran que una expresión de esta forma manifiesta no ser suficiente para tratar de explicar el verdadero comportamiento del coeficiente de rugosidad de Manning. Esto se evidencia en los altos valores de la mediana del porcentaje del error absoluto y especialmente en la D.A.M., encontrados en el análisis de la totalidad de los modelos.
- Observando los valores relativamente bajos de n obtenidos con la totalidad de las expresiones evaluadas, se puede pensar que éstas se ajustan de mejor forma a corrientes con lechos finos (arenas y gravas finas) característicos de las corrientes de tierras bajas ya que factores como la sumergencia relativa en partículas tan pequeñas no reviste mayor importancia en este tipo de cauces; por ejemplo, el trabajo expuesto recientemente por (Wu, 2000,1309) propone una metodología para evaluar el

coeficiente de rugosidad de Manning en lechos de material fino en ríos aluviales con lecho móvil, donde utiliza una expresión para encontrar n de la forma de las analizadas en este apartado. Wu hace énfasis en la importancia sólo de la rugosidad producida por los granos y limita su cuantificación en hallar el factor de proporcionalidad entre d_{50} y n . De igual manera (Raju, 1999,44) en su trabajo sobre esfuerzo tractivo crítico en sedimentos no uniformes utiliza una ecuación como las analizadas aquí para trabajar con sedimentos que pueden catalogarse en el campo de los materiales finos (arenas y gravas finas), (Flores,1998,32).

- Cabe mencionar que el asumir solo la rugosidad producida por el grano es tomar un valor mínimo de la posible resistencia al flujo, ya que sedimentos sobresalientes, grupos de piedras, barras, secuencias de saltos y pozos representarán incrementos a este valor mínimo que representa la rugosidad solo por el grano (Millar, 1998,307).

8.6.2 Expresiones del grupo 2, en función de la sumergencia relativa.

Este tipo de expresiones cuantifican el efecto que tiene la variación del nivel del agua sobre las partículas que ofrecen resistencia al flujo, representadas en el tamaño característico que tenga el material del lecho. Este efecto se simboliza con la sumergencia relativa $\frac{R}{d_x}$, lo que es más representativo en corrientes donde el material del lecho es relativamente grueso. Esta variable da idea, por ejemplo, de qué tan perturbada se encuentra la superficie libre del agua por partículas sobresalientes para una condición dada de profundidad del flujo.

Los valores de las expresiones evaluadas dieron como resultado que las que empleaban un tamaño característico de $d_x = d_{50}$ arrojaron valores de n entre 0.022 y 0.110 (ver cuadro 16) con D.A.M. de 0.30 a 0.53 (ver cuadro 17); los modelos con $d_x = d_{84}$ ofrecen valores del coeficiente de rugosidad de Manning entre 0.031 y 0.118 (ver cuadro 18) con D.A.M. entre 0.296 y 0.298 (ver cuadro 19).

Analizando lo anteriormente mencionado se ve con claridad que este tipo de expresiones ofrecen mejores resultados que las analizadas en el numeral anterior, y brindan mejor comportamiento para tamaños mayores del material del lecho. Cabe resaltar que las expresiones presentadas por Limerinos tanto para d_{50} como para d_{84} , exhiben comportamientos muy similares en cuanto a los índices utilizados para su análisis de ajuste, y junto con la de Hey tienen un comportamiento relativamente bueno, pues presentan desviaciones medias absolutas cercanas al 30%, porcentaje aceptable para la evaluación del n de Manning en corrientes de montaña.

Cabe hacer mención entonces al trabajo de Limerinos, el cual se desarrolló en cauces con lecho móvil, relativamente anchos y rectos; con tamaños del grano d_{84} entre 1.5 mm y 250 mm; radio hidráulico entre 0.3048 m y 1.828 m y valores de n entre 0.02 y 0.10. Observando los límites expuestos por Limerinos y los proporcionados por el estudio se tiene que respecto al tamaño característico d_{84} el estudio sobrepasa este límite en cuatro corrientes (ver cuadro 34), que son los datos que presentan mayor dispersión frente a la recta de mejor ajuste (*ver Anexo Ñ*). Analizando los valores de radio hidráulico, seis de los quince ríos están por debajo del límite de 0.30 m como se aprecia en el cuadro 36.

Cuadro 36. Valores de radio hidráulico para las corrientes del estudio.

Corriente	R
R.TIMBA	0.64
R.PALACE	0.51
R.PIENDAMO	0.44
R.NEGRO	0.41
Q.SATE	0.36
R.PALACE 2	0.33
R.CLARO	0.33
R.PIEDRAS	0.33
R. CAUCA	0.32
R.COFRE	0.27
R.CAJIBIO	0.24
R.TIMBIO	0.24
R.SALADO	0.24
Q.LA VIUDA	0.21
R.MOLINO	0.15

Aunque algunos ríos presentan valores por fuera de los intervalos especificados, solo el río Salado muestra una pareja de puntos por fuera del intervalo de más o menos el 25% propuesto para la evaluación gráfica de las expresiones (*ver Anexo Ñ*). El rango de valores de n es sobrepasado solo por cuatro ríos, de los cuales tres efectivamente se salen del rango del 25% sobre la recta de mejor ajuste (*ver Anexo Ñ*); lo que da indicio que la expresión de Limerinos puede llegar a tener un comportamiento aceptable al evaluar corrientes con coeficientes de rugosidad de Manning mayores que 0.1, claro que esta evaluación debe realizarse con suma prevención.

8.6.3 Expresiones del grupo 3, en función de R y S_f .

Jarrett en 1984, desarrolló un trabajo en corrientes de montaña en donde buscó con la inclusión de la variable S_f , hacer más representativo el evaluar el coeficiente de resistencia de Manning en cauces de alto gradiente obviando así la toma de muestras para la

elaboración de la curva granulométrica del lecho, trabajo que reviste gran dificultad en este tipo de cauces. Los valores de n calculados con esta expresión varían entre 0.023 y 0.10; con una D.A.M. de 0.337 (ver cuadros 20 y 21 respectivamente). Debe aclararse que Jarrett expuso el hecho de que según sus datos los valores de S_f y S_w pueden usarse indistintamente para evaluar su expresión si se tienen condiciones cercanas a flujo uniforme, al igual que los valores de radio hidráulico y profundidad hidráulica. Estas condiciones se presentan en las fuentes estudiadas (ver cuadro 37), por lo que se eliminó el carácter iterativo que expone la presentación inicial de esta expresión al tener en cuenta S_f .

Cuadro 37. Valores de S_w y S_f en % para las corrientes en estudio.

Corriente	S_f (%)	S_w (%)
R.SALADO	2.4744	2.400
R. CAUCA	2.1466	2.160
R.PIENDAMO	1.1452	1.129
R.MOLINO	0.9396	1.040
R.CLARO	0.6958	0.740
R.PALACE 2	0.6603	0.706
R.PIEDRAS	0.5891	0.374
Q.LA VIUDA	0.4950	0.476
R.COFRE	0.4557	0.400
R.PALACE	0.2715	0.200
R.TIMBIO	0.2715	0.182
Q.SATE	0.2027	0.182
R.TIMBA	0.1450	0.240
R.CAJIBIO	0.0802	0.083
R.NEGRO	0.0716	0.082

Los rangos prácticos de la expresión de Jarrett expuestos en el numeral 5.4.3 se cumplen en su totalidad en lo que respecta al gradiente de energía y radio hidráulico (cuadros 36 y 37), pero para el tamaño característico del lecho d_{84} , los ríos Cajibío, Timbío y la

Quebrada Saté poseen valores inferiores a los 100 mm (cuadro 34); la expresión de Jarrett expone un rango de predicción del 28%, valor cercano al 33% obtenido para los datos de la zona de estudio, lo que la presenta como una expresión de comportamiento aceptable para las condiciones de cauces de montaña. El hecho de que el trabajo de Jarrett se desarrolló en varias corrientes poco profundas y con grandes materiales del lecho, lo hace similar a las condiciones existentes en las corrientes estudiadas; la conveniencia del uso de la ecuación de Jarrett está corroborada en la recomendación que realiza Rosgen (1994,21) en su trabajo sobre clasificación de ríos naturales, en el sentido que expresa que es la más adecuada para la evaluación de n en cauces con altos gradientes de energía y material del lecho compuesto por cantos y bloques.

8.6.4 Expresiones del grupo 4, en función de R , S_f y F

Como se mencionó en el numeral 7.4.4, la expresión de Madrid y Ugarte arrojó valores negativos de n para las condiciones del estudio, por lo que no se analiza en el grado en que se ha hecho con las demás expresiones.

8.7 EXPRESIONES EMPÍRICAS PARA f DE DARCY – WEISBACH

8.7.1 Expresiones del grupo 5, en función de la sumergencia relativa

Las expresiones de este tipo se analizaron para $d_x = d_{50}$; se encontraron D.A.M. con valores entre 0.528 y 1.943 (ver cuadro 23), resultados que son poco satisfactorios, lo que indica que estas expresiones no representan en forma alguna el comportamiento del factor

$\frac{1}{\sqrt{f}}$ en las corrientes estudiadas. Esto es debido posiblemente al tamaño característico del lecho utilizado en ellas, pues en los análisis anteriores se han observado mejores resultados para tamaños mayores.

Se analizaron dos expresiones cuya variable dependiente se presenta en la forma $\sqrt{\frac{8}{f}}$, de las cuales se obtuvieron D.A.M. de 0.57 y 1.00 (ver cuadro 25), observándose con esto que no son adecuadas para las corrientes estudiadas, así usen un tamaño representativo del lecho mayor al de las expresiones vistas anteriormente y además, la expresión de Baiamonte arroja valores negativos, lo que la elimina sin lugar a dudas de cualquier uso en corrientes de montaña.

8.7.2 Expresiones del grupo 6, que modifican las ecuaciones del tipo de Keulegan

Dentro de este grupo se analizó la expresión propuesta por Hossein (numeral 7.5.2), la cual arrojó como valor de D.A.M. 0.20 (cuadro 27). El valor bajo de desviación absoluta media encontrado para la expresión de Hossein (ecuación 74) se debe en primer lugar al número elevado de variables que contiene la misma, y que demuestran tener gran peso sobre el coeficiente de fricción f . Los valores de $\frac{1}{\sqrt{f}}$ se calcularon como los autores propusieron en su artículo (de una forma directa) (Hossein, 1998,1057); debe discutirse que el evaluar directamente esta expresión es errado; ya que al introducir parámetros como el número de Froude y el parámetro de movilidad del sedimento $\left(\frac{\tau_s}{\tau_c}\right)$ se incurre en un procedimiento

iterativo, ya que dentro de estas dos variables se encuentra incluida la velocidad media del flujo que a su vez se evalúa con el coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach (Rennie, 1999,1317). Además la expresión presenta un error al incluir $\left(\frac{\tau_s}{\tau_c}\right)$ y F , pues como expone Ferro (2000,856) el incluir estas dos variables es redundante. Lo anterior indica que utilizar esta expresión no es recomendable.

8.8 EXPRESIÓN EMPÍRICA PROPUESTA PARA LA ZONA DEL ESTUDIO

En el apartado 7.7 se presentaron una serie de expresiones cuyos parámetros fueron hallados con los diferentes datos obtenidos en el estudio; en los modelos donde se utilizaba la sumergencia relativa como variable $\frac{R}{d_x}$, se corrieron las diferentes combinaciones posibles utilizando los percentiles 50, 75, 84 y 90 con ayuda del paquete SPSS, obteniéndose mejores resultados con las expresiones cuyo tamaño característico es d_{90} , en cuanto al ajuste con los valores observados y a los parámetros estadísticos de cada modelo (discutidos en el numeral 6.3.2).

La mejor expresión de las presentadas en el numeral 7.7, teniendo como criterios principales de análisis en orden de importancia el valor de D.A.M., el valor de R^2 , la mediana del porcentaje de error absoluto y el intervalo de confianza del 95% para los parámetros encontrados para el modelo es la expresión 115).

$$115) \frac{1}{\sqrt{f}} = 1.379 \log\left(\frac{R}{d_{90}}\right) + 1.20268$$

Utilizando la relación expuesta en la ecuación 22)

$$\frac{V}{V^*} = \frac{C}{\sqrt{g}} = \frac{\sqrt{\frac{8g}{f}}}{\sqrt{g}} = \sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n\sqrt{g}};$$

la ecuación anterior se puede transformar para hallar el valor de n quedando de la siguiente forma:

$$117) \quad n = \frac{0.113R^{\frac{1}{6}}}{1.379 \log\left(\frac{R}{d_{90}}\right) + 1.20268}.$$

La expresión 115) presenta el coeficiente de determinación mayor ($R^2 = 0.55$) y la desviación absoluta media menor (D.A.M. = 24%), además de presentar un intervalo de confianza para los parámetros encontrados que no pasa por cero; estos parámetros presentan una relación lineal entre ellas mayor al 30%. El resultado completo arrojado por el paquete SPSS se presenta en el *anexo S*. La expresión 117) para encontrar n y la expresión 115) para estimar f presentan los siguientes índices de ajuste a los valores observados:

Cuadro 38. Indicadores de ajuste para la expresión propuesta para Manning.

Desviación absoluta media	Raíz cuadrada del error cuadrático medio	Mediana del error absoluto
0.211	0.025	0.174

Cuadro 39. Indicadores de ajuste para la expresión propuesta para f de Darcy-Weisbach.

Desviación absoluta media	Raíz cuadrada del error cuadrático medio	Mediana del error absoluto
0.242	0.344	0.209

Analizando las expresiones 115) y 117), se pueden discutir varios aspectos como:

a. El tamaño característico d_{90} . Según lo expuesto en (Millar, 1999,304), el tener en cuenta los diámetros grandes contribuye a cuantificar la proyección del lecho a través del flujo, y además, estos aportan más a la rugosidad del canal comparado con los granos pequeños, para canales con lecho de grava. También debe observarse que dentro del grupo de expresiones empíricas analizadas para el coeficiente de rugosidad de Manning que tienen en cuenta solo como variable d_x , tanto las de autores foráneos (numeral 7.4.1), como la que se halló con los datos del estudio (numeral 7.7.1), tienen en cuenta como tamaño característico del lecho d_{90} y ofrecen mejor ajuste a los valores observados que las que usan diámetros menores; lo que indica que este tamaño es más representativo que los demás para las condiciones del estudio. Esto también se puede observar en el *anexo T*; donde se presentan los resultados ofrecidos por el paquete SPSS para algunos de los modelos analizados; aquí se puede ver el comportamiento descrito por el modelo propuesto para la zona de estudio ante la variación del tamaño característico del lecho, apreciándose que los mejores resultados se obtienen para d_{90} según los criterios mencionados en el numeral 6.3.2.

b. En el valor 1.379 se encuentra involucrada el k de Von Karman. La forma básica de la

expresión 115) es: $\frac{1}{\sqrt{f}} = b + a * \log\left(\frac{R}{d_x}\right)$, donde $a = 1.379$ para las condiciones de la

zona de estudio. De igual forma :

$$a = \frac{2.30}{k * \sqrt{8}} \text{ (Colosimo, 1988, 866) en sistema internacional de unidades.}$$

De 115), para 1.379 se obtiene que $k = 0.589$. Como el valor obtenido de 1.379 tiene la posibilidad en un 95% de estar en el intervalo entre 0.632954708 y 2.125148518, para el extremo inferior de este intervalo se obtiene un $k = 1.28$, y para el extremo superior del intervalo $k = 0.3826$. Estos valores se encuentran dentro del intervalo propuesto por Agrosky (1965) en la publicación (Revista del Ministerio de Energía y Ciencias Técnicas URSS, 1973,33), donde este autor propone que k de Von Karman no es una constante como se conoce generalmente (Constante universal de Von Karman $k = 0.4$); al contrario ésta varía entre 0.3 y 1.4, intervalo en el cual se encuentran los valores de k hallados para los límites del intervalo de confianza del 95% arrojados por el paquete SPSS.

- c. El uso de la sumergencia relativa puede explicarse de la siguiente forma: al tenerse lechos bastante gruesos, el nivel del agua en el cauce toma un papel primordial en la resistencia al flujo, ya que la sumergencia relativa ofrece una idea clara del nivel de interferencia de las partículas con el flujo, dando un indicio del grado de retardo del mismo y de la magnitud de la turbulencia que causan los elementos del lecho en un nivel determinado del agua (Jarrett, 1984, 1521), factores estos que aumentan considerablemente la magnitud de la resistencia al flujo; valores de $\frac{R}{d_x}$ menores o muy cercanos a 1 indican niveles del agua casi del orden del tamaño del sedimento; retardo del flujo considerable y gran turbulencia.

Además, el análisis realizado para las expresiones propuestas por otros autores arrojó mejores resultados de ajuste a los valores observados cuando se hacía uso de la

sumergencia relativa y en especial para el coeficiente de rugosidad de Manning (expresiones propuestas por Limerinos y Hey; ver numeral 7.4.2); lo que da idea de la importancia de esta variable dentro de la estimación de la resistencia al flujo en la zona de estudio.

También debe mencionarse que en el análisis de correlación lineal (*ver anexos J y K*)

se encontró un valor de r (coeficiente de correlación lineal de Pearson) para $\frac{R}{d_{90}}$ y

$\frac{1}{\sqrt{f}}$ de 0.677 y un valor de r_s (coeficiente de correlación lineal de Spearman) de 0.80;

valores que demuestran una fuerte influencia de la sumergencia relativa en términos de d_{90} sobre el coeficiente de fricción de Darcy – Weisbach. Para el n de Manning se obtuvo un r de -0.6 y un r_s de -0.76; comportamiento análogo al descrito anteriormente para f , aunque en este caso muestra indicios de una relación inversa;

resultado acorde a los modelos estudiados que incluyen $\frac{R}{d_x}$ para encontrar n (numeral

5.4.2).

8.9 EVALUACIÓN DE LA EXPRESIÓN PARA EL COEFICIENTE DE CHEZY PROPUESTA PARA LA ZONA EN ESTUDIO

La expresión 115) se puede transformar para encontrar el factor de resistencia al flujo C de Chezy utilizando la relación expuesta en la expresión 22), quedando una ecuación de la siguiente forma:

$$118) \quad C = 12.21 \log \left(\frac{R}{d_{90}} \right) + 10.648$$

El objetivo general de evaluar el coeficiente de rugosidad de Manning o el coeficiente de fricción de Darcy – Weisbach es encontrar el factor de resistencia al flujo C de Chezy como se mencionó en el numeral 5.1, en donde se incluyeron diversas expresiones existentes para encontrar este factor de C .

En este apartado se analizará el comportamiento de la expresión 118) frente a los valores de C observados en el campo y a los resultantes de evaluar algunas expresiones de las expuestas en 5.1 como son la de Zhelezniakov y la de Kutter y Ganguillet (K.G.).

Cuadro 40. Valores de C obtenidos para el estudio.

Corriente	C -CHEZY observado $m^{1/2}/s$	C - Zhelezniakov $m^{1/2}/s$	C - K.G $m^{1/2}/s$	C - EC.PROPUUESTA $m^{1/2}/s$
Q.Saté	12.764	10.842	10.734	11.388
R.Salado	6.663	4.462	4.780	13.622
R.Negro	12.909	11.191	11.076	15.638
R.Palacé	13.069	11.696	11.720	10.426
R.Cofre	13.104	10.842	10.581	12.756
R.Timbío	14.607	12.211	11.692	15.098
R.Cajibío	18.848	16.676	15.651	15.886
R.Timba	20.536	19.687	19.570	19.566
R.Claro	18.866	17.011	16.509	13.863
R.Piedras	5.924	4.129	4.538	7.258
R.Piendamó	6.119	4.672	5.040	7.993
R.Palacé 2	11.094	9.081	9.080	7.407
Q.La Viuda	9.104	6.607	6.593	10.078
R.Molino	11.489	8.635	8.131	10.868
R. Cauca	7.031	5.131	5.446	10.566

Cuadro 41. Valores de los indicadores de ajuste para las expresiones expuestas en el cuadro 40 frente a los valores de C observados.

INDICADOR	C CHEZY observado	C Zhelezniakov	C K.G.	C EC. PROPUESTA
D.A.M.	0.00	0.188	0.187	0.242
Mediana del error absoluto medio	0	0.181	0.182	0.202

En los cuadros 40 y 41 y en el *anexo U*, se observa que la expresión propuesta para la zona en estudio presenta un buen comportamiento en cuanto al ajuste frente a los valores observados en campo ya que un valor de D.A.M. del orden de 24% puede considerarse bueno en el caso de los ríos de montaña. Comparando su comportamiento frente a expresiones tan ampliamente usadas como la de Kutter y Ganguillet (Suiza) y la expresión de Zelezniakov (URSS) (ecuaciones 5 y 18 respectivamente), puede observarse que la diferencia en cuanto al ajuste a los valores observados en campo no es tan significativa (5.4%), lo que la muestra como una expresión bastante factible de aplicar dentro de las condiciones y limitaciones propuestas por el estudio.

Cabe mencionar que tanto las expresiones de K.G. como la de Zelezniakov poseen un comportamiento prácticamente idéntico en cuanto al ajuste a los valores de C resultantes del estudio en la zona, y además presentan un valor de D.A.M. relativamente bajo hablando en términos de corrientes de montaña (18.7% y 18.8%, respectivamente). Ambas expresiones son dependientes del n de Manning por lo que con una correcta estimación de este coeficiente, son aplicables indistintamente en las condiciones de la zona en estudio. Es de resaltar que el trabajo de Zelezniakov es enteramente teórico y además utiliza solo dos variables para hacer la evaluación (R y n) y aunque su forma es algo complicada, resulta

más práctica en comparación con la expresión de K.G. que trabaja con tres variables (R , n y S_f).

8.10 SUGERENCIA PARA LA POSIBLE MODIFICACIÓN DE LA EXPRESIÓN PROPUESTA PARA LA ZONA EN ESTUDIO

Analizando el cuadro 39, el valor de D.A.M. de 0.24 obtenido para la expresión 115) se ve que ésta no explica en su totalidad los valores de $\frac{1}{\sqrt{f}}$ obtenidos en campo (valores observados). Esto indica que además de la variable $\frac{R}{d_{90}}$ puede existir otra que ayude a explicar mejor los valores observados. Partiendo de este análisis y observando trabajos como los llevados a cabo por Colosimo (1988, 869) y Hossein (1998,1057), se decidió hacer uso del estudio sobre correlaciones lineales mencionado en el numeral 7.6 y evaluar qué variables además de las utilizadas en la expresión presentaban mayor tendencia a tener un relación lineal con el valor de $\frac{1}{\sqrt{f}}$ y f , para evaluar su posible influencia sobre los valores antes mencionados; resultando los mayores valores de los coeficientes de correlación estudiados, para la pendientes de la superficie libre del agua y el gradiente de energía (ver cuadro 42).

Cuadro 42. Análisis de correlación lineal entre $\frac{1}{\sqrt{f}}$ y f , con S_w y S_f .

	Spearman (r_s)		Pearson (r)	
	S_w	S_f	S_w	S_f
$1/\text{raiz}(f)$	-0.560	-0.667	-0.503	-0.553
f	0.560	0.667	0.625	0.682

Observando los valores que evalúan la correlación lineal entre la pendiente de la superficie libre del agua y el gradiente de energía se obtuvo como se mencionó en el numeral 7.6 que el flujo puede considerarse como uniforme ($S_w \cong S_f$). Para evitar un proceso iterativo en la expresión se decidió trabajar con la pendiente de la superficie de libre del agua.

Puesto que r y r_s arrojaron resultados que pueden indicar una posible relación lineal entre las variables $\frac{1}{\sqrt{f}}$ y f con S_w (valores mayores a ± 0.3) se decidió adicionar linealmente el efecto de esta variable a la expresión 115) para tratar de explicar la desviación absoluta media que presenta. Para esto se realizó el siguiente procedimiento:

- Como se trata de explicar el error que presentan los resultados de la expresión 115) frente a los valores observados mediante la adición en forma lineal del efecto de S_w , se relacionó el error (valores observados menos los valores calculados) con $S_w \left(\frac{m}{m}\right)$ en forma lineal de la siguiente manera:

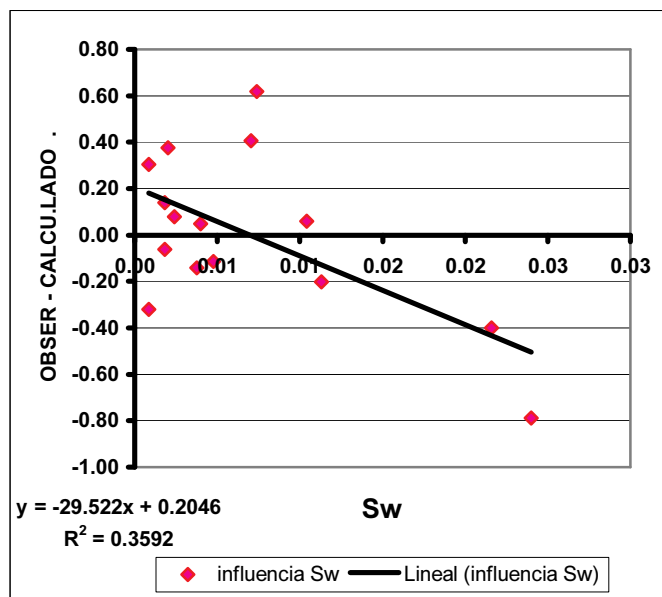


Figura 8. Gráfica de la relación lineal entre el error producido por la expresión 115) y S_w .

De aquí se obtiene la ecuación:

$$119) \quad (error) = -29.522S_w + 0.2046$$

(S_w en $\frac{m}{m}$); con un coeficiente de determinación $R^2 = 0.359$ (valores mayores que 0.3

indican que existe algún grado de relación lineal entre las variables).

- Dada la posible relación lineal expuesta anteriormente entre $\frac{1}{\sqrt{f}}$ y S_w , se adicionará linealmente el efecto de S_w a la expresión 115), combinando 115) con 119), para tratar de minimizar el error que produce la expresión original, quedando una ecuación del tipo:

$$120) \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 1.379 * \log\left(\frac{R}{d_{90}}\right) + (1.40728 - 29.522S_w)$$

La expresión 120) presenta el siguiente comportamiento:

Desviación absoluta media: 0.169.

Mediana del error absoluto: 0.130.

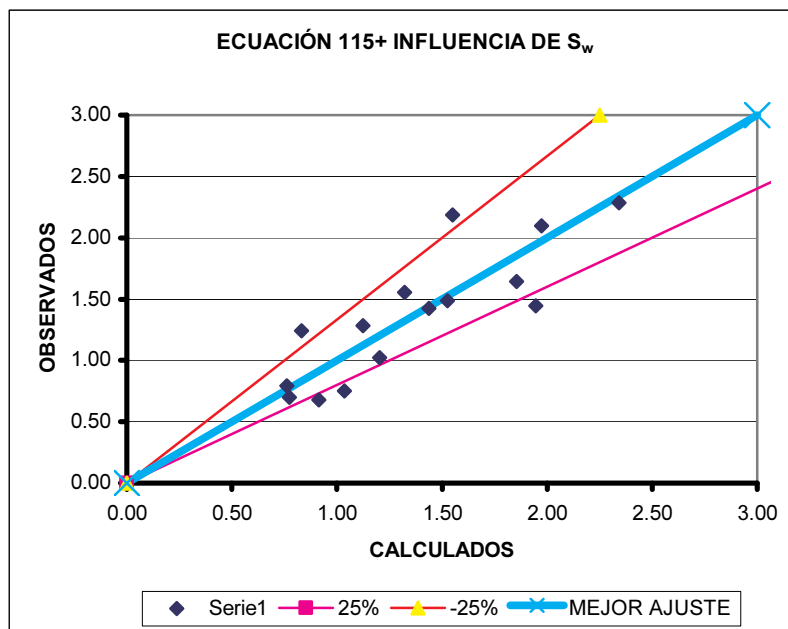


Figura 9. Diagrama de dispersión ecuación 120)

Se observa que la introducción en forma lineal de la influencia de S_w explica el error producido por la expresión 115) en un 7.1%; lo que indica que para la zona en estudio las

variables $\frac{R}{d_{90}}$ y S_w explican los valores observados de $\frac{1}{\sqrt{f}}$ en un 83.1%. La importancia

del gradiente de energía es explicado por Jarrett (1984,1531) de la siguiente forma: el gradiente de energía (*para las condiciones del estudio $S_w \cong S_f$*) y el tamaño de la partícula

del material del lecho están interrelacionados: a mayor S_f el material fino es removido y las partículas grandes permanecen en el canal, aumentando la turbulencia y la resistencia al flujo; por consiguiente este parámetro explica en gran manera la conformación del material del lecho y por consiguiente la resistencia al flujo.

8.11 ANÁLISIS DE LOS INDICADORES DE AJUSTE UTILIZADOS

Como se expuso en el numeral 6.3.1, los indicadores de ajuste a los datos observados fueron la desviación absoluta media (D.A.M.), la raíz cuadrada del error cuadrático medio y la mediana del error absoluto. De estos tres indicadores, los valores arrojados por la raíz cuadrada del error cuadrático medio no son del todo confiables ya que elevan el error de estimación al cuadrado, convirtiéndose en un indicador muy sensible a un error grande en un grupo de errores. Además, presenta inconsistencias en la evaluación de ajuste en los modelos para el coeficiente de rugosidad de Manning n , pues como los valores son del orden de la décima o centésima, los errores entre valores calculados y observados son más pequeños o de igual magnitud y al elevar estos errores al cuadrado se obtienen valores más pequeños, y al dividirlos por el tamaño de la muestra se obtienen valores aún menores, que al aplicarles la raíz cuadrada se obtienen valores muy pequeños en comparación a los obtenidos con D.A.M. Se puede por lo tanto, concluir que la raíz cuadrada del error cuadrático medio no da un indicio real del grado de ajuste de los datos calculados sobre los observados cuando se manejan valores menores a la unidad. Caso contrario sucede con los modelos evaluados de f donde la raíz cuadrada del error cuadrático medio arroja valores mayores a los mostrados por la D.A.M., comportamiento esperado del indicador ya que

como se había mencionado anteriormente, es un indicador sensible a un error grande dentro de un grupo de errores. Este tipo de inconvenientes no los presenta la D.A.M.; lo que lo hace un indicador de ajuste general que no determina la calidad de sus resultados a la magnitud de los parámetros analizados.

9. CONCLUSIONES

- El estudio y todas las conclusiones que de él resulten, pueden enmarcarse en el campo de las corrientes de montaña con flujo bajo.
- En la evaluación del coeficiente de rugosidad de Manning utilizando las tablas de valores, sugeridas por ejemplo en V. T. Chow, debe tenerse en cuenta que no consideran la variación de este coeficiente con la profundidad del flujo y además no proporcionan información sobre las características de las corrientes donde fueron investigados los valores, por lo que su uso en cauces de montaña debe realizarse con especial prevención.
- Las ayudas fotográficas tienen el inconveniente (en el caso de Barnes, 1967 (www.usgs.gov/sws/fieldmethods/indirects/nvalues)) que sus valores fueron calibrados para condiciones cercanas al nivel de banca llena, por lo que cuando la condición del flujo en la que sea necesario evaluar el coeficiente de rugosidad de Manning no sea ésta, los valores por ellas proporcionados no serán confiables (como sucedió para las condiciones del estudio).
- Ayudas como el diagrama de Moody modificado presentado en French(1988,118) para el cálculo del coeficiente de fricción de Darcy – Weisbach en canales abiertos no es aplicable en corrientes de alto gradiente pues su rango de valores de f es limitado

(hasta 0.1 al igual que el diagrama de Moody para tuberías); valor que resulta insuficiente ante los rangos de sumergencia relativa tan bajos que se presentan en las corrientes de montaña que causan valores relativamente altos de f (hasta 2.17 para el estudio).

- Se comprueba mediante las observaciones realizadas, que para cauces de alto gradiente de energía el número de Froude es menor que uno, indicando que ese tipo de corrientes presentan flujo subcrítico. Este comportamiento es debido a los efectos combinados de las variaciones de la sección transversal, rugosidad de las orillas, saltos hidráulicos y demás factores que contribuyen al incremento de la resistencia al flujo y a la disminución de la velocidad.
- Se encontró que el asumir el coeficiente de corrección de Coriolis como 1 ($\alpha_i=1$) no trae errores considerables al momento de determinar otras características del cauce como el coeficiente de resistencia al flujo de Manning pues se trabajó en zonas con flujo casi uniforme.
- La influencia del gradiente de energía en la conformación y gradación del material del lecho hace que esta variable sea de vital importancia en la evaluación de la resistencia al flujo. En el numeral 8.10 se observó que en condiciones de flujo uniforme ($S_w \cong S_f$), la pendiente de la superficie libre del agua manifiesta en cierta forma gran influencia sobre el comportamiento de la resistencia al flujo en la zona de estudio (explica el error de estimación del modelo en un 7.1%); por lo que se propuso una forma de modificar la expresión 115) para la cuantificación de la resistencia al flujo en

la zona, introduciéndole el efecto de S_w y llegando a la expresión 120). Como se mencionó anteriormente, una expresión pierde su practicidad cuando posee un gran número de variables a evaluar; por lo que esta modificación se expuso con fines académicos y no con fines prácticos de uso (*ver numeral 8.10*).

- La expresión **18**) presentada por Zhelezniakov para encontrar C trae buenos resultados para las condiciones de la zona en estudio, y es un ecuación a tener en cuenta no solo por el buen ajuste que proporcionó a los valores observados en campo, sino por que no es de naturaleza empírica y basa sus resultados en la evaluación solo de dos variables (R y n) lo que la hace en cierto modo práctica, aunque su forma sea algo complicada.
- Las expresiones que mejor se ajustaron a las condiciones de la zona en estudio fueron para la determinación del n de Manning, las propuestas por:

Limerinos 1970

$$n = \frac{0.113R^{1/6}}{0.035 + 2.03 \log\left(\frac{R}{d_{50}}\right)}; \quad (d_{50} \text{ y } R \text{ en m})$$

$$n = \frac{0.113R^{1/6}}{1.16 + 2 \log\left(\frac{R}{d_{84}}\right)}; \quad (R \text{ y } d_{84} \text{ en m})$$

Hey 1979

$$n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g} 5.75 \log\left(12.5 \frac{R}{3.5 d_{84}}\right)} \quad (R \text{ y } d_{84} \text{ en m})$$

Jarrett 1984

$$n = 0.3224S_f^{0.38}R^{-0.16}; (R \text{ en m})$$

Estas ecuaciones proporcionaron valores de desviación media absoluta cercana al 30%, valor aceptable para las condiciones reinantes en las corrientes de montaña. Datos específicos respecto a sus limitaciones, bondades y recomendaciones especiales de uso aparecen en los numerales 5.4.2 y 5.4.3, los resultados de las mismas se pueden observar en los numerales 7.4.2 y 7.4.3, y el análisis de cada una de ellas se tiene en los numerales 8.6.2 y 8.6.3 del presente informe.

- Las expresiones empíricas que se analizaron para encontrar el coeficiente de fricción de Darcy – Weisbach no arrojaron resultados satisfactorios para la zona en estudio, por lo que no se tienen en cuenta para la recomendación de expresiones foráneas para la zona.
- Se exponen expresiones propias para las condiciones de la zona de estudio, que estiman el coeficiente de rugosidad de Manning con un error promedio del $\pm 21\%$; y el coeficiente de fricción de Darcy – Weisbach con un error promedio del $\pm 24\%$, (*ver en el numeral 8.8, las ecuaciones 115 y 117*); estos intervalos se consideran buenos para las difíciles condiciones que presentan las corrientes de alto gradiente de energía. La correcta utilización de las mismas está condicionada a los rangos de validez del estudio que se presentan en el **anexo V**.

$$115) \frac{1}{\sqrt{f}} = 1.379 \log \left(\frac{R}{d_{90}} \right) + 1.20268$$

$$117) n = \frac{0.113R^{\frac{1}{6}}}{1.379 \log\left(\frac{R}{d_{90}}\right) + 1.20268}$$

$$118) C = 12.21 \log\left(\frac{R}{d_{90}}\right) + 10.648$$

- Se observó que la denominada constante Universal de Von Karman ($k = 0.4$) no es una constante, sino que varía según las condiciones de cada zona de estudio en un amplio rango de valores (*ver numeral 8.8, literal b*).
- Se recomienda el uso de la desviación absoluta media como un indicador robusto y apropiado para evaluar el ajuste entre valores calculados con un modelo y los valores observados que trata de representar dicho modelo; ya que este indicador no se ve afectado significativamente, primero, por errores grandes de estimación dentro de un grupo de errores, ni segundo, por la magnitud de los valores que se evalúen.
- Como recomendación final es necesario recalcar en la necesidad de realizar estudios similares en otras regiones del país y en distintas condiciones de flujo, que permitan formar bases de datos robustas para las diferentes zonas del país con el fin de poder llevar a cabo un análisis más profundo de la resistencia al flujo.

BIBLIOGRAFÍA

ABERLE Jochen, DITTRICH Andreas. Discussion: Estimation of Gravel-bed rivers flow resistance. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. Vol. 125, N° 12. Diciembre 1999, P 1318.

AGUIRRE-PE Julián, FUENTES Ramón. Resistance to Flow in Step Rough Streams. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. Vol. 116, N° 11. 1990. p 1374-1387.

APARICIO Francisco Javier. “Fundamentos de Hidrología de superficie”. Mexico: Ed. Limusa Grupo Noriega Editores. 1993.

ARANAZ Magdalena. “SPSS para Windows: Programación y análisis estadístico”. Madrid: Mc Graw Hill. 1996.

BARRIOS Amado, ESCOBAR Antonio de Jesús. Determinación de la rugosidad en corrientes aluviales y su aplicación al Río Magdalena, sector Siapé. Monografía Universidad del Norte; Facultad de Ingeniería Civil, Barranquilla, 1988.

BASALDUD Carlos, BEREZOWSKY Moisés. Estimación del coeficiente de rugosidad en cauces con un método inverso. En: XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Córdoba, Argentina, 2000, P 299-307.

BATHURST James. Flow Resistance Estimation in Mountain Rivers. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. Vol. 111, N° 4. 1985. P 625-643.

BEN CHIE YEN. Open channel flow resistance. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. Vol. 125, N° 1. 2002. P 20-39.

BRIDGETT Marsh, JHONSON Gary, HOLMES Robert. Data base and computational tools to aid in determination of roughness coefficients of stream. U.S. Geological –Survey, Water- Resources Investigation Report 01-XXX in progress, Urbana; Illinois. 2001.

CANO Rodrigo. Estudio del flujo uniforme en canales. Revista de la Facultad de Minas DYNA. Universidad Nacional Sede Medellín. Vol. 114-113, Mayo-Setptiembre. 1989a. P37-53.

CANO Rodrigo. Hidráulica de canales. Medellín:Universidad Nacional de Colombia. 85p.

CANO Rodrigo. Medidas de rugosidad en canales naturales. Revista de la Facultad de Minas DYNA, Universidad Nacional Sede Medellín. Vol. 114-113, Mayo-Septiembre. 1989b, P 55-61.

CARVAJAL Luis Fernando. Mecánica de Fluidos. Medellín:Universidad Nacional de Colombia. 2002. 9p.

CHANSON Hubert. Hidráulica del flujo en canales abiertos. Bogotá:Mc Graw Hill. 2002. 560p.

CHOW Ven Te. Hidráulica de canales abiertos. Bogotá: Mc Graw Hill. 1994. 667p.

COLOSIMO C, COPERTINO V.A. Friction factor evaluation in gravel –bed-rivers. Journal of hydraulic Engineering, ASCE. Vol. 114; N° 8. 1988. P 861-876.

COPELAND R.R, BIEDENHARN D.S,FISCHENICH J.D. Channel- Forming Discharge. US Army Corps of Engineers. 2000. 10p.

DRAPER Norman Richard. Applied Regression Analysis. New York:John Wiley Sons. 1981.

FERRO Vito. Friction factor for gravel-bed channel with high boulder concentration. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. Vol, 12, N1° 7. 1999. P 971-777.

FISCHENICH Craig. Robert Manning: A Historical perspective. US Army Research and Development Center. 2000. 4p.

FLOREZ García Manuel, MAZA Alvarez Antonio. Capítulo 7 del Manual de Ingeniería de Ríos: Origen y propiedades de los sedimentos. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1998. 112p.

FRENCH Richard. Hidráulica de canales abiertos. Bogotá: Mc Graw Hill. 1988. P 112-163.

GONZALES M., L.J. Hidrología Práctica. Popayán: Universidad del Cauca. 2002.

GRIFFITHS George. Form resistance in gravel channels with mobile beds. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. Vol. 115, N° 3. 1989. P-340-354.

GUTIERREZ Roberto. Método de validación de los supuestos del modelo de regresión. En: Primer Simposio de Estadística de la Universidad Nacional: Análisis de Regresión. Bogotá. 1990.

HARRELSON Cheryl, RAWLINS C.L. y POTYONAY Jhon. Stream Channel Reference Sites: An illustrated guide to field technique. USDA Forest Service, General, Technical Report RM-245, April 1994. 57p.

HENDERSON F.M. Open Channel Flow. New York: Macmillan Publishing Co. 1966.

HEY Richard. Bar form resistance in gravel-bed rivers. Journal of hydraulic Engineering, ASCE. Vol. 114; N° 12. 1988. P 1498-1508.

HODEL Hanspeter, KERSTEN Thomas, STORCHENEGGER Isidor. A new approach for the estimation of extreme roughness in torrents by Hydraulic and Photogrammetry. En: ASCE National Conference on Hydraulic Engineering. New York. 1994. 5p.

HOSSEIN Afzalimehr, ANCTIL Francois. Estimation of gravel bed river flow resistance, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. Vol. 124; N° 10. 1998. P 1054-1058.

JARRETT D. Robert. Hydraulics of High-Gradient Stream. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 110, N° 11. November 1984. P 1519-1539.

JULIEN P.Y, KLAASSEN G.J, BRINKE Ten W.B.M y WILBERS A.W.E. Case Study: Bed resistance of Rhine River during 1998 Flood. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 128, N° 12. 2002. P 1042-1050.

LEMOS Rodrigo, CONSTAIN Alfredo y CARVAJAL Alejandro. Medición de los factores de resistencia y el de difusión turbulenta en cauces fluviales. En: XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Córdoba, Argentina. 2000. P 737-745.

LEOPOLD B. Luna, WOLMAN Gordon y MILLER P. Jhon. Fluvial processes in geomorphology. New York :DOVER Publication INC. 1992. P 151-197.

LÓPEZ José, FALCON a. Marco. Calculation of bed changes in mountain stream. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. Vol. 125, N° 3. 1999. P 263-270.

MAZA Alvarez Antonio, FLORES Manuel. Capítulo 10 del Manual de Ingeniería de Ríos: Transporte de Sedimentos. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1996. 530p.

MENDENHALL William, SINCICH Terry. Probabilidad y estadística para Ingeniería y Ciencias. Cuarta edición. Prentice Hall Hispanoamericana. 1997. 1179p.

MILLAR Robert. Grain and form resistance in gravel-bed Rivers. Journal of Hydraulic Research. Vol. 37, N°3. 1999. P 303-312.

NOVAK Pyle. Uniform Flow. 1983. 11p.

OJEDA Adolfo León. Hidráulica, conductos a flujo libre, canales. Popayán: Universidad del Cauca. 1995.

PAPANICOLAOU Thanos, MAXWELL Adam. Equilibrium Geomorphological Conditions for High Gradient Bed Streams. Washington State University. 2000. 61p.

PATEL P.L, RAJU Ranga K.G. Critical tractive stress of nonuniform sediments. Journal of Hydraulic Research. Vol. 37, N° 1, 1999. P 39-85.

PEREZ Jaime. Guías de clase Estadística. Popayám: Universidad del Cauca. 1996.

PHILLIPS J.V, INGERSOLL T.I. Comparison of verified roughness coefficients for gravel-bed stream in Central Arizona with other areas of the Western United States. En : Proceedings of Twenty –first Annual Conference of the Association State Floodplain Managers, Litherock, Arkansas, April 28-May 2, 1997.

POSADA Javier. Determinación del coeficiente de rugosidad en canales naturales. Medellín:Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas. 2002. 74p.

RATKOWSKY David. Non Linear Regresion Modeling: A Unified Practical Approach. New York:Ed. Marcel Dekker. 1983.

RICE C.E, K.C. Kadavy and K.M. Robinson. Roughness of loose rock riprap on steep slopes. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. Vol 124, N° 2. 1998. P 179-185.

RAMESHR, DATTA Bithin BHALLAMUDI Murty y NARAYAMA A. Optimal estimation of roughness in open channel flows. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. Vol. 126, N° 4. 2000. P 299-303.

RAHMEYER William. Flow Resistance for Utah Floodplains. Utah State University. 2002. 15p.

RENNIE Colin, MILLAR Robert. Discussion: Estimation of gravel-bed river flow resistance. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. Vol. 125, N° 12. December 1999, P 1318.

REVISTA DEL MINISTERIO DE ENERGÍA Y CIENCIAS TÉCNICAS URSS. Construcción e Hidrotecnia. N° 7, Julio. 1973. P 33.

ROSGEN Davis. A classification of natural rivers. Elsevier Science B.V. Catena 1994. P.169-199.

ROUSE Hunter. Hidráulica. 1951.

RUSSELL George. Hydraulics. New York:Henry Holt and Company. 1937.

SPIEGEL Murray. Estadística. México:McGraw Hill. 1961. 356p.

SMART Graeme; DUNCAN Maurice; and WALSH Jeremy. Relatively rough flow resistance equations. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. Vol. 128, N° 6. 2002. P 568-578.

THORNE Colin, ZEVENBERGEN Lyle W. Estimating Mean Velocity in Mountain Rivers. Journal of Hydraulics Engineering. Vol. 111, N° 4. 1985. P 612-623.

US.ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENTAL STATION. Chapter 5: Methods for Predicting n Values for the Manning Equation. EM 1110-2-1601. 1994. 16p.

USGS, SURFACE-WATER FIELD TECHNIQUES, Verified Roughness Characteristics of Natural Channels. Disponible desde internet en :< URL: [Http://www.usgs.gov/sws/fieldmethods/indirects/nvalues](http://www.usgs.gov/sws/fieldmethods/indirects/nvalues)>.

VELEZ María Victoria . Capítulo 7: Análisis de caudales. Medellín:Universidad Nacional de Colombia. 2000. 35p.

WASANTHA A.M. Lal, Calibration of riverbed roughness. Journal of hydraulic Engineering, ASCE. Vol. 121; N° 9. 1995. P 664-671.

WOHL E. Ellen. Uncertainty in flood estimates associated with roughness coefficient. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. Vol 124, N° 2. 1998. P 179-185.

WU Weiming, WANG Sam y JIA Yafei. Nonuniform sediment transport in alluvial rivers. Journal of Hydraulic Research. Vol. 38, N° 6, 2000. P 427 – 434.

YAÑEZ Sergio. Inferencia en Regresión Lineal. En: Primer Simposio de Estadística de la Universidad Nacional:Análisis de Regresión. Bogotá. 1990.

ANEXO A. Ubicación de los lugares de estudio en cada una de las fuentes

▪ RÍO TIMBÍO:

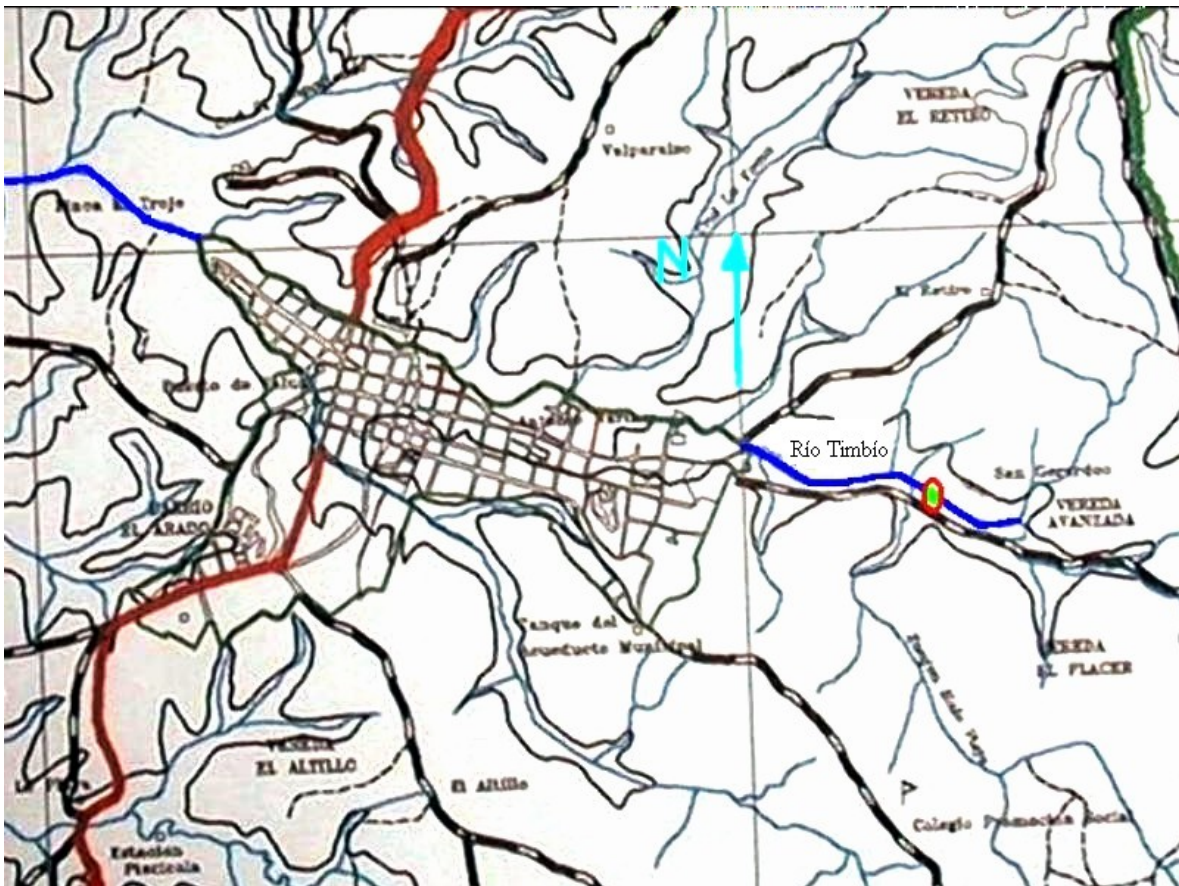


FOTO: Tramo de estudio sobre el Río Timbío.



Zona de Estudio.

FUENTE: Plano facilitado por el G.E.A. (Grupo de Estudios Ambientales) de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 50000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1045000 E - 1047500 E y 750000 N – 752500 N

▪ **RÍO CAUCA:**

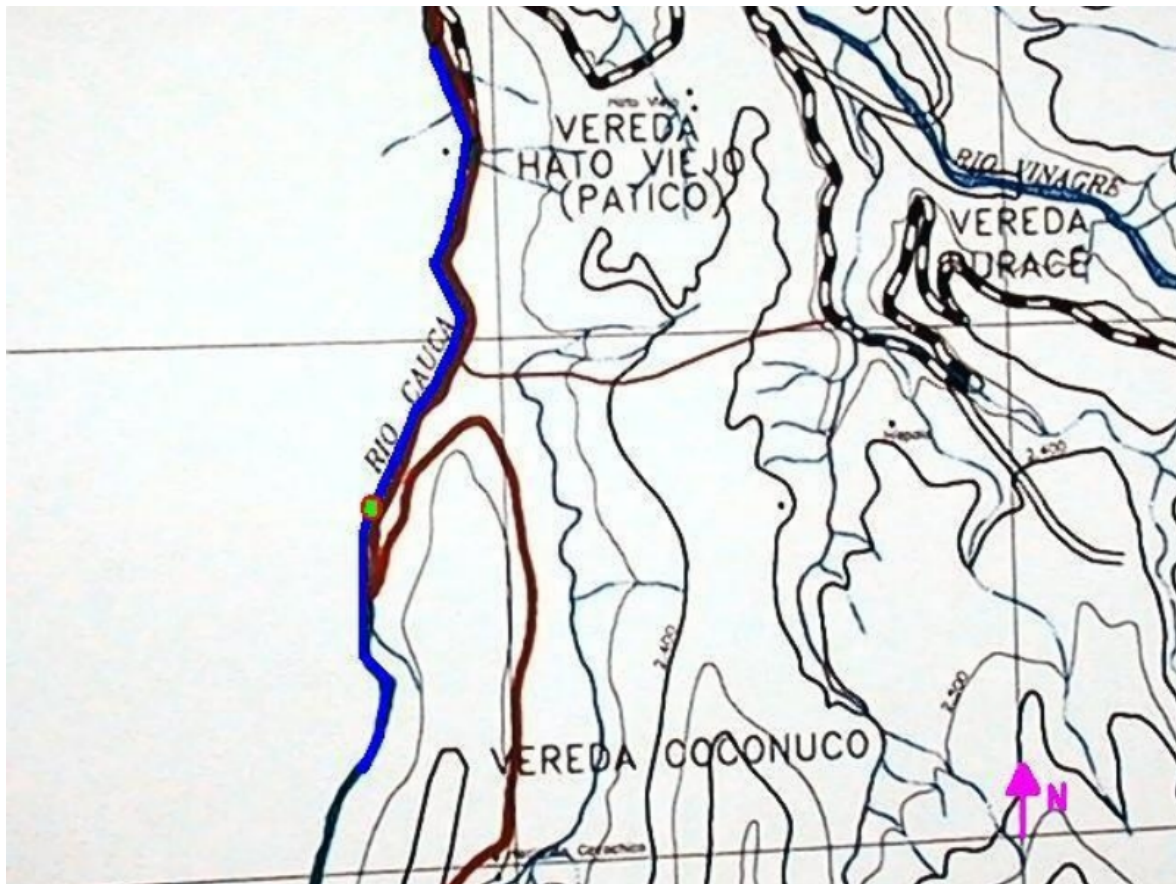


FOTO: Tramo de estudio sobre el Río Cauca.



Zona de Estudio.

FUENTE: Plano facilitado por el G.E.A. (Grupo de Estudios Ambientales) de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 50000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1063000 E -1065000 E y 753000 N – 755000 N

▪ **QUEBRADA SATÉ:**

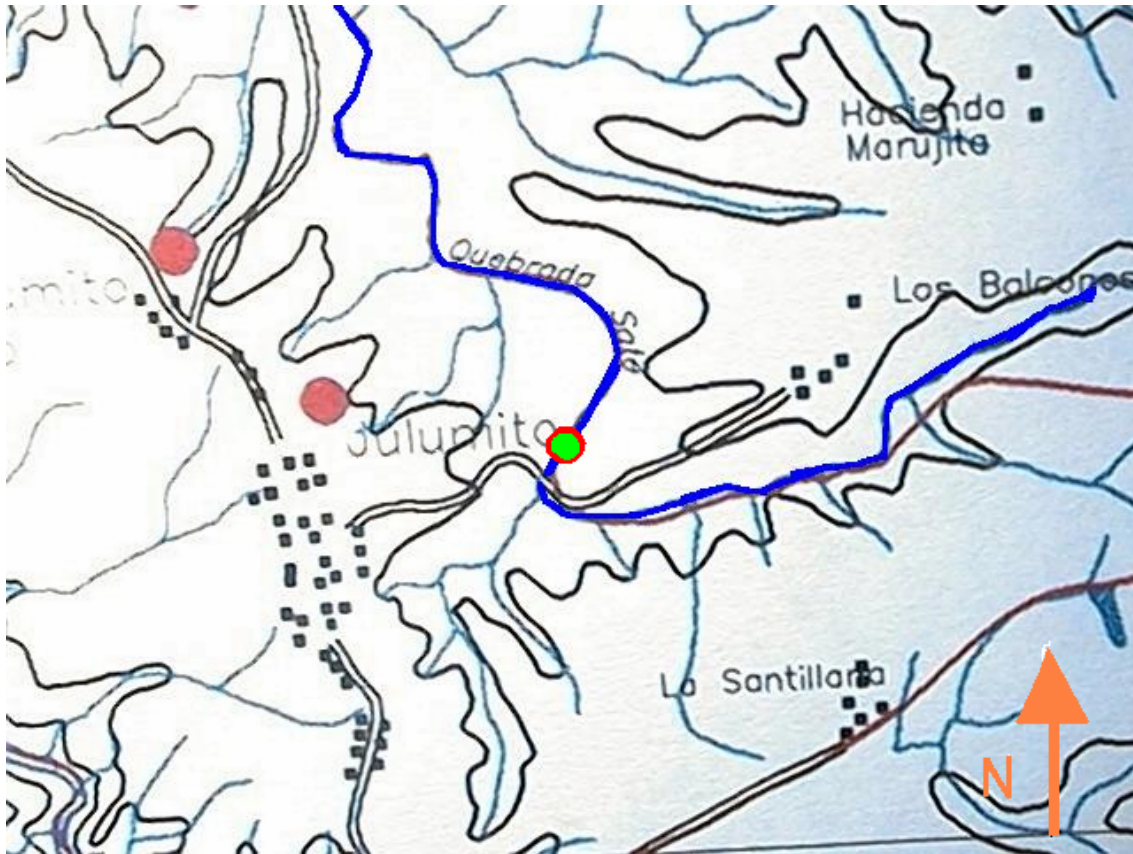


FOTO: Tramo de estudio sobre la Quebrada Saté.



Zona de Estudio.

FUENTE: Plano facilitado por el G.E.A. (Grupo de Estudios Ambientales) de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 50000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1045000 E -1050000 E y 765000 N – 770000 N

▪ RÍO NEGRO Y RÍO SALADO:

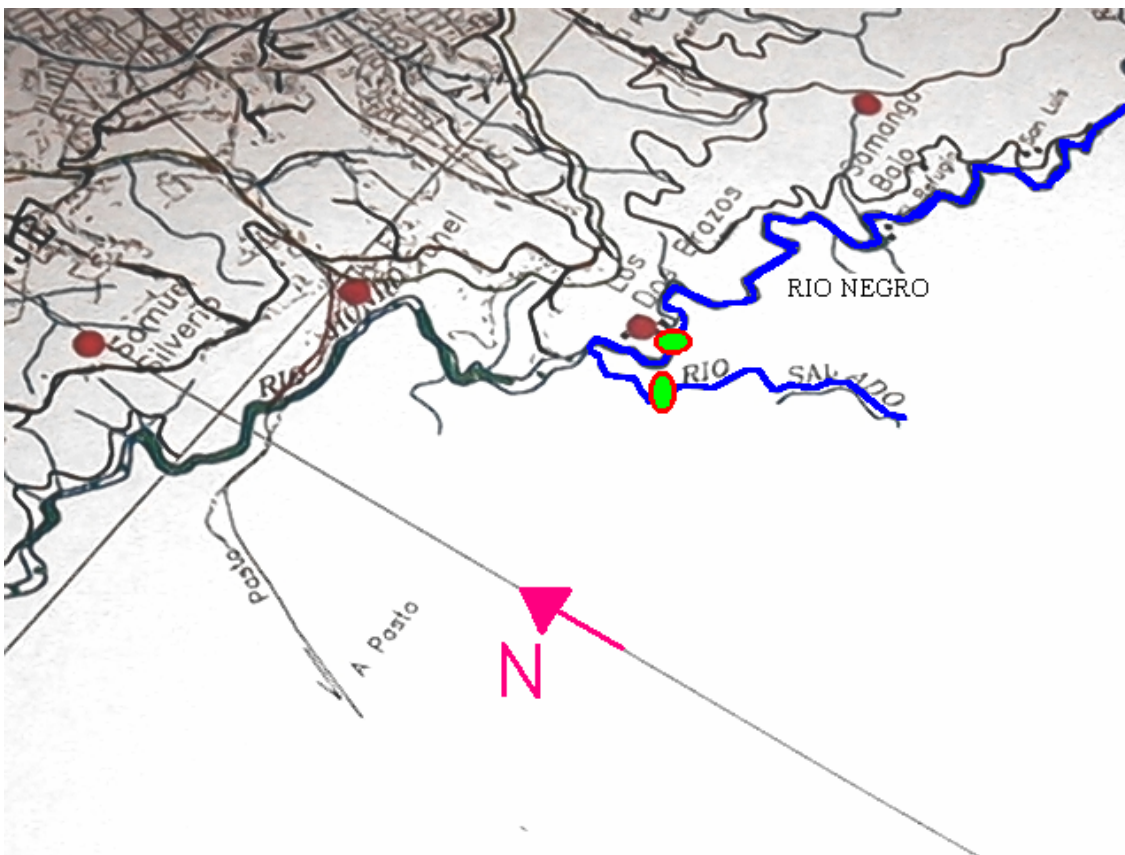


FOTO: Tramo de estudio sobre los Ríos Negro y Salado.



Zona de Estudio.

FUENTE: Plano facilitado por el G.E.A. (Grupo de Estudios Ambientales) de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 50000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1050000 E -1055000 E y 755000 N – 760000 N

▪ **RÍO BLANCO:**



FOTO: Tramo de estudio sobre el Río Blanco.



Zona de Estudio.

FUENTE: Plano facilitado por el G.E.A. (Grupo de Estudios Ambientales) de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 50000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1055000 E -1060000 E y 765000 N – 770000 N

▪ **RÍO PALACÉ:**

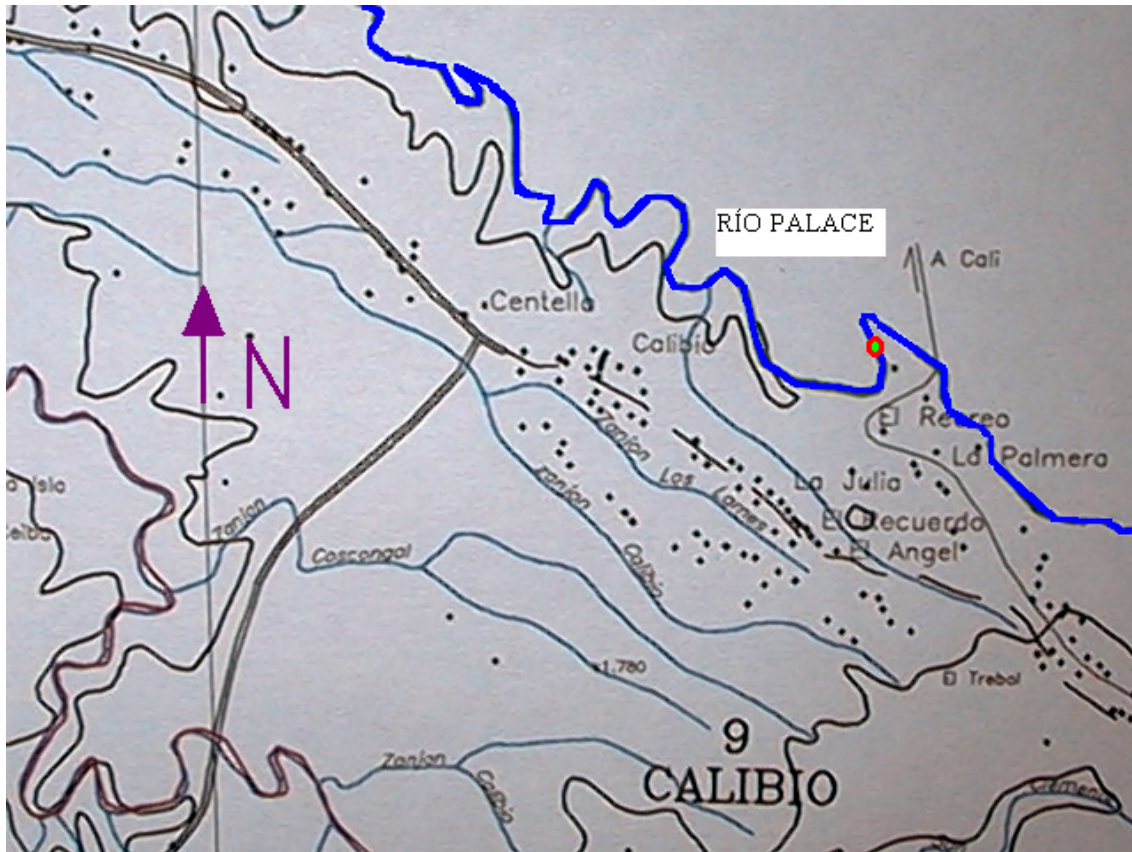


FOTO: Tramo de estudio sobre el Río Palacé.



Zona de Estudio (Sector Lácteos Colombia).

FUENTE: Plano facilitado por el G.E.A. (Grupo de Estudios Ambientales) de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 50000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1055000 E -1060000 E y 770000 N – 775000 N

▪ **RÍO LAS PIEDRAS:**



FOTO: Tramo de estudio sobre el Río Las Piedras.



Zona de Estudio.

FUENTE: Plano facilitado por el G.E.A. (Grupo de Estudios Ambientales) de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 50000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1060000 E -1065000 E y 760000 N – 765000 N

▪ **RÍO CAJIBÍO:**

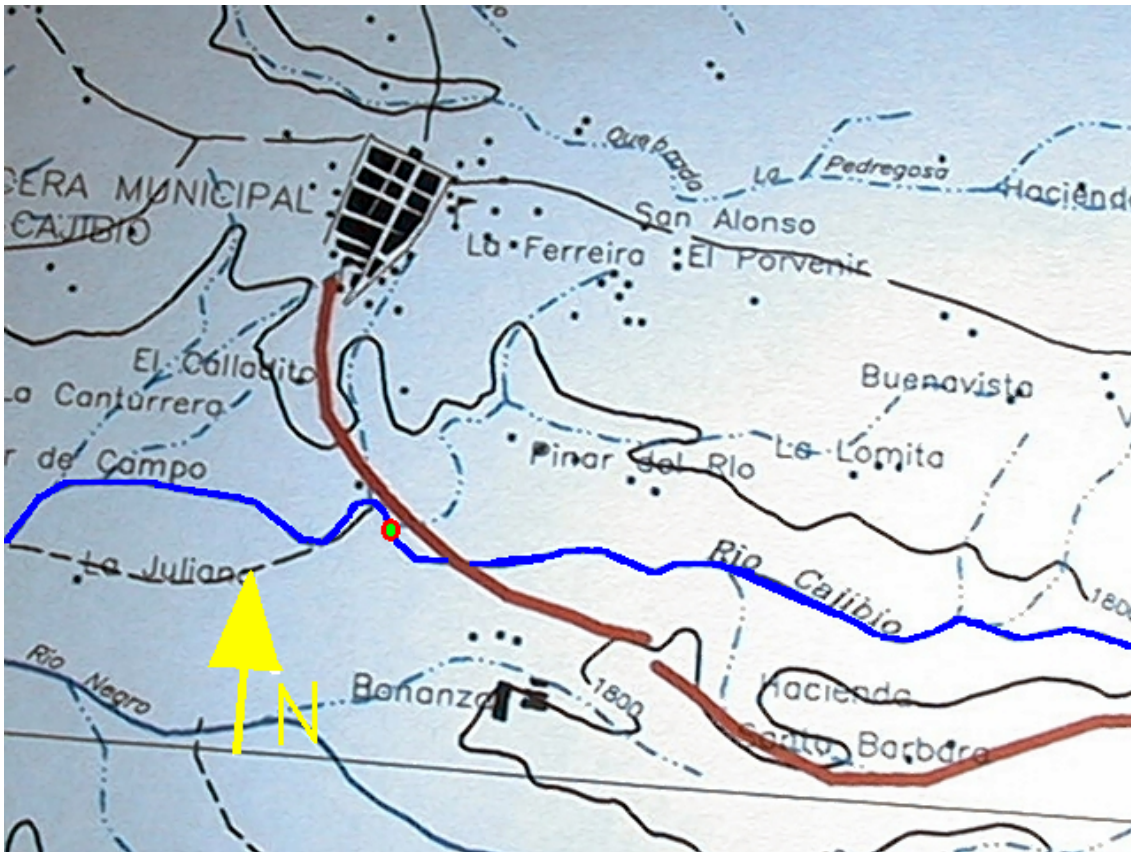


FOTO: Tramo de estudio sobre el Río Cajibío.



Zona de Estudio.

FUENTE: Plano facilitado por el G.E.A. (Grupo de Estudios Ambientales) de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 50000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1055000 E -1060000 E y 780000 N – 785000 N

▪ RÍO PIENDAMÓ:

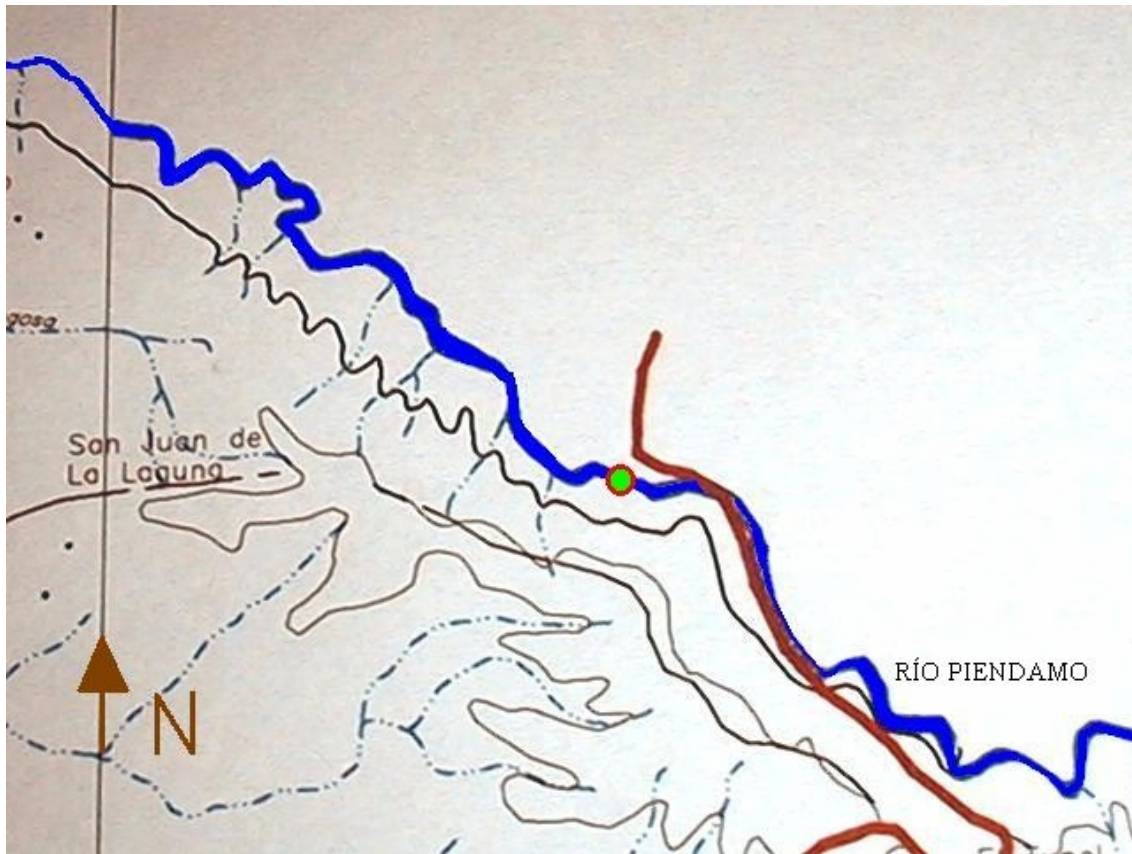


FOTO: Tramo de estudio sobre el Río Piendamó.



Zona de Estudio.

FUENTE: Plano facilitado por el G.E.A. (Grupo de Estudios Ambientales) de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 50000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1060000 E -1065000 E y 780000 N – 785000 N

▪ **RÍO MOLINO:**



FOTO: Tramo de estudio sobre el Río Molino.



Zona de Estudio.

FUENTE: Plano facilitado por el G.E.A. (Grupo de Estudios Ambientales) de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 50000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1055000 E -1060000 E y 755000 N – 760000 N

▪ RÍO TUNÍA:



FOTO: Tramo de estudio sobre el Río Tunía.



Zona de Estudio.

FUENTE: Plano Perteneiente al Archivo del Departamento de Hidráulica de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 500000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1060000 E -1065000 E y 780000 N – 785000 N

▪ **RÍO COFRE:**



FOTO: Río Cofre, Vereda La Pajosa, Municipio de Cajibío.

FUENTE: Plano facilitado por el G.E.A. (Grupo de Estudios Ambientales) de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 50000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1060000 E -1065000 E y 775000 N – 780000 N

▪ **RÍO LOS ROBLES:**

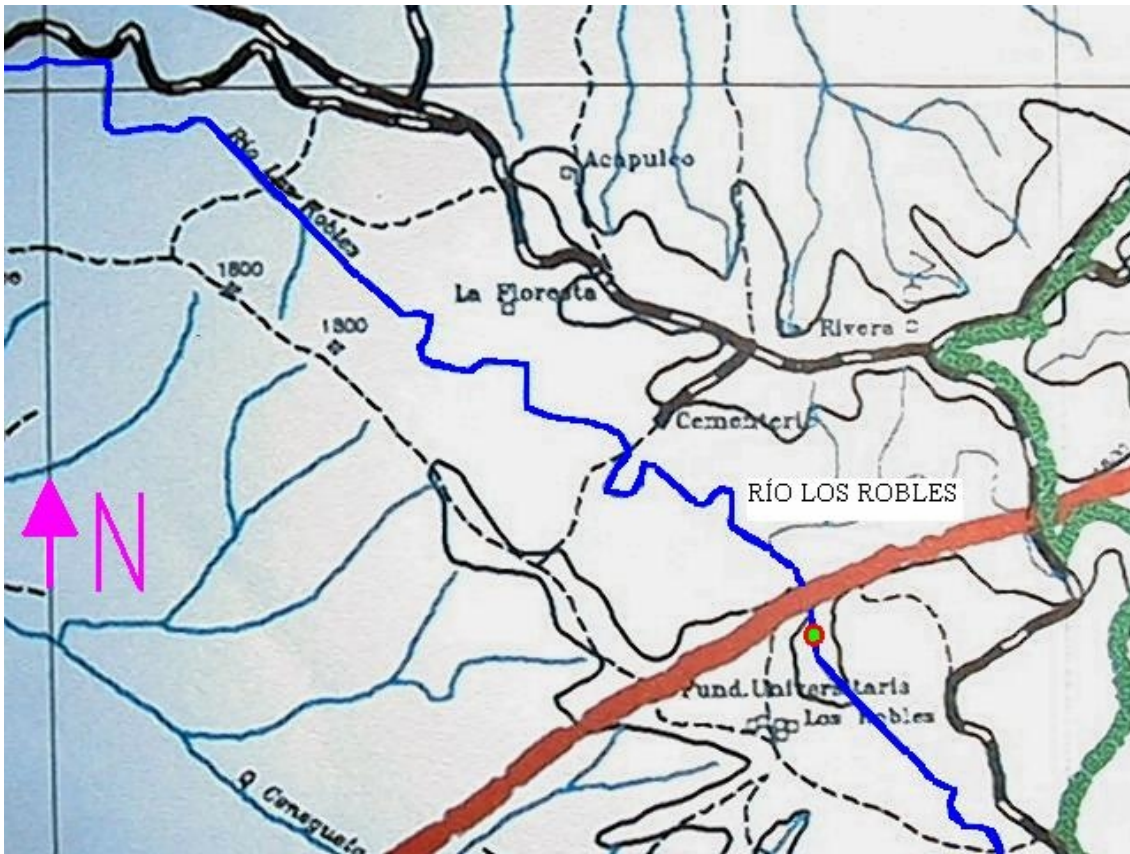


FOTO: Tramo de estudio sobre el Río Los Robles.



Zona de Estudio.

FUENTE: Plano facilitado por el G.E.A.(Grupo de Estudios Ambientales) de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 50000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1045000 E -1047500 E y 755000 N – 757500 N

▪ **QUEBRADA LA VIUDA:**



FOTO: Quebrada La Viuda, Vereda La Viuda, Municipio de Cajibío.

FUENTE: Plano facilitado por el G.E.A. (Grupo de Estudios Ambientales) de la Universidad del Cauca.

ESCALA DEL PLANO: 1: 50000

PUNTO DE INTERÉS: Coordenadas 1050000 E -1060000 E y 775000 N – 780000 N

ANEXO B. Medición de la sección transversal del cauce.



Equipo de precisión utilizado en el trabajo de topografía (Río Piedras).



Mediciones efectuadas con mira y cinta métrica en cada sección, en el proceso de toma de topografía (Río Timba).



Medición con equipo de precisión de las características de las orillas (Río Palacé).



Lectura de desnivel superficie del agua, utilizando nivel de precisión (Río Cofre).



Entorno del lugar de medición (Río Cofre).

ANEXO C. Establecimiento de los lugares para realizar el registro fotográfico correspondiente.



Vista hacia aguas arriba del tramo en estudio (Río Claro).



Vista aguas abajo del tramo en estudio (Río Claro).



Vista margen derecha del tramo en estudio (Río Claro).



Vista margen izquierda del tramo en estudio (Río Claro).

ANEXO D. Identificación de los indicadores del nivel a banca llena y definición del nivel correspondiente.



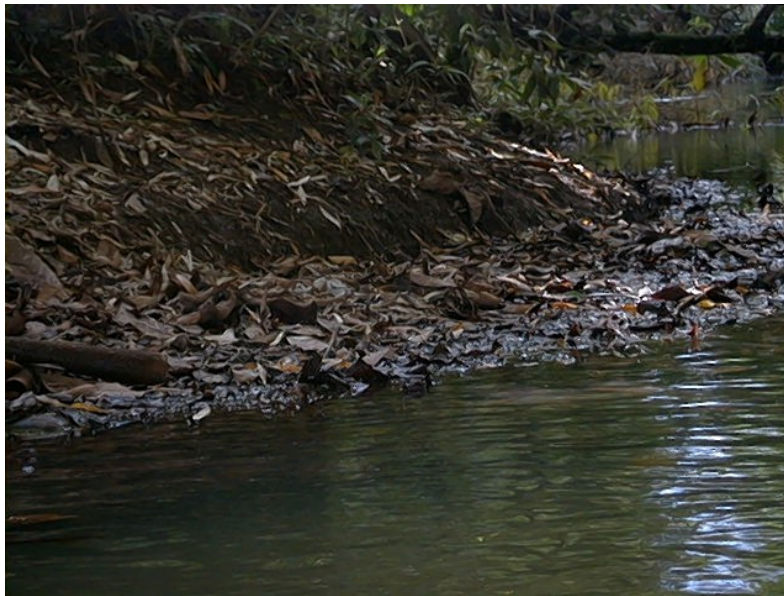
Cambio en la pendiente y material; la línea roja indica el nivel a banca llena (R. Timba).



El límite entre la zona de depósito y la hierva; determina el nivel a banca llena (R. Claro).



Nivel a banca llena determinado por el liquen sobre las rocas margen derecha (Río Blanco).



Zona de depósito sobre la margen izquierda; cambio en la pendiente del lecho. (Río Blanco).



Límite definido por las raíces expuestas de las plantas; margen derecha, al momento de la visita la corriente se encontraba en condiciones de banca llena (Río Tunía).



Límite definido por las raíces expuestas de las plantas; margen derecha (Río Negro).



Nivel definido por el cambio de pendiente sobre la margen izquierda y la variación en el material de depósito (Río Timbío).

ANEXO E. Aforo líquido mediante vadeo.



Mediciones efectuadas en el Río Timbío; correntómetro Universidad del Cauca.



Mediciones efectuadas en el Río Jamundí; correntómetro C.V.C.



Mediciones efectuadas en el Río Cofre; correntómetro Universidad del Cauca.



Mediciones efectuadas en el Río Claro; correntómetro C.V.C.

ANEXO F. Aforo líquido mediante suspensión del correntómetro.



Correntómetro más lastre C.V.C.



Equipo de suspensión correntómetro más lastre C.V.C, (Puente sobre Río Timba).



Procedimiento de suspensión correntómetro más lastre C.V.C, (Pte. sobre Río Timba).



Procedimiento de aforo correntómetro suspendido más lastre C.V.C. (Pte.; Río Timba).

ANEXO G. Determinación de la curva granulométrica del material del lecho.



Medición de los ejes de una partícula del lecho (Q. Saté).



Medición de los ejes de una partícula del lecho (Río Salado).



Procedimiento aleatorio de extracción de la partícula (Río Claro).

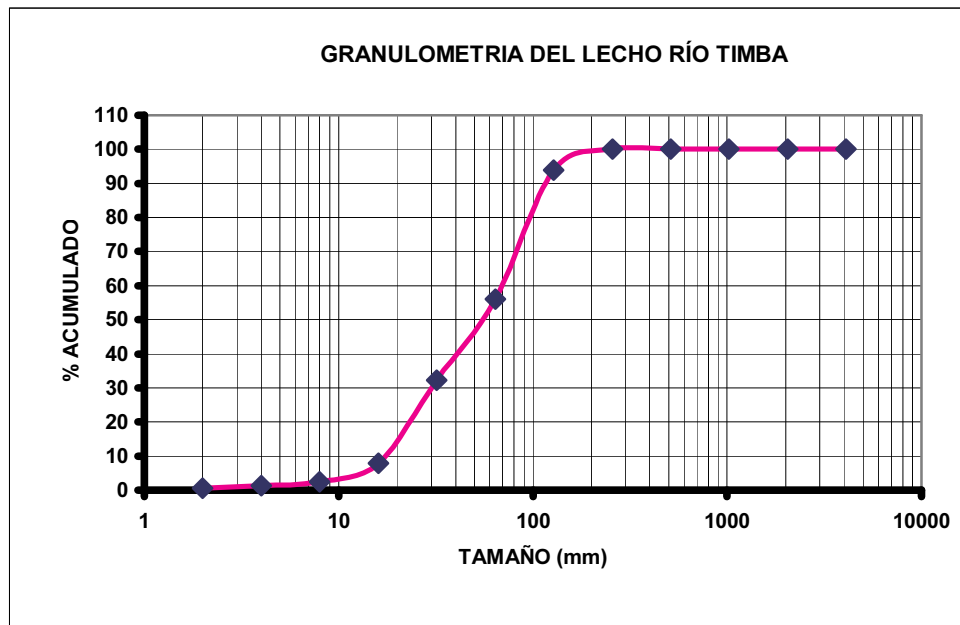


Medición de los ejes de una partícula del lecho (Río Piendamó).

ANEXO H. Ejemplo curva granulométrica resultante procedimiento de Pebble

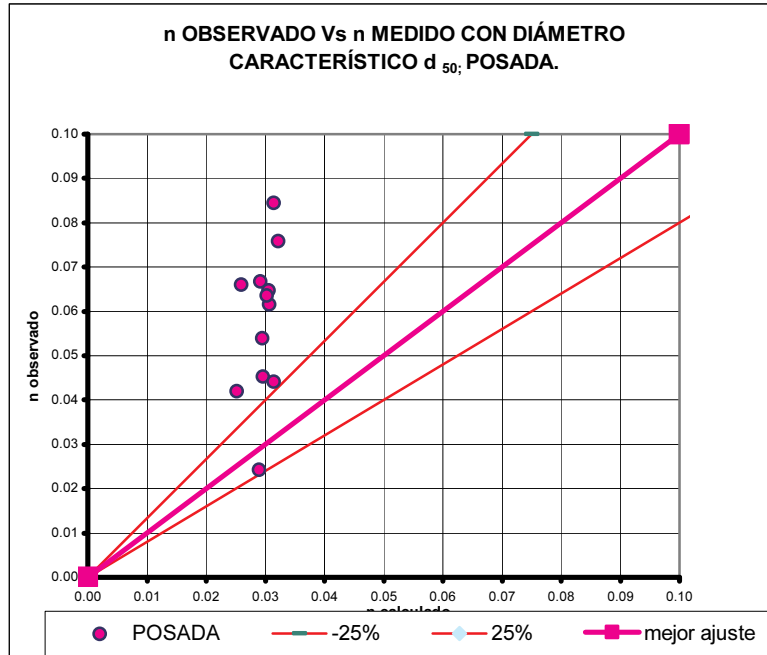
Wolman.

	TAMAÑO (mm)	NUMERO	%	% ACUMULADO
ARENAS	<2	1	0.610	0.61
	2 a 4	1	0.610	1.22
	4 a 8	2	1.220	2.44
GRAVAS	8 a 16	9	5.488	7.93
	16 a 32	40	24.390	32.32
	32 a 64	39	23.780	56.10
CANTOS	64 a 128	62	37.805	93.90
	128 a 256	10	6.098	100.00
	256 a 512	0	0.000	100.00
BLOQUES	512 a 1024	0	0.000	100.00
	1024 a 2048	0	0.000	100.00
	2048 a 4096	0	0.000	100.00

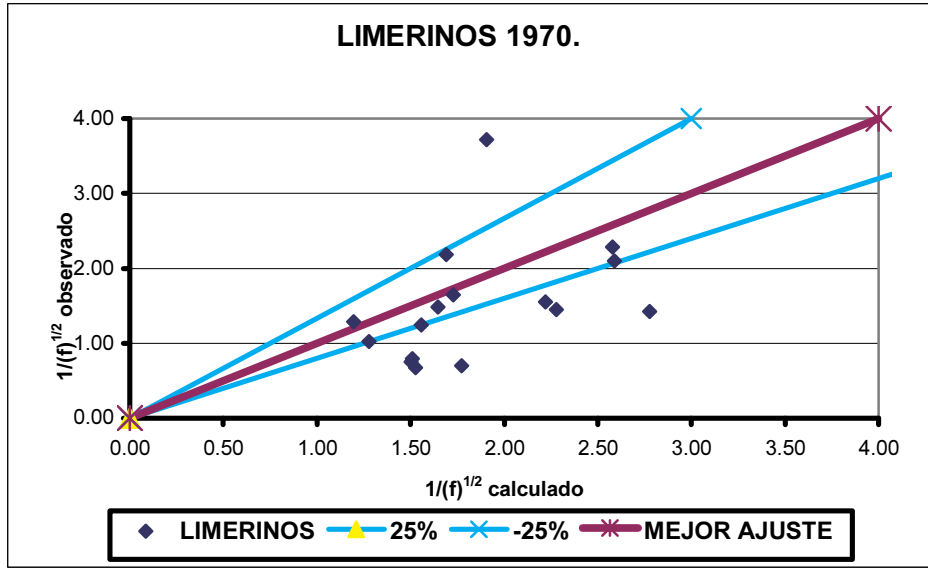


	(mm)
d_{50}	51
d_{75}	82
d_{84}	100
d_{90}	119

ANEXO I. Análisis gráfico del ajuste de los modelos estudiados.



Análisis gráfico de la expresión propuesta por Posada 1998 para n de Manning en función de d_{50} .



Análisis gráfico de la expresión de Limerinos 1970, para $\frac{1}{\sqrt{f}}$ en función de $\frac{R}{d_{84}}$

ANEXO J. Matriz de correlación lineal de Pearson

ANEXO K. Matriz de correlación lineal de Spearman

ANEXO L. Ejemplo resultados ofrecidos por el paquete SPSS en el análisis de modelos.

All the derivatives will be calculated numerically.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = K * \log\left(\frac{R}{d_{75}}\right) + M$$

Iteration	Residual SS	M	K
1	32.25392427	.000000000	.000000000
1.1	2.150916932	.866903295	1.24476468
2	2.150916932	.866903295	1.24476468

Run stopped after 3 model evaluations and 2 derivative evaluations.
 Iterations have been stopped because the magnitude of the largest correlation between the residuals and any derivative column is at most RCON = 1.000E-08

Nonlinear Regression Summary Statistics Dependent Variable IF05

Source	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	2	30.10301	15.05150
Residual	13	2.15092	.16546
Uncorrected Total	15	32.25392	
(Corrected Total)	14	3.95898	

R squared = 1 - Residual SS / Corrected SS = 0.45670

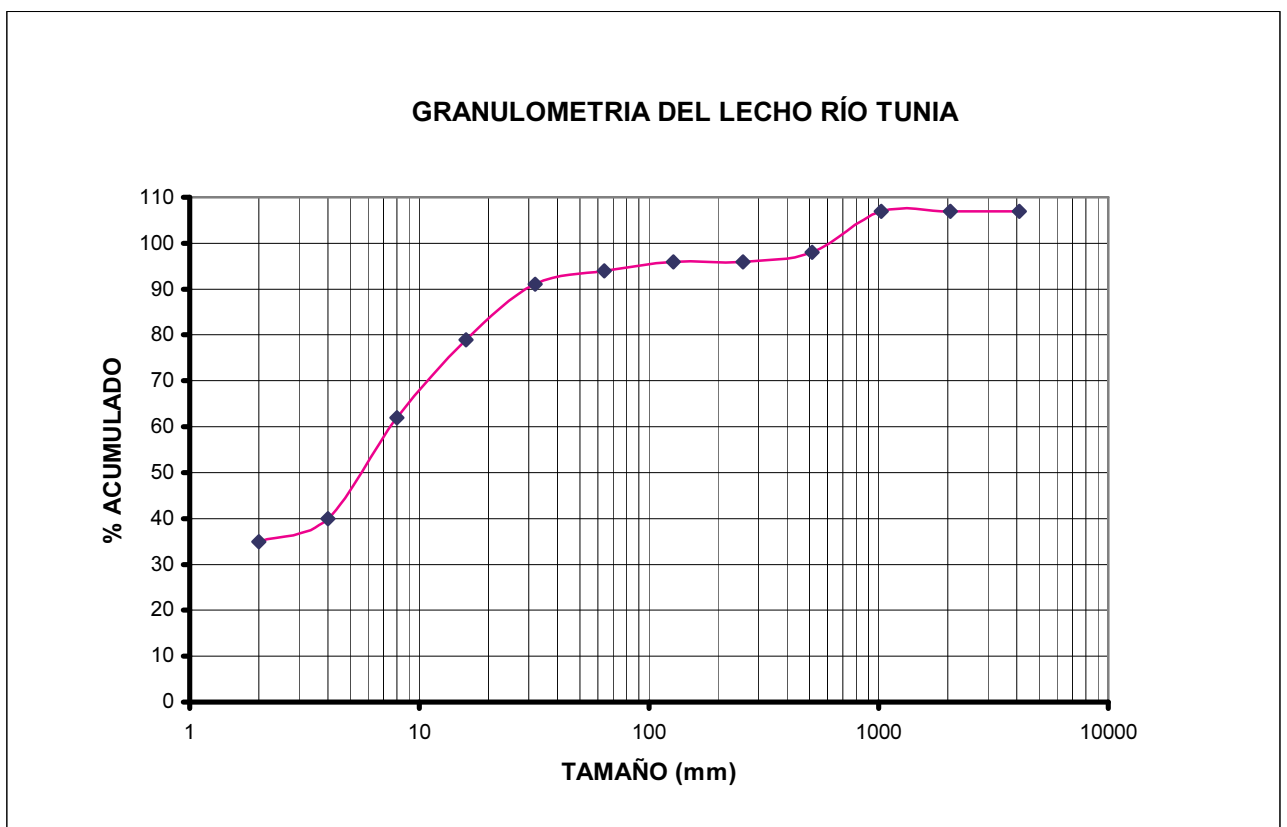
Parameter	Asymptotic		Asymptotic 95 % Confidence Interval	
	Estimate	Std. Error	Lower	Upper
M	.866903295	.185767469	0.465577078	1.268229513
K	1.244764679	.376548155	0.431281848	2.058247510

Asymptotic Correlation Matrix of the Parameter Estimates

	M	K
M	1.0000	-.8248
K	-.8248	1.0000

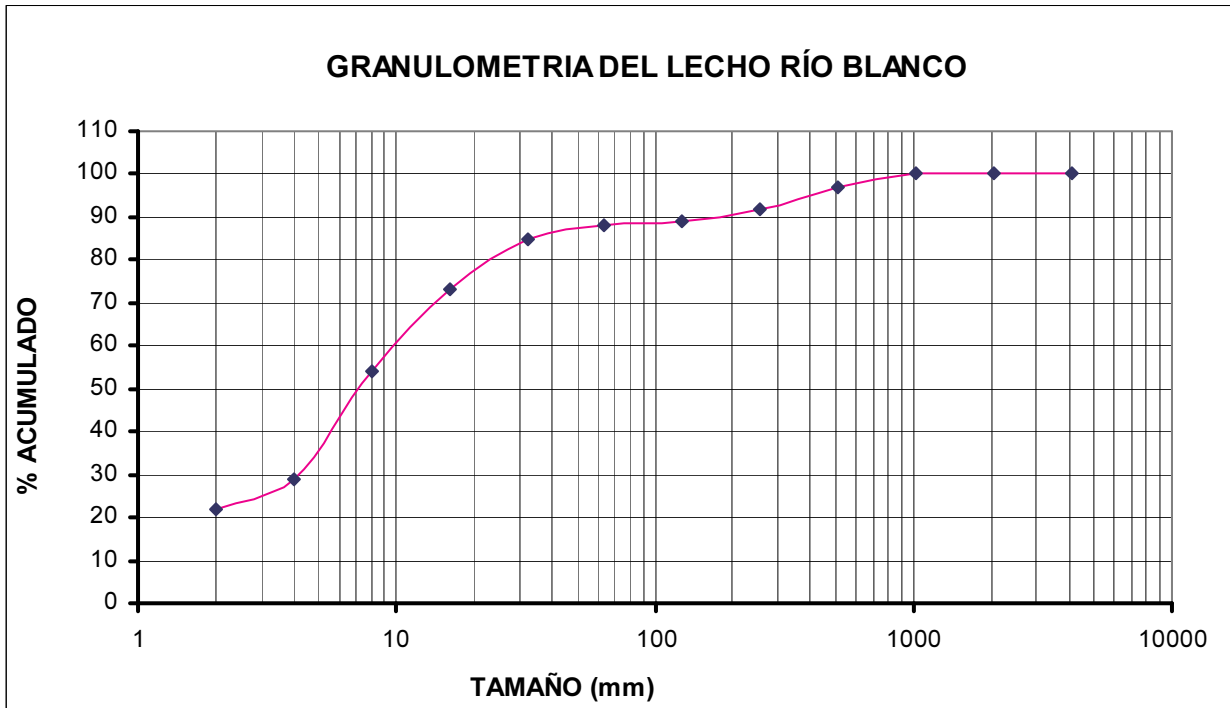
ANEXO M. Curvas granulométricas corrientes no consideradas en el estudio.

- RÍO TUNÍA**



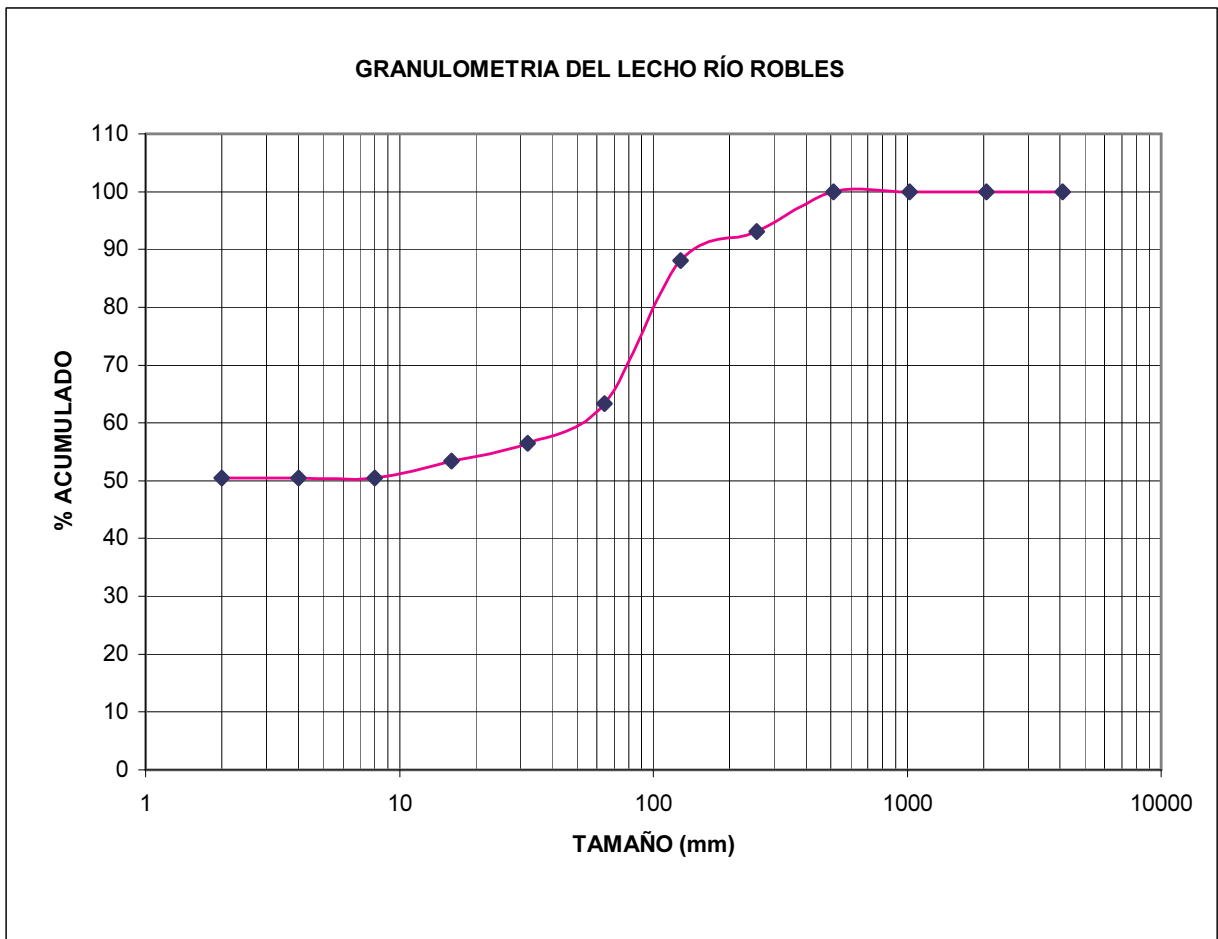
	(mm)
d₅₀	6.6
d₇₅	17
d₈₄	30
d₉₀	340

- RÍO BLANCO



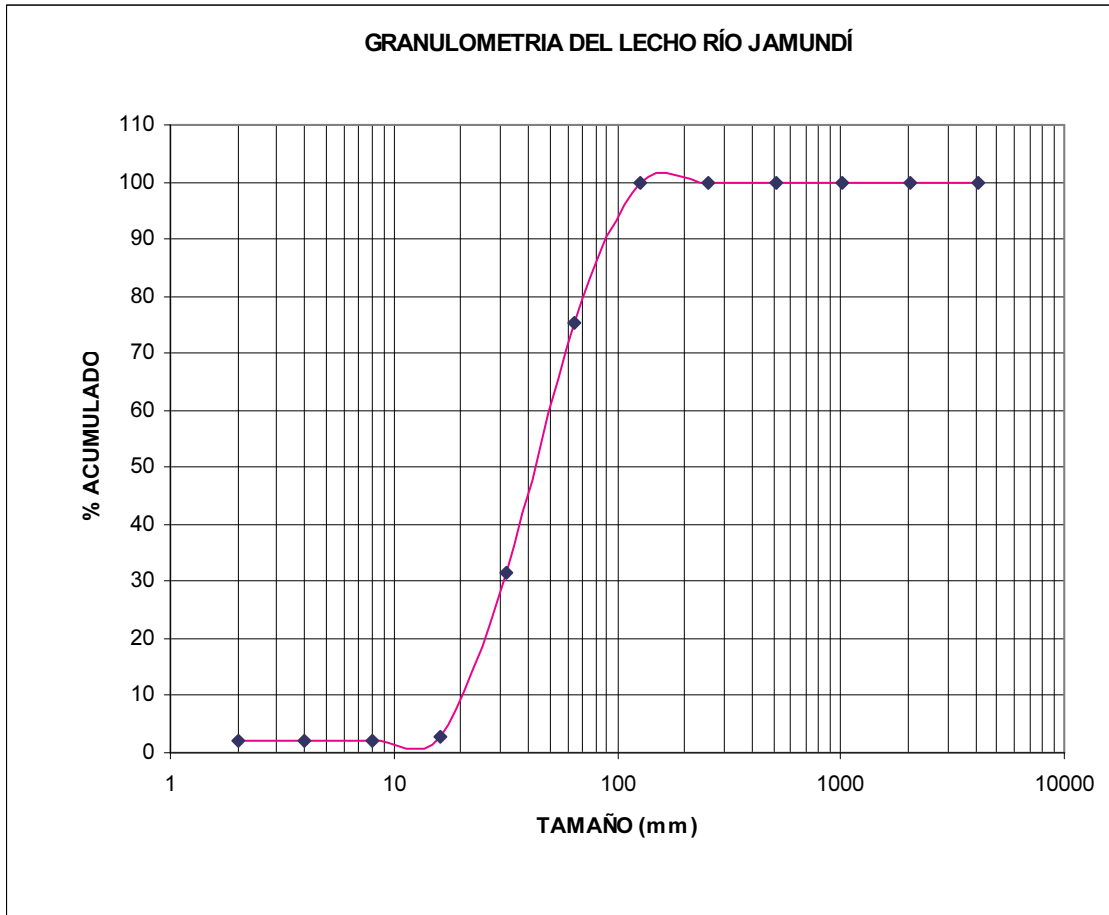
	(mm)
d₅₀	7.4
d₇₅	17.8
d₈₄	30
d₉₀	174

- RÍO ROBLES



	(mm)
d₅₀	2
d₇₅	93
d₈₄	121
d₉₀	165

- RÍO JAMUNDÍ

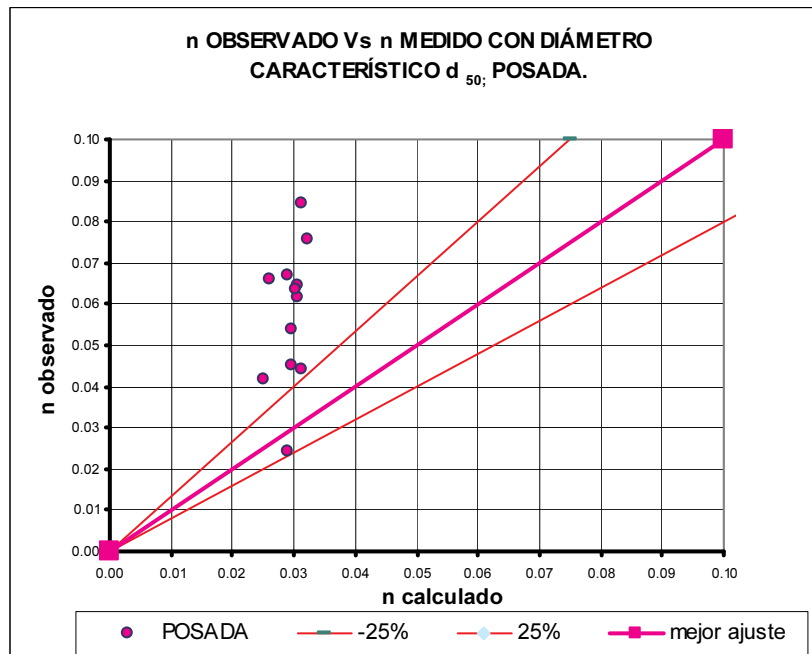


	(mm)
d₅₀	44
d₇₅	64
d₈₄	72
d₉₀	80

ANEXO N. Diagramas de dispersión para las expresiones del tipo $n \propto (d_x)^{\frac{1}{6}}$.

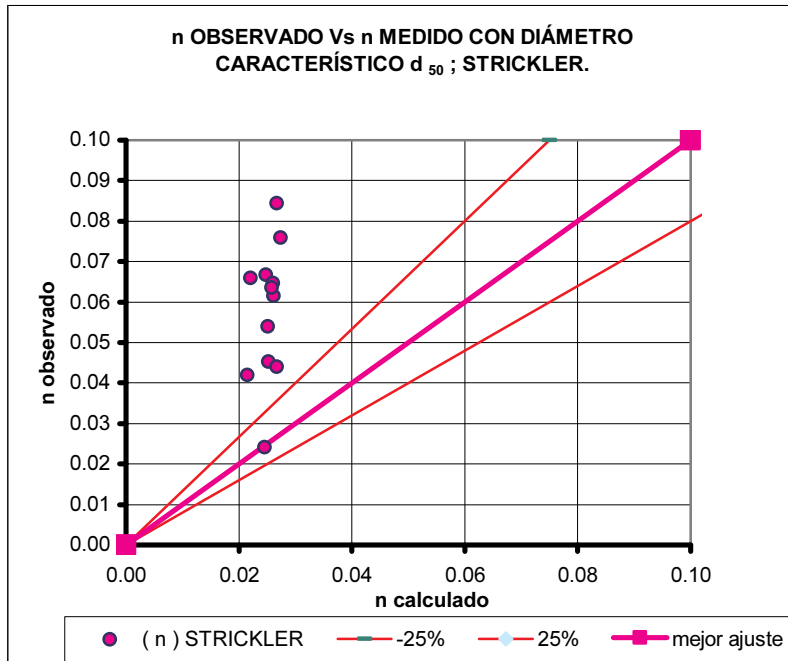
- Expresiones del tipo: $n \propto d_{50}^{\frac{1}{6}}$

1. Posada 1998

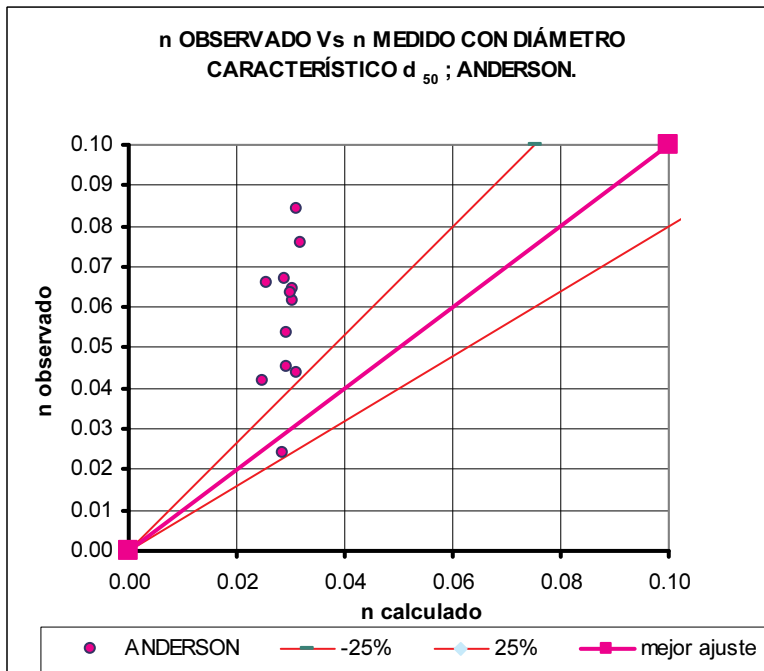


Desviación media absoluta: 0.53762966

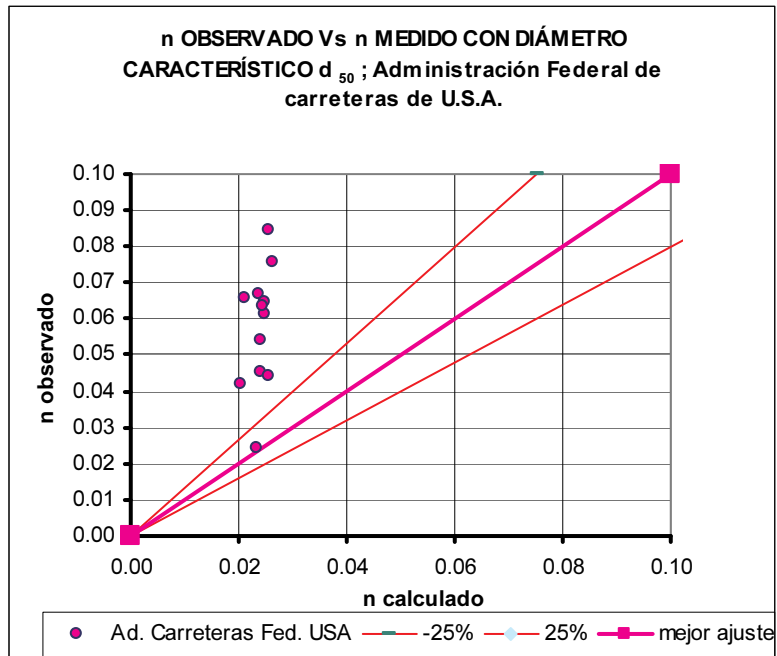
2. Strickler 1923



3. Anderson 1970.

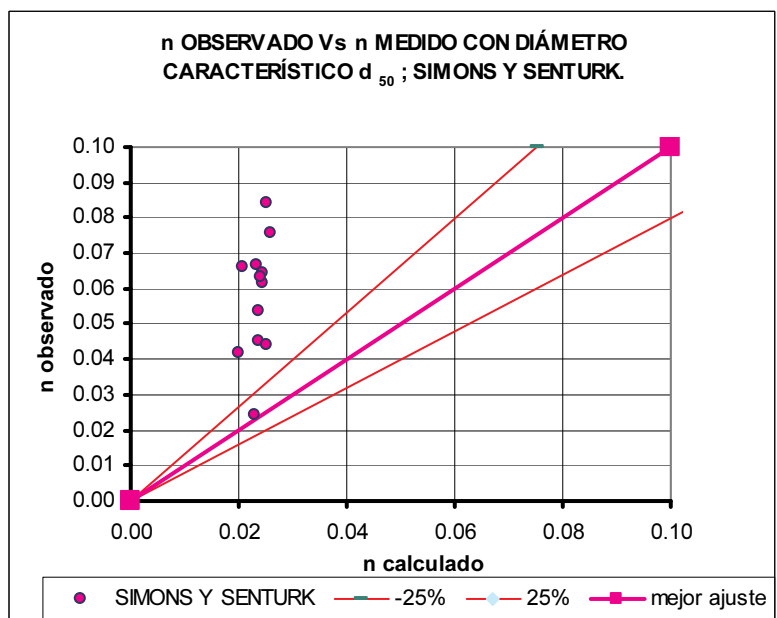


4. Administración Federal de carreteras de USA.



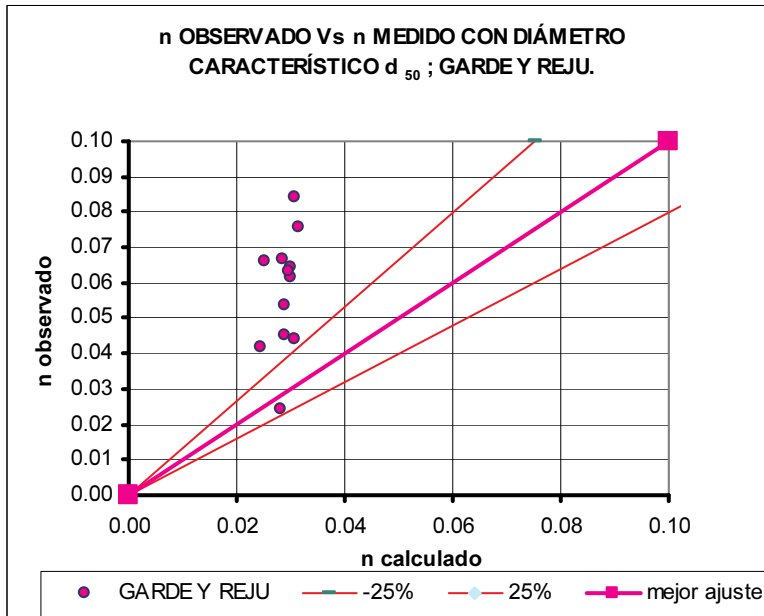
Desviación media absoluta: 0.605109617.

5. Simons y Senturk 1966



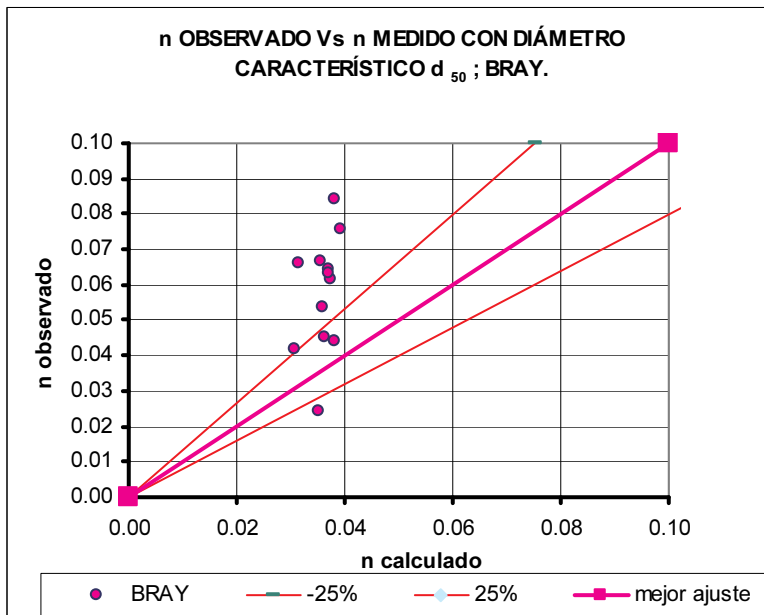
Desviación media absoluta: 0.611107952.

6. Garde y Reju 1978



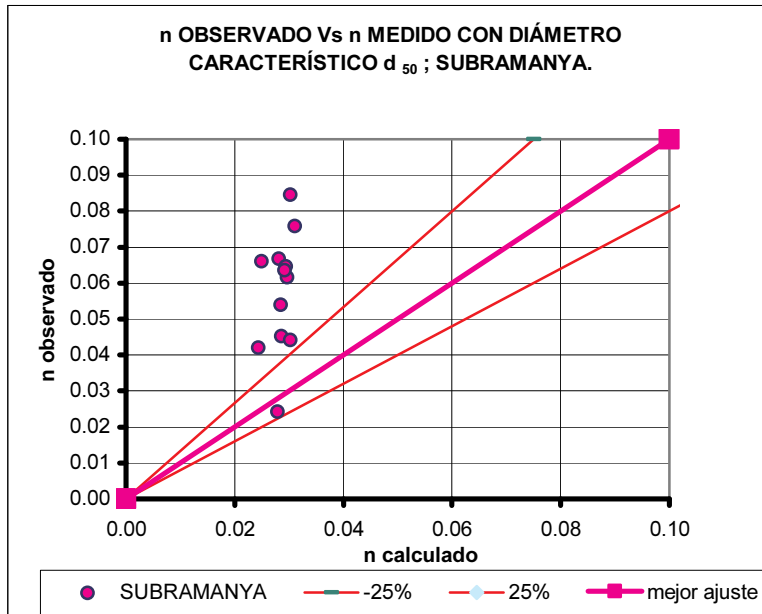
Desviación media absoluta: 0.54566336.

7. Bray 1979



Desviación media absoluta: 0.464197923.

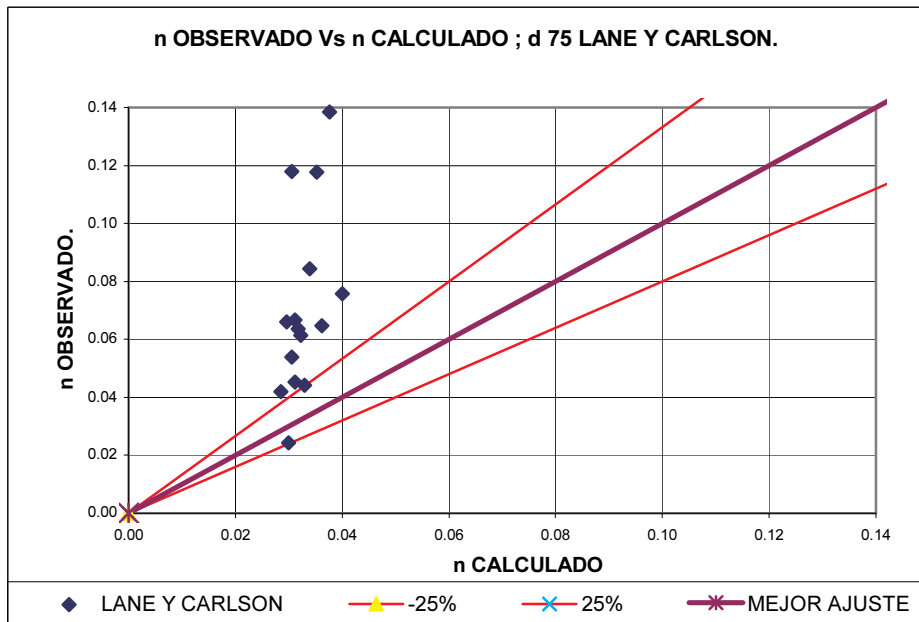
8. Subramanya



Desviación media absoluta: 0.549406448.

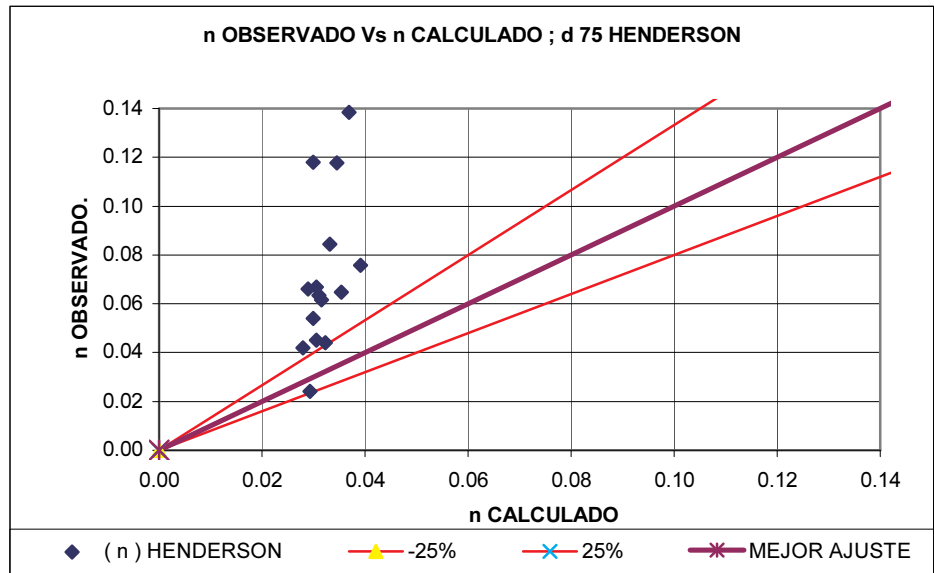
- Expresiones de la forma: $n \propto d_{75}^{\frac{1}{6}}$

9. Lane y Carlson 1953.



Desviación media absoluta: 0.49988.

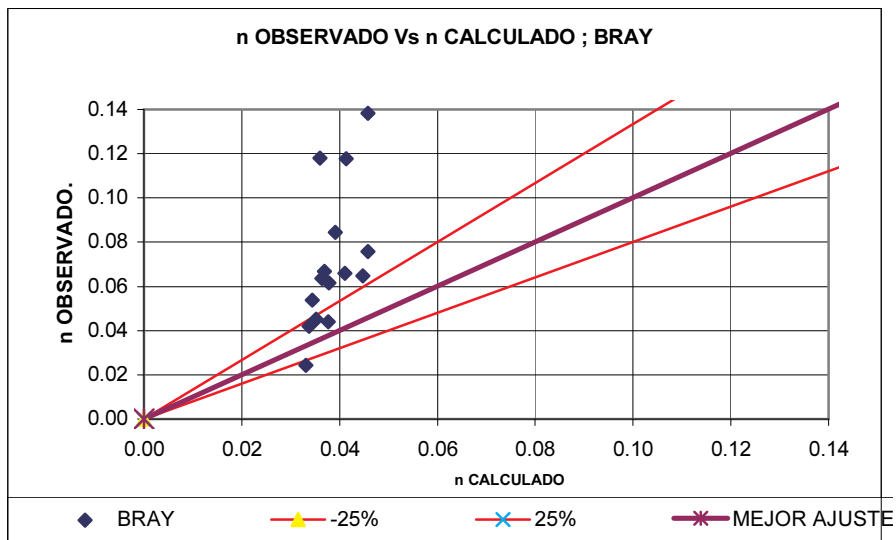
10. Henderson 1966



Desviación media absoluta: 0.50764.

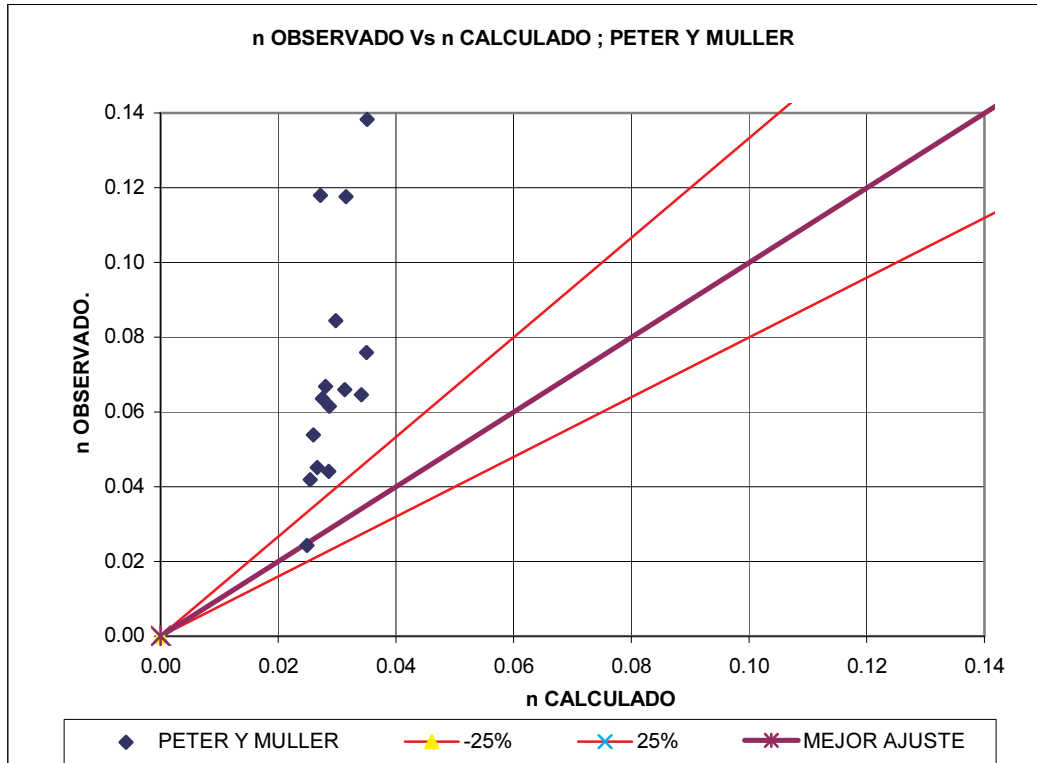
- **Expresiones de la forma:** $n \propto d_{90}^{\frac{1}{6}}$

11. Bray 1979



Desviación media absoluta: 0.428184.

12. Meter y Muller 1948.

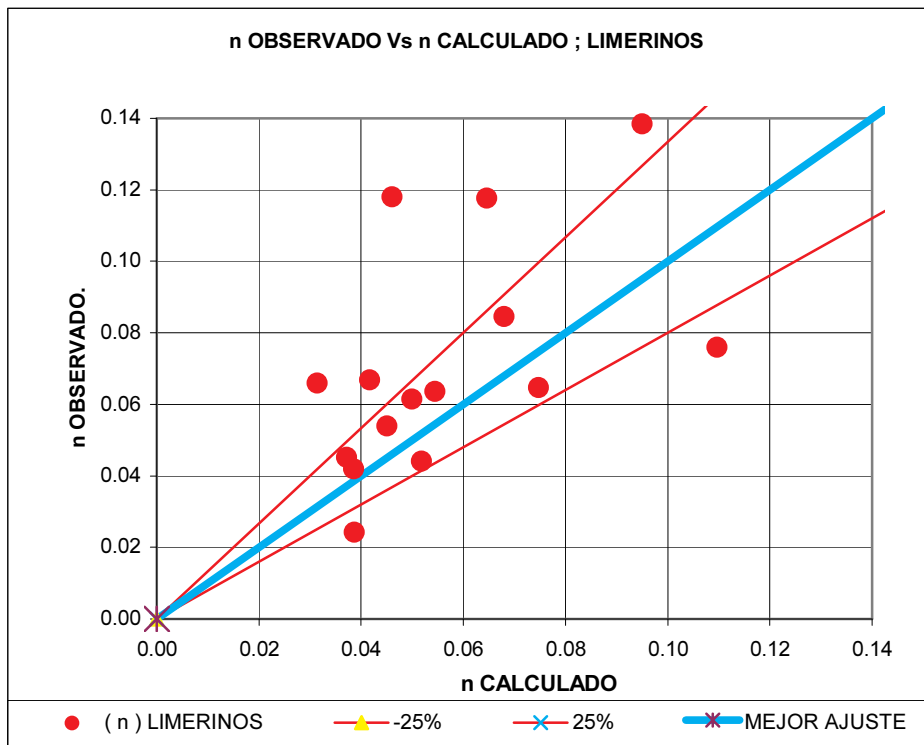


Desviación media absoluta: 0.535053.

ANEXO Ñ. Diagramas de dispersión para las expresiones del grupo 2

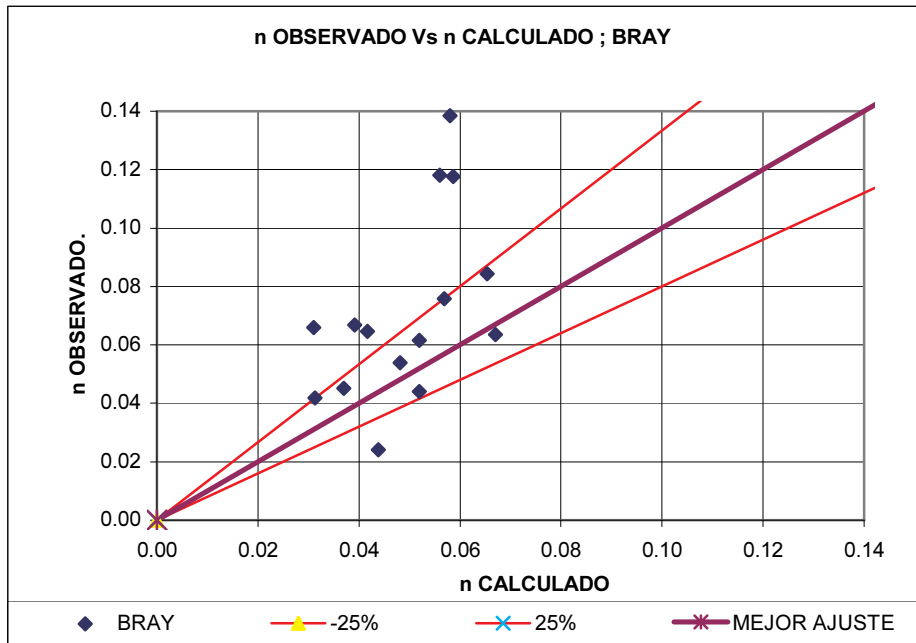
- Expresiones de la forma: $n = \frac{0.113R^{\frac{1}{6}}}{b + a\text{LOG}\left(\frac{R}{d_{50}}\right)}$

1. Limerinos 1970



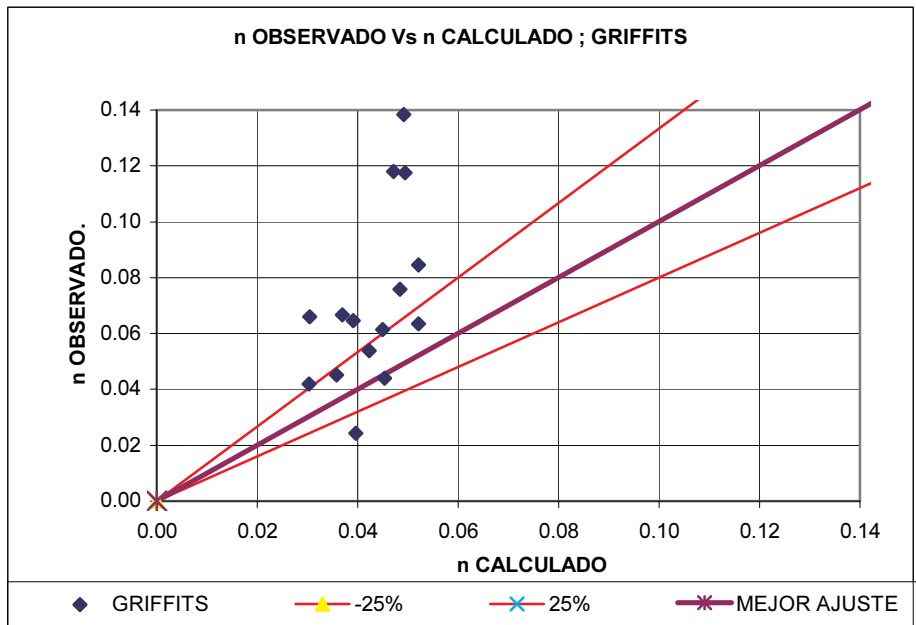
Desviación media absoluta: 0.30110964.

2. Bray 1979



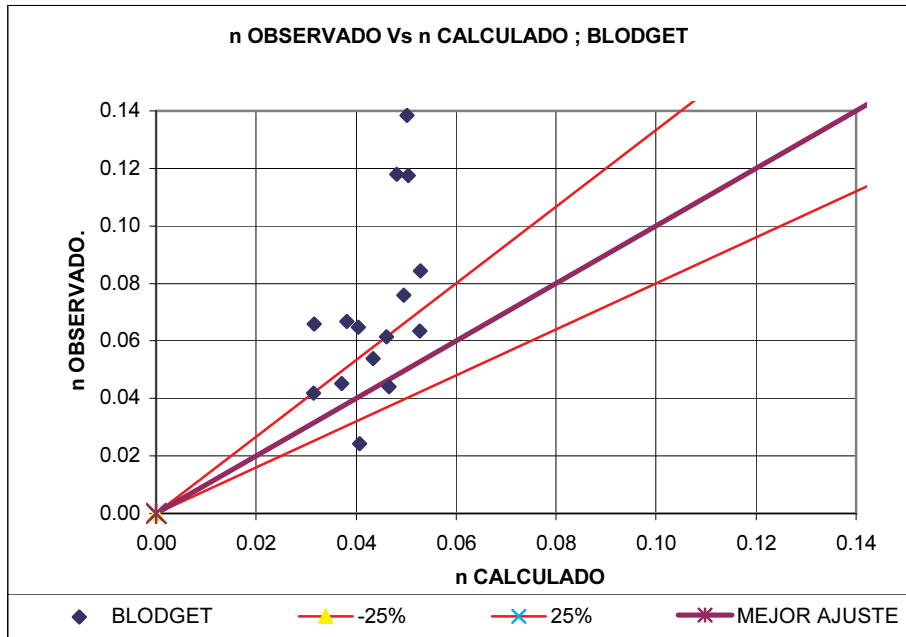
Desviación media absoluta: 0.36005502.

3. Griffiths 1981.



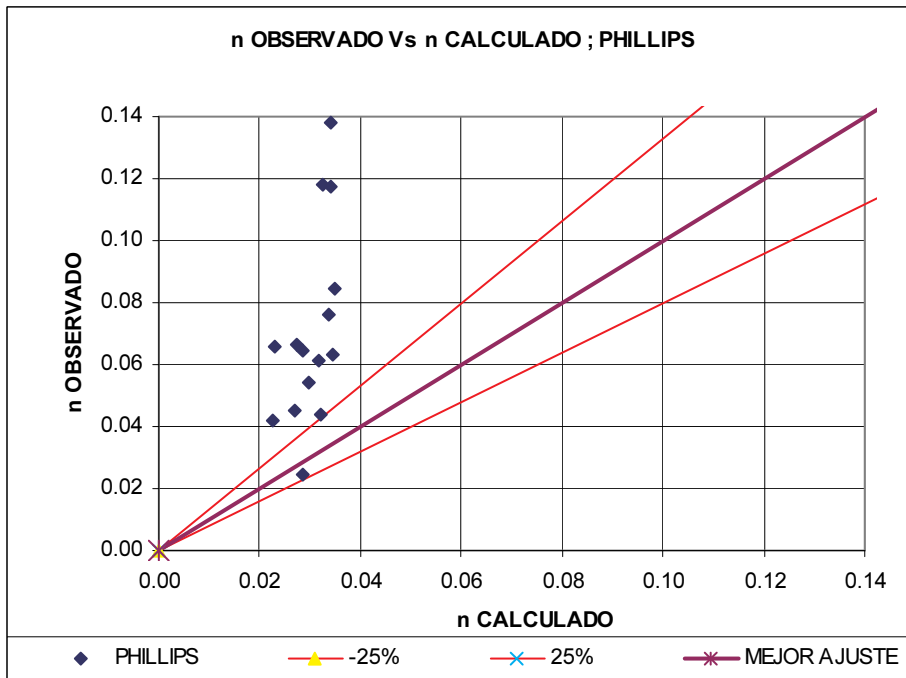
Desviación media absoluta: 0.40248956.

4. Blodget 1986



Desviación media absoluta: 0.39348528.

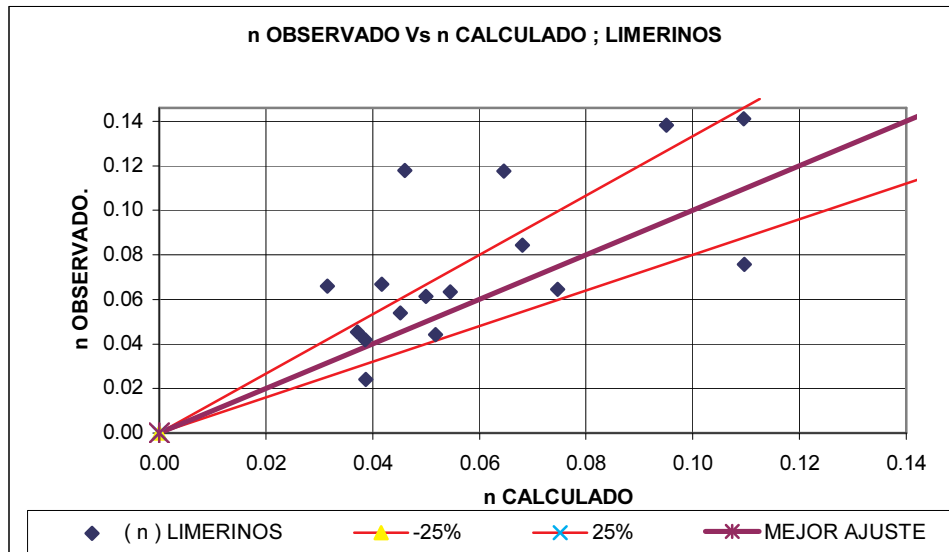
5. Phillips 1997



Desviación media absoluta: 0.53748592.

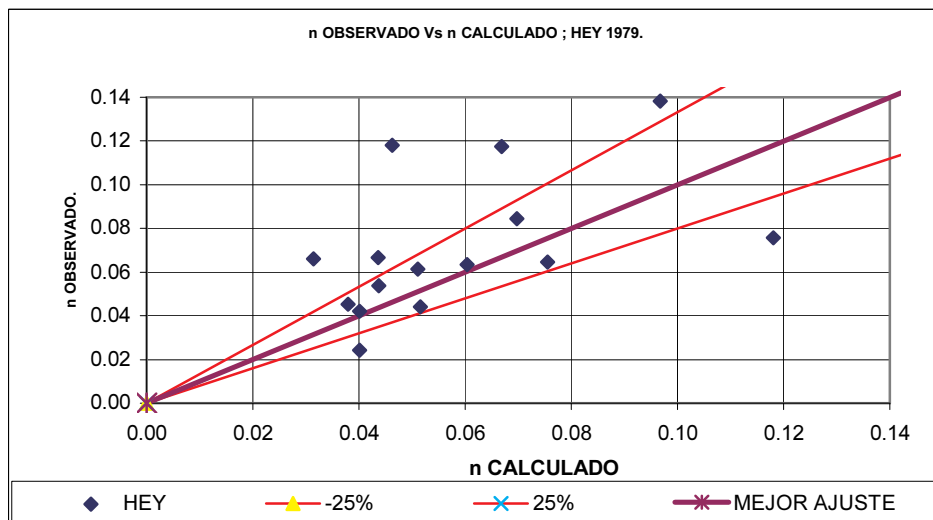
- Expresiones de la forma : $n = \frac{0.113R^{\frac{1}{6}}}{b + a\text{LOG}\left(\frac{R}{d_{84}}\right)}$

6. Limerinos 1970.



Desviación media absoluta: 0.2976514.

- ### 7. Hey 1979
- $$n = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{\sqrt{g} 5.75 \log\left(12.5 \frac{R}{3.5d_{84}}\right)}$$

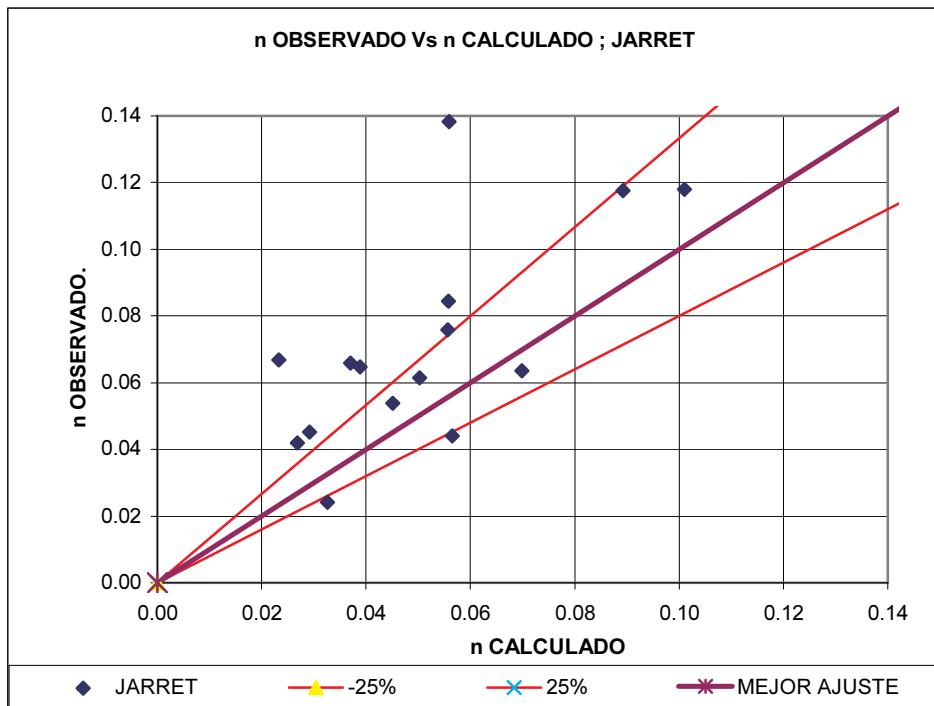


Desviación media absoluta: 0.29602802.

ANEXO O. Diagrama de dispersión de la expresión de Jarret. Grupo 3

- Expresión de la forma: $n = 0.39S_f^{0.38} R^{-0.16}$

1. Jarret 1984

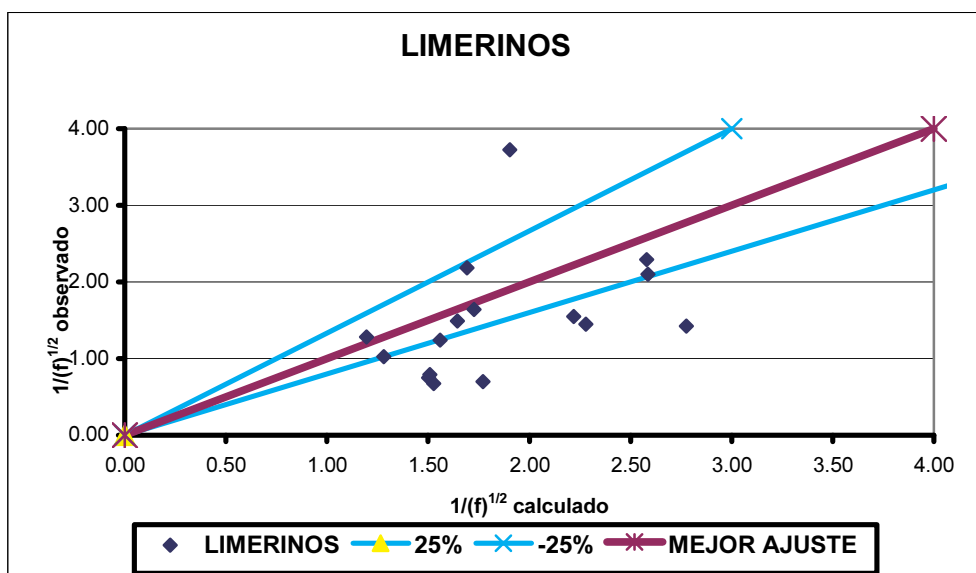


Desviación media absoluta: 0.3371

ANEXO P. Diagramas de dispersión para las expresiones del grupo 5

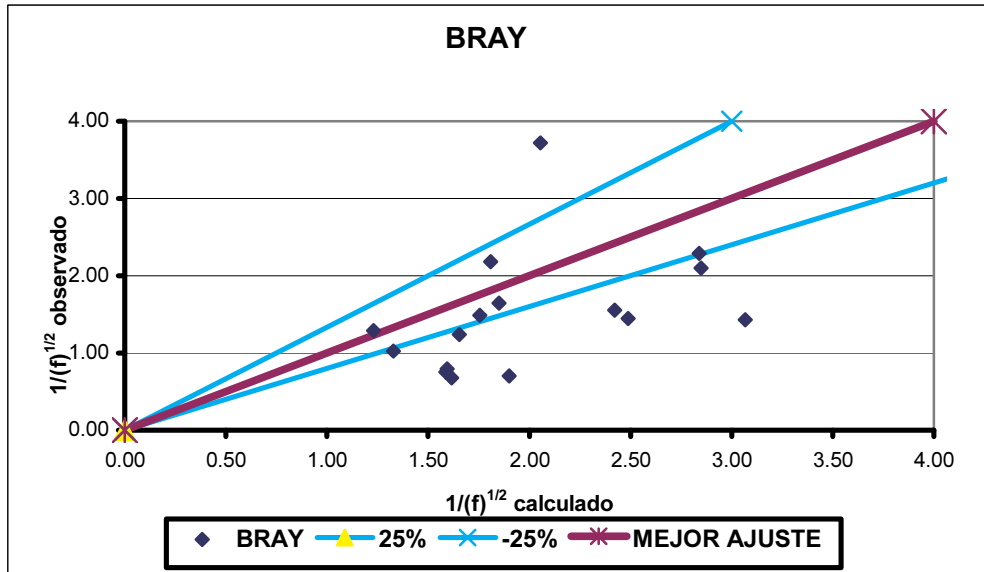
- Expresiones de la forma: $\frac{1}{\sqrt{f}} = a \log\left(\frac{R}{d_{50}}\right) + b$

1. Limerinos 1970



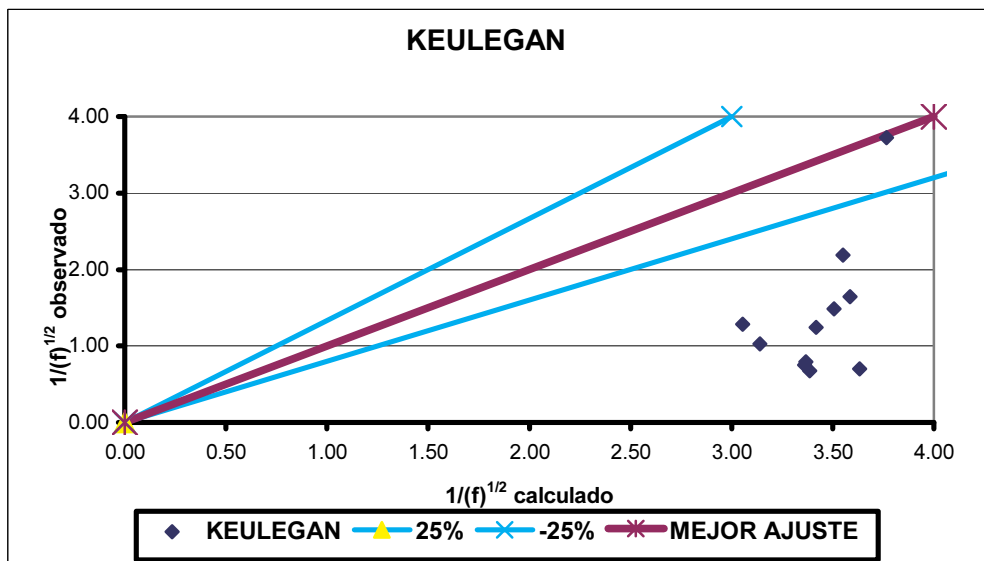
Desviación absoluta media: 0.52804648.

2. Bray 1979



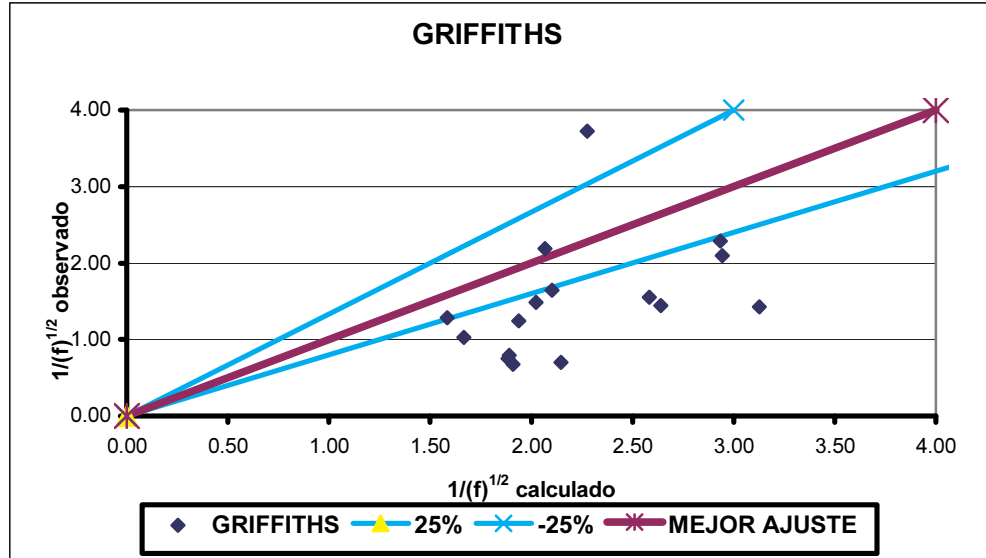
Desviación absoluta media: 0.61609852.

3. Keulegan 1938



Desviación absoluta media: 1.94294447

4. Griffiths 1981

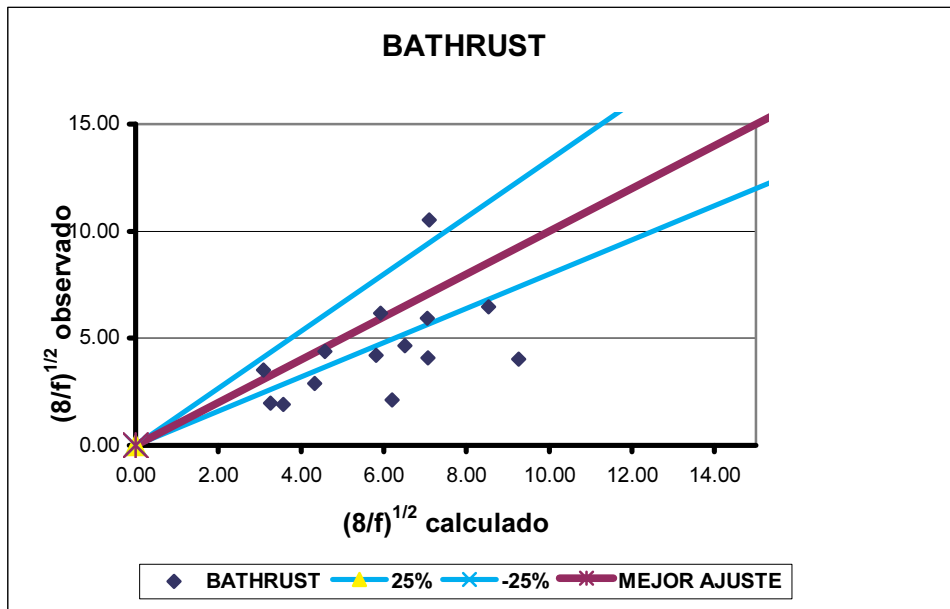


Desviación absoluta media: 0.79039695

ANEXO Q. Diagramas de dispersión para las expresiones del grupo 5

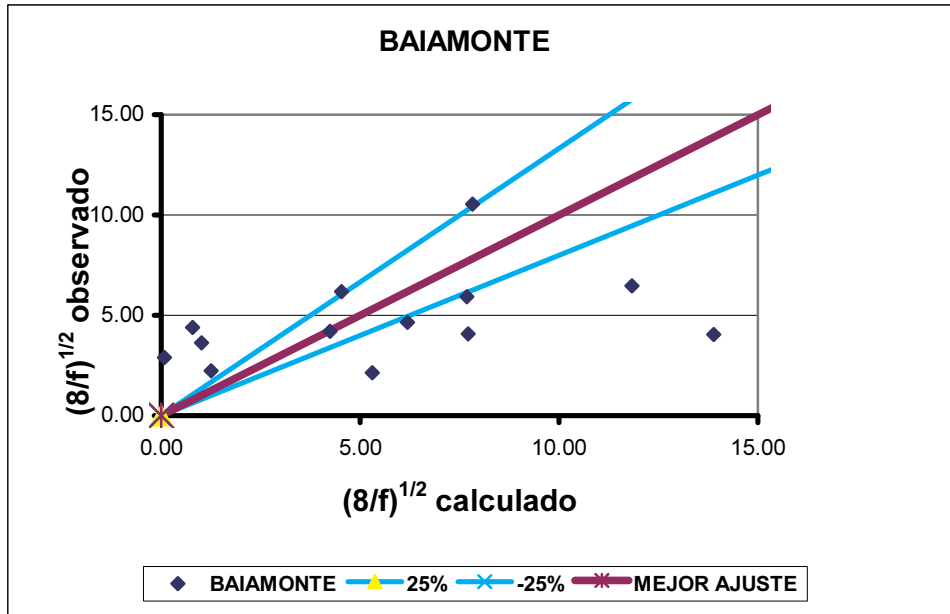
- Expresiones de la forma: $\sqrt{\frac{8}{f}} = a \log\left(\frac{R}{d_{84}}\right) + b$

5. Bathurst 1985



Desviación absoluta media: 0.57364246.

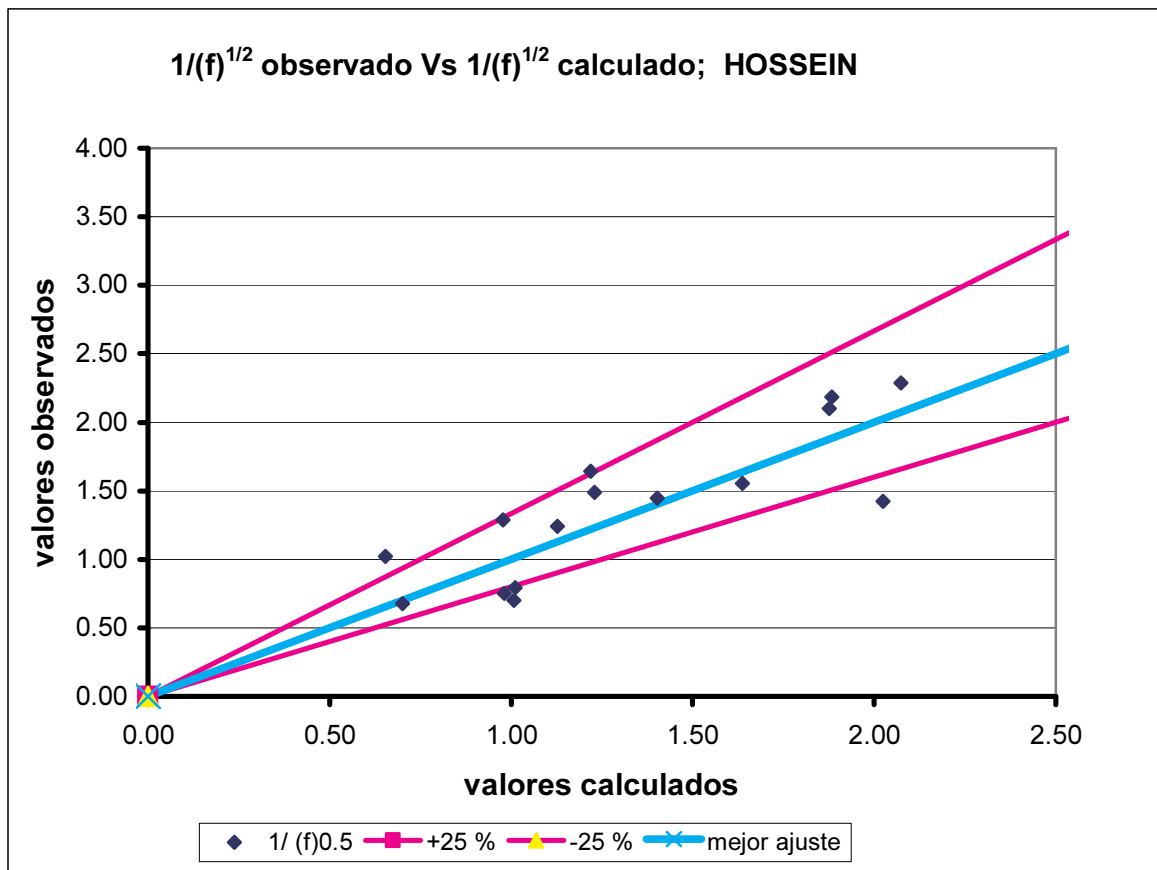
6. Baiamonte 1995



Desviación absoluta media: 1.01774263.

ANEXO R. Ecuaciones que modifican las expresiones del tipo de Keulegan.

- Hossein 1998



Desviación absoluta media: 0.20185261

ANEXO S. Resultados presentados por el paquete SPSS para el modelo propuesto para la zona de estudio.

- All the derivatives will be calculated numerically.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = K * \log\left(\frac{R}{d_{90}}\right) + M$$

Iteration	Residual SS	M	K
1	32.25392427	.000000000	.000000000
1.1	1.778083710	1.20267996	1.37905161
2	1.778083710	1.20267996	1.37905161

Run stopped after 3 model evaluations and 2 derivative evaluations.
 Iterations have been stopped because the magnitude of the largest correlation between the residuals and any derivative column is at most RCON = 1.000E-08

Nonlinear Regression Summary Statistics Dependent Variable IF05

Source	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	2	30.47584	15.23792
Residual	13	1.77808	.13678
Uncorrected Total	15	32.25392	
(Corrected Total)	14	3.95898	

R squared = 1 - Residual SS / Corrected SS = **0.55087**

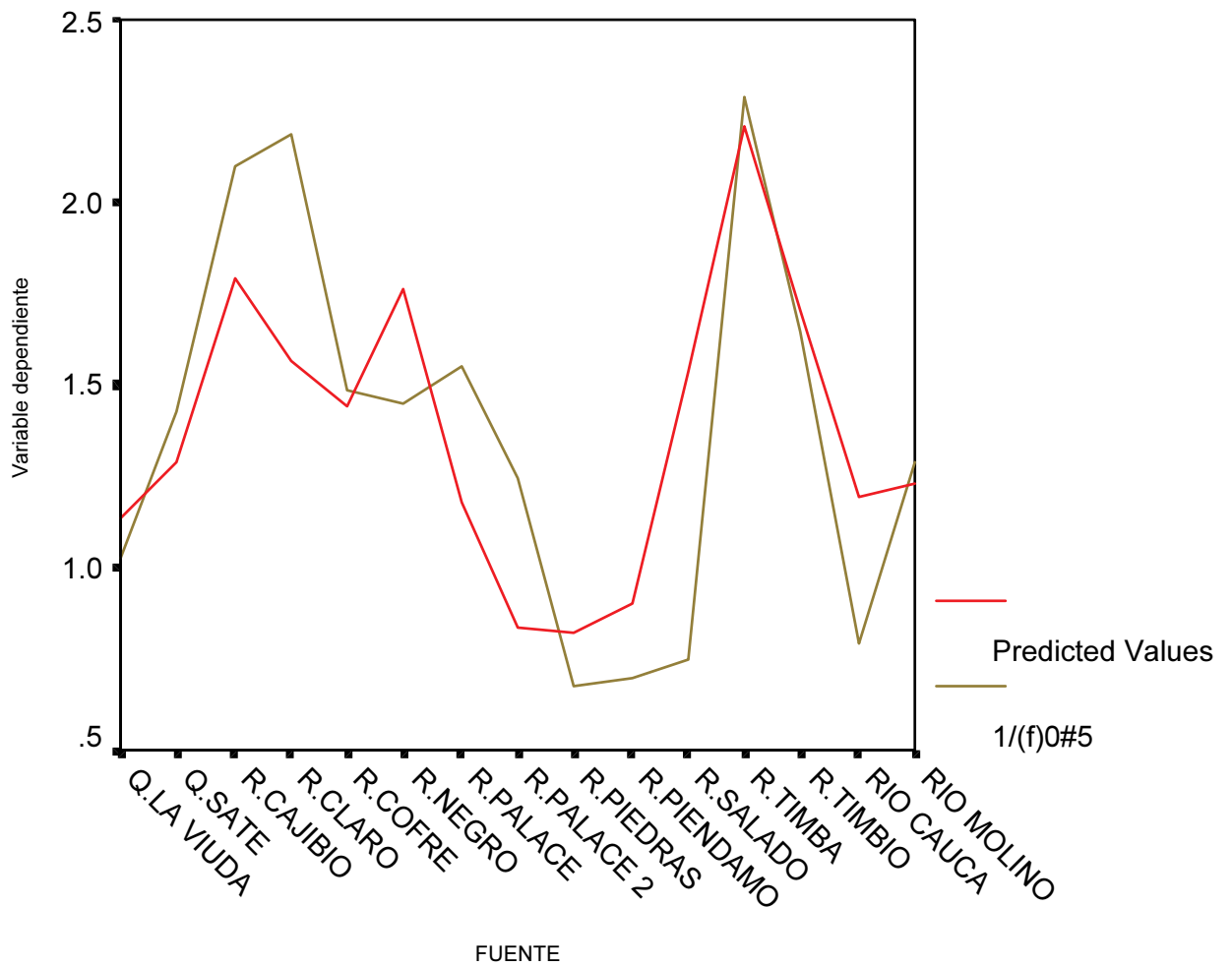
Parameter	Asymptotic Estimate	Std. Error	Asymptotic 95 % Confidence Interval	
			Lower	Upper
M	1.202679959	.104628067	0.976644762	1.428715156
K	1.379051613	.345356290	0.632954708	2.125148518

Asymptotic Correlation Matrix of the Parameter Estimates

	M	K
M	1.0000	-.4087
K	-.4087	1.0000

— Valores predichos con el modelo (ecuación 115)

— Valores observados.



**ANEXO T. Resultados obtenidos para el modelo propuesto para la zona de estudio;
haciendo uso de diferentes diámetros característicos**

2

All the derivatives will be calculated numerically.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = K * \log\left(\frac{R}{d_{84}}\right) + M$$

Iteration	Residual SS	M	K
1	32.25392427	.000000000	.000000000
1.1	2.500736599	1.08617075	.983275917
2	2.500736599	1.08617075	.983275917

Run stopped after 3 model evaluations and 2 derivative evaluations.
Iterations have been stopped because the magnitude of the largest correlation between the residuals and any derivative column is at most RCON = 1.000E-08

Nonlinear Regression Summary Statistics Dependent Variable IF05

Source	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	2	29.75319	14.87659
Residual	13	2.50074	.19236
Uncorrected Total	15	32.25392	

(Corrected Total) 14 3.95898

R squared = 1 - Residual SS / Corrected SS = **0.36834**

Parameter	Asymptotic		Asymptotic 95 % Confidence Interval	
	Estimate	Std. Error	Lower	Upper
M	1.086170749	.153981108	0.753514791	1.418826707
K	.983275917	.357126914	0.211750125	1.754801708

Asymptotic Correlation Matrix of the Parameter Estimates

	M	K
M	1.0000	-0.6776
K	-0.6776	1.0000

3

All the derivatives will be calculated numerically.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = K * \log\left(\frac{R}{d_{75}}\right) + M$$

Iteration	Residual SS	M	K
1	32.25392427	.000000000	.000000000
1.1	2.150916932	.866903295	1.24476468
2	2.150916932	.866903295	1.24476468

Run stopped after 3 model evaluations and 2 derivative evaluations.
 Iterations have been stopped because the magnitude of the largest correlation between the residuals and any derivative column is at most RCON = 1.000E-08

Nonlinear Regression Summary Statistics Dependent Variable IF05

Source	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	2	30.10301	15.05150
Residual	13	2.15092	.16546
Uncorrected Total	15	32.25392	
(Corrected Total)	14	3.95898	

R squared = 1 - Residual SS / Corrected SS = **0.45670**

Parameter	Asymptotic		Asymptotic 95 % Confidence Interval	
	Estimate	Std. Error	Lower	Upper
M	.866903295	.185767469	0.465577078	1.268229513
K	1.244764679	.376548155	0.431281848	2.058247510

Asymptotic Correlation Matrix of the Parameter Estimates

	M	K
M	1.0000	-.8248
K	-.8248	1.0000

4

All the derivatives will be calculated numerically.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = K * \log\left(\frac{R}{d_{50}}\right) + M$$

Iteration	Residual SS	M	K
1	32.25392427	0.000000000	0.000000000
1.1	2.645264643	0.453458118	1.23970811
2	2.645264643	0.453458118	1.23970811

Run stopped after 3 model evaluations and 2 derivative evaluations.
 Iterations have been stopped because the magnitude of the largest correlation between the residuals and any derivative column is at most RCON = 1.000E-08

Nonlinear Regression Summary Statistics Dependent Variable IF05

Source	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	2	29.60866	14.80433
Residual	13	2.64526	.20348
Uncorrected Total	15	32.25392	
(Corrected Total)	14	3.95898	

R squared = 1 - Residual SS / Corrected SS = **0.33183**

Parameter	Asymptotic		Asymptotic 95 % Confidence Interval	
	Estimate	Std. Error	Lower	Upper
M	.453458118	.380340170	-0.368216864	1.275133100
K	1.239708114	.487900854	0.185662401	2.293753826

Asymptotic Correlation Matrix of the Parameter Estimates

	M	K
M	1.0000	-.9520
K	-.9520	1.0000

5

All the derivatives will be calculated numerically.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 * \log\left(\frac{R}{d_{50}}\right) + M$$

Iteration	Residual	SS	M
1	3.444520794	0.000000000	
1.1	3.179137298	-0.13301215	
2	3.179137298	-0.13301215	

Run stopped after 3 model evaluations and 2 derivative evaluations.
 Iterations have been stopped because the magnitude of the largest correlation between the residuals and any derivative column is at most RCON = 1.000E-08

Nonlinear Regression Summary Statistics Dependent Variable IF05

Source	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	1	29.07479	29.07479
Residual	14	3.17914	0.22708
Uncorrected Total	15	32.25392	

(Corrected Total) 14 3.95898

R squared = 1 - Residual SS / Corrected SS = **0.19698**

Parameter	Estimate	Std. Error	Asymptotic 95 % Asymptotic Confidence Interval	
			Lower	Upper
M	-.133012154	.123039630	-.396905914	.130881606

6

All the derivatives will be calculated numerically.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 * \log\left(\frac{R}{d_{75}}\right) + M$$

Iteration	Residual SS	M
1	7.364579677	0.000000000
1.1	2.870430338	0.547366382
2	2.870430338	0.547366382

Run stopped after 3 model evaluations and 2 derivative evaluations.
 Iterations have been stopped because the magnitude of the largest correlation between the residuals and any derivative column is at most RCON = 1.000E-08

Nonlinear Regression Summary Statistics Dependent Variable IF05

Source	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	1	29.38349	29.38349
Residual	14	2.87043	.20503
Uncorrected Total	15	32.25392	
(Corrected Total)	14	3.95898	

R squared = 1 - Residual SS / Corrected SS = **0.27496**

Parameter	Estimate	Asymptotic Std. Error	Asymptotic 95 % Confidence Interval	
			Lower	Upper
M	.547366382	.116913284	0.296612327	0.798120436

7

All the derivatives will be calculated numerically.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 * \log\left(\frac{R}{d_{84}}\right) + M$$

Iteration	Residual SS	M
1	13.28785494	.000000000
1.1	4.153245720	.780367829
2	4.153245720	.780367829

Run stopped after 3 model evaluations and 2 derivative evaluations.
 Iterations have been stopped because the magnitude of the largest correlation between the residuals and any derivative column is at most RCON = 1.000E-08

Nonlinear Regression Summary Statistics Dependent Variable IF05

Source	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	1	28.10068	28.10068
Residual	14	4.15325	0.29666
Uncorrected Total	15	32.25392	
(Corrected Total)	14	3.95898	

R squared = 1 - Residual SS / Corrected SS = **-.04907**

Parameter	Estimate	Asymptotic Std. Error	Asymptotic 95 % Confidence Interval	
			Lower	Upper
M	.780367829	.140632004	0.478742180	1.081993478

8

All the derivatives will be calculated numerically.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 * \log\left(\frac{R}{d_{90}}\right) + M$$

Iteration	Residual SS	M
1	28.41192101	.000000000
1.1	4.582912519	1.22037414
2	4.582912519	1.22037414

Run stopped after 3 model evaluations and 2 derivative evaluations.
 Iterations have been stopped because the magnitude of the largest correlation between the residuals and any derivative column is at most RCON = 1.000E-08

Nonlinear Regression Summary Statistics Dependent Variable IF05

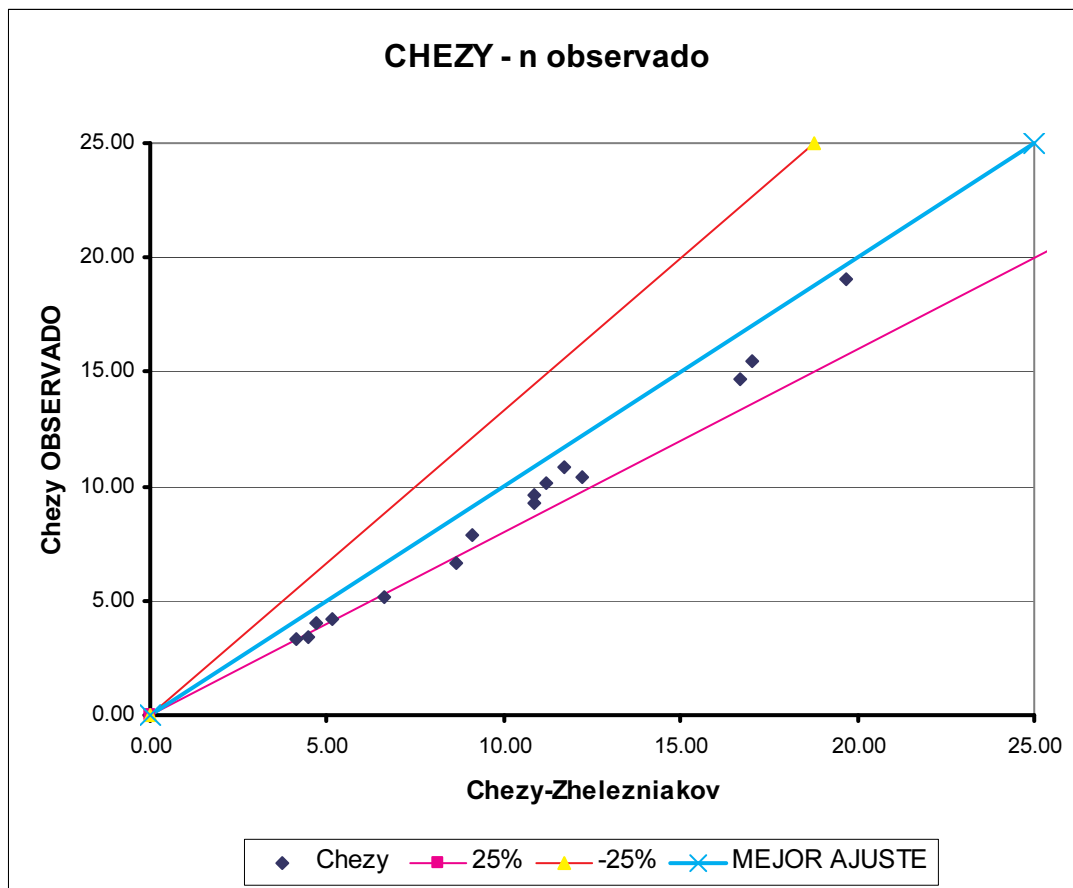
Source	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	1	41.52774	41.52774
Residual	15	4.58291	0.30553
Uncorrected Total	16	46.11065	
(Corrected Total)	15	9.13203	

R squared = 1 - Residual SS / Corrected SS = **0.49815**

Parameter	Estimate	Asymptotic Std. Error	Asymptotic 95 % Confidence Interval	
			Lower	Upper
M	1.220374136	.138186355	0.925836891	1.514911380

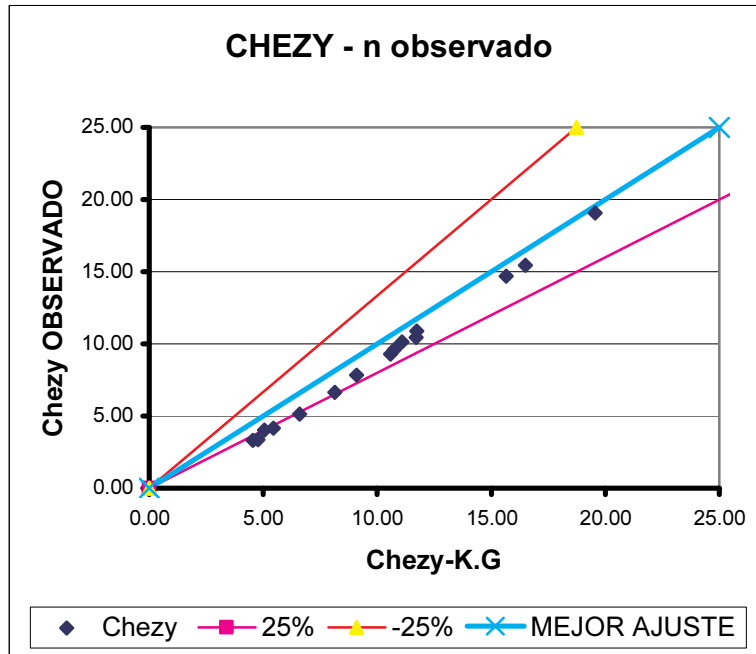
ANEXO U. Diagramas de dispersión algunas expresiones para el cálculo del factor C de Chezy.

➤ **Zelezniakov 1968.**



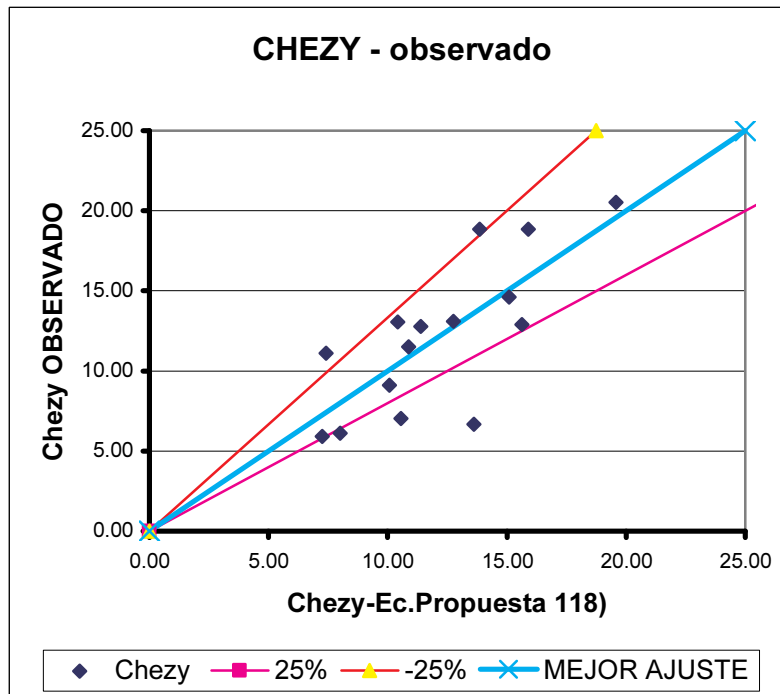
Desviación media absoluta: 0.1883.

➤ **Kutter y Ganguillet 1869**



Desviación absoluta media: 0.1871.

➤ **Expresión propuesta para la zona en estudio 2003.**



Desviación absoluta media: 0.241557.

ANEXO V. Limitaciones del estudio

Rangos de validez del estudio	
<i>f</i> Darcy-Weisbach	2.10 - 0.19
<i>n</i>-Manning	0.14108 - 0.02419
<i>Q</i> (m³ / s)	8.156 - 0.18638
<i>d</i>₅₀ (mm)	87 - 19.3
<i>d</i>₇₅ (mm)	480 - 48
<i>d</i>₈₄ (mm)	590 - 41.25
<i>d</i>₉₀ (mm)	720 - 80
<i>R</i> (m)	0.63948 - 0.151119
<i>S_f</i> (%)	2.47438 - 0.07156
<i>F</i>	0.50269 - 0.110308
<i>Re</i>	1593320.29 - 239531.546
<i>C</i> (m^{1/2} / s)	32.948 - 5.999
<i>R</i> / <i>d</i>₅₀	15.6637 - 2.6055
<i>R</i> / <i>d</i>₇₅	8.638797 - 0.68956
<i>R</i> / <i>d</i>₈₄	7.79856 - 0.9068
<i>R</i> / <i>d</i>₉₀	15.37379 - 0.52757
<i>V</i> (m / s)	0.90396 - 0.221084
Ancho (m)	20.875 - 3.1
<i>α</i>	2.3263 - 1.07813
Area (m²)	13.042 - 0.640268

ANEXO W. CD ROM base de datos corrientes del estudio

ANEXO X. Cuadro resumen de caudales y velocidades.

N°	FUENTE	FECHA	CAUDAL (m³/s)	VELOCIDAD MEDIA POND. (m/s)
1	Q.SATE	17/01/2003	0.55191067	0.343031332
2	R.SALADO	07/02/2003	0.51712928	0.509699937
3	R.NEGRO	07/02/2003	0.61169653	0.221084778
4	R.PALACE	24/02/2003	3.40280914	0.51310106
5	R.COFRE	29/01/2003	1.01447638	0.462877834
6	R.TIMBIO	07/02/2003	0.56102486	0.371554513
7	R.CAJIBIO	29/01/2003	0.29482729	0.263798067
8	R.JAMUNDI	14/02/2003	2.4705256	0.636463084
9	R.TIMBA	14/02/2003	8.1564376	0.625386364
10	R.CLARO	14/02/2003	4.13707482	0.903962041
11	R.PIEDRAS	12/03/2003	1.02684109	0.26336103
12	R.PIENDAMO	12/03/2003	3.24275372	0.436371205
13	R.PALACE 2	12/03/2003	2.299716	0.512766253
14	Q.LA VIUDA	21/03/2003	0.1863795	0.291095928
15	R.MOLINO	09/04/2003	0.27740284	0.432937074
16	R. CAUCA	09/04/2003	3.89164322	0.582661623