



PROTOCOLO

PARA EL MONITOREO Y SEGUIMIENTO DEL AGUA

PROTOCOLO

PARA EL MONITOREO Y SEGUIMIENTO DEL AGUA

2007





Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial

JUAN LOZANO RAMÍREZ

Ministro

CLAUDIA PATRICIA MORA PINEDA

Viceministra de Ambiente

LUIS FELIPE HENAO CARDONA

Viceministro de Vivienda y Desarrollo Territorial

LEYLA ROJAS MOLANO

Viceministra de Agua y Saneamiento

CARLOS COSTA POSADA

Director General del IDEAM

HEBERT GONZALO RIVERA

Subdirector de Hidrología

FERNANDO SALAZAR HOLGUÍN

Subdirector de Ecosistemas e Información Ambiental

RICARDO LOZANO PICÓN

Subdirector de Estudios Ambientales

ERNESTO RANGEL MANTILLA

Subdirector de Meteorología

Diagramación, edición e impresión
Imprenta Nacional de Colombia

ISBN 978-958-8067-23-0

Todos los derechos reservados. Apartes de los textos pueden reproducirse citando la fuente. Su reproducción total debe ser autorizada por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales.

CONTENIDO

AUTORES	5
AGRADECIMIENTOS	6
PRESENTACIÓN	7
CAPÍTULO I	9
1. ANTECEDENTES	9
CAPÍTULO II	21
2. OBSERVACIÓN Y MEDICIÓN EN AGUAS SUPERFICIALES DE NIVELES, CAUDALES Y SEDIMENTOS	21
CAPÍTULO 3	89
3. PROCESAMIENTO Y CALIDAD DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA BÁSICA DE AGUAS SUPERFICIALES	89
CAPÍTULO 4	131
4. CARACTERÍSTICAS FISIográfICAS Y MORFOMÉTRICAS BÁSICAS DE LA CUENCA O DEL ÁREA DE INFLUENCIA HASTA LA ESTACIÓN	131
BIBLIOGRAFÍA ESPECIALIZADA	147
SIGLAS	152
BIBLIOGRAFÍA	159



Autores

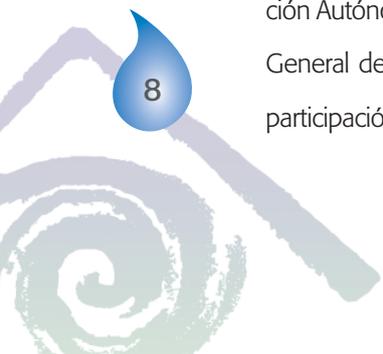
Esta versión impresa del Protocolo de Monitoreo y Seguimiento del Agua en su componente “observación y medición en aguas superficiales” fue elaborada por los autores, de la siguiente forma: Carlos Costa Posada (Ingeniero Civil, Ph. D.), Hebert Gonzalo Rivera (Ingeniero Hidrólogo, Ph. D.) y Henry Romero Pinzón (Ingeniero Geógrafo) elaboraron el capítulo 1; Guillermo Olaya Triana (Ingeniero Geógrafo, Especialista) y Hernando Wilches Suárez (Ingeniero Civil, Especialista) elaboraron el capítulo 2; Claudia Contreras Trujillo (Ingeniera Geógrafa) y Raul Niño Romero (Ingeniero Civil) elaboraron el capítulo 3; el capítulo 4 fue desarrollado por F. D. Sanchez y su equipo consultor.

La revisión y actualización de los capítulos fue elaborada por el consultor Félix Darío Sánchez Lancheros (Geógrafo, Especialista) a través del Proyecto SINA II, auspiciado por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial – MAVDT.

Agradecimientos

El Director General del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales –IDEAM– resalta el primordial apoyo de entidades del orden nacional y local. Merecen especial mención el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial - MAVDT, la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios –SSPD, el Departamento Nacional de Estadísticas - DANE, el Instituto de Investigaciones Marinas y Costeras José Benito Vives – INVEMAR, el Instituto Colombiano de Geología y Minería - INGEOMINAS. El IDEAM expresa reconocimiento y agradecimiento por su colaboración y apoyo directo a los siguientes servidores públicos de la Subdirección de Hidrología del IDEAM: Nelsy Verdugo Rodríguez, Darío Ibáñez Quiñones, Mauricio Bermúdez Rodríguez, Alexander Benavides Pardo y Raquel Piñeros Mora. Las fotos fueron aportadas por Óscar Martínez Sarmiento, Henry Romero Pinzón, Eduardo Zamudio Huertas, Hebert Gonzalo Rivera y Guillermo Olaya Triana.

El IDEAM exalta el apoyo del MAVDT dado a través de la Dirección General de Planeación, en especial al Dr. Dorian Muñoz R., quien lideró el Proyecto SINA II. Igualmente se resalta la participación y colaboración, con experiencias e información hidrológica de la Corporación Autónoma -CAR, en especial al Dr. Alfredo Molina T., Subdirector General de Recursos Naturales. Merece especial agradecimiento la participación de las Empresas de Servicios Públicos -ESP.



Presentación

El desarrollo social y económico del país procura obtener beneficios de los recursos naturales con la esperanza de generar un bienestar aceptado en la sociedad, comunidad y familia colombiana. Sin embargo, durante los procesos de planeación del aprovechamiento de estos recursos suelen presentarse situaciones difíciles de superar por ausencia de datos e información, que impiden o restringen las actividades de explotación y ocupación del territorio.

Dentro de la actual institucionalidad del sector ambiental, el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM, adscrito al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, se ha consolidado como una institución de investigación científica cuya función está orientada a prestar apoyo científico al Sistema de Información Ambiental, mediante el acopio, procesamiento y análisis de información, con el fin de que toda decisión en materia ambiental esté debidamente sustentada y responda a cada necesidad en particular.

En este sentido, estandarizar y homogeneizar los procesamientos con los cuales se produce el dato y se genera la información hidrológica se ha convertido para el IDEAM en una actividad primordial para garantizar que el conocimiento sobre el agua y los recursos hídricos en cada estudio científico se acerquen mejor a la realidad.

En una respuesta a las anteriores responsabilidades, la Subdirección de Hidrología ha elaborado el presente Protocolo para el Monitoreo y Seguimiento del Agua, en su componente de observación y medición de aguas superficiales, como un aporte científico destinado a los usuarios en el sector productivo nacional, autoridades ambientales regionales y locales, sector de prevención y atención de desastres y comunidad en general. Este documento pretende orientar el monitoreo y seguimiento del agua a través de los indicadores del agua, de tal manera que las decisiones a tomar por el gobierno nacional, departamental y local se realicen con soporte en datos e información debidamente estandarizados desde su origen, logrando con ello una mejor descripción del estado y proyecciones de los recursos hídricos del país.

CARLOS COSTA POSADA
Director General



CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. MODELO CONCEPTUAL PARA EL MONITOREO DEL AGUA

La actividad interna de la Tierra ha estado presente desde que se consolidó como esfera, hace unos 4.600 millones de años, no obstante los procesos de sismos, erupciones de volcanes y avalanchas continúan, al igual que la formación del relieve (ver Figura 1.1); sin embargo, sólo a partir del siglo XX se han implementado en la mayoría de los países los sistemas de medición de estos procesos.



Figura 1.1.

Imagen del relieve en la parte norte de Colombia.
Fuente: Proyecto de la NASA, WORLD WIND, 2005.

En los encuentros de expertos internacionales se reconoce que cada día los gobernantes de países experimentan una mayor necesidad en determinar estrategias de desarrollo para saber convivir con los fenómenos naturales como sismos, erupciones de volcanes, avalanchas, crecidas repentinas, crecidas lentas y sequías hidrológicas.

De otra parte, el comportamiento del agua en la Tierra obedece a leyes físicas que al descubrirlas permiten evidenciar a largo plazo un balance entre la precipitación, evaporación, escorrentía superficial y subterránea y almacenamientos (superficia-

les y profundos), los cuales conforman los procesos hidrológicos de mayor interés para el aprovechamiento de los recursos hídricos.

El conocimiento actual de los procesos hidrológicos que se prevén en tiempo real (inundaciones, desbordamientos, crecidas lentas o repentinas y sequías hidrológicas) o se estudian en relaciones de largo plazo (balance hídrico entre la precipitación, evaporación, escorrentía superficial y subterránea y almacenamientos) fue posible gracias al entendimiento de leyes físicas que se han descubierto con soporte en un monitoreo y seguimiento minucioso del comportamiento del agua en todas sus formas de existencia.

La variabilidad hidrológica forma parte de nuestra vida cotidiana, y aunque por lo general durante el año es benigna, de cuando en cuando y en sitios determinados le hemos convertido en fenómenos arrasadores de nuestra riqueza económica, social y ambiental (ver Figuras 1.2 y 1.3).



Figura 1.2.

Afectación por aguas bajas en el río Chicamocha en 1998.



Figura 1.3.

Afectación por aguas altas del sector urbano en El Banco – río Magdalena en 1999.

Las consecuencias de las crecidas y períodos de estiaje que terminan en inundaciones y sequías hidrológicas es variable: ya sea en lesiones a personas, pérdidas masivas de cultivos o ganado, daños a infraestructuras o efectos ambientales a escala local o regional. En períodos prolongados una sequía hidrológica, incluso puede producir efectos socioeconómicos y medioambientales muy graves.

Por lo anterior, es vital aunar esfuerzos para monitorear y hacerle seguimiento a los comportamientos del agua, de tal manera que los datos, la información y el conocimiento hidrológico, hidrogeológico y oceanológico nos permitan obtener mejores estimaciones y pronósticos, y con soporte en indicadores del recurso hídrico se concrete una administración del agua y gestión del recurso hídrico con decisiones mucho más provechosas en el futuro cercano.

En términos conceptuales, podemos describir al proceso de toma de decisiones en una autoridad ambiental mediante el esquema de Norbert Wiener, ampliamente difundido en hidrología: cualquier individuo en su actuar *ve*, *prevé* y *decide* (ver Figura 1.4.).

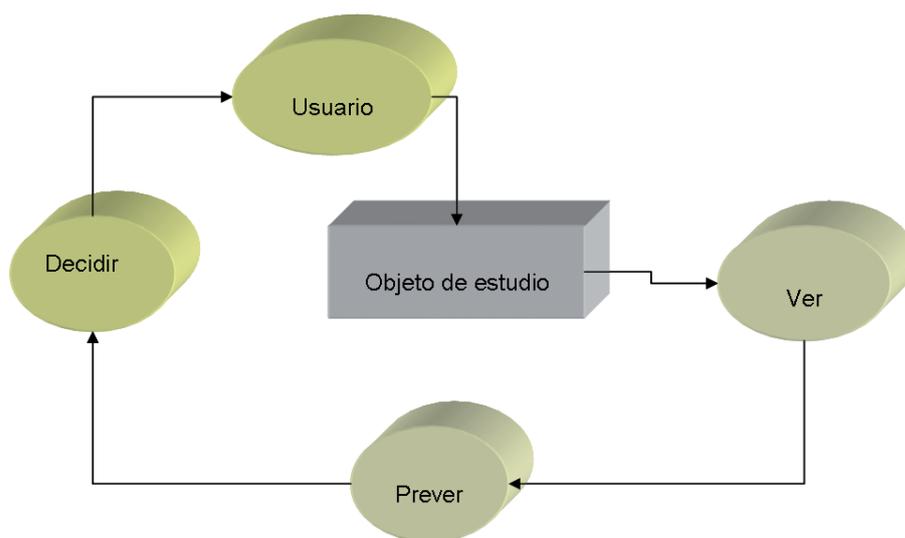


Figura 1.4.

Esquema general de fases que anteceden a la toma de decisiones (IDEAM, 2005).

En general, el principio de Wiener considera tres fases fundamentales, las cuales dan garantía de concatenar, a partir de la toma de una decisión, el beneficio máximo o las pérdidas mínimas o una convivencia entre ambas.

Las etapas de Ver, Prever y Decidir se interpretan de la siguiente manera: Inicialmente, se observan y miden las características relevantes del proceso en estudio (el Ver) con soporte en un Protocolo de monitoreo y seguimiento, posteriormente, con soporte en datos, información y conocimiento, así como también en fundamentos teóricos y prácticos, mediante un modelo se simula la dinámica del proceso hacia el futuro (el Prever) y, finalmente, con base en el conocimiento previo de la dinámica futura del proceso (en términos de indicadores del agua) se toma

una decisión provechosa en el marco de la administración del agua y gestión del recurso hídrico.

De un lado, como se puede apreciar en este esquema, la primera fase del camino hacia una decisión se edifica con el monitoreo y seguimiento del agua. De otra parte, se puede afirmar que la administración del agua y la gestión integrada de los recursos hídricos se ven altamente beneficiadas cuando sus decisiones se soportan en indicadores del agua, entre otros los siguientes: índice de escasez para aguas superficiales y subterráneas, índice de calidad del agua, índice de contaminación de fuentes hídricas, índice de afectación de oferta hídrica, índice de disponibilidad per cápita de agua, índice de población en riesgo por desabastecimiento de agua, índice de inundaciones y desbordamientos y el índice de sequías hidrológicas.

La construcción correcta de estos índices solo es posible cuando se dispone de datos e información obtenida bajo procedimientos estandarizados.

1.2. PANORAMA MUNDIAL DEL MONITOREO Y SEGUIMIENTO DEL AGUA

El agua es un elemento esencial para la existencia de los seres vivos y para el bienestar del entorno ambiental en el que estos desarrollan sus actividades sociales y productivas; el desarrollo de estas actividades, impacta directa o indirectamente las fuentes proveedoras de agua. En este sentido, los científicos de diversos países advierten que es importante para las labores de planificación sostenible del recurso hídrico conocer la cantidad de agua disponible ofrecida por la fuente de agua, los niveles de demanda y las condiciones de interacción hidráulica necesarias para mantener la salud de la fuente abastecedora de agua. Este conocimiento se produce sólo a través de mediciones y observaciones sistemáticas de las variables del agua atmosférica, superficial y subterránea, costera y marina, las cuales deben obedecer a un Protocolo de monitoreo

y seguimiento, que ofrezca procedimientos estandarizados.

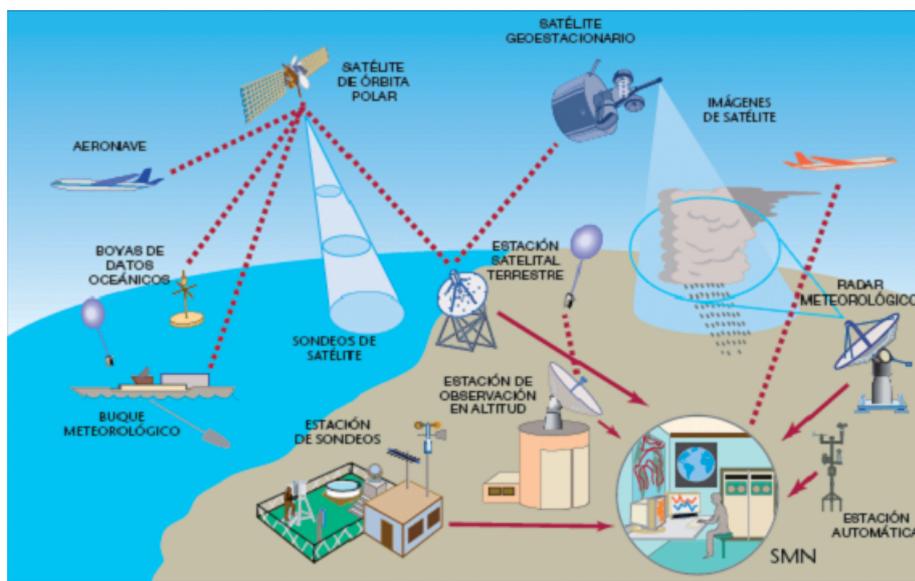
Mientras que en países industrializados el monitoreo y seguimiento del agua cada día cuenta con mayores recursos tecnológicos y económicos, en países como Venezuela, Ecuador, Perú y Bolivia en las dos últimas décadas se han desmontado sus sistemas de redes hidrológicas y en la actualidad cuenta cada uno con menos de 300 estaciones hidrológicas. Cada vez se aprecia con mayor frecuencia que los países industrializados y de economías fuertes ponen a disposición del público y comunidad en general sus datos e información hidrológica en forma amplia y de fácil acceso.

Una de las primeras iniciativas internacionales para la producción de datos sobre el agua fue liderada por la Organización Meteorológica Mundial –OMM– con la difusión masiva de los procedimientos estandarizados, siendo fruto de ello la Guía de Prácticas Hidrológicas, la cual se aplica en Colombia.

Otra iniciativa que pretende compilar los datos sobre el agua del mundo corresponde al Banco Mundial de Datos Hidrológicos (Global Runoff Data Center - GRDC), ubicado en Koblenz (Alemania), al cual se remiten los datos hidrológicos de los principales ríos del mundo, entre ellos los datos de los ríos Magdalena y Cauca.

Una tercera iniciativa relevante es el Sistema Mundial de Proceso de Datos y de Predicción de la OMM, el cual asegura la cooperación entre países y de los centros nacionales para proporcionar cotidianamente análisis, pronósticos y predicciones, y particularmente para advertir de estados del tiempo peligrosos a los Servicios Meteorológicos e Hidrológicos Nacionales de todo el mundo mediante el Sistema Mundial de Telecomunicación (ver figura 1.5.).

Todos los días la OMM distribuye más 50.000 informes meteorológicos, varios millares de mapas del tiempo y gran número de otros productos en escalas temporales de minutos a las estaciones en forma digital.


Figura 1.5.

Sistema Mundial de Telecomunicación de la OMM. Fuente: OMM.

Toda esta cooperación científica incentiva a los países miembros de la OMM a cooperar entre sí y a realizar la observación y medición de variables hidrometeorológicas en forma estandarizada.

Se destaca también la organización de redes globales y los esfuerzos por evaluaciones mundiales que permitan comparar el estado de los recursos hídricos de los distintos países con base en metodologías homogéneas. Favorecen iniciativas de la UNESCO, entre ellas: El Programa para la Evaluación Mundial de los Recursos Hídricos, que produjo el primer Balance Hídrico Mundial y el Programa Hidrológico Internacional que actualmente apoya el desarrollo de aspectos científicos como el monitoreo hidrológico y los pronósticos hidrológicos. En el marco de estos proyectos el mejoramiento de las capacidades nacionales para fortalecer el monitoreo y seguimiento del agua ha ocupado un lugar primordial.

Cabe resaltar otras iniciativas internacionales como la Red Interamericana de Recursos Hídricos (RIRH) y el proyecto de Acuíferos Transfronterizos (ISARM) de la OEA y PHI UNESCO, con los cuales el IDEAM está consolidando otros avances científicos en materia de hidrología.

1.3. PANORAMA NACIONAL DEL MONITOREO Y SEGUIMIENTO DEL AGUA SUPERFICIAL

El Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales –IDEAM–, opera dos tipos de estaciones hidrológicas en Colombia: la red básica nacional con fines de estudios con proyecciones anuales y multianuales (a largo plazo) y la red básica específica nacional con fines de pronósticos hidrológicos y alertas en tiempo real por crecidas y sequías hidrológicas; ambas soportan decisiones del nivel nacional.

La red hidrológica básica nacional para estudios con proyecciones a largo plazo fue implementada en forma amplia a finales de la década de los años 60 en las

instancias del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SCMH, con el acompañamiento de científicos internacionales, tarea auspiciada por la Organización Meteorológica Mundial. Posteriormente, en la década de los 70 y 80, durante la existencia del Instituto de Hidrología, Meteorología y Adecuación de Tierras – HIMAT, la red fue mejorando en cantidad y calidad de datos, procurando con ello atender los requerimientos de los diversos sectores productivos del país, con énfasis en el sector de agricultura.

Actualmente, el IDEAM (autoridad máxima en Hidrología y Meteorología, según Decreto 1277 de 1994) es la entidad encargada de operar y mantener la red básica hidrológica nacional, contando con cerca de 775 estaciones hidrológicas (Figura 1.6), de las cuales 358 son limnimétricas (miden los niveles del agua de los ríos con miras), mientras que en 417 estaciones se utilizan los limnógrafos (miden los niveles del agua en forma gráfica continua). En Colombia están funcionando aproximadamente 1.500 estaciones hidrológicas, de las cuales cerca del 50% son operadas por el IDEAM.

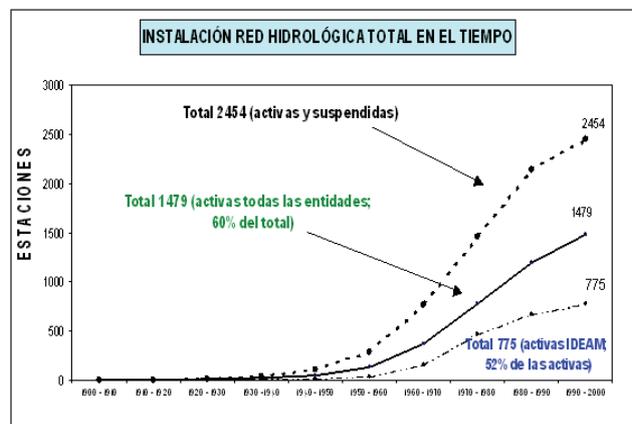


Figura 1.6. Desarrollo de la red hidrológica nacional a lo largo del siglo XX (IDEAM, 2005).

La figura 1.7 nos señala la cantidad de estaciones hidrológicas existentes en otras entidades locales y departamentales, tanto del sector privado como público. Resultando importante indicar que lamentablemente la producción de datos hidrológicos en el país se desarrolla sin una estandarización científica en sus procedimientos para todas las entidades del sector privado y público.

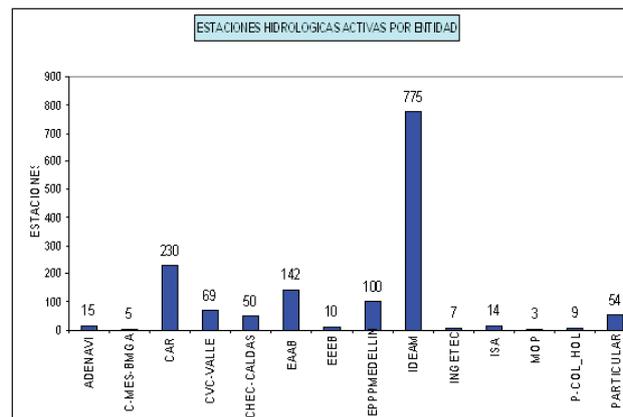


Figura 1.7. Operación de estaciones hidrológicas por entidades (IDEAM, 2005).

La composición de una estación hidrológica de la red básica se aprecia en la figura 1.8.



Figura 1.8.

Estación hidrológica sobre el río Amazonas, compuesta por un sistema de miras. Las miras tienen una longitud de 1 metro y se construyen de acuerdo a las orientaciones internacionales de la OMM (1994) y se amarran con topografía local.

De acuerdo con el “Protocolo para la emisión de los pronósticos hidrológicos” (IDEAM, 2005) la red hidrológica específica con fines de alertas hidrológicas tuvo su inicio en el año 1976 con la asesoría de la Agencia Canadiense para el Desarrollo Internacional (ACDI). El sistema funcionaba a través de radios localizados en algunas estaciones hidrológicas y de allí la información era transmitida por el observador a centros regionales o áreas operativas, para posteriormente retransmitirla al centro nacional de comunicaciones vía radio o teléfono a la oficina central del Instituto de Hidrología, Meteorología y Adecuación de Tierras (HIMAT) en Bogotá.

A principios de la década de los 90 se instalaron en las principales cuencas del país cerca de 50 estaciones hidrológicas automáticas, que recibían información horaria en tiempo real; el software utilizado era el Pcbase2, el cual recibía la información directamente del satélite GOES (IDEAM, 2005).

A partir del 2004 con recursos del crédito otorgado por el gobierno de Suiza al gobierno de Colombia, se inició la renovación de los equipos e instalación de las nuevas estaciones automáticas en aquellas cuencas con ausencia de información hidrológica en tiempo real. El software utilizado actualmente es el HYDRAS, que igualmente recibe información horaria de niveles en tiempo real a través de la antena receptora ubicada en las instalaciones centrales del IDEAM en Bogotá y facilita su procesamiento y análisis básico (Figura 1.9.).

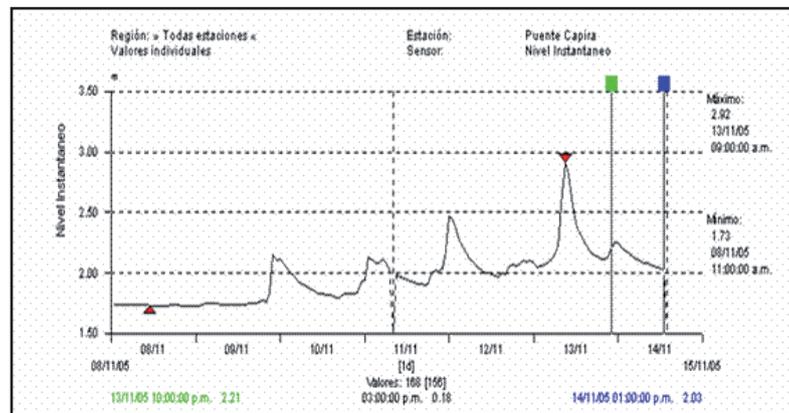


Figura 1.9.

Imagen de la información que despliega el sistema HYDRAS en tiempo real.

Actualmente, la red de estaciones automáticas, que opera el IDEAM con transmisión vía satélite, tiene una cobertura nacional, y está diseñada básicamente para cubrir los grandes ríos del país, principalmente el Magdalena, – Cauca y Catatumbo; su objetivo principal es alertar a las poblaciones ribereñas sobre la probabilidad del aumento o disminución de los niveles del agua.

La composición de una estación hidrológica automática se aprecia en la figura 1.10.



Figura 1.10.

Estación en Nariño - río Magdalena compuesta por: un Registrador Automático de Niveles (RAN) que guarda en su memoria los datos, un pluviómetro, una antena de comunicación y un panel solar o batería que soporta con energía al sistema de comunicación.

Además de la información horaria en tiempo real proveniente de las estaciones automáticas, se complementa dicha información con más de 50 estaciones hidrológicas que transmiten la información vía fax, teléfono o internet en las primeras horas de la mañana de cada día (IDEAM, 2005).

A nivel regional, en los últimos años, algunas autoridades ambientales, empresas del sector eléctrico, del sector petrolero y en general entidades del sector ambiental han celebrado convenios con el IDEAM para la operación de las nuevas estaciones automáticas, así como también han instalado estaciones automáticas de acuerdo con sus necesidades particulares. Es el caso de algunas estaciones ubicadas en la cuenca del río Combeima en el Tolima; las operadas por las Empresas Públicas de Medellín, Empresas Petroleras en el Piedemonte Llanero, y las estaciones instaladas en los cerros orientales de la ciudad de Santa Fe de Bogotá por parte del UPES del Distrito Capital, así como también las estaciones que opera la CVC.

1.4. AVANCES METODOLÓGICOS EN COLOMBIA

A nivel nacional, el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial - MAVDT viene respaldando el monitoreo y seguimiento del agua en el marco del Programa de Apoyo al Sistema Nacional Ambiental - SINA II, del cual se desprende el Marco Conceptual del Sistema de Información de Agua y Ecosistemas bajo el Programa Nacional de Monitoreo y Seguimiento de Agua y Bosques.

De otra parte, el MAVDT en el año 2007 expidió el Decreto 1323, por el cual se crea el Sistema de Información del Recurso Hídrico – SIRH, como parte del Sistema de Información de Colombia – SIAC, y que pretende promover la integración de sistemas que gestionen información sobre el recurso hídrico en los ámbitos institucional, sectorial, académico y privado.

Estas dos iniciativas del MAVDT favorecerán profundamente la estandarización de los procedimientos de medición y observación, la con-

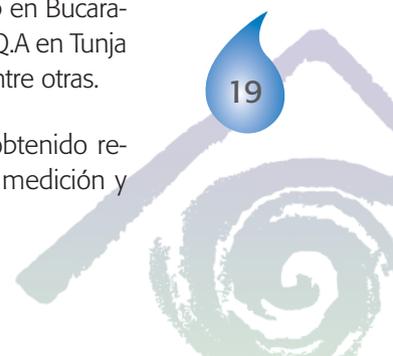
solidación de las capacidades nacional, departamental y municipal para ejercer el monitoreo y seguimiento del agua en forma adecuada e incidirá rotundamente en el mejoramiento de la producción de datos sobre el agua marina, costera y continental.

Se vislumbran como estrategias del IDEAM para consolidar el Sistema de Información del Recurso Hídrico, las siguientes: a) difusión y aplicación en el SINA del Programa Nacional de Monitoreo y Seguimiento de Agua y Bosques; b) difusión y aplicación del Protocolo de monitoreo y seguimiento del agua; c) implementación del Portal del Agua; d) consolidación de la automatización de procesos para la estimación de los indicadores del agua, y e) implementación de las orientaciones científicas para la toma de decisiones con soporte en los indicadores del agua, modelados a partir de datos e información obtenida en forma estandarizada con el Protocolo de monitoreo y seguimiento del agua.

Un nuevo reto tiene el IDEAM relacionado con el conocimiento sobre las aguas subterráneas: la implementación por primera vez en el país de la red nacional básica hidrogeológica, la cual se espera que esté en pleno funcionamiento en el año 2009.

Es importante señalar los esfuerzos que viene realizando el IDEAM con la Superintendencia de Servicios Públicos - SSPD, para consolidar el monitoreo y seguimiento adecuado de la oferta hídrica en las fuentes abastecedoras de agua de las Empresas de Servicios Públicos - ESP. En este sentido, expertos de ambas entidades vienen desarrollando capacitaciones a los funcionarios de las ESP con la esperanza de que en el futuro inmediato estas empresas puedan contar con un conocimiento más real sobre los indicadores del agua que les garantice la toma de decisiones en forma más adecuada con un grado mayor de acierto. Resaltan las experiencias vividas con empresas como IBAL en Ibagué, amb en Bucaramanga, Aguas Kpital en Cúcuta, Sera.Q.A en Tunja y Aguas de la Sabana en Sincelejo, entre otras.

De otra parte, a nivel local se han obtenido resultados promisorios en materia de medición y



observación de variables hidrológicas que contribuyen a la estimación de los indicadores del agua. Es el caso del mejoramiento, implementación y rediseño de la red hidrológica de las autoridades ambientales regionales y urbanas como CAR, CRC, CDMB, CORPONOR, CORMAGDALENA, entre muchas otras; todo ello gracias a la buena voluntad de sus directivos, funcionarios y contratistas. Por ejemplo, los convenios celebrados con CORMAGADLENA y la CDMB han permitido aunar esfuerzos económicos, científicos y tecnológicos para rediseñar la red hidrológica con fines de pronósticos en tiempo real mediante la implementación de la red telemétrica con transmisión satelital de información sobre los niveles del agua a lo largo del río Grande de la Magdalena que soporte la navegación sobre este medio fluvial, mientras que con CDMB se está mejorando la red hidrológica que ha venido manejando la Corporación para obtener un mejor conocimiento sobre las variables hidrológicas y desarrollar un modelo hidrológico que funcione en tiempo real.

Es importante resaltar que el IDEAM ha difundido las orientaciones científicas sobre el monitoreo y seguimiento del agua mediante cursos breves a lo largo de los años 2005 y 2006, talleres y reuniones de trabajo tanto en Bogotá como en las sedes de las autoridades ambientales.

Por último, se debe mencionar la conformación de la red regional de calidad del agua para la cuenca del río Magdalena-Cauca, por parte del IDEAM, CORMAGDALENA, CAM y ONF, la cual pretende consolidar las observaciones y mediciones hidrológicas de las variables de calidad del agua superficial para el río Magdalena y sus principales afluentes.

1.5. ALCANCES DEL PROTOCOLO DE MONITOREO Y SEGUIMIENTO DEL AGUA

De acuerdo con la Guía para el monitoreo y seguimiento del agua (IDEAM, 2004) el objetivo general del monitoreo y seguimiento del agua es "reconocer, mediante la captura sistemática y estandarizada de información, el estado (en

cantidad y calidad) del recurso hídrico en los ambientes continental (superficial y subterráneo) y marino, y su afectación por actividades antropogénicas para soportar acciones y estrategias de protección, manejo y aprovechamiento del recurso con soporte en indicadores que sean útiles para el sector de agua potable, prevención de desastres, transporte fluvial y autoridades ambientales. Se espera que los siguientes objetivos se lleven a feliz término:

- a. Determinar de manera cuantitativa el estado del recurso hídrico y su dinámica espacio temporal a partir de la medición de variables que satisfagan indicadores mínimos satisfactorios cuya naturaleza y desarrollo se enmarcan en un protocolo único nacional.
- b. Determinar el uso del agua por categoría atendiendo criterios estandarizados para la validación de este tipo de información.
- c. Reconocer mediante la incorporación de indicadores apropiados, la efectividad en la aplicación de los instrumentos económicos previstos por la ley para garantizar la descontaminación y renovabilidad del recurso hídrico en las áreas de jurisdicción de cada corporación o autoridad ambiental competente.
- d. Reconocer las limitaciones en el monitoreo para formular acciones y estrategias que posibiliten la implementación de redes óptimas de monitoreo y sistemas eficientes para el procesamiento y manejo de la información que respondan tanto los propósitos del monitoreo y seguimiento del recurso como a la consolidación de un sistema de información ambiental nacional.
- e. Tener información adecuada para reconocer niveles de amenaza por inundación y sequía en puntos de riesgo previamente reconocidos en el área de jurisdicción de las autoridades ambientales y municipios.
- f. Contar con información estandarizada y homologada en relación con el recurso hídrico en un sistema de Información disponible para usuarios y tomadores de decisiones en forma inmediata.

- g. Proponer e implementar estrategias de sostenibilidad tanto para la red de monitoreo, como para las actividades que complementan el sistema de monitoreo y seguimiento”.

Las estrategias que se han iniciado comprenden las siguientes: 1) Desarrollo del Programa Nacional de Monitoreo y Seguimiento del Agua en coordinación con el MAVDT; 2) en el marco de este programa se tiene la implementación del Protocolo de Monitoreo y Seguimiento del Agua con participación de autoridades ambientales, institutos de investigación como el INGEOMINAS, INVEMAR, HUMBOLDT, SINCHI, IIAP, el DANE, Academia Colombiana de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, así como también con Universidades, Empresas de Servicios Públicos y otras entidades públicas o empresas privadas; 3) aplicación de casos pilotos sobre el uso de indicadores del agua obtenidos a través del Protocolo tanto en autoridades ambientales como en las Empresas de Servicios Públicos; 4) Difusión y capacitación masiva a las entidades nacionales y locales sobre el Protocolo con soporte en la experiencia adquirida en los casos pilotos.

Es importante recordar que el nivel del éxito en la administración del agua y en la gestión integrada del recurso hídrico con soporte en indicadores del estado del agua, está estrechamente relacionado con la producción de datos e información y su intercambio en forma estandarizada y sistematizada.

Los documentos técnicos del Protocolo son los siguientes: 1) observación y medición en aguas

superficiales; 2) procesamiento y calidad de la información hidrológica básica para aguas superficiales; 3) observación y medición en aguas subterráneas; 4) procesamiento y calidad de la información hidrogeológica básica para aguas subterráneas; 5) diseño de redes hidrológicas e hidrogeológicas; 6) demanda y uso del agua; 7) indicadores mínimos básicos sobre el estado del agua y recursos hídricos.

En esta oportunidad, el IDEAM avala la publicación impresa del “Protocolo de monitoreo y seguimiento del agua” en su componente “Observación y medición en aguas superficiales, procesamiento y calidad de la información”, el cual comprende las variables de nivel del agua, caudal y sedimento. Con este documento técnico se pretende suministrar a todos los interesados en las actividades hidrométricas, la información correspondiente a las prácticas y procedimientos necesarios para realizar mediciones confiables y oportunas de las variables hidrológicas nivel, caudal y transporte de sedimento.

Para la elaboración de este documento se han consultado diferentes publicaciones de la Organización Meteorológica Mundial – OMM, entre ellas la Guía de Prácticas Hidrológicas.

Los documentos predecesores son los siguientes: “Guía de monitoreo y seguimiento del agua” (publicado en página web del IDEAM) con sus respectivos Anexos (algunos elaborados desde antes del año 2000), el “Protocolo para la emisión de los pronósticos hidrológicos” (IDEAM, 2005) y la “Actualización de la Guía y Protocolo para el monitoreo y seguimiento del agua” (Sánchez Lancharos F., 2006).



CAPÍTULO 2

2. OBSERVACIÓN Y MEDICIÓN EN AGUAS SUPERFICIALES DE NIVELES, CAUDALES Y SEDIMENTOS

La hidrología es la "ciencia que estudia las aguas superficiales y subterráneas de la Tierra, y su aparición, circulación y distribución, tanto en tiempo como en el espacio, sus propiedades biológicas, químicas y físicas, sus reacciones con el entorno, incluyendo su relación con los seres vivos" (Diccionario Hidrológico Internacional OMM-PHI UNESCO, OMM, 1992). En una interpretación más aplicada, afirmaremos que la hidrología es una parte de las ciencias ambientales que trata del origen y la distribución de las aguas superficiales y subterráneas, estudia la evolución de las masas de agua y cuantifica los volúmenes que se mueven dentro de las diferentes fases del ciclo hidrológico. En un sentido amplio, el objetivo fundamental de la hidrología y más precisamente de la hidrometría es proveer datos relacionados con la distribución espacial y temporal del agua sobre la tierra; esta es la información que requieren los proyectos de planeamiento y manejo de los recursos hídricos, para los cuales es indispensable conocer las variaciones de cada una de las corrientes y cuerpos de agua.

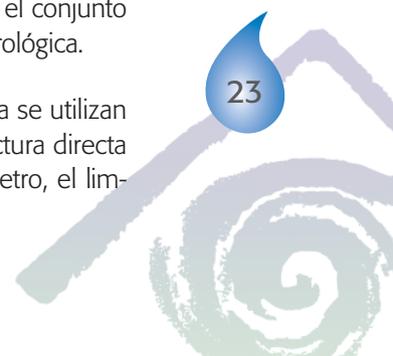
La base sobre la cual se apoyan los estudios hidrológicos son las mediciones de cada uno de los parámetros, y cualesquiera que sean los métodos de análisis, su precisión se verá limitada por dichas mediciones; las variaciones de los parámetros hidrológicos son grandes, y de allí la necesidad de realizar mediciones con una gran frecuencia y en muchas estaciones; por otra parte, es también de gran importancia la oportunidad con que se hagan. Son muchos los factores que pueden involucrar inexactitudes en una

medición hidrométrica, razón por la cual para el suministro de esta información se requiere del concurso de técnicos capacitados en cada uno de los diferentes procesos y actividades que forman parte del amplio campo de aplicación de la hidrología, la cual abarca ramas como la hidrometeorología, hidrometría y sedimentología, dentro de cada una de las cuales se ramifican y multiplican las labores que deben ejecutarse para producir, al final, la información hidrométrica veraz, adecuada, confiable y oportuna.

Resulta importante dar a conocer de manera clara y sencilla los conocimientos básicos para adelantar actividades de hidrometría, orientadas a definir como evolucionan las variables hidrológicas en función del tiempo y el espacio, teniendo en cuenta que esta información posteriormente será la base técnica para adelantar estudios ambientales en cuencas hidrográficas que faciliten la administración sostenible del recurso hídrico a nivel nacional; así mismo, para incluir en las diferentes etapas de estudios y diseños de obras hidráulicas y otras estructuras relacionadas con las corrientes y depósitos hídricos.

La mayor parte de la información hidrológica directa se obtiene en puntos de observación y medición, ubicados en ríos y/o cuerpos de agua, denominados estaciones hidrométricas, el conjunto de estos puntos constituye la red hidrológica.

Para las mediciones del nivel de agua se utilizan dos tipos de instrumentos: los de lectura directa como la mira hidrométrica o limnómetro, el lim-



nicontrato y el máxímetro, y los registradores que se conocen bajo el nombre de limnógrafos. Para la medición de las velocidades de las corrientes se emplean los correntómetros o molinetes hidrométricos cuya hélice gira vertical u horizontalmente al recibir el impulso de la corriente; en condiciones hidráulicas especiales se usan flotadores y trazadores como sales, colorantes e isótopos radiactivos. Durante la ejecución de aforos sean estos líquidos o sólidos se utilizan diversos equipos y accesorios como malacates, varillas de vadeo, contadores de revoluciones, escandallos o tocadores de fondo, muestreadores de sedimentos, molinetes, equipos automáticos para aforo químico, además, de los instrumentos específicos de topografía y batimetría.

2.1. NIVEL

Se denomina nivel del agua en una corriente (río, quebrada, arroyo, caño) o en un cuerpo de agua (ciénaga, lago, laguna, embalse), a la elevación o altura de la superficie del agua en un punto determinado, el cual está ligado topográficamente a un origen de referencia identificado con una cota arbitraria o al nivel medio del mar.

La forma más sencilla y económica de medir los niveles del agua de un río, lago o quebrada, sin ser la más precisa, es la toma de datos mediante la lectura de instrumentos por parte del observador en horas fijas, establecidas por normas internacionales dictadas por la Organización Meteorológica Mundial - OMM, con el propósito de estandarizar estadísticamente el origen de las series históricas y los procedimientos para el manejo de las mismas.

Para obtener el detalle permanente y preciso de cómo varían y que cifras alcanzan los niveles en las distintas épocas hidrológicas, es decir, en temporadas húmedas, secas e intermedias, se recurre a equipos automáticos mecánicos o digitales cuyo producto, en el primer caso, es una gráfica que relaciona hora y nivel, y en el segundo caso una tabla con registros digitales, que posteriormente se interpretan a través de software especializado, suministrado por las diferentes agencias comerciales de instrumentación hidrométrica. Se distinguen dos clases

de mediciones según los procedimientos que se apliquen, a saber: observaciones discretas y continuas.

2.1.1. Observación directa o discreta

La medición directa y puntual de nivel del agua a una hora determinada, se realiza mediante la utilización de instrumentos con diferente conformación física y diferente protocolo de operación. Estos instrumentos son la mira hidrométrica o limnómetro, máxímetro, limnicontrato.

La mira hidrométrica o limnómetro es una regla graduada dispuesta en tramos de (1) metro, que se utiliza para medir las fluctuaciones de los niveles del agua en un punto determinado de una corriente o de un cuerpo de agua (ver la figura 2.1).



Figura 2.1.

Funcionamiento de una mira sobre el río Magdalena.

Las miras pueden ser construidas en varios materiales: a) en hierro fundido, cuando la numeración va fijada en alto relieve, con lo cual dichos caracteres no se borran, garantizando la durabilidad de este elemento y la confiabilidad de los datos; b) en lámina esmaltada, aunque están limitadas por la fragilidad del esmalte, por lo cual se recomienda su uso en corrientes que no ten-

gan arrastre de rocas o palizadas que las puedan dañar; y c) lámina pintada, las cuales aunque tienen poca duración, debido a que la pintura se deteriora fácilmente en el tiempo, tienen la ventaja de ser más baratas y de fácil construcción.

La instalación de miras se realiza de tal manera que vayan fijas en listones de madera, rieles, soportes de acero, estructuras en concreto o talud en roca. Las miras hidrométricas directas se instalan sobre la orilla próxima al sector más profundo del cauce, cuidando que la cota cero quede 0.5 metros por debajo del fondo del cauce para ríos pequeños, y 0.5 metros por debajo del nivel de aguas mínimas, en ríos grandes. El extremo superior del limnómetro debe sobrepasar por lo menos en un metro el nivel máximo de la creciente posible o la registrada históricamente según huellas y/o información de los habitantes de la región (ver figura 2.2).



Figura 2.2.

Montaje de miras en partes altas y bajas de una sección del río Magdalena.

Las miras se acoplan a listones de madera empotrados en concreto o atornillados a perfiles metálicos (T, U, I, etc.). El montaje se hace de tal forma que el plano cero (0) esté convenientemente relacionado o empalmado por nivelación topográfica, y referirlo a un punto invariable de referencia con cota arbitraria o BM localizado cerca de la estación. De acuerdo con

la forma del talud o estructura donde se vaya a instalar las miras, estas pueden ser verticales o inclinadas. Verticales cuando las reglas se colocan en forma vertical, en uno o varios tramos, como se observa en la figura 2.2., e inclinadas cuando por la forma del talud del cauce las miras se instalan guardando su misma oblicuidad. También se usan en vertederos y su relación puede ser 1:10, es decir que 100 cm., leídos en la mira inclinada, equivalen realmente a 10 cm, en altura o cualquier otra relación, según la inclinación del talud, establecida mediante levantamiento topográfico.

La instalación de las miras se realiza teniendo en cuenta los siguientes requerimientos técnicos:

- Buena fijación.** Garantiza que no se produzcan movimientos verticales que alteren las lecturas. Para ello se recomienda su instalación en sitios estables como en rocas, pilas de puentes, muelles, u otras estructuras resistentes. En el caso que sea imposible encontrar una estructura estable, se recomienda fijar los limnómetros en rieles, listones de madera, perfiles de acero, o anclarlas en muros de concreto construidos para tal fin.
- Fácil operación.** Las miras se deben colocar de tal forma que se puedan leer con comodidad, seguridad y precisión, en consecuencia deben tener facilidades de acceso.
- Referenciación.** El plano cero de la mira debe estar referenciado a un (BM) que en lo posible esté ligado a la red de nivelación del IGAC, a fin de verificar periódicamente la cota cero o para restituir con precisión la posición inicial en caso de ser removidas (robadas) o destruidas por eventos naturales. Este punto o BM deberá estar colocado en un sitio seguro, arriba del nivel de aguas máximas y en un terreno estable que no sufra alteraciones.

Para mantener en funcionamiento una instalación limnimétrica se debe tener en cuenta las siguientes instrucciones:

Visitar la estación periódicamente para revisar su estado, en cuanto a la parte física, operación por parte del observador y específicamente en lo atinente a continuidad y calidad de los datos.

Verificar la posición de la cota cero y de los empalmes entre los diferentes tramos de limnímetro instalados en la estación.

Cambiar los tramos que se encuentren averiados especialmente cuando la pintura o esmalte del tramo se encuentren borrosos o ilegibles.

Revisar los numeradores que identifican los diferentes tramos de la estación.

A continuación se describirán brevemente algunos dispositivos o instrumentos especiales en una estación, como son el máxímetro, limnicontrato, la sonda luminosa, entre otros.

2.1.1.1. Máxímetro

Se puede llamar máxímetro a cualquier dispositivo asociado a una mira limnimétrica, que permita con posterioridad determinar el nivel máximo alcanzado por el agua. También se denominan instrumentos medidores de crecientes en los ríos, por cuanto en ellos queda registrado el nivel máximo alcanzado. Según el tipo de máxímetro, el agua puede depositarse en un conjunto de recipientes que se encuentran colocados dentro de un tubo con perforaciones laterales que permiten la entrada del agua, borra una señal previamente pintada o deja una huella (corcho) adherida a las paredes interiores de un tubo.

Los recipientes del máxímetro tienen 5 cm de altura y se construyen en vidrio, latón, tubo galvanizado o PVC; van colocados dentro de un soporte cilíndrico que se introduce en un tubo galvanizado, que a su vez es fijado mediante platinas en los extremos a una estructura estable metálica o de concreto (ver la figura 2.3).



Figura 2.3.
Fijación de un máxímetro en placa de concreto en una orilla del río Magdalena.

Las dimensiones más usuales que conforman el máxímetro son las siguientes: Diámetro del tubo 2.5 pulgadas (6.35 cm.) puede ser de hierro galvanizado o PVC y de longitud de 1.00 m. o 1.50 m.

La operación de dicho instrumento se basa únicamente en hacer una inspección después de una creciente, para lo cual se retira la tapa superior del máxímetro y se saca el soporte cilíndrico con los recipientes. Se identifica el frasco superior que contenga agua y, en concordancia con la cota del plano cero del máxímetro, se determina el nivel máximo logrado por la creciente. Otros máxímetros se construyen con una placa graduada que se pinta con tiza o cal, la cual va dentro de un tubo perforado u otra estructura que admita el acceso de agua. Al subir el agua la tiza es lavada hasta el nivel máximo alcanzado por la corriente de agua, quedando de esta forma el registro de dicho nivel.

Comercialmente se consiguen otros tipos de instrumentos hidrométricos que han sido diseñados y construidos en fibra de vidrio, por ejemplo un tubo de 1 metro de longitud, graduado

en centímetros y decímetros, con cinta adhesiva que al contacto con el agua cambia de color, indicando así la altura alcanzada.

El máxímetro se instala generalmente a continuación del penúltimo metro de mira, al igual que en el caso de los limnímetros, para su instalación se deben seguir los mismos patrones y requerimientos técnicos que garanticen una buena fijación y comodidad para realizar las lecturas con exactitud. Igualmente, debe ligarse topográficamente al mismo punto de referencia de las miras y el cero (0) del máxímetro debe coincidir con un valor del limnímetro que sea múltiplo de 0, es decir, 3.50, 4.00, 4.30, 4.70, 5.20, etc.

El mantenimiento del máxímetro es muy sencillo y solamente se necesita que los recipientes estén en buen estado. Después de una crecida se debe lavar el tubo y los vasos para evacuar el sedimento depositado. En el caso de tiza la placa se remarca, si se trata de cinta adhesiva esta se cambia y en los de huella (corcho), se lavan y se aplica la sustancia molida.

2.1.1.2. Limnicontrato

El limnicontrato o sonda indicadora de nivel, es un dispositivo simple constituido esencialmente por una polea, un contrapeso y un flotador unidos por un cordel o cable abscisado para facilitar la medición. Según el nivel de agua el cable se desplaza con relación a un punto de referencia, permitiendo así obtener la lectura de nivel (ver la figura 2.4).



Figura 2.4.

Construcción de un limnicontrato mediante tubería y cuerda que sostiene al flotador, el cual hace contacto con el nivel del agua del río Magdalena.

La instalación del limnicontrato se hace generalmente sobre barandas de puentes, en lugares que permitan medir toda la gama de variación de niveles. La parte fija de esta instalación es el punto de referencia y los demás elementos el observador los instala en el momento de la medida. El sitio elegido para el contacto del flotador con el agua debe estar alejado de la línea de velocidades máximas, para evitar la inclinación (ángulo) del cable por el arrastre del flotador. El limnicontrato también ha sido desarrollado como una unidad portátil para la rápida observación de niveles de pozos en aguas subterráneas. Existen varias clases de limnicontrato o sonda, siendo las más usadas la sonda Luminosa o eléctrica y la sonda de Presión.

2.1.1.3. Limnicontrato tipo sonda luminosa

El instrumento consiste en una cinta graduada que tiene un dispositivo al final, que al hacer contacto con el agua emite un impulso eléctrico encendiendo una lámpara de señal instalada en la bobina en donde se enrolla la cinta, además, este tipo de sonda puede enviar señal acústica. Son empleadas preferentemente en pozos con profundidades menores de 100 metros. Existen varias clases de sondas luminosas, las cuales varían su forma y tamaño según el constructor, pero el principio de funcionamiento es el mismo.

2.1.1.4. Sonda de presión con o sin terminal de datos

Este instrumento tiene bastante utilidad en la medición de niveles en pozos y sondeos en tubos de observación de agua subterránea, especialmente en pruebas de bombeo, es un elemento portátil a pesar de su construcción robusta.

La medición de nivel de agua se efectúa mediante una célula capacitiva de cerámica, sin aceite, que mide la presión hidrostática de la columna de agua a través de una membrana de presión que la transforma en señal eléctrica. Los valores medidos pueden ser leídos en una pantalla (display) o almacenados en un colector de datos incorporado en el cuerpo de la sonda. En este caso la forma de

obtener la información se hace a través de una unidad lectora que se conecta a la sonda y para manipular la información requiere un software especializado.

Normalmente estas sondas, eléctricas y de presión, se colocan en la parte superior de un punto de medición (pozo, tanque, tubo de observación, etc.) y con una sencilla manipulación se desciende el cable por medio de una manivela.

Mantenimiento: Para el buen funcionamiento y duración del instrumento, es importante la limpieza, especialmente del cable o de la cinta graduada, después de cada medición. La revisión de los contactos eléctricos antes de cada medida es determinante para el éxito de las mediciones; además, las partes móviles necesitan lubricación permanente.

2.1.2. Observación de registro continuo

Para el registro permanente de niveles se han diseñado mundialmente equipos automáticos denominados limnógrafos, los cuales para su operación y protección van instalados en estructuras metálicas y de concreto. Los costos de estos equipos limitan su operación, pero por eficacia y exactitud ha sido indispensable su instalación. En Colombia existen más de 400 estaciones hidrométricas dotadas con este tipo de instrumentos (ver las figuras 2.5 y 2.6).

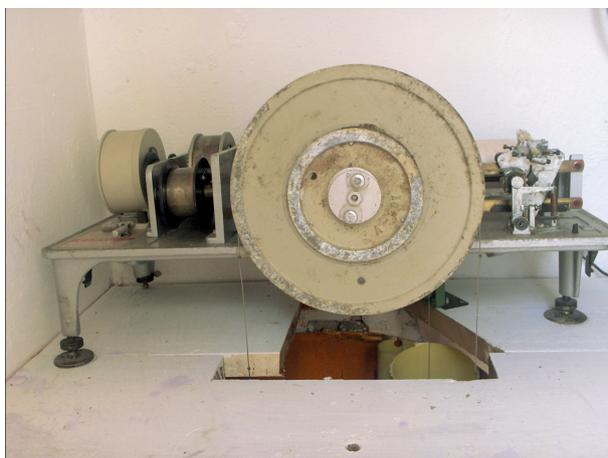


Figura 2.5

Muestra de un limnógrafo que dibuja los gráficos de los datos de niveles del agua en el río Magdalena, en Puerto Berrío.

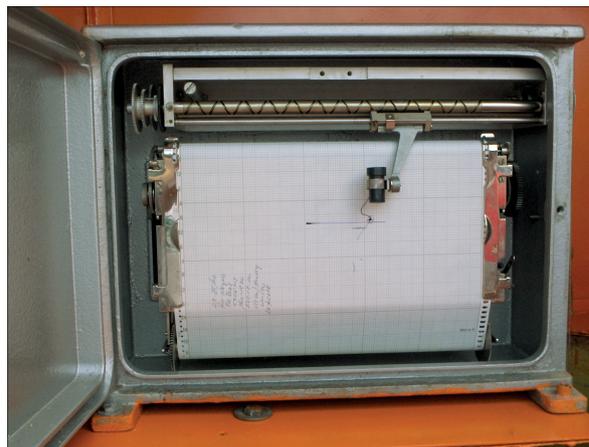


Figura 2.6

Muestra de un limnógrafo en posición vertical.

Sin embargo, en los últimos años las entidades oficiales y las empresas privadas, encargadas de estas redes de monitoreo, han emprendido la modernización de las mismas con equipos de última tecnología, ahorrando costos operativos, de procesamiento de datos, y disponiendo de la información de manera más oportuna, especialmente cuando el monitoreo se realiza en tiempo real, con base en sistemas telemétricos. En general, los equipos de registro continuo se clasifican en limnógrafos mecánicos y limnógrafos digitales.

2.1.2.1. Limnógrafo mecánico

Es un equipo que registra continuamente los niveles de agua en el transcurso del tiempo y está conformado fundamentalmente por tres dispositivos: el primero corresponde al elemento sensible, que puede ser un flotador y contrapeso o un manómetro, el segundo es el sistema que traduce a escala y registra los niveles del agua (eje helicoidal, poleas de escala y mecanismo de registro), y el tercero proporciona una escala de tiempo, basado en un mecanismo de relojería y alimentado mecánicamente (cuerda) o por medio de baterías (pilas de 6 voltios).

El mecanismo o instrumental viene protegido contra la humedad y los animales, instalado en una caja hermética y resistente que protege el conjunto contra las inclemencias del clima y la intervención de personas no autorizadas (ver las figuras 2.7, 2.8 y 2.9).



Figura 2.7

Muestra de la caja hermética en la cual se encuentra el limnógrafo debidamente protegido; se aprecia que el instrumento gira gracias a la polea que le comunica con el limnicontrato.

Funcionamiento: En este limnógrafo, el contacto con la superficie del agua se establece por medio del flotador, ligado a través de un cable provisto de contrapeso que acciona una polea. Cuando la instalación es directa a la corriente del agua o cuando hay pozo aquietador, el flotador se encuentra dentro del tubo cono o dentro de la estructura del pozo, conectado; en este último caso, hidráulicamente a la corriente por el

principio de los vasos comunicantes, a través de tuberías de aguas máximas, medias y mínimas.



Figura 2.8

Ubicación del limnógrafo en la parte interior de la estación.

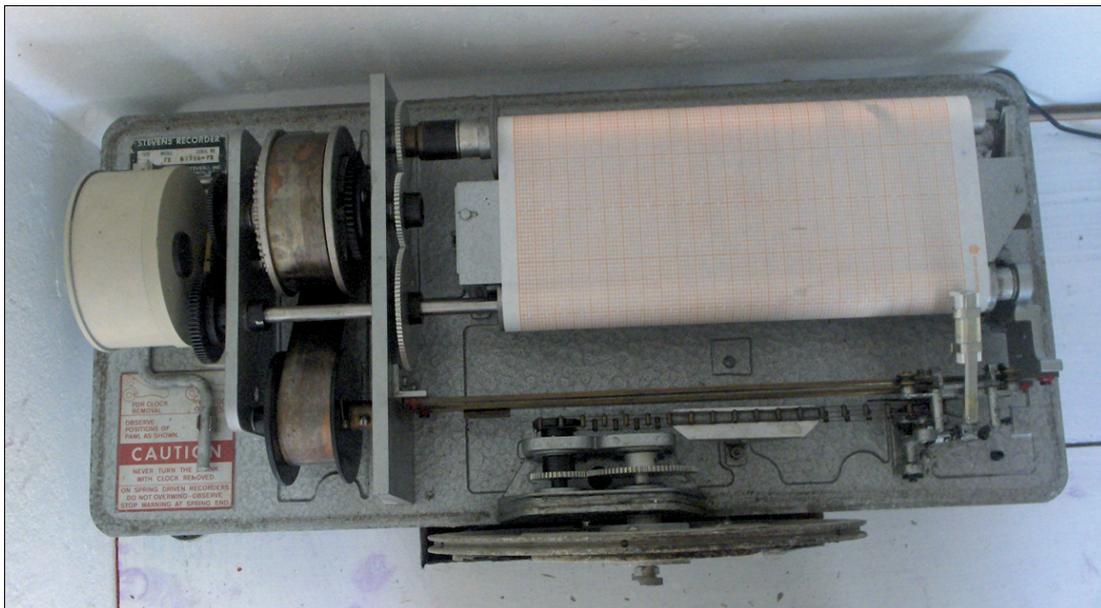


Figura 2.9

Vista desde arriba de la composición mecánica de un limnógrafo.

En el equipo manométrico, la presión del agua se transmite a través de una tubería que contiene gas el cual a su vez se acopla a un mecanismo de inscripción. Existe el limnógrafo manométrico estático, en el cual el gas permanece encerrado en la tubería, y el limnógrafo manométrico de burbujas, en el cual la tubería es alimentada con un leve flujo de gas que burbujea lentamente por su extremo abierto.

El limnógrafo manométrico estático funciona con base en aire y dispone de una bomba manual que sirve para reponer el aire que se pierde por fugas en la tubería. Al ser inyectado el aire a la tubería pasa por un medio disecante, como ácido sulfúrico. La parte terminal de la tubería, que se encuentra en contacto con la corriente, se halla abierta hacia abajo en forma de campana o bien cerrado con una colchoneta o vejiga compresible.

El limnógrafo manométrico de burbuja es alimentado a presión con un gas, generalmente Nitrógeno, que burbujea a través de la tubería, asegurándose así que permanezca libre de obstrucciones. Para asegurar el funcionamiento de este tipo de limnógrafo, se necesita un cilindro del gas especificado por el fabricante de los equipos.

Entre los mecanismos de registro gráfico utilizados para limnógrafos de flotador o de manómetro se encuentran los de tambor y los de banda. Los primeros tienen una duración de registro limitada por el tamaño del tambor y se fabrican habitualmente para una duración de 1 a 30 días. Los limnógrafos de banda tienen una cuerda o batería de larga duración mayor a 90 días y no exigen, dentro de este plazo, una fecha fija de inspección y cambio de papel. En cada inspección se recorta la parte registrada de la banda que transita de una bobina de alimentación a otra de recepción.

En el limnógrafo de banda el avance del papel es generalmente del orden de 2 mm por hora, y la altura útil de registro de 250 mm, pero muchos modelos de estos instrumentos contemplan la posibilidad de cambiar la velocidad de avance y la escala de medición por intercambio de en-

granajes y poleas. Los dos tipos de limnógrafo cuentan con un dispositivo que amplía indefinidamente el rango de registro de niveles y que se conoce con el nombre de inversor de escala, mediante el cual el registro no se detiene cuando llega al tope de la escala, sino que continúa registrando en sentido inverso.

La inscripción se realiza con lápiz o tinta sobre el papel corriente o por medio de un estilete sobre papel encerado, observando que los lápices o minas de grafito proporcionan un registro seguro pero poco nítido, por lo que generalmente se prefiere la inscripción con tinta. En los limnógrafos de tambor, de duración limitada, se usa frecuentemente una plumilla en forma de tetraedro que se recarga en cada inspección, en cambio, los limnógrafos de larga duración vienen provistos de una plumilla de tipo capilar unida a un depósito de tinta.

En ocasiones, el sistema de inscripción basado en tinta se convierte en fuente de perturbaciones por fallas de la plumilla; en estos casos se opta por un sistema de inscripción basado en un estilete que registra por presión sobre papel encerado de mayor costo, exigiendo además manipulación cuidadosa debido a que por su sensibilidad se originan registros ante cualquier presión que se haga sobre el mismo.

Alternativas como la satelital, transmisión de datos en tiempo real (momento de ocurrencia del evento), vía radio, teléfono o celular, han venido siendo acogidas por las Corporaciones Autónomas Regionales o las autoridades ambientales urbanas para el control hidrológico y la gestión ambiental incluyendo la prevención de desastres.

Mantenimiento: Siendo el limnógrafo un instrumento registrador automático, las intervenciones sobre él se limitan al servicio rutinario de verificar el buen funcionamiento y a ciertos ajustes de calibración en caso de necesidad. El inspector de estaciones hidrométricas se familiariza y debe llevar siempre consigo las herramientas, repuestos y otros materiales necesarios para la operación y buen mantenimiento de los mismos.



Para el funcionamiento permanente del equipo, con producción de datos de buena calidad, se requiere la disposición de operarios con buen conocimiento sobre la estructura y conformación de las partes del equipo y sobre el funcionamiento y relación entre esas partes. Adicionalmente del diseño y ejecución precisa de rutinas de operación y mantenimiento preventivo, que incluyen el cambio de la gráfica, dotación de tinta, revisión de plumilla, limpieza y lubricación general, revisión y relevo del soporte de energía, revisión del funcionamiento y calibración de las escalas de nivel y tiempo.

Descripción de equipos: Para facilitar el manejo de los equipos, con mayor porcentaje de utilización histórica en nuestro país, por parte del IDEAM y otras entidades que operan redes regionales o locales y sobre los cuales se tiene buena experiencia, se anexa a este capítulo la información general de ellos incluyendo aspectos operativos y de mantenimiento.

2.1.2.2. Limnígrafo digital

En circunstancias especiales, cuando se necesita información continua e inmediata sobre los niveles de una corriente, por requerimientos de operación de obras hidráulicas o por alarma ante crecidas, se acopla a los instrumentos registradores un sistema automático (ver la figura 2.10) que consta de un decodificador, un panel de sensores y una antena con alimentación de una batería, que es recargada a través de un panel solar. El dato colectado es transmitido a intervalos de tiempo (cada 4 horas) al satélite y este lo envía a una plataforma central de recepción instalada convenientemente en oficinas. Los datos recibidos se pueden manipular (consultar, graficar, hacer tratamiento estadístico) instantáneamente para su aplicación en diferentes tareas. Como ejemplo se tiene la red de alertas de los ríos Cauca y Magdalena que maneja el IDEAM, con centro de recepción en la sede del Instituto en Bogotá (IDEAM, 2005).



Figura 2.10

Imagen de una estación hidrológica con transmisión automática y satelital en el río Magdalena en Puerto Berrío.



Figura 2.11

Imagen de estación hidrológica con transmisión automática y satelital en el río Sogamoso, en Puente La Paz.

En cuencas de magnitud menor, en las cuales se facilitan las visitas frecuentes (mes), se utilizan equipos automáticos con funcionamiento digital, conformados por un sensor de presión hidrostática instalado en el fondo del canal, un cable que lleva la señal a un transformador de señales análogas en impulsos digitales, los cuales se almacenan en un Data Loger (memoria digital); la información almacenada en un período determinado, por ejemplo un mes, se transfiere mediante una interfase a un computador portátil y posteriormente se procesa, almacena y analiza utilizando un software especializado, diseñado por la casa fabricante del sistema.

En caso de requerirse información en tiempo real, el esquema anterior se adecua con un sistema de telecomunicaciones (vía radio, teléfono, celular, entre otros), que permite llevar los datos instantáneamente a la estación central de recepción, para su uso inmediato; por ejemplo, en alertas hidrológicas (prevención de desastres), operación de embalses, administración de acueductos o sistemas de riego y/o drenaje, así mismo, en labores de seguimiento y control que hacen parte de la gestión ambiental a cargo de las autoridades ambientales.



Figura 2.12

Imagen de un registrador automático de niveles del agua (RAN), en posición vertical.

A los equipos antiguos se les puede modificar el sistema de registro mecánico, por un sistema digital (RAN) que acumula los registros en memoria (Data Loger), para ser recogidos periódicamente con un computador portátil, o si se prefiere, para transmitirlos por un sistema telemétrico a la estación central de recepción.

Desde luego, en la actualidad el mayor suministro de limnógrafos a diferentes entidades oficiales y empresas particulares corresponde a la versión digital, por facilidades logísticas, economía representada en procesos automáticos de evaluación y en disponer de la información de inmediato (tiempo real) o en un corto plazo (horas), en el caso de transmisión vía satélite. En Colombia existen varias representaciones comerciales, que pueden ser contactadas vía internet, seleccionando el concepto hidrometría o monitoreo ambiental.

2.1.3. Instalación de estructuras para limnógrafo

Estas estructuras deben ser instaladas en la orilla más cercana a la profundidad máxima del cauce, para evitar que el elemento sensible (flotador o sensor automático)

quede en seco durante los periodos de estiaje. La instalación limnigráfica debe estar siempre acompañada de un sistema de miras para su control y calibración. Existen tres categorías o tipos principales de instalaciones limnigráficas: de tubo, de pozo y neumáticos.

2.1.3.1. Instalaciones de tubo

Este sistema es instalado directamente en el cauce del río sobre paredes verticales de roca, concreto o ladrillo, protegidos contra la fuerza de la corriente mediante aleta construida en concreto dentro del cauce (ver la figura 2.13).



Figura 2.13

Imagen de la instalación de tubos conductores al agua del río.

2.1.3.2. Instalaciones de pozo

Se instalan cuando las orillas son bajas e inclinadas, constituidas por materiales fácilmente excavables. El extremo superior del pozo debe quedar no menos de 1 m por encima del nivel máximo posible de las crecidas.

2.1.3.3. Neumáticos

Las instalaciones para limnigrafos neumáticos se construyen para gamas de variación de niveles muy grandes en condiciones que hacen muy difícil o costosa cualquier otra instalación. Consta de una caseta para albergar los instrumentos y un tubo de conexión entre el registrador y la co-

Figura 2.14
Instalación de pozo.



Es importante que el formato contenga la siguiente información: En la primera parte, corresponde al encabezado o la identificación, se debe colocar el mes y el año, el código, la categoría y el nombre de la estación, el nombre de la corriente o río y el nombre del observador. Además, el formato debe tener los espacios o casillas para que el observador pueda consignar las lecturas diarias de nivel a las 06 y 18 horas y las extraordinarias que corresponden a lecturas tomadas en horas diferentes de las establecidas, cuando hay una variación significativa de nivel, y las temperaturas observadas a esas mismas horas (06 y 18).

2.1.4.1. Verificación de la información obtenida en campo

Cuando el grupo de trabajo de campo (comisiones) visita la estación debe revisar cuidadosamente la información tomada por el observador haciendo el siguiente procedimiento: Presentarles un cordial saludo al observador y su familia, detalle muy importante para las buenas relaciones entre el observador y los miembros de la comisión y como muestra de respeto y motivación para el observador. Enseguida se le solicita al observador la libreta de datos diarios. Esta primera revisión permite determinar si hay cumplimiento o no en la toma completa y correcta de datos, si el caso es que no se está llevando correctamente este proceso, se debe adelantar acciones correctivas para evitar que se consignen datos que no corresponden a la realidad.

Si la estación es limnimétrica se debe revisar la secuencia de variación de los niveles con respecto a las características hidráulicas de la corriente o depósito de agua sobre la cual está ubicada la estación. Si es un río con régimen de montaña los niveles pueden presentar variaciones grandes durante el día como respuesta a las lluvias, mientras que si es un río de régimen aluvial o un depósito de agua, las variaciones son menores y presentan cambios suaves (secuencia escalonada); en ambos casos las variaciones serán mínimas cuando los datos corresponden al período seco o de estiaje.

Si la estación es limnigráfica se debe retirar la gráfica y hacer una primera evaluación para determinar adelantos o atrasos en la escala de tiempo; lo mismo, verificar si hay coincidencia entre el nivel registrado y el observado en la mira en el momento del retiro de la gráfica. Realizada esta actividad se procede en presencia del observador a plotear (colocar) las lecturas de mira y de maxímetro sobre la gráfica, permitiendo determinar la calidad de las lecturas de mira. En caso negativo, se hace el respectivo llamado de atención al observador y si el problema es recurrente y se presenta en un largo período, el valor de la toma de las lecturas no se cancela, dejando así sentado un precedente para que el observador corrija su actitud y los datos vuelvan a ser consistentes.

Cuando la comisión llega a su sede, habiendo realizado el procedimiento descrito, se le facilitará hacer la evaluación de los niveles observados o registrados. Seguidamente se hace la evaluación de la gráfica manualmente o mediante una mesa digitalizadora. A continuación se transcriben los datos al formato de niveles horarios y se procede a la grabación de los mismos, siguiendo las especificaciones e instrucciones técnicas del software utilizado por cada entidad. Cuando se han grabado los datos de cada estación se hace una impresión para confrontar los datos de salida contra los archivos de codificación y así corregir posibles errores de digitación.

2.2. CAUDAL

El caudal corresponde al volumen de agua que pasa instantáneamente por la sección de aforos en la unidad de tiempo y se expresa en metros cúbicos por segundo (m^3/s) o en litros por segundo (l/s), cuando se manejan pequeñas magnitudes. Las mediciones de caudal están orientadas a conocer las características geométricas e hidráulicas del cauce en diferentes estados hidrológicos, asociados con las temporadas de lluvias. El caudal en una corriente de agua es función del área de la sección de aforos (A) y de la velocidad media del flujo (V) y se obtiene mediante el producto de estas dos variables:

$$Q = V * A$$

Si la geometría del perfil de la sección de aforos no se modifica, la velocidad mantiene su comportamiento horizontal y en profundidad; por el contrario, si la geometría cambia se altera la relación nivel - área, en consecuencia, la velocidad cambia su comportamiento. Por esta razón, en la etapa de selección de la sección de aforos, primordialmente se busca que el cauce sea estable para que la velocidad no presente alteraciones, debido a cambios por sedimentación o socavación del lecho y/o los taludes.

2.2.1. Medición del caudal - aforo líquido

La medición de caudal (aforo) se debe realizar periódicamente, buscando cubrir toda la gama potencial de niveles, con el fin de obtener parejas nivel - caudal que faciliten la calibración de la sección de aforos, la cual se plasma en la curva de gastos o de calibración. Esta curva transformada en una expresión matemática (ecuación) o en una tabla obtenida por lectura de puntos sobre la curva y posterior interpolación, permite la conversión de niveles horarios en caudales horarios

El aforo es un procedimiento que consiste en realizar en campo, una serie de mediciones de factores de área en la sección transversal y de velocidad del agua y permite posteriormente calcular el caudal de una corriente, el cual está referenciado a un nivel de agua. En otros casos, la medición entrega resultados inmediatos para ser aplicados en actividades que así lo requieren.

El caudal se puede medir en un tiempo dado por diferentes métodos y la elección del método depende de las condiciones halladas en un emplazamiento en particular, observando que el de mayor aplicación práctica está basado en la medición de la velocidad y el área de la sección transversal de aforo.

2.2.1.1. Sección de aforos

Con el propósito de obtener mediciones confiables que faciliten la calibración total de la sección de aforos y que a su vez se tengan facilidades logísticas para el desplazamiento de las comisiones con los equipos de hidrometría, la

sección transversal debe cumplir los siguientes requerimientos técnicos y logísticos:

- La sección debe estar situada a un tramo recto de la corriente. En lo posible, la longitud del tramo tendrá un mínimo equivalente a cinco (5) veces el ancho de la sección.
- La corriente debe mostrar líneas de flujo uniformes y paralelas a las márgenes de la corriente e igualmente que sean normales a la sección transversal de aforos, de tal manera que la medición de la velocidad sea precisa para la obtención del caudal. Cualquier desviación en las líneas de flujo produce alteración en la magnitud, por cuanto vectorialmente no corresponde al 100% de la velocidad, sino a una componente de la misma.
- La sección debe ser profunda y tener márgenes naturales altas, para evitar desbordamientos en aguas máximas, con lo cual se garantiza la calibración de caudales máximos.
- La pendiente longitudinal del cauce debe ser uniforme, evitándose tramos con quiebres fuertes de pendiente que desequilibran la velocidad del flujo (Manning), así mismo áreas de aguas muertas y contracorrientes o remolinos.
- El lecho del río debe tener geometría regular, cauce estable y no tener obstáculos (troncos de árboles, grandes rocas, vegetación, etc.)
- Se debe evitar los lechos fangosos.
- La geología del terreno deberá facilitar la construcción de las obras para medición como tarabitas, puentes, pasarelas, etc.

Las anteriores consideraciones garantizan una buena definición y permanencia de la curva de calibración (relación nivel - caudal) de la sección de aforos, según la ecuación de Manning.

$$V = \left(S^{\frac{1}{2}} * R^{\frac{2}{3}} \right) / n$$

Donde:

V = Velocidad del agua; S = Gradiente hidráulico;

R = Radio hidráulico; y n = Coeficiente de rugosidad.

Para la ejecución de actividades, en las diferentes alternativas de medir el caudal, se desarrollan procedimientos, asociados con el estado de la corriente en el momento de la visita, específicamente la magnitud de la profundidad, el ancho, la velocidad, la disposición de estructuras de apoyo como puentes o tarabitas y el tipo de régimen de caudales predominante. Los diferentes procedimientos definen los tipos de aforo de la siguiente manera: Vadeo, Suspensión (puentes y tarabitas), Angular (sexante o tránsito), Bote cautivo, Lancha en movimiento

2.2.1.2. Aforo por vadeo

Se utiliza cuando la profundidad es menor de un metro (< 1 m) y la velocidad de la corriente menor de un metro por segundo (< 1 m/s). Estas condiciones permiten que los operarios y los equipos se metan al cauce con seguridad, garantizando de esta manera que la medición se realice con comodidad y sin riesgo.

Requerimientos:

- Cinta métrica
- Varillas de vadeo
- Contador de revoluciones
- Molinete o micromolinete
- Cartera de aforos y planillero
- Personal: dos técnicos (Inspector y aforador)

2.2.1.3. Aforo por suspensión

Cuando las condiciones del flujo (profundidad y/o velocidad) presentan amenaza para los operarios y equipos, es necesario realizar las mediciones desde un puente o una tarabita. Aquí los equipos van suspendidos desde un malacate o torno a través de un cable coaxial, que adicionalmente sirve para medir la profundidad en las diferentes abscisas de medición. Requerimientos:

- a) Malacate y tabla con polea
- b) Molinete completo incluido cola estabilizadora
- c) Contador de revoluciones
- d) Cartera de aforos y planillero
- e) Escandallos (pesas) de 30, 60, 75 y 100 kilos, a utilizar según el empuje del flujo
- f) Transportador para medición del ángulo de arrastre
- g) Personal: dos técnicos (Inspector y aforador)

2.2.1.4. Aforo angular

Aplicado en grandes ríos, cuando la definición del abscisado no se puede realizar por mediciones directas con cinta o con marcaciones indirectas registradas en puentes o tarabitas. Para este tipo de aforos es necesario el apoyo topográfico para ubicar, a través de la sección del río, la posición que debe tener la lancha en el momento de la actividad foronómica.

Requerimientos:

- a) Sección establecida y definida con mojones en las dos márgenes
- b) Jalones y banderolas de colores vivos (rojo, naranja o blanco)
- c) Sextante o tránsito
- d) Lancha con motor fuera de borda
- e) Malacate y tabla con polea
- f) Molinete completo incluido cola estabilizadora
- g) Contador de revoluciones
- h) Cartera de aforos y planillero
- i) Escandallos (pesas) de 30, 60, 75 y 100 kilos.
- j) Radios portátiles o celulares

- k) Personal requerido: Inspector de foros, aforador, motorista y auxiliar de topografía.

2.2.1.5. Aforo en bote cautivo

Aplicable en ríos o canales medianos, donde es posible tender una manila o cable de orilla a orilla, que sirve de apoyo a la embarcación para contrarrestar el empuje de la corriente.

Requerimientos:

- Definir la sección de aforo
- Bote
- Manila
- Malacate y tabla con polea
- Molinete completo incluido cola estabilizadora
- Contador de revoluciones
- Cartera de aforos y planillero
- Escandallos (pesas) de 30, 60, 75 y 100 kilos, a utilizar según el empuje del flujo. El mismo equipo de los aforos anteriores
- Personal: tres técnicos (inspector, aforador y motorista)

2.2.1.6. Aforo con lancha en movimiento

Frecuentemente, en ríos muy anchos y caudalosos, la aplicación de los métodos convencionales de aforo, no es la más apropiada por el costo y el tiempo. El fundamento del método de la lancha móvil es el mismo del procedimiento habitual de los aforos convencionales, se basa en la determinación de áreas parciales de secciones y las velocidades de la corriente del agua para dichas secciones. La diferencia radica en la manera de recoger los datos, por cuanto el hidromensurador viaja en un bote que se traslada de una orilla a otra en forma continua y a una velocidad constante.

En este método, el bote está equipado con un molinete y un giro-compás especial que indica el ángulo de la posición del eje del molinete,

puede ser la misma que lleva la embarcación, con respecto a la normal de la corriente. Las medidas se realizan atravesando el río a lo largo de una sección fija y normal a la corriente. Durante la travesía una ecosonda registra instantáneamente las profundidades de la sección transversal; así mismo, el molinete en operación continua mide las velocidades combinadas de la corriente y el bote. Se toman 30 ó 40 puntos de observación (verticales) a través del recorrido, anotando que la velocidad registrada en cada punto de observación de la sección transversal, es un vector que representa la velocidad relativa que pasa por el mecanismo del molinete.

Toda la actividad se realiza alineándose con señales (banderolas en colores vivos, para facilitar la ubicación y/o posicionamiento de la lancha) que se han colocado cuidadosamente en las orillas; generalmente se realizan alrededor de 6 travesías en direcciones opuestas y se hace el promedio para obtener el caudal.

Para la ejecución de aforos por el método de lancha móvil se requiere, como ya se explicó, fijar puntos en ambas orillas, los cuales definen la sección de aforos, los puntos de alineamiento y la base.

Para la determinación del ancho de la sección (W) se requiere fijar puntos en ambas orillas (P) y (C), en lo posible por fuera del nivel de aguas altas. Esta línea, sección de aforos, con la base C - D, debe ser construida de tal manera que el ángulo (β) se encuentre entre 15 y 75° para facilitar una mayor precisión tanto en el cálculo como en la localización del objetivo al momento de la observación. Para mayor instrucción de la forma como se debe desarrollar este proceso se debe ver el Anexo sobre "Hidrotopografía" de la Guía de monitoreo y seguimiento del agua (IDEAM, 2004, disponible en página web), sección de Aplicación de la planimetría - Aforos angulares.

El caudal se calcula de manera similar al método convencional área - velocidad, sumando los

productos de las áreas de los segmentos por las velocidades medias en cada sección parcial.

Como el molinete generalmente se sitúa un metro por debajo de la superficie, es necesario el uso de un coeficiente para ajustar la velocidad medida. En ríos grandes, el coeficiente es generalmente uniforme a través de la sección. Investigaciones efectuadas en varios ríos han mostrado que el coeficiente varía entre 0.9 y 0.92.

El método de lancha en movimiento proporciona una única medida del caudal, es decir una observación en la relación nivel descarga con una aproximación de más o menos del 5% para un 95% de nivel de confianza.

Requerimientos:

- a) Sección establecida con sus respectivos mojones
- b) Jalones y banderolas colores vivos (rojo, naranja o blanco)
- c) Lancha con motor fuera de borda
- d) Molinete completo
- e) Contador
- f) Soporte para fijación del molinete
- g) Ecosonda
- h) Batería de 12 voltios
- i) Cartera de aforos y planillero
- j) Cronómetro
- k) Tránsito o sextante
- l) Personal Requerido: Cuatro técnicos (Inspector, aforador, auxiliar técnico y motorista).

2.2.2. Instalaciones e instrumentos de apoyo

Para facilitar la ejecución de aforos de caudal y sedimentos, en sectores de corrientes donde no es viable realizar el aforo por vadeo, por la carencia especialmente de puentes, es necesario construir otro tipo de estructuras que sirvan de

apoyo para tomar mediciones de área, velocidad y muestras puntuales de sedimentos. Principalmente se habla de puentes hidrométricos y tarabitas, que se construyen y diseñan considerando la altura y pendiente de los taludes de los cauces.

2.2.2.1. Puentes hidrométricos y tarabitas

Son instalaciones necesarias para realizar aforos líquidos, sólidos, tomar muestras para calidad de agua entre otras. El puente hidrométrico debe quedar como mínimo 1 m. por encima del nivel máximo histórico, con objeto de evitar daños durante avenidas y para ofrecer condiciones óptimas de aforo. Igualmente, debe construirse perpendicular al eje de la línea de la corriente del agua. Las estructuras deben ser lo más rígidas posibles y diseñadas para resistir cargas hasta de 1.000 kg, con el fin de que al momento de realizar las mediciones hidrométricas tengan el menor movimiento (ver la figura 2.16).



Figura 2.16

Imagen de un puente que comunica con la estructura de la estación, en río Magdalena – Nariño.



Figura 2.17

Imagen de la realización de mediciones hidrométricas desde un puente (Área Operativa del IDEAM con sede en Medellín) – Municipio Río Negro.



Figura 2.18

Estación hidrológica ubicada a una orilla de un puente, se aprecia una tarabita (margen izquierda) adicional para los aforos.

La construcción de cables y canastillas (que en su conjunto conforma una Tarabita) debe tener ciertas condiciones entre las cuales se destacan las siguientes:

- a) El soporte inferior de la canastilla no debe tocar en ningún momento la superficie del agua, para lo cual es importante definir la altura máxima que han alcanzado las crecientes del río.
- b) El cable o los cables deben formar con la horizontal una catenaria del 2% de la longitud del ancho, es decir, para 100 metros sería de dos metros, valor que se debe tener en cuenta en el momento de diseñar la altura de los pórticos de la tarabita.
- c) El sistema constituido por cables, tensores, anclajes y canastilla debe poder soportar cargas móviles hasta de 500 kg., y sus componentes deben estar convenientemente protegidas contra la corrosión de la intemperie.
- d) En función del ancho de la sección de aforos, las tarabitas pueden ser monofilares o bifilares, es decir tener uno o dos cables de apoyo para el desplazamiento de la canastilla.

2.2.2.2. Cables e instalaciones de orilla

Este tipo de instalaciones se realizan cuando se carece de puentes hidrométricos y tarabitas para aforar y además no es recomendable su instalación por convertirse en un obstáculo en corrientes navegables.

El ancho máximo para instalar el sistema de aforos desde la orilla es de 100 m; pero además se debe contar con taludes altos, de tal manera que el valor de la catenaria de los cables que conforman la estructura no vayan a rozar la lámina del agua en el momento del aforo.

La instalación de este tipo de aforos desde la orilla permite al malacate tener una doble funcionalidad que consiste en los desplazamientos horizontales y verticales dirigidos desde un mismo sitio. Igualmente, se pueden considerar menos costosos que una estación convencional ya que por fácil traslado y operabilidad se puede

trabajar, con una misma estructura, varias estaciones.

2.2.2.3. Molinetes

Los molinetes generalmente utilizados son el de cazoletas, con eje vertical, y el de hélice, de eje horizontal, las revoluciones se registran en un contador, el cual por cada giro recibe un impulso eléctrico, originado en la cámara de contactos.

Los molinetes se adquieren y calibran a fin de cubrir la gama potencial de velocidades de flujo. La relación entre velocidad del flujo y la velocidad de rotor se expresa en revoluciones por segundo. Los molinetes pueden calibrarse individualmente, o pueden ser calibrados en conjunto; para la primera opción un molinete puede tener una calibración individual en caso que la relación de velocidad - efecto esté basada en una calibración de ese molinete en particular; en caso contrario un fabricante puede suministrar una calibración en conjunto para un determinado tipo de molinete, a condición que la fabricación sea homogénea y se haya realizado un suficiente número de calibraciones individuales, bajo condiciones controladas de modo que se garantice la calibración estándar.

A los efectos de la confiabilidad de las curvas de calibración y las ecuaciones pertinentes, el fabricante y/o las autoridades en calibración, deberán fijar los límites de tolerancia en el 95% del nivel de confianza.

En los casos en que se realice un calibrado individual, se debe suministrar una tabla o curva de calibración y la fórmula correspondiente, junto con el molinete, debiéndose registrar para el mismo sus límites reales de calibración; los molinetes calibrados individualmente no deben ser recalibrados, así lo recomiendan fabricantes SEBA Hidrometrie y A.OOT Kempten, quienes argumentan que cada hélice tiene una única ecuación y en caso de averiarse o deformarse es mejor cambiar dicha hélice. En 1984 el HIMAT le solicitó al ingeniero Joachim Weiss, asesor de la GTZ, realizar una investigación en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional, concluyendo que se debía suspender la recalibración de los correntómetros.

La velocidad se determina en uno o más puntos de la vertical, contando en cada punto las revoluciones del rotor en un lapso no inferior a los 50 segundos. Si se sabe que la velocidad del agua está sujeta a pulsaciones periódicas, es recomendable que el molinete se exponga en cada punto de la nueva sección, durante un período mínimo de 3 minutos.

El molinete debe sostenerse en la posición deseada, por medio de una varilla de vadeo en el caso de los canales de poca profundidad, o se debe suspender de un cable coaxial desde un puente o embarcación. Cuando se utiliza una embarcación, el molinete debe emplazarse de manera que no se vea afectado por las perturbaciones que sufre el flujo, las cuales son originadas por la obstrucción que causa esta embarcación; una vez que se haya colocado el molinete en el punto seleccionado de la vertical, se le orientará en dirección de la corriente antes de comenzar las mediciones, si no se puede evitar el flujo oblicuo, se debe medir el ángulo que forma la dirección del flujo normal con respecto a la sección transversal y hacer la corrección de la velocidad medida.

Se han diseñado instrumentos especiales para medir el ángulo y la velocidad en un punto simultáneamente; sin embargo, en los casos en que no se cuente con estos instrumentos y el viento es insignificante, se debe considerar que el ángulo del flujo a través de la vertical es el mismo que el que se observa en la superficie. Si el ángulo medido con respecto a la normal es diferente a 90° , entonces la velocidad es:

$$V_{\text{normal}} = V_{\text{medida}} \times \cos \alpha$$

El molinete debe extraerse del agua a intervalos para ser examinado, generalmente cuando se pasa de una vertical a otra; en la cercanía de la velocidad mínima de uso, el error en la determinación de la velocidad se incrementa apreciablemente con molinetes corrientes, observando que la velocidad mínima para velocidades confiables es 0,15 m/s. Los molinetes especiales que permiten la realización de mediciones confiables por debajo de la velocidad, pueden ser

utilizados si han sido ensayados en esta escala de velocidades respecto a su repetición y precisión, antes de la medición.

El eje horizontal del molinete no debe estar situado a una distancia menor que una vez o una vez y media la altura del rotor con respecto a la superficie del agua, ni deberá estar a una distancia menor que tres veces la altura del rotor desde la parte inferior del canal; además, ninguna parte del molinete deberá rozar la superficie del agua.

2.2.2.4. Otros sensores¹

Existen en el mercado sensores de medición directa basados en el principio de inducción magnética o térmica u otra, que se emplean para el rango desde velocidades cerca de 0 m/s., hasta 2.5 m/s., y para profundidades desde 3 cm. Estos sensores se calibran individualmente en el laboratorio, para rangos distintos de velocidad (0 m/s - 1.5 m/s y >1.5 m/s). Pueden ser robustos a prueba de impactos, no tienen piezas móviles, es decir no presenta desgaste.

El valor medido se indica directamente en la pantalla del registrador de velocidades y es igualmente confiable independiente de las características físicas, químicas y biológicas del agua. Su principio de funcionamiento se basa en la ley de Faraday que dice que si un medio electroconductor se desplaza en un campo magnético, una tensión inducirá dicho conductor; por lo tanto la tensión de salida es proporcionalmente lineal a la velocidad del conductor eléctrico (corriente de agua).

2.2.3. Formas de medir el caudal

Para la medición del caudal en una corriente se han desarrollado diversos procedimientos que se aplican según el tamaño del cauce, la magnitud del caudal, las características hidráulicas del flujo, la necesidad de contar con datos inmediatos o a corto plazo, la viabilidad de visitar los sitios de medición con mayor o menor frecuencia, dependiendo de las distancias y recursos

¹ OTT - Hidrometrie, Catálogo. sensores de medición.

logísticos, entre otros. Las distintas formas se resumen así:

- a) Aforo Volumétrico
- b) Aforo por medición de área y velocidad: Vadeo, Angular (sextante o tránsito), Bote cautivo, Lancha en movimiento
- c) Aforo por dilución de trazadores
- d) Estructuras aforadoras.

2.2.3.1. Aforo volumétrico

Cuando se trate de medir caudales pequeños en condiciones que no permitan el uso del molinete, o no se cuente con este equipo, se utiliza el aforo volumétrico, que consiste sencillamente en recolectar en un recipiente previamente calibrado, un volumen de agua conocido y tomar con precisión el tiempo de recolección, preferiblemente con cronómetro.

Se recomienda utilizarlo en corrientes pequeñas, en las cuales se pueda coleccionar en un recipiente calibrado el 100% del flujo a medir. La calibración del recipiente y el tiempo de recolección deben ser muy precisos para garantizar la buena calidad de la medición del caudal. Para tal efecto, se recurre a recipientes de uso común como un balde o caneca que tenga registros de volumen; en otros casos el aforo se realiza en tanques de mayor tamaño que tengan dimensiones precisas, de tal manera que mediante la medición de un diferencial de nivel se determina un incremento de volumen y tomando el tiempo de incremento de volumen se puede calcular directamente el caudal que lleva la corriente o el canal.

La calidad de la medición depende del cuidado que se tenga en las maniobras, por ejemplo que ingrese al recipiente el 100% del flujo, es decir que no se presenten pérdidas y que la medición del tiempo sea muy exacta, para lo cual en algunos casos es necesario adelantar adecuaciones en el cauce con el propósito de transportar el total del flujo al recipiente mediante ayudas adicionales, por ejemplo una caña (media) o una canaleta, según la magnitud del caudal. El caudal se obtiene por la relación entre el volumen re-

colectado en litros y el tiempo correspondiente en segundos:

$$Q = \text{Volumen} / \text{Tiempo}$$

Requerimientos:

- a) Definir y adecuar sección
- b) Canaleta para conducción del flujo al recipiente
- c) Recipiente (balde, caneca, tanque) aforado en litros
- d) Cronómetro
- e) Cartera de aforos y planillero
- f) Personal: un técnico (Aforador).

2.2.3.2. Aforo área - velocidad

Dado que el caudal es función del área de la sección y la velocidad media del flujo, este procedimiento se basa en la determinación de estas variables. Este sistema de aforo es el de mayor uso y requiere que el flujo tenga un comportamiento laminar y que las líneas de flujo sean normales a la sección transversal de aforo.

La precisión de las mediciones del caudal depende en gran parte del número de verticales que se tomen para la ejecución de las mediciones para el aforo, profundidad, velocidad, toma de muestras de agua, etc. Las abscisas de observación se deben definir de modo que se pueda precisar la variación de la configuración del lecho de la corriente y la variación vertical y horizontal de la velocidad. En general, la distancia entre verticales debe ser aquella que defina secciones parciales, por las cuales no pase más del 10% del caudal total. Para cumplir tal requerimiento técnico, se recomienda tomar entre doce y quince verticales, dependiendo de la uniformidad del fondo del cauce. Posteriormente, se puede reducir o aumentar el número de estas, de tal forma que se cumpla con las recomendaciones pertinentes.

En las primeras mediciones, que se realizan en una nueva estación hidrométrica, se debe aumentar el número de verticales, con el fin de ir

conociendo en detalle la distribución de profundidades y velocidades a lo ancho de la sección de aforos, para posteriormente ajustar (reducir) el abscisado, si las condiciones lo permiten.

El ancho de cada sección parcial se denomina ancho parcial y corresponde a la distancia existente entre dos verticales de medición consecutivas. Normalmente son iguales a lo ancho del cauce, sin embargo, si el fondo del cauce es irregular deberá reducirse en los sectores más profundos para cumplir con la norma que establece que los caudales parciales deben ser inferiores al 10% del caudal total.

Normalmente, la posición horizontal de los puntos de observación se determina con el auxilio de una cinta métrica que se tiende provisionalmente a través del río, o también de marcas semipermanentes pintadas en la baranda de un puente o en un cable de suspensión (tarabita), y referidas a partir de un punto fijo en la orilla (PR).

En el caso de aforos angulares, el posicionamiento de las abscisas se realiza con apoyo topográfico desde una de las orillas, para lo cual es necesario definir y delimitar con mojones una distancia fija, denominada BASE, paralela a la margen del río y que sea menos vulnerable a las inundaciones. Otra alternativa es mediante la utilización de equipos de geoposicionamiento, (GPS). El ancho total de la sección de aforos se encuentra sumando los anchos parciales.

La profundidad total es la distancia en metros que existe en cada una de las verticales de medición entre la superficie del agua y el lecho de la corriente². La sección de aforos se fracciona en un número de franjas, limitada cada una de ellas por dos verticales adyacentes, siendo P1 y P2, las profundidades correspondientes.

Cuando se realizan aforos por vadeo, las profundidades de medición de velocidades se toman desde la superficie hacia el fondo usando una varilla graduada que se apoya en el lecho de la corriente.

En el aforo por suspensión se utiliza el sistema de malacate de tambor con cable coaxial, escandallo y molinete ya incorporado para la medición, descendiendo hasta que el eje del molinete (centro de la hélice) quede a ras con la superficie del agua y en este momento se coloca en ceros el contador de profundidad. Seguidamente se sumergirá el escandallo hasta que toque el lecho del río, lo cual se nota por el destemplamiento del cable, se registrará, entonces, la profundidad que muestra el contador del malacate, cuidando que el cable de suspensión del equipo no pierda tensión para garantizar que el escandallo efectivamente esté en contacto con el fondo.

Para aumentar la precisión de las mediciones de la profundidad, el escandallo puede proveerse de un dispositivo eléctrico que envíe directamente una señal tan pronto como la parte inferior del escandallo haga contacto con el lecho del río.

La profundidad media de la sección es el promedio de las dos profundidades sucesivas y así para cada una de las secciones parciales

$$P_{\text{media}} = \left(\frac{P_1 + P_2}{2} \right)$$

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, la medición de la profundidad para corrientes poco profundas se realiza con la varilla de vadeo y para profundidades mayores con una pesa suspendida desde un malacate o torno hidrométrico.

Cuando se tiene ángulo de arrastre se debe hacer una corrección especial³. Si el escandallo no pesa lo suficiente para mantenerse perpendicular a la superficie del agua, el molinete es arrastrado por la corriente y en tal situación el cable se aleja de la posición vertical normal, en consecuencia las mediciones de profundidad se deben corregir.

² KLOHN Wulf. Instrucciones para aforar con molinete. SCM. 1973.

³ ORDOÑEZ S, Julio. Hidrología para Hidromensores. Partes I - II. SCM. 1975.
RODRIGUEZ B, Guillermo. Aforos por Suspensión con Ángulo de Arrastre. SCM. 1975.

Los factores de corrección que se aplican tienen en cuenta, tanto el ángulo de inclinación del cable en relación con la vertical, como la curvatura de la parte sumergida de este, debido a la presión de la masa de agua en movimiento. El procedimiento consiste en medir con un transportador el ángulo de arrastre (φ) y las correcciones se aplican cuando sea superior a 8° , redondeando el resultado al grado más próximo y teniendo en cuenta que de ninguna manera este ángulo (φ) debe ser superior a 30° .

A continuación se expone el método que se utiliza para rectificar la profundidad registrada en función del ángulo de arrastre, no obstante, la precisión de las mediciones puede aumentarse lastrando la sonda con el peso necesario para mantenerla en una posición casi vertical. La relación entre la profundidad exacta (d) y la profundidad registrada (d_{ob}), basada en el ángulo (φ) medido y en la distancia entre la superficie del agua y el punto de suspensión de la línea de sondeo (x), es la siguiente:

$$d = [d_{ob} - x(\sec \varphi - 1)] [1 - k]$$

Los valores de k , que se dan en la tabla 2.1 están basados en el supuesto que la presión de arrastre ejercida sobre el escandallo, en la capa de agua relativamente tranquila próxima al fondo pueda despreciarse y que la línea de suspensión y el escandallo están diseñados de modo que ofrezcan poca resistencia a la corriente. Las incertidumbres de esta estimación son tales que, si el ángulo que la línea de suspensión forma con la vertical es superior a 30° , pueden producirse errores importantes y en ese caso se debe emplear un escandallo de más peso.

φ°	k	φ°	k	φ°	k
4	0,0006	14	0,0098	24	0,0296
6	0,0016	16	0,0128	26	0,035
8	0,0032	18	0,0164	28	0,0408
10	0,005	20	0,0204	30	0,0472
12	0,0072	22	0,0248	32	0,0544

Tabla 2.1.

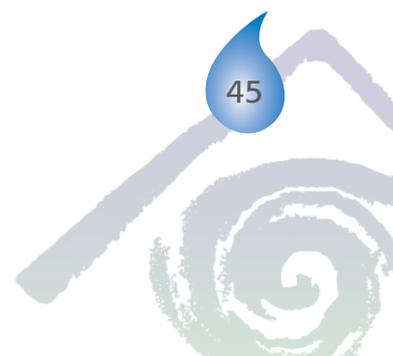
Factor de corrección K para valores dados de (φ). Fuente: Guía de prácticas hidrológicas OMM (1994) - N° 168.

Otra forma de calcular la profundidad exacta en función del ángulo φ° , la altura de suspensión x y línea sumergida PT , es calculando las correcciones C_1 y C_2 .

$$X_{\text{corregida}} = x(\text{Sec} \varphi - 1) \quad \text{ó} \quad x \left(\frac{1}{\text{Cos } \varphi} - 1 \right) = C_1$$

C_2 se obtiene directamente de la Tabla 2.2.

Las marcas agregadas al cable de sondeo a intervalos predeterminados, se pueden utilizar también para determinar la longitud de la línea de sondeo bajo el agua. Esto elimina la necesidad de calcular la parte seca de la línea de la ecuación de corrección citada anteriormente.



$\frac{\phi}{PT}$	8°	10°	12°	14°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°
1		0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05
2	0.01	0.01	0.01	0.02	0.03	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.10
3	0.01	0.02	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15
4	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.07	0.08	0.10	0.12	0.14	0.17	0.19
5	0.02	0.03	0.04	0.05	0.07	0.08	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21	0.24
6	0.02	0.03	0.04	0.06	0.08	0.10	0.13	0.15	0.18	0.22	0.25	0.29
7	0.02	0.04	0.05	0.07	0.09	0.12	0.15	0.17	0.21	0.25	0.29	0.34
8	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.13	0.17	0.20	0.24	0.29	0.34	0.39
9	0.03	0.05	0.06	0.09	0.12	0.15	0.19	0.23	0.27	0.32	0.38	0.44
10	0.03	0.05	0.07	0.10	0.13	0.17	0.21	0.26	0.31	0.36	0.42	0.48
11	0.03	0.06	0.08	0.10	0.14	0.18	0.23	0.28	0.34	0.40	0.46	0.53
12	0.04	0.06	0.08	0.11	0.16	0.20	0.25	0.31	0.37	0.43	0.50	0.58
13	0.04	0.07	0.09	0.12	0.17	0.21	0.27	0.33	0.40	0.47	0.55	0.63
14	0.04	0.07	0.10	0.13	0.18	0.23	0.29	0.36	0.43	0.50	0.59	0.68
15	0.05	0.08	0.11	0.14	0.20	0.25	0.32	0.38	0.46	0.54	0.63	0.73
16	0.05	0.08	0.11	0.15	0.21	0.26	0.34	0.41	0.49	0.58	0.67	0.78
17	0.05	0.09	0.12	0.16	0.22	0.28	0.36	0.43	0.52	0.61	0.71	0.82
18	0.05	0.09	0.13	0.17	0.23	0.30	0.38	0.46	0.55	0.65	0.76	0.87
19	0.06	0.10	0.13	0.18	0.25	0.31	0.40	0.48	0.58	0.68	0.80	0.92
20	0.06	0.10	0.14	0.19	0.26	0.33	0.42	0.51	0.61	0.72	0.84	0.97

Tabla 2.2.

Corrección por longitud de Cable Sumergido - C2.

Fuente: Servicio Colombiano de Hidrología y Meteorología- SCHM.

2.2.3.2.1. Procedimiento en campo

Se coloca en "ceros" el contador del malacate. Se hace descender el escandallo hasta tocar la superficie del agua y se anota la lectura del contador del malacate. Al anterior valor se le suma la constante ΔH (distancia entre el eje del molinete y la base del escandallo), encontrando el valor que corresponde a la altura de suspensión (x).

Se coloca nuevamente en "ceros" el contador del malacate. Se sumerge el conjunto hidrométrico hasta que el escandallo toque el lecho de la corriente, lo cual se verifica con la pérdida de tensión del cable. Se anota la lectura (dob) observada en el contador del malacate más la constante ΔH . En esta posición se mide el ángulo que forma el cable con respecto a la vertical, ángulo de arrastre ϕ con los valores de altura de suspensión y ángulo de arrastre se calcula la corrección C1.

Se resta C1 al valor de (dob) y el resultado corresponde a la línea sumergida - PT. Las profundidades de aforo se calculan tomando los porcentajes correspondientes al método del aforo, directamente de la línea sumergida - PT, ya que cualquier valor de porcentaje tomado sobre la hipotenusa PT, corresponde al mismo valor de la profundidad tomada en d.

Se toman las velocidades en los puntos calculados (profundidades de aforo), teniendo el cuidado de sumar la corrección C1, para tomar correctamente las profun-



didades. Cuando se realizan mediciones superficiales, no se debe sumar la corrección C1, ya que el ángulo de arrastre se reduce notablemente.

Con los valores de PT y ϕ se calcula la corrección C2, longitud de cable sumergido, el cual se resta de la longitud PT, encontrando así la profundidad total d. Ejemplo: Calcular los valores de profundidad de aforo (PA) y profundidad total (PT) con los siguientes datos:

Método	Superficial - 0.2 - 0.8
Constante o ΔH	0.25 m.
Altura de suspensión	20.80 m.
Angulo de arrastre	25°
(dob)	15.65 m.

Reemplazando en la ecuación inicial tenemos la profundidad rectificada d:

$$d = 15.65 - 20.8 \times (\sec 25^\circ - 1) * (1 - 0.0323) \Rightarrow d = (15.65 - 2.15026) * 0.9677$$

$$d = 13.06 \text{ m.}$$

Para hallar las profundidades de aforo (PA) se calcula C1 y para la profundidad real (d) C2

$$C1 = 20.8 \left(\frac{1}{\cos 25^\circ} - 1 \right) \Rightarrow C1 = 2.15 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow PT = \text{dob} - C1 \Rightarrow 15.65 - 2.15 = 13.50 \text{ m}$$

Entonces profundidad de aforo (PA) para:

$$0.2 = 13.50 \text{ m.} \times 0.2 = 2.70 \text{ m.}$$

$$0.8 = 13.50 \text{ m.} \times 0.8 = 10.80 \text{ m.}$$

Los valores que se deben leer en el contador del malacate para tomar las velocidades son:

$$PA (0.2) + C1 = 4.85 \text{ m.}$$

$$PA (0.8) + C1 = 12.95 \text{ m.}$$

Obsérvese que cualquier valor tomado sobre la hipotenusa PT corresponde al mismo valor de profundidad tomado sobre PR. Esta es la razón por la cual se suma la corrección C1. Para el caso ingresando con el ángulo (25°) y la longitud de la línea sumergida, tenemos que C2 es igual a 0.45 m. Entonces el valor de profundidad total d a codificar en el formato de campo es:

$$d = 13.50 \text{ m} - 0.45 \text{ m.} = 13.05 \text{ m.}$$

2.2.3.2.2. Cálculo del área parcial y total

El área de una sección parcial corresponde a la superficie de cada tramo en que se ha dividido el cauce y se encuentra multiplicando la profundidad media por el ancho parcial.

$$A_p = P_{\text{media}} * a_p$$

El área total de la sección de aforos se obtiene sumando las áreas de las secciones parciales.

2.2.3.2.3. Medición de la velocidad puntual del agua

En el mercado nacional e internacional se dispone de diversos equipos diseñados para medir la velocidad del agua en diferentes puntos del cauce de la corriente, a lo ancho y en profundidad. Tradicionalmente, el dispositivo de velocidad lo constituye una hélice que gira al recibir el empuje horizontal de las líneas de flujo, midiendo el número de revoluciones en un tiempo determinado; la relación entre las revoluciones y el tiempo se denomina frecuencia, factor que se lleva a la ecuación de calibración del equipo para obtener la velocidad en un punto de la sección de aforos.

2.2.3.2.4. Determinación de la velocidad media en la vertical

La velocidad media del agua en cada vertical puede determinarse mediante métodos que se aplican dependiendo de la profundidad de la lámina de agua, de las condiciones del lecho, de la distribución de la velocidad en profundidad, del grado de precisión que se quiere y del tiempo disponible. Los métodos se establecen teniendo en cuenta el porcentaje de profundidad en los cuales se posiciona la hélice del molinete para tomar velocidades puntuales en función del número de revoluciones y el tiempo de muestreo.

2.2.3.2.5. Método de un punto (60%)

Se realiza la observación de velocidad en cada vertical colocando el molinete al 60% de la profundidad total por debajo de la superficie (ver la figura 2.19). El valor obtenido se considerará como la velocidad media de la vertical. Este método se emplea en secciones de poca profundidad, pero no menores a 40 centímetros, para evitar que la hélice del molinete roce con el fondo del cauce o con cualquier elemento que se encuentre en él. Para profundidades menores la velocidad obtenida al 50% es representativa para utilizarla en el cálculo del aforo.

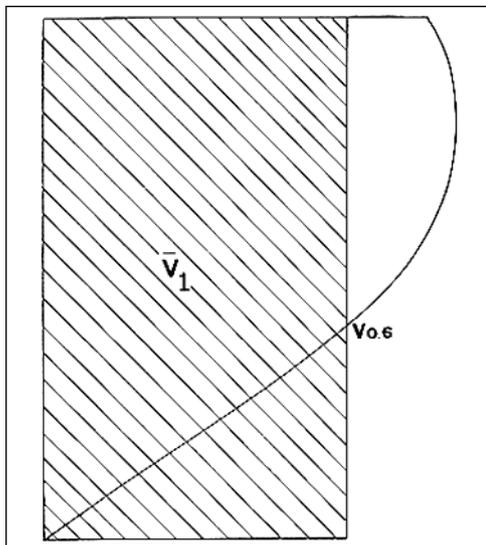


Figura 2.19.

Ilustración del método de un punto (al 60%)

2.2.3.2.6. Método de dos puntos (20 - 80%)

Las observaciones de velocidad se hacen en cada vertical colocando el molinete al 20 y 80% de la profundidad total por debajo de la superficie (ver la figura 2.20). El promedio de los dos valores puede considerarse como velocidad media en la vertical. Este método es el más empleado y se usa cuando ya se conoce el comportamiento de la velocidad en la sección, obtenido mediante mediciones detalladas en los primeros aforos.

$$V_{media} = (V_{0.2} + V_{0.8}) / 2$$

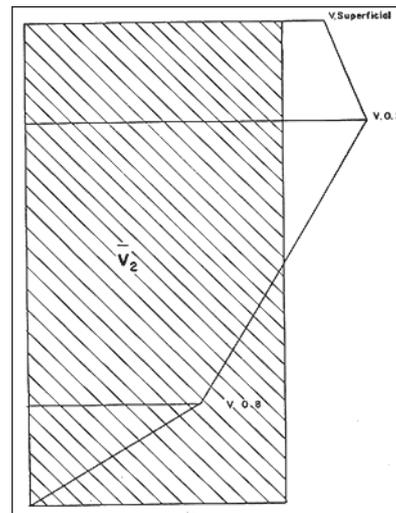


Figura 2.20.

Ilustración del método de dos puntos (al 20 y 80%)

2.2.3.2.7. Método de tres puntos (20 - 60 - 80%)

Las observaciones de velocidad se realizan ubicando el molinete en cada vertical al 20, 60 y 80% de la profundidad total (ver la figura 2.21). El promedio para este método se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_{media} = 0.25(V_{0.2} + 2V_{0.6} + V_{0.8})$$

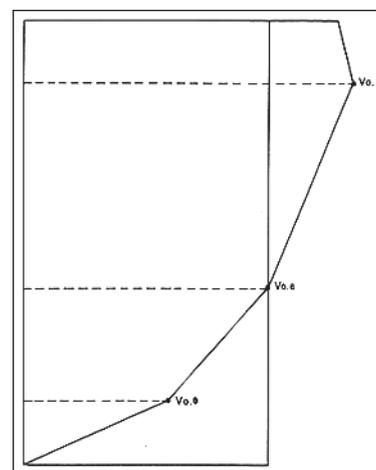


Figura 2.21

Ilustración del método en tres puntos (20 - 60 - 80%)

Este método se utiliza cuando la velocidad del 80% es insegura a causa de la turbulencia y no se ajusta a la tendencia normal de la velocidad en la vertical, entonces se incluye una medición al 60% para obtener más detalle y ajustar el promedio de la abscisa. Se observa que a la velocidad del 60% se le da un factor de ponderación doble con respecto al 20 y 80%, por la mayor representatividad que tiene esta velocidad en la distribución vertical.

2.2.3.2.8. Método de cinco puntos (superficie - 20 - 60 - 80% - fondo)

Cuando el cauce está libre de vegetación acuática y se quiere conocer el comportamiento de la velocidad media en la vertical de una manera más exacta se utiliza el método de los cinco puntos. Este se aplica ubicando el molinete en la superficie, al 20, 60 y 80% y fondo, dándole diferentes pesos a cada uno de los porcentajes referidos como se observa en la ecuación. Cuando se sitúa el correntómetro en superficie y fondo, este no debe quedar ni por fuera de la superficie del agua ni rozando el fondo del cauce (ver la figura 2.22).

La velocidad media se determina a partir de la ecuación:

$$V_{\text{media}} = 0.1(V_{\text{super}} + 3V_{0.2} + 2V_{0.6} + 3V_{0.8} + V_{\text{fondo}})$$

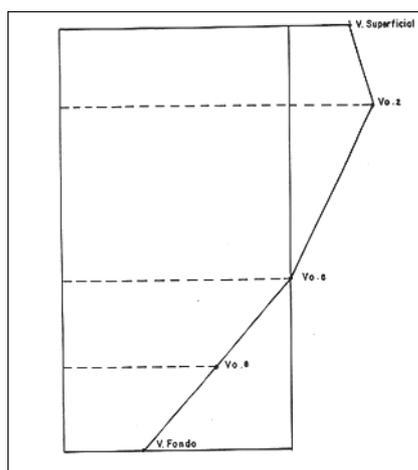


Figura 2.22

Ilustración del método en cinco puntos (superficie - 20 - 60 - 80% - fondo)

2.2.3.2.9. Método puntual (once puntos)

Es recomendado utilizar este método cuando se afora por primera vez en una corriente, para conocer en detalle la distribución vertical de la velocidad y verificar su evolución en cada abscisa. En grandes ríos que mantienen láminas de agua de gran magnitud, es recomendable tomar este detalle para monitorear con precisión la evolución de la velocidad en función de la profundidad y así lograr buena precisión en el resultado del caudal. La velocidad media en la vertical se obtiene promediando los once valores de velocidad puntual.

Siempre que se realice un aforo líquido debe tomarse las velocidades superficiales, con el fin de conocer el comportamiento de la velocidad media total de la sección

con respecto a la velocidad superficial, es decir, la relación $K = V_m/V_s$ (ver la figura 2.23).

$$K = V_m/V_s$$

$K =$ Constante

$V_m =$ Velocidad media (m/s)

$V_s =$ Velocidad superficial (m/s)

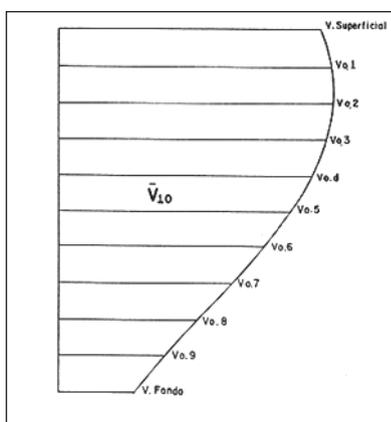


Figura 2.23
Ilustración del método puntual

2.2.3.2.10. Método superficial

Se realizan mediciones de velocidad 20 cm por debajo de la superficie del agua. Este método se utiliza para medir la velocidad en crecientes, las cuales no permiten, por efecto de las palizadas, efectuar aforos convencionales; el objetivo es proteger el equipo hidrométrico, el cual es muy costoso.

Cuando se presenta un aforo de esta índole, se utiliza el factor K (ver fórmula) para convertir la velocidad superficial a velocidad media en la vertical. Cuando no se tienen aforos anteriores y por consiguiente no se ha calculado el factor de conversión para cada uno de los aforos, se emplea 0.85, cifra promedio obtenida en experimentación en canales

$$V_{media} = K * V_{super}$$

2.2.3.2.11. Método de integración

En este método el molinete es sumergido y elevado a lo largo de toda la vertical a una velocidad

uniforme. La velocidad de descenso o ascenso del molinete no deberá ser superior al 5% de la velocidad media del flujo y en todo caso deberá estar comprendida entre 0.04 y 0.10 m/s. En cada vertical se realizan dos ciclos completos y si los resultados difieren en más de 10%, se repite la medición.

2.2.3.2.12. Determinación de la velocidad media de la sección

Para determinar la velocidad media de la sección de aforos, se toman secciones parciales a las cuales se les van calculando sus velocidades de la siguiente manera: se toma una sección entre verticales con velocidades conocidas, se promedian estas velocidades y el resultado es la velocidad media de la subsección, así:

$$V_{media} = \left[\frac{V_1 + V_2}{2} \right]$$

2.2.3.2.13. Cálculo del caudal parcial y caudal total

El producto del área parcial multiplicada por la velocidad media de la sección parcial nos define el caudal parcial, que corresponde al caudal que pasa por cada tramo del cauce.

$$Q_p = A_p * V_p. media$$

$Q_p =$ Caudal parcial

$A_p =$ Área parcial

$V_p.media =$ Velocidad media de la sección parcial.

Los caudales parciales se suman para obtener el caudal total. Con la relación del caudal total (QT) y el área total (AT) se obtiene la velocidad media (V_m) de la sección de aforos. Ver ecuación.

$$QT = AT * V_m$$

$QT =$ Caudal total

$AT =$ Área total

$V_m =$ Velocidad media del aforo

2.2.3.3. Aforo con trazadores

Para secciones de gran turbulencia y remolinos se recomienda construir instalaciones para realizar aforos por trazadores, usados también en zonas afectadas por grandes pérdidas de infiltración o por fenómenos cársticos. El desarrollo tecnológico permite actualmente realizar aforos químicos de manera automatizada, evitando el transporte de equipos de laboratorio y obteniendo adicionalmente al caudal y otras variables de significativa importancia para el control hidrológico y el modelamiento de calidad del agua, como parte de la gestión de vertimientos en ríos, como la velocidad, el área de la sección, los coeficientes de Manning y Chezy y la longitud de mezcla.

La existencia de corrientes con las anteriores características sumadas a otras tales como régimen torrencial, alta pendiente, poca profundidad, lechos inestables y líneas de flujo desordenadas en las secciones de aforo, hacen poco aplicable el método convencional (con molinete).

Para suplir estos inconvenientes se han utilizado los aforos con trazadores también llamados aforos químicos, que permiten conocer el caudal a partir de la variación de concentración de una sustancia que es inyectada en el cauce. El procedimiento consiste en inyectar un trazador en una sección de la corriente y realizar aguas abajo, a una distancia lo suficientemente lejos para que haya dilución total, mediciones de conductividad eléctrica para detectar el paso de la nube y así calcular el caudal. En todo este desarrollo no se requiere conocer el área de la sección de medición.

Puede definirse como trazador a toda sustancia que incorporada a un proceso físico o químico permita estudiar su comportamiento y evolución. Entre los trazadores empleados pueden citarse los sólidos en suspensión, los trazadores químicos solubles en el medio bajo estudio, los colorantes y los elementos radioactivos.

Este aforo se aplica especialmente en corrientes con flujo turbulento y sección irregular, donde no es viable utilizar el molinete. La turbulencia permite la dilución total de una sustancia

química usada como trazador, en un tramo de la corriente con una longitud determinada que se verifica antes de iniciar la inyección del trazador.

Gracias al desarrollo tecnológico en Colombia en los últimos cinco años, actualmente se cuenta con equipos para realizar aforos químicos de manera automatizada, evitando el transporte de equipos de laboratorio y obteniendo adicionalmente al caudal otras variables de significativa importancia para el control hidrológico y el modelamiento de calidad del agua, como parte de la gestión de vertimientos en ríos, como la velocidad, el área de la sección, los coeficientes de Manning y Chezy y la longitud de mezcla.

Los equipos automáticos fabricados en Colombia, para este tipo de aforo, son de fácil transporte y manejo y entregan resultados de alta precisión, según la experiencia de varios centros de formación profesional en Ingeniería y Corporaciones Autónomas Regionales.

2.2.3.3.1. Características de los trazadores

Para que las mediciones de caudal tengan aceptabilidad, las sustancias usadas como trazadoras deben tener ciertas características físicas, químicas y ambientales, establecidas como fruto de investigaciones a nivel internacional y nacional. Entre otras se citan las siguientes.

Su comportamiento debe ser idéntico al del medio a medir, en este caso agua, siendo necesario que se desplace a igual velocidad, lo que implica que no debe efectuar intercambio iónico y tampoco debe sufrir absorción química o física, además de no alterar las propiedades y condiciones del agua, tales como densidad, viscosidad y temperatura.

- a. Si el trazador se inyecta artificialmente al flujo, este no debe contener cantidades apreciables de la sustancia inyectada.
- b. Es conveniente que sea fácilmente soluble en agua y no se precipite, permitiendo marcar grandes cantidades de fluido con una pequeña masa de trazador.

- c. Es importante que pueda ser medido "in situ".
- d. No debe contaminar el medio durante períodos prolongados ni afectar a seres vivos.
- e. Es importante que su costo sea reducido.
- f. Que se disuelva rápidamente en el río a una temperatura normal. Que no se encuentre en el agua del río o si esta presente que lo esté en cantidades mínimas.
- g. Que no se descomponga, ni sea retenido o absorbida por sedimentos, plantas y organismos.
- h. Que su concentración sea detectada por métodos sencillos.
- i. Que sea inofensiva para el ser humano y los animales, en el grado de concentración que alcance en la corriente.

Solamente un trazador ideal puede cumplir con todos estos requerimientos por lo que se hace indispensable tener un conocimiento práctico de cada uno de estos, para utilizar el apropiado de acuerdo a la necesidad del estudio y a las características hidráulicas, morfológicas, físicas y químicas del cauce y el agua de la corriente.

Los trazadores pueden ser utilizados indistintamente en aguas superficiales y subterráneas, pero en este documento nos referiremos específicamente a su uso en aguas superficiales.

2.2.3.3.2. Tipos de trazadores

Las sustancias que más se utilizan en nuestro país en la realización de aforos químicos se describen a continuación.

2.2.3.3.2.1. Cloruro de sodio

La sustancia trazadora más económica es la sal común (NaCl). El trazador se inyecta en la corriente, y su detección "in situ" por el método de conductividad es relativamente sencilla, el grado de disolución es de 600 gramos por litro.

2.2.3.3.2.2. Dicromato de sodio

El dicromato de sodio se usa extensamente como trazador en el método de aforo por dilución, por su alta solubilidad (600 gramos por litro). Esta sal satisface la mayor parte de los requerimientos indicados y su análisis colorimétrico realizado en el laboratorio permite medir concentraciones muy reducidas de dicromato.

2.2.3.3.2.3. Cloruro de litio

El cloruro de litio presenta una solubilidad de (600 gramos por litro) y en laboratorio el análisis fotométrico de la llama puede detectar concentraciones de litio de 0.001 gramos por litro (espectrofotometría de emisión).

Otros trazadores químicos utilizados son el yoduro de sodio, nitrado de sodio y sulfato de manganeso.

2.2.3.3.2.4. La Rodamina W

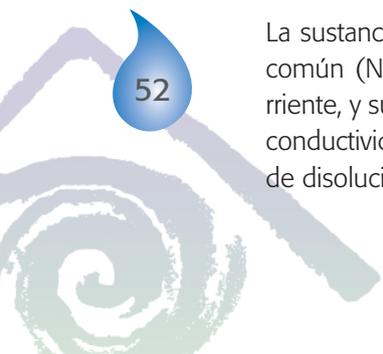
El uso de la rodamina está ampliamente difundido en los Estados Unidos de América para el aforo por dilución, ya que sus características de absorción son mejores que las de otras tintas. La concentración de la tinta se puede medir en la estación de aforos usando fluorímetros que puedan detectar concentraciones de 5 a 10 partes por millón (ppm).

2.2.3.3.2.5. Elementos radiactivos

Se han utilizado isótopos radiactivos tales como la bromina 82, la yodina 131 y el sodio 24; las concentraciones de estos elementos del orden de 10^{-9} pueden determinarse exactamente con un contador o un dosímetro, cuya sonda de detección esté suspendida sobre la corriente o en un tanque contador normalizado. Aunque los elementos radiactivos constituyen trazadores ideales para el método de dilución, los peligros que presentan para la salud y en general para el medio natural limitan su utilización.

2.2.3.4. Aforo por dilución

La medición del caudal mediante este método está basado en la determinación del grado



de dilución en el agua del río de una solución trazadora. El empleo de este sistema se recomienda en los lugares, en los que no pueda recurrirse por las razones expuestas a emplear los métodos convencionales sin embargo, los últimos desarrollos tecnológicos, soportados con experimentación en campo, permiten ampliar la aplicación de este tipo de aforo, ya que los equipos automáticos que se han implementado y utilizan en Colombia, permiten conocer adicionalmente la longitud de mezcla para detectar con precisión la evolución de la nube (trazador) y precisar la distancia a la cual hay dilución total en la corriente.

En las mediciones del caudal se pueden emplear dos (2) métodos en los que intervengan sustancias trazadoras; el primero basado en la inyección de la sustancia a un caudal constante y el segundo con inyección (vertimiento) instantánea.



Figura 2.24

Imagen de un sitio para aforo por dilución en el río Surba.

2.2.3.4.1. Selección del emplazamiento

La condición fundamental de la selección de los emplazamientos para la medición del caudal mediante el método por dilución, es que se produzca una mezcla homogénea de la solución inyectada en el agua de la corriente en un tramo relativamente corto de un canal. La mezcla se ve mejorada por las rugosidades del canal y la presencia de cantos rodados que aumentan la turbulencia de la corriente, tal como cascadas y estrangulamientos abruptos del curso del agua.

Seleccionado el sitio del emplazamiento o de medición se debe determinar la distancia L aproximada en metros, requerida entre el sitio de inyección y el sitio de medición, la cual se puede calcular a partir de la siguiente expresión definida por:

$$L = 0.13 \times C \times \left(\frac{(0.7 \times C) + 6}{g} \right) \times \frac{b^2}{d}$$

En donde:

b = Ancho medio del río.

d = Profundidad media de la corriente.

C = Coeficiente de Chezy para el tramo (15 < C < 50).

g = Aceleración de la gravedad.

Ejemplo:

b = 2.9 metros d = 0.35 metros
g = 9.81 m/s² C = 15.33

$$L = 0.13 \times 15.33 \left(\frac{(0.7 \times 15.33) + 6}{9.81} \right) \times \frac{2.9^2}{0.35}$$

L = 81.7 metros.

Según Kutter el coeficiente C se define a partir de la siguiente ecuación, en función de la rugosidad, la pendiente y el factor hidráulico.

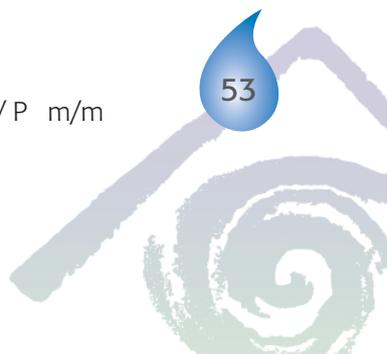
$$C = \frac{23 + \frac{(0.00155)}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \left[23 + \left(\frac{0.00155}{S} \right) \times \left(\frac{n}{R^{(1/2)}} \right) \right]}$$

En donde:

S = Pendiente del tramo en m/m

R = Radio Hidráulico de la sección = A / P m/m

A = Área en m²



P = Perímetro mojado = Ancho sección + 2 (profundidad media)

n = Rugosidad del cauce

En una corriente, en que el tramo de medición tiene una pendiente de 185 m/km. (0.185 m/m), una rugosidad de 0.045 y un radio hidráulico de 0.28194 m, calcular el coeficiente C , tomando como base los datos del ejemplo anterior; el coeficiente de Chezy resultante es:

$$C = \frac{23 + \left(\frac{0.00155}{0.185} + \frac{1}{0.045} \right)}{1 + \left[23 + \frac{0.00155}{0.185} \times \left(\frac{0.045}{0.2819^{0.5}} \right) \right]}$$

$C = 15.33$

También puede definirse según otros autores como Manning que emplea una ecuación más sencilla:

$$C = \left(\frac{1}{n} \times R^{\frac{1}{6}} \right)$$

Siendo:

n = Rugosidad del cauce

$C = 17.99$

R = Radio hidráulico de la sección

Para desarrollar este aforo, se requieren los siguientes equipos y elementos complementarios:

- a) Conductímetro
- b) Cronómetro
- c) Botella de Mariotte
- d) Cinta métrica
- e) Dos Probetas de 1 lt y 500 ml.
- f) Baldes graduados
- g) Mezclador que no altere la solución

- h) Agua destilada
- i) Trazador
- j) Frascos de 100 ml.
- k) Papelería
- l) Radios portátiles o celulares
- m) Cartera de aforos y planillero
- n) Personal requerido: tres técnicos (Inspector, aforador y auxiliar).

El avance tecnológico permite actualmente realizar aforos químicos de manera automatizada, evitando el transporte de equipos de laboratorio y obteniendo adicionalmente al caudal otras variables de significativa importancia para el control hidrológico y el modelamiento de calidad del agua, como parte de la gestión de vertimientos en ríos, como la velocidad, el área de la sección, los coeficientes de Manning y Chezy y la longitud de mezcla.

Los equipos automáticos fabricados en Colombia para este tipo de aforo, son de fácil transporte y manejo y entregan resultados de alta precisión, según la experiencia de varios centros de formación profesional en Ingeniería y Corporaciones Autónomas Regionales.

En campo, se vierte en la corriente una solución de un elemento químico estable o radiactivo a un ritmo constante o instantáneamente y la solución se diluirá en la corriente por efecto de la mezcla. La relación entre el caudal constante de la solución inyectada y la determinación de la concentración resultante en la corriente en el sitio de medición, nos permite conocer el caudal de la corriente; la precisión del método depende principalmente de:

- a) Que la solución inyectada se diluya uniformemente en toda la sección transversal de la corriente, antes de llegar a la sección de muestreo. Si la solución trazadora se inyecta en forma continua, la concentración de esta solución deberá ser constante en toda la sección de medida. Si el elemento trazador

se inyecta en forma instantánea se deberá cumplir con que la concentración sea la misma en todos los puntos de la sección y que:

$$b) \quad C_2 = \int_0^T C dt$$

C_2 = Concentración resultante

T = Tiempo en el que toda la muestra pasa por determinado punto de la sección.

- c) Que los materiales, sedimentos, plantas u organismos depositados en el lecho del río no absorban la sustancia trazadora y que esta no se descomponga con el agua de la corriente. La concentración deberá determinarse en la sección de muestreo y como mínimo, en otra sección transversal situada aguas abajo, a fin de asegurar que no existe una diferencia sistemática en la concentración media entre una u otra sección de muestreo.

2.2.3.4.2. Determinación del peso del trazador

El peso (P_e) en gramos de trazador a emplear en una medición de caudal está definido por la siguiente expresión:

$$P_e = Q_a * T * C_o$$

Ejemplo:

Caudal (Q_a) aproximado = 300 l/s.

Tiempo (T) en segundos de muestreo = 200 s.

Concentración esperada (C_o) = 0.010 g/l

$P_e = 300 \text{ l/s} * 200 \text{ s} * 0.010 \text{ g/l}$

$P_e = 600 \text{ g}$

2.2.3.4.3. Determinación del tiempo de medición

Para el caso de disolución de sales y disponiendo en terreno de un conductímetro, es posible graficar la conductividad contra el tiempo, determinado así el comienzo y el final del aforo; las mediciones de conductividad se realizan desde

el momento que se inicia la inyección continua o instantánea de la solución y el muestreo comienza cuando se registra el incremento de la conductividad, el cual se continúa a intervalos de tiempo (Δt) hasta que la conductividad se haga constante para el primer caso, mientras que en la inyección instantánea el aforo termina cuando la conductividad es igual al dato inicial, es decir que la corriente recupera su estado natural.

El tiempo (T_i), medido desde el momento de iniciarse la inyección hasta el instante en que comienza a pasar la onda, está dado por la relación entre la distancia L y la velocidad (V_e) de la corriente en m/s, estimada previamente para el tramo definido.

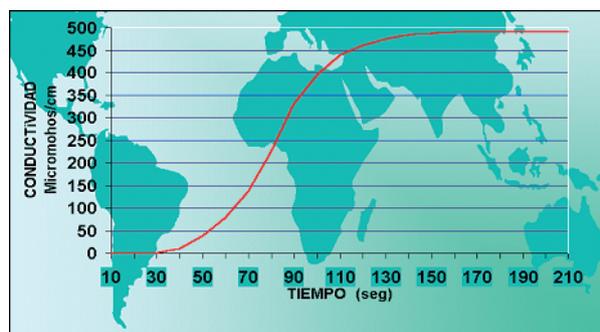


Figura 2.25

Comportamiento de la conductividad según inyección constante

$$T_i = \frac{L}{V_e}$$

Reemplazando se tiene:

$$T_i = 81.7 \text{ m} / 0.65 \text{ m/s} \Rightarrow T = 126 \text{ s.}$$

El tiempo de muestreo (T) está dado por la sumatoria de los Δt constantes empleados para la extracción de cada una de las muestras, para las cuales se emplean recipientes con capacidad de 100 mililitros. Este tiempo va a depender, para el caso de inyección constante, del tiempo que dure la inyección más el T_i y en el caso de inyección instantánea, del tiempo que tarde en pasar totalmente la onda de trazador.

Aunque no se conoce una norma que defina con precisión, los intervalos de tiempo (Δt), normalmente se utilizan 10 - 15 - 20 - 25 ó 30

segundos; lo importante es que se tome el número de muestras necesarias para definir con precisión el comportamiento de las concentraciones durante el aforo.

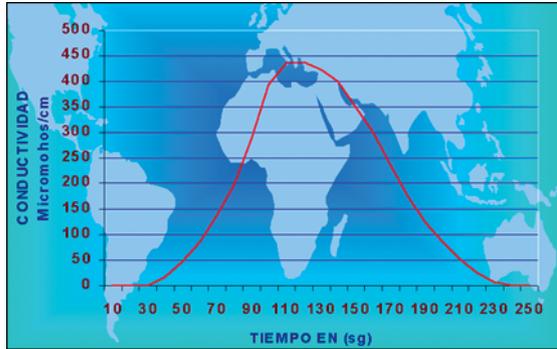


Figura 2.26

Comportamiento de la conductividad según inyección

2.2.3.4.4. Cálculo del caudal - método de inyección continua

El cálculo del caudal (Q) en l/s, sin concentración inicial de trazador en la corriente, se determina a partir de la siguiente expresión:

$$Q = Q_{tr} \times \frac{C_1 - C_2}{C_2 - C_0}$$

Q_{tr} = Caudal de inyección

C₁ = Concentración de la solución inyectada

C₂ = Concentración obtenida en la sección de muestreo

C₀ = Concentración inicial de la corriente

El caudal (Q) en lt/s., con concentración inicial de trazador en la corriente se obtiene a partir de: (Ver Tabla.2.3)

2.2.3.4.5. Cálculo del caudal - método de inyección instantánea

$$Q_{tr} = \frac{V \times C_1}{\int_0^t C_x dt}$$

Si la corriente no presenta conductividad inicial el caudal (Q) en lt/s. está dado por:

V = Volumen de la solución inyectada en litros

$\int C_x dt$ = Sumatoria de las concentraciones parciales por tiempo parcial.

El caudal (Q), cuando la corriente tiene concentración inicial de trazador se obtiene mediante la fórmula de: (Ver Tabla 2.4)

$$Q = \frac{V \times (C_1 - C_0)}{\int_0^T C_x dt - C_0 \times T}$$

C₀xT = Concentración inicial de la corriente por tiempo total

$$\int_0^T C_x dt - C_0 \times T = C_3$$

T = Tiempo en que toda la solución cruza por el punto de muestreo.

ESTACIÓN	El puente	CORRIENTE	Guaza	FECHA	ABR-26-1990
PESO TRAZ. en gr.	1500	VOLUMEN en l	20.0	C ₀ en mg/l	2.0
C ₁ en mg/l	75000	C ₂ en mg/l	14.2	C ₃	
Q INYECCIÓN l/s	0.045	NIVEL INIC. en m.	0.92	NIVEL FINAL en m	0.90
VELOC. MEDIA m/s	0.21	CAUDAL en l/s	276.6	NIVEL MEDIO en m	0.91
ÁREA en m ²	1.3				
INTERVALO DE t EN SEGUNDOS	NÚMERO DE MUESTRA	CONCENTRACIÓN mg/l	CONCENTRACIÓN CONSTANTE mg/l	OBSERVACIONES	
15	1	2.1			
15	2	2.5			
15	3	2.7			
15	4	3.5			
15	5	6.2			
15	6	5.4			
15	7	8.3			
15	8	7.8			
15	9	9.3			
15	10	9.9			
15	11	10.7			
15	12	11.6			
15	13	12.3			
15	14	12.6			
15	15	12.8			
15	16	13.1			
15	17	13.5			
15	18	13.7			
15	19	13.8			
15	20	14.0			
15	21	14.1			
15	22	14.3			
15	23	14.3			
15	24	14.3	14.2		
15	25	14.1			
15	26	14.3			
15	27	14.3			
15	28	14.1			
15	29	13.5			
15	30	12.3			
15	31	11.6			
15	32	10.8			
15	33	9.8			
15	34	9.1			
510					
$C_2 = 14.2$ $Q = \frac{Q_1(C_1 - C_2)}{(C_2 - C_0)}$		$Q = 276.6$ l/s		Dato obtenido en laboratorio	
Datos Obtenidos en campo					

Tabla 2.3
Aforo por inyección

ESTACIÓN	El puente	CORRIENTE	San Antonio	FECHA	May-17-1990
PESO TRAZ. en gr.	300	VOLUMEN en l	6.0	Co en mg / l	0.05
C₁ en mg / l	50000	C₂ en mg / l		C₃ (mg / l)xs	207.15
NIVEL INICIAL en m.	0.77	NIVEL FINAL en m.	0.77	NIVEL MEDIO en m	0.77
VELOC. MEDIA m/s	0.58	CAUDAL en l/s	1448	ÁREA en m²	2.50
INTERVALO t en s	10				
INTERVALO DE t EN SEGUNDOS	NÚMERO DE MUESTRA	CONCENTRACIÓN mg / l	CONCENTRACIÓN CONSTANTE mg / l	CxAt (mg / l)*s	OBSERVAC.
10	1	0.05	0.025	0.25	
10	2	0.06	0.055	0.55	
10	3	0.07	0.065	0.65	
10	4	0.08	0.075	0.75	
10	5	0.08	0.080	0.80	
10	6	0.09	0.085	0.85	
10	7	0.15	0.120	1.20	
10	8	0.64	0.395	3.95	
10	9	1.89	1.265	12.65	
10	10	3.87	2.880	28.80	
10	11	6.94	5.405	54.05	
10	12	3.92	5.430	54.30	
10	13	1.73	2.825	28.25	
10	14	1.02	1.375	13.75	
10	15	0.63	0.825	8.25	
10	16	0.22	0.425	4.25	
10	17	0.10	0.160	1.60	
10	18	0.08	0.090	0.90	
10	19	0.07	0.075	0.75	
10	20	0.05	0.060	0.60	
200				217.15	
$C_3 = \sum \bar{C} \times \Delta t - (C_0 \times \Delta t \times N^\circ \text{ Intervalos})$					
Q = $V_x(C_1 \times C_0)/C_3$		Q = 1448		lt/s	
Datos Obtenidos en campo				Dato obtenido en laboratorio	

Tabla 2.4.
Aforo por inyección instantánea

Clasificación	C.E. micromhos/cm.
C1 Baja	0 - 250
C2 Media	251 - 750
C3 Alta	751 - 2250
C4 Muy alta	> 2251

Tabla 2.5

Clasificación de las aguas según la salinidad

2.2.3.5. Aforo con trazadores (químico) automatizado

Mediante investigación adelantada en nuestro país, en los últimos cinco años se ha podido consolidar un procedimiento totalmente automatizado para la ejecución de aforos químicos en corrientes que no pueden ser aforados por los métodos tradicionales con la utilización del molinete, ya que el cauce es irregular en geometría y pendiente longitudinal y tiene rocas, piedras y otros elementos que interfieren el flujo, originando turbulencia.

Para el caso de la empresa "Amazonas Technologies" el equipo es una herramienta avanzada de ingeniería para la medición, análisis y caracterización de cauces naturales, que entrega resultados en tiempo real y en el sitio de aforo, con base en la técnica de trazadores, conocida por su precisión. La señal se toma con electrónica de dos tipos de sensores (Cloruro de sodio - sal y rodamina) y el análisis lo hace un PC manual mediante modelos físico - matemáticos propios que producen y entregan la información inmediatamente y la almacenan en memoria.

Sirve para todo tipo de cauces, con caudales muy bajos (pocos litros) hasta caudales muy grandes (100 m³/s con trazador fluorimétrico) y ofrece información novedosa hasta ahora difícil de obtener de manera precisa, conjuntamente con la información convencional, obviando problemas técnicos asociados con irregularidades en el flujo, implícitos en los métodos desarrollados mundialmente para realizar aforos de caudal.

Los modelos teóricos están basados en enfoques de gran alcance (termodinámica) concordes con las leyes físicas conocidas y verificadas experimentalmente por más de 5 años. El

equipo es amigable y de uso fácil, al disponer en el sitio de una computadora de mano (PDA), que facilita el proceso y análisis de información en ambiente gráfico en Windows.

El equipo mide parámetros hidráulicos como la velocidad y el caudal y permite establecer parámetros de geomorfología de cauces representados en la rugosidad según Manning y Chezy, además calcula la longitud de mezcla, parámetro que alimenta los modelos de calidad del agua, mediante los cuales se establece la capacidad de asimilación de un vertimiento por parte de una corriente, lo cual facilita la toma de decisiones en gestión ambiental relacionada con permisos de vertimientos a cauces y la aplicación de tasas retributivas.

El sistema está constituido por un sensor de conductividad eléctrica, una interfase electrónica, una computadora de mano (PDA) y un software para procesamiento, análisis, almacenamiento y consulta de información. Estos elementos se presentan enseguida. El procedimiento es el siguiente.

- Seleccionar un tramo del cauce con facilidad de acceso para inyectar el trazador (sal o rodamina) en la sección uno y medir el paso de la nube del trazador en la sección dos.
- Medir la conductividad de la corriente antes de inyectar el trazador, para detectar la presencia (concentración) natural del trazador en el agua.
- Preparar una solución del trazador con concentración conocida.
- Instalar el equipo (sonda, interfase y PDA) en la sección dos, para medir el paso de la nube del trazador.
- Verter la solución con el trazador en la sección uno y al mismo tiempo, marcar en la gráfica de la pantalla de la PDA una señal (triángulo).
- Iniciar la medición. En la pantalla de la PDA se va observando instantáneamente el paso

de la nube con, inicialmente, aumento de la concentración hasta llegar a un punto máximo en un tiempo X; posteriormente se observa el descenso formando una onda que en la parte final del paso de la nube se vuelve constante manteniendo el valor de la concentración detectada en la corriente antes del vertimiento.

- g) Una vez ha pasado la nube se cierra la aplicación y se puede allí mismo ejecutar las rutinas de cálculo, con base en los datos que el software extrae de la curva experimental.
- h) Mediante la rutina de modelamiento el usuario aplica las ecuaciones implícitas en el software y genera una curva teórica, la cual es comparada con la curva experimental.
- i) Si el usuario considera que la modelación (curva) es apropiada, es decir, hay coincidencia entre teoría y experimento, pasa a conocer los resultados de los diferentes parámetros: velocidad, caudal, área, longitud de mezcla, coeficientes de Chezy y Manning y el número de Reynolds.

2.2.3.6. Aforo con flotadores

En casos especiales se requiere medir en forma rápida el caudal en una corriente que presenta una lámina de agua pequeña (pocos centímetros), entonces se recurre a la medición de la velocidad superficial a lo ancho del cauce, utilizando flotadores especialmente diseñados y suministrados para este efecto.

Normalmente se toman las velocidades a $1/4$, $1/2$ y $3/4$ del ancho de la sección, para lo cual se selecciona un tramo de la corriente limitado por dos secciones, entre las cuales las líneas de flujo sean paralelas. En la sección uno, se colocan los flotadores y en la sección dos se registra la llegada, tomando el tiempo de desplazamiento de cada uno de los flotadores.

Posteriormente se calcula la velocidad para cada flotador y la velocidad media en la corriente se obtiene promediando las tres velocidades, observando que para láminas pequeñas la velocidad en la vertical es uniforme, por lo cual la

velocidad superficial es representativa para toda la sección de aforo.

El área de la sección transversal se establece mediante sondeos de profundidad y medición del ancho del cauce. El caudal se obtiene por la relación entre el volumen recolectado (V) y el tiempo correspondiente (T) con la siguiente fórmula

$$Q = V / T$$

Para que la velocidad superficial, tomada con flotadores, sea representativa de la velocidad media en la vertical, las líneas de flujo deben ser paralelas entre sí y paralelas a las dos márgenes del río para evitar interferencias.

Requerimientos:

- a) Flotadores, suministrados por casa especializada en hidrometría (norma técnica)
- b) Cinta métrica
- c) Cronómetro
- d) Cartera de aforos y planillero
- e) Radios portátiles o celulares.

2.2.4. Estructuras aforadoras

La medición permanente y precisa del caudal requiere el apoyo de estructuras que han sido estudiadas y calibradas en diferentes condiciones experimentales, en consecuencia cada una tiene una ecuación de descarga que permite determinar el caudal instantáneo en función de la geometría, dimensiones, características hidráulicas del flujo, pérdidas hidráulicas y carga hidráulica, es decir, la altura de la lámina de agua con respecto a un punto de la estructura, que se mide con ayuda de una mira o un limnógrafo mecánico o digital.

Por su facilidad de construcción y manejo, las estructuras más usadas en Colombia son los vertederos de forma rectangular, trapecial y triangular, las canaletas Parshall, medidor sin cuello y Ballofett, así mismo, las compuertas rectangular, circular y radial.

Con fines ambientales y económicos, estas estructuras hacen parte de los sistemas de distribución y medición de caudales en acueductos, hidroeléctricas, distritos de riego y drenaje y plantas de tratamiento de aguas residuales y en sectores de control ambiental como captaciones de agua o vertimientos a corrientes o depósitos hídricos.

2.2.4.1. Vertederos

Son dispositivos hidráulicos fijos o removibles que consisten en una escotadura a través de la cual se hace circular el caudal que se quiere medir en el canal o corriente natural.

El gasto que fluye por un vertedero depende de la velocidad de llegada del agua; si la velocidad es considerable el gasto se incrementa un poco y el aforo pierde precisión, por esta razón, es importante remansar el agua ampliando la sección del canal arriba del sitio de la estructura para obtener velocidades mínimas. (< 0.15 m/s). Los vertederos ofrecen las siguientes ventajas en la medición del agua:

- Las mediciones de caudal son precisas e instantáneas
- La construcción de la estructura es sencilla para las geometrías citadas anteriormente.
- No son obstruidos por materiales que flotan en el agua
- La duración del dispositivo es larga, desde luego con un buen mantenimiento.

La elección del tipo y las dimensiones del vertedero se basan, en primera instancia, en el caudal máximo previsto a medir o en los límites del caudal en el caso de corrientes fluctuantes. Debe tomarse en consideración lo siguiente:

- La altura no debe ser inferior a 6 centímetros (cm) para el caudal previsto y no debe exceder de 60 cm.
- Para vertederos rectangulares o trapeciales, la altura no debe exceder de un tercio de la longitud del vertedero.

2.2.4.1.1. Vertedero rectangular

El vertedero rectangular puede ocupar total o parcialmente el ancho del canal, presentando contracciones laterales que reducen la longitud efectiva de la cresta (L_0) y, en consecuencia, el caudal por efecto de pérdidas por rozamiento.

Para un vertedero sin contracciones laterales, es decir que la cresta ocupe todo el ancho del cauce, con las dimensiones mostradas en la *Figura 2.2.4.1.1*, No se encuentra el origen de la referencia., la ecuación de descarga según Francis, es:

Donde:

L = Longitud de la cresta

H = Carga hidráulica sobre la cresta, medida a una distancia mínima de 4 veces la carga hidráulica máxima, concebida en el diseño (la cota del cero de la mira coincide con la cota de la cresta del vertedero), con el fin de eliminar el efecto de la contracción vertical de la lámina de agua al paso por el vertedero y asegurar una pérdida de energía despreciable entre la sección de medición y el borde aguas arriba de la coronación. El coeficiente 1.84 representa el efecto por estrangulamiento del flujo.

En caso de contracciones laterales, la ecuación se transforma así.

$$Q = 1.84 (L - 0.1 nH) H^{3/2}$$

Donde:

L = Longitud de la cresta

H = Carga hidráulica sobre la cresta

n = Número de contracciones laterales (1 ó 2)

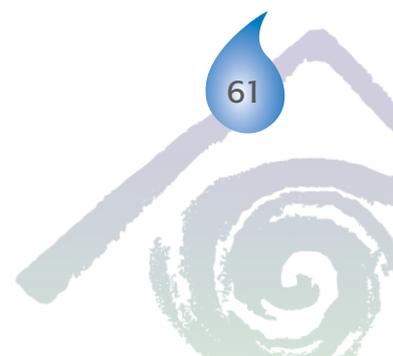
2.2.4.1.2. Vertedero trapecial (Cipolletti)

Este vertedero se construye con paredes laterales inclinadas en una relación 1 horizontal a 4 vertical y su ecuación de descarga es:

$$Q = 1.859 L H^{3/2}$$

L = Longitud de la cresta

H = Carga hidráulica sobre la cresta



2.2.4.1.3. Vertedero triangular

Recomendado para medición de caudales pequeños, siendo en particular conveniente para medición de caudales muy fluctuantes. Los más utilizados son los de escotadura con ángulo de 90 y 60°.

El elemento de área AB corresponde a:

$$AB = 2 A C = 2 P \operatorname{tang} \beta$$

También se puede establecer que:

$x = h - p$; derivando apropiadamente se obtiene:

$d x = - d p$; el caudal de la franja será:

$$dQ = V dA; V = C d \sqrt{(2 g x)}$$

Reemplazando términos se llega a las ecuaciones de descarga para los vertederos de mayor uso, es decir, de 60 y 90%⁴.

$$Q = 1.402 h^{2.50} (90^\circ)$$

$$Q = 0.809 h^{2.50} (60^\circ)$$

H = carga sobre el ángulo formado por los dos lados.

Para los diferentes tipos de vertederos, las mediciones de caudal son precisas mientras se mantengan las consideraciones de diseño y funcionan perfectamente en corrientes que no transporten grandes cantidades de sedimento, por cuanto este material se deposita en el fondo del canal (tanque de amortiguación), inmediatamente arriba de la estructura, haciendo que las líneas de flujo alteren su dirección, lo que implica la descalibración. En consecuencia es necesario revisar continuamente el cauce de la corriente y los diferentes elementos de la estructura y efectuar trabajos de mantenimiento preventivo y conservación, así:

- Revisión del estado y la posición del limnómetro, verificando por topografía la cota cero.
- Extracción de malezas acuáticas, piedras, gravilla y sedimento fino, del tanque amortiguador, aguas arriba de la estructura.

- Verificación de la cota y nivel (horizontal) de la cresta del vertedero, realizando los trabajos de conservación pertinentes
- Corrección de filtraciones a través de los estribos y muros
- Verificación del estado del piso y taludes a la salida de la estructura, realizando los trabajos de conservación requeridos.

En caso de requerirse información más detallada sobre vertederos, se puede consultar libros especializados en las áreas de hidráulica o hidrología como Hidráulica de Samuel Trueba Coronel - Editorial CECSA de Méjico, Hidráulica de Canales de Ven te Chow - Editorial Mc Graw, Hill - Méjico, Hidráulica de Canales de Máximo Villón, Apuntes de hidráulica II de Sotelo Ávila G. Facultad de ingeniería UNAM - Méjico, Hidrología Básica II de Hernán Materón - Universidad del Valle. Adicionalmente vía Internet consultando el concepto Hidráulica de Canales

2.2.4.2. Canaletas

Son estructuras de gran aplicación en terrenos planos ya que funcionan a flujo libre con pérdidas de carga pequeñas. Son utilizadas con frecuencia la Parshall, Balloffet y Garganta Cortada.

2.2.4.2.1. Tipo Balloffet

Esta canaleta pertenece al grupo de los aforadores de flujo crítico y su nombre se deriva del profesor argentino Armando Balloffet, quien realizó todos los estudios teóricos y pruebas hidráulicas correspondientes en la Universidad de Buenos Aires en 1974.

Este aforador se caracteriza por tener paredes paralelas y fondo plano, por lo cual se hace extremadamente fácil su construcción, a la vez posee características de solidez y resistencia a las condiciones de campo. Adicionalmente, debido a presentar escurrimiento crítico en la garganta, no se ve afectada por problemas de sedimentación.

4 Hidrología Básica II Hernán Materón - Universidad del Valle.

Su estructura es muy sencilla, y en el caso de instalarla en un canal rectangular ya construido, resulta muy económica su construcción. Su funcionamiento hidráulico preciso se ajusta a ecuaciones comprobables basadas en los principios generales de la hidráulica.

Las características geométricas de estas canales se expresan en función del ancho (B) de la sección de acceso y se define a continuación según lo siguiente:

Longitud total del medidor (L) = 3 B

Longitud de la sección de acceso (L') = 2 B

Longitud de la sección contraída o garganta (L'') = B

Ancho de la sección de acceso = B

Ancho de la sección contraída = rB

Relación de contracción (r) = b/B

Altura máxima = 2B

Ancho de los abultamientos y radio de curvatura (e) = ((1 - r)/2) B

La placa de fondo debe construirse perfectamente horizontal.

La medición de la altura de la lámina de agua se efectúa en un limnómetro ubicado a una distancia (B) antes de la garganta.

Para canales en concreto, el ancho (B) del aforador deberá representar en la medida que sea posible, el ancho promedio de la sección del canal, es decir, que las dos áreas a sección plana sean aproximadamente iguales. Si el canal es en tierra, el ancho B puede ser menor.

En los dos casos esta dimensión depende del caudal (Q) que se desea cuantificar y el diseñador puede disminuirla en función de esta característica y del costo de la estructura.

A pesar de poder utilizar cualquier valor para la relación de contracción, es preferible utilizar las relaciones $r = 1/3$ y $r = 2/3$, escogiendo la más apropiada de acuerdo con el borde libre aguas

arriba. Si hay poco borde libre, deberá tomarse $r = 2/3$, por cuanto esta relación produce menor elevación de nivel aguas arriba, en caso contrario se toma $r = 1/3$.

Al seleccionar el ancho (B) se recomienda que al aplicar la relación de contracción, la garganta y los dos abultamientos queden con dimensiones expresadas en cifras redondas, lo cual facilita la construcción de la estructura y, consecuentemente, garantiza la calibración y la precisión de las mediciones.

Para el cálculo de la descarga en condiciones de flujo libre se tiene en cuenta la ecuación establecida por el profesor Balloffet para $r = 2/3$, que es la siguiente:

$$Q = c M b h \sqrt{2 g h}$$

Donde:

C = coeficiente de calibración

M = Factor que depende la relación de contracción = 0.434

$$M = 2 [(1/r^3) \cos 3 ((\pi/3) + (1/3) \arccos r)] / 2$$

$$b = (2/3) B$$

h = nivel de agua medida a una distancia (B) aguas arriba de los abultamientos. La cota cero de la mira coincide con la placa de fondo.

Agrupando los factores constantes se tiene:

$$Q = (0.96) (0.434) (2/3) (4.4295) B h^{3/2}$$

Efectuando las operaciones se obtiene la ecuación de descarga para canales con $r = 2/3$

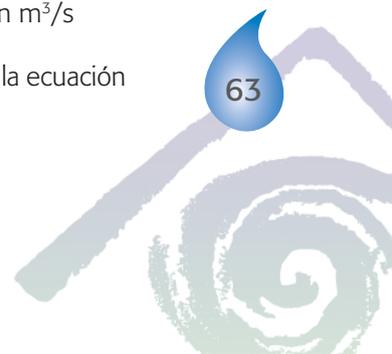
$$Q = 1.23 B h^{3/2}$$

Con las siguientes unidades:

(B) en metros, (h) en metros, (Q) en m³/s

Para relación de contracción $r = 1/3$, la ecuación de descarga es la siguiente:

$$Q = c M r B \sqrt{2 g h} h^{3/2}$$



Donde:

$C = 0.95$, $M = 0.397$, $r = 1/3$, $h =$ Nivel agua

Reemplazando y efectuando operaciones se obtiene.

$$Q = 0.557 B h^{3/2}$$

Con las siguientes unidades:

(B) en metros, (h) en metros, (Q) en m^3/s

2.2.4.2.2. Medidor sin cuello (cutthroat)

Consiste principalmente en una sección de entrada, la sección de salida, la garganta y la plantilla o fondo aforador. La sección de entrada está constituida por dos paredes verticales convergentes, con una convergencia de 3:1; la sección de salida está formada también por dos paredes verticales, pero divergentes, con una divergencia de 6:1, formando una constricción o garganta; la amplitud de la garganta es designada con la letra W. El fondo o plantilla de aforador es plano horizontal.

El tamaño del aforador es generalmente especificado por la amplitud de la garganta W, y por la longitud total del aforador L.

Tanto la sección de entrada como la sección de salida, tienen una amplitud igual denominada por la letra B y cuyo valor está dado por la ecuación:

$$B = W + 2/3 (L - 1) = W + 1/3 (L - 2)$$

O también puede expresarse así:

$$B = W + (L / 4.5)$$

Donde L que es la longitud total, es igual a:

$$L = L_1 + L_2$$

La descarga Q del aforador se obtiene midiendo las profundidades de flujo aguas arriba H_a y aguas abajo H_b de la garganta. Con objeto de medir con precisión las profundidades H_a y H_b el medidor debe estar provisto de pozos tranquilizadores.

Estos pozos deben estar colocados a un lado de la estructura y comunicados con ella en un punto bien definido en la sección de entrada y salida del aforador, a una distancia L_a y L_b aguas arriba y aguas abajo de la garganta respectivamente. Su uso es restringido en el campo, pues quedan expuestos a innumerables factores que pueden causar obstrucciones y en general el deterioro de su funcionamiento, por lo cual son reemplazadas por rejillas graduadas, que cumplen satisfactoriamente el mismo trabajo. Las longitudes de L_a y L_b se pueden calcular por medio de las siguientes expresiones:

$$L_a = 2/9 L \quad L_b = 5/9 L$$

En estos pozos tranquilizadores se pueden colocar flotadores y limnógrafos cuando se requieren mediciones precisas y continuas.

El grado de sumergimiento S, se encuentra mediante la siguiente relación:

$$S = (H_b / H_a) \times 100, \text{ en } \%$$

El efecto del sumergimiento es disminuir la descarga en el aforador. La disminución principia sin embargo en un valor determinado de sumergimiento transitorio S_t cuando el aforador "sin cuello" opera con un valor de sumergimiento por debajo del sumergimiento transitorio, el flujo no es afectado y se considera como flujo libre. Por otro lado, si el sumergimiento es mayor que el sumergimiento transitorio se dice que el aforador está operando sumergido y la descarga se hace menor a medida que aumenta el porcentaje de sumergimiento; en el aforador sin cuello St varía de acuerdo con la longitud del aforador.

Cuando el flujo es libre:

$$Q = C(H_a)^n$$

Donde:

$$Q = \text{Descarga en } m^3/s$$

$H_a =$ Profundidad del flujo aguas arriba en metros

$H_b =$ Profundidad del flujo aguas abajo en metros

n = Exponente de flujo libre

C = Coeficiente de flujo libre

El valor de (n) es función únicamente de la longitud (L) o sea que es constante para todos los medidores de una misma longitud, independientemente de la amplitud de la garganta.

El coeficiente (C) depende de la longitud y de amplitud de la garganta (W) y se puede encontrar mediante la siguiente función empírica:

$$C = K W^{1.025}$$

En donde (K) es el coeficiente de longitud del aforador para flujo libre. En la Tabla N° 2.6 se muestra la relación entre (K) y (n), con respecto a longitud del aforador, en condiciones de flujo libre o sumergido.

Cuando el flujo es sumergido:

$$Q = C_s (H_a - H_b)^{n/(n \log S)^{n_s}}$$

Q = Descarga en m³/s

H_a = Profundidad del flujo aguas arriba en metros

H_b = Profundidad del flujo aguas abajo en metros

n = Exponente de flujo libre

n_s = Exponente de flujo sumergido

S = Sumergimiento (H_a/H_b) en porcentaje

C_s = Coeficiente de flujo sumergido

El valor de n_s sólo depende de la longitud del aforador L, el coeficiente de flujo sumergido C_s varía en función de la longitud del aforador L y de la amplitud de la garganta W, y se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$C_s = K_s w^{1.025}$$

En donde k_s es el coeficiente de longitud del aforador para flujo sumergido; los valores de k_s y n_s pueden obtenerse directamente de la Tabla 2.6, para cualquier longitud de aforador seleccionado

L (m)	S (%)	Flujo Libre		Flujo	
		N	K	N _s	K _s
0,5	60,7	2,1	6,2	1,7	3,5
0,6	62,0	2,0	5,2	1,6	2,9
0,7	63,0	1,9	4,6	1,6	2,6
0,8	64,2	1,9	4,2	1,5	2,4
0,9	65,3	1,8	3,9	1,5	2,2
1,0	66,4	1,8	3,6	1,5	2,0
1,2	68,5	1,8	3,2	1,4	1,8
1,4	70,5	1,7	2,9	1,4	1,6
1,6	72,0	1,7	2,7	1,4	1,5
1,8	73,8	1,6	2,5	1,4	1,3
2,0	75,5	1,6	2,4	1,4	1,2
2,2	77,0	1,6	2,3	1,4	1,2
2,4	78,4	1,6	2,2	1,4	1,1
2,6	79,5	1,6	2,2	1,4	1,1
2,7	80,5	1,6	2,1	1,4	1,1

Tabla 2.6

Valores de K_s y N_s. Fuente: IICA - José Alfaro

2.2.4.2.3. Aforador Parshall

El aforador Parshall está formado por tres secciones principales: una sección convergente de contracción se localiza en su extremo aguas arriba; una sección constreñida o garganta; y una última sección divergente o expansión aguas abajo.

El piso de la sección convergente está nivelado, tanto longitudinal como transversalmente; el de la garganta se inclina hacia abajo y el de la sección divergente tiene un declive ascendente. El ancho de la garganta (W) se emplea para señalar el tamaño del aforador.

El flujo en la estructura puede ocurrir bajo dos diferentes condiciones hidráulicas: una donde no existe sumergimiento, llamado flujo libre y otra donde la elevación de la superficie del agua corriente hacia abajo, desde el aforador, tiene altura suficiente para retardar el índice de descarga, denominada flujo sumergido. Para determinar el gasto, se dispone de dos medidores de profundidad (H_a y H_b), los cuales se calibran colocando la cota "cero" coincidiendo con la cota de la cresta del canal (sección convergente).

Cuando se elige la relación correcta entre el ancho de la garganta y la descarga, la velocidad

de aproximación queda controlada automáticamente. Este control se logra seleccionando una anchura de garganta suficiente para admitir el flujo máximo que habrá de aforarse, pero al mismo tiempo, suficientemente angosta para que cause un aumento en la profundidad del flujo aguas arriba. El resultado es un área transversal mayor en el cauce que aproxima y, en consecuencia, una reducción en la velocidad.

El cálculo del caudal en el caso del flujo libre solo requiere medir una altura de nivel del agua, lo cual ocurre cuando la altura de la escala inferior es menor del 60% de la que se lee en la escala superior. La salida libre se determina midiendo la altura en la escala superior y la anchura de garganta, con estos datos se entra a una tabla que da el caudal.

Cuando la altura de la escala sea mayor que el 70% de la alcanzada en la superior se produce un flujo sumergido y la lectura de la escala superior queda afectada por este hecho. Investigaciones adelantadas por Parshall mostraron que cuando el grado de sumergimiento supera el 95% la determinación del gasto se vuelve incierta, debiéndose adoptar este valor como máximo.

Una ventaja importante del aforador Parshall en la posibilidad de que opere como dispositivo de cabeza sencilla con la mínima pérdida de carga. Esta cualidad permite emplearlo en canales relativamente poco profundos con pendiente escasa.

Para una descarga determinada, la pérdida de carga a través de un aforador Parshall es aproximadamente una cuarta parte de la que requiere un vertedero en condiciones similares de flujo libre.

Como desventaja de este aforador, se puede mencionar su diseño relativamente complicado y su tolerancia crítica en lo que se refiere a construcción e instalación, por lo cual se requiere mano de obra calificada y supervisión cuidadosa para obtener aforos satisfactorios; el error del aforador Parshall es generalmente inferior al 2%.

En los cálculos debe tenerse en cuenta que si $H_b = H_a$, el aforador trabaja con sumergimiento y la descarga (Q) es función de H_a y H_b .

El grado de sumergimiento (S) se determina así:

$$S = H_b / H_a$$

Donde:

H_a = Profundidad del flujo arriba

H_b = Profundidad del flujo abajo

Los valores de sumergimiento permiten conocer si el aforador trabaja a flujo libre o ahogado. En la tabla siguiente se presentan valores encontrados experimentalmente para diferentes tamaños del aforador:

Tamaño del aforador (m)	Descarga Libre	Descarga con sumersión
$W < 0.30$	$S < 0.6$	$0.6 < S < 0.95$
$0.30 < W < 2.50$	$S < 0.7$	$0.7 < S < 0.95$
$2.50 < W < 15$	$S < 0.8$	$0.8 < S < 0.95$

Tabla 2.7

Valores para diferentes tamaños del aforador



Las ecuaciones para determinar la descarga en los aforadores Parshall, son:

$$Q = m Ha^n - C$$

Para flujo libre

$$Q = m Ha^n$$

Los valores que pueden tomar los parámetros m y n varían de acuerdo con el tamaño del aforador. Parshall encontró experimentalmente los valores de los parámetros que para el caso de la descarga libre son:

Para flujo con sumergimiento: $Q = m Ha^n - C$

$$W = 0.15 \text{ m}$$

$$Q = 0.381 Ha^{1.58}$$

$$0.30 < w < 2.50 \text{ m}$$

$$Q = 0.372 W (3.281 Ha)^{[1.57 (W)^{0.026}]}$$

$$2.50 < W < 15.0 \text{ m}$$

$$Q = (2.293 W + 0.474) Ha^{1.6}$$

Valores de m y n para fórmula de descarga en unidades métricas					
W (m)	M	N	W (m)	m	N
0,15	0,381	1,580	4,5	10,790	1,6
0,30	0,680	1,522	5	11,937	1,6
0,50	1,161	1,542	6	14,229	1,6
0,75	1,774	1,558	7	16,522	1,6
1,00	2,400	1,570	8	18,815	1,6
1,25	3,033	1,579	9	21,107	1,6
1,50	3,673	1,588	10	23,400	1,6
1,75	4,316	1,593	11	25,692	1,6
2,00	4,968	1,599	12	27,985	1,6
2,50	6,277	1,608	13	30,278	1,6
3,00	7,352	1,600	14	32,570	1,6
3,50	8,498	1,600	15	34,863	1,6
4,00	9,644	1,600			

Tabla 2.8

Valores de M y N para el cálculo de la descarga aforador Parshall (Fuente: Samuel Trueba Coronel "Hidráulica")

Cuando el aforador trabaja ahogado, se puede estimar el parámetro C con las expresiones siguientes:

$$W < 0.15 \text{ m}$$

$$C = \frac{0.0285 Ha^{2.22}}{\left(\frac{Ha + 3.05}{3.05} - S\right)^{1.44}} - \frac{Ha - 0.056}{87.94}$$

$$0.30 < W < 2.50 \text{ m}$$

$$C = \left\{ \left[\frac{3.28 Ha}{(1.8/S)^{1.8} - 2.45} \right] 4.57 - 3.14 S + 0.093 S \right\} W^{0.815}$$

$$2.5 < W < 15.0 \text{ m}$$

$$C = 69.671(S - 0.71)^{3.333} Ha^2 W$$

2.2.4.2.4. Verificación de datos de las estructuras aforadoras

La construcción, mantenimiento y conservación de las estructuras aforadoras es muy exigente para que estas se mantengan calibradas y arrojen resultados precisos de las mediciones de caudal, conforme a las ecuaciones teóricas establecidas para cada una. Cualquier modificación en las características geométricas o hidráulicas produce la descalibración, lo que conduce a imprecisiones en las mediciones.

Para el control de estas estructuras es necesario realizar revisiones periódicas de las dimensiones de diseño, verificar el nivel y/o inclinación de las placas de fondo y la verticalidad de los muros; así mismo, las condiciones hidráulicas de funcionamiento, específicamente el tipo de flujo (grado de sumergimiento). Es recomendable, al menos dos veces por año, adelantar campañas detalladas de aforo a diferentes niveles para obtener la curva de calibración (relación nivel - caudal) y compararla con la curva teórica definida con ecuación. De esta manera, se observará la calidad de la calibración encontrando posibles desviaciones entre las dos curvas, lo que obligará a realizar los ajustes pertinentes.

2.3. SEDIMENTOS

En términos generales sedimento es cualquier fragmento de material transportado, suspendido o depositado por el agua o por el aire.

El fenómeno de la erosión está íntimamente ligado al fenómeno de los sedimentos en los cursos de agua, el principal factor erosivo es el agua.

La erosión producida por el agua es de tres tipos:

- a) Laminar, que consiste en la remoción de la capa superficial de suelo.

- b) Zanjas o cárcavas, es un estado en que los cauces van creciendo y profundizándose en el tiempo

- c) Fluvial, es el fenómeno por el cual un río socava su propio lecho y erosiona los taludes.

La mayoría de los ríos arrastran sedimentos de muy variadas características tanto en su origen mineralógico como en densidad y tamaño; en consecuencia, los procesos de sedimentación son diferentes de acuerdo con el tipo de material.

Los sedimentos se clasifican, según su tamaño, en gruesos, con diámetros en el rango de gravas y arenas y finos en rango de arenas finas, limos y arcillas. Esta clasificación no es simplemente estática sino que tienen implicaciones dinámicas relacionadas con la forma como estos materiales son transportados y depositados por el flujo.

Los sedimentos gruesos se mueven preferentemente por arrastre sobre el fondo de las corrientes y la intensidad de su movimiento depende de las condiciones del flujo y de la turbulencia de las aguas en las vecindades del fondo. Estas partículas viajan parcialmente sustentadas por el lecho del río y rara vez se encuentran en suspensión en cantidades apreciables; por esta razón, su transporte disminuye rápidamente en cualquier reducción de la intensidad del flujo, causada por ejemplo por aumento en la profundidad o reducción de la pendiente y la velocidad. En el caso de un embalse, es previsible que como todas las fuentes que llegan al embalse depositan la mayoría de las partículas gruesas, entonces se produce la colmatación rápida de los cauces.

Los sedimentos finos cuya velocidad de asentamiento es mucho menor que la magnitud de las fluctuaciones turbulentas de la velocidad en el sentido vertical, viajan preferentemente en suspensión en el agua y están totalmente sustentados por el flujo, aun para velocidades muy bajas. Por esta razón, no responden inmediatamente a los cambios de velocidad del agua o de intensidad general del flujo. Estas partículas suelen depositarse en forma más uniforme en el canal

o en cualquier cuerpo de agua, donde las aguas se embalsan como las ciénagas o reservorios.

Las partículas cuyos diámetros son intermedios entre los anteriores, se depositan diferencialmente mostrando alguna preferencia por las zonas cercanas a los cambios de flujo. En ciertos casos, como ocurre en embalses con afluentes de alta pendiente, es posible que ocurran deslizamientos subacuáticos, a partir de los depósitos, formando masas de agua mezclada con materiales finos en forma de un líquido viscoso, más pesado que el agua, capaz de desplazarse a alta velocidad hacia el interior del embalse como una corriente de densidad.

2.3.1. Clases de Sedimento

De acuerdo con la manera como se transportan los sedimentos en las corrientes, estos se clasifican en:

- a) De fondo, compuestos por los materiales depositados por la corriente en el lecho del río.
- b) De arrastre de fondo, son aquellos materiales que se deslizan o ruedan por el lecho de un río por acción de la velocidad de la corriente, formando rizos y dunas.
- c) En saltación, es el material procedente del fondo de la corriente constituido por las partículas más finas, que en un momento dado adquiere la suficiente energía para abandonar el lecho, mantenerse en suspensión durante algún tiempo y caer más adelante.
- d) En suspensión, conformado por las partículas de menor tamaño que se mantienen suspendidas por efecto de la turbulencia de la corriente y se mueven a velocidad más o menos igual a la de esta.

Es importante mencionar que el fenómeno del transporte de sedimentos en los cauces está gobernado por la turbulencia y las formas de los lechos de los ríos, lo cual imprime al proceso un carácter muy variable en el tiempo y el espacio. Con los conocimientos y tecnologías actuales, no ha sido posible establecer una fórmula sim-

ple que determine realmente la cuantía exacta del transporte de los sedimentos en los cauces fluviales.

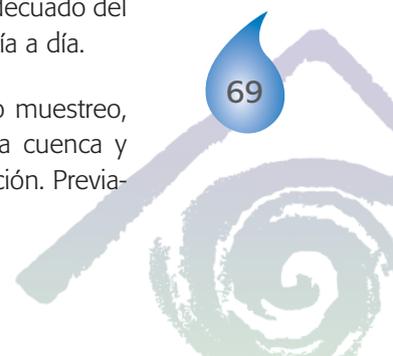
Debido a esto, es imperiosa la necesidad de realizar mediciones específicas en los propios cauces para establecer la magnitud del transporte sólido y determinar, con cierta aproximación, el comportamiento sedimentológico para una amplia gama de condiciones hidrológicas. En la medida que dicha gama sea más amplia, se obtendrá una mayor precisión en la estimación del transporte sólido anual típico de las corrientes. Para tal fin, es necesario realizar mediciones en diferentes estados de la corriente, cubriendo todos los rangos de variación de niveles y caudales, desde mínimos hasta máximos durante el transcurso del año.

Otro aspecto importante es la cuantificación de la carga de arrastre de fondo, observando que su determinación directa no se ha desarrollado completamente, debido a la dificultad para medir la carga sólida cerca del fondo, lo que hace que esta clase de muestreo sea poco frecuente; sin embargo, se debe continuar al tanto de las investigaciones internacionales y promover investigación a nivel nacional para ríos colombianos, bajo el liderazgo del IDEAM y con el apoyo de los centros de investigación de enseñanza superior con cooperación de organismos internacionales.

2.3.2. Definición sitios de medición

No existe una forma única para efectuar medidas del transporte de sedimentos en las corrientes. Por otra parte, este es un fenómeno que depende de muchas circunstancias y varía notablemente en el tiempo y en el espacio, dependiendo del tamaño del área aportante, la distribución espacial de la intensidad de la lluvia, los tipos de suelo superficial y de las condiciones ambientales de la cuenca, especialmente lo relacionado con deforestación y uso inadecuado del suelo, aspectos más desfavorables día a día.

La selección del sitio de medición o muestreo, depende de las características de la cuenca y de los requerimientos de la información. Previa-



mente debe conocerse el caudal líquido, porque este dato es indispensable para el cálculo del transporte de sedimentos, por lo cual el aforo de caudal líquido y sólido debe realizarse en la misma sección transversal.

2.3.3. Equipos e instrumental

No existe una forma única de efectuar mediciones del transporte de sedimentos en las corrientes hídricas, de tal manera que el instrumental usado en diferentes países varía notablemente.

El comportamiento de los sedimentos es variable en el tiempo y espacio y depende de diversos factores naturales y antrópicos. Cada tipo de sedimento presenta tamaño de granos y estructura física variada, así mismo, diferente forma de desplazamiento dentro del flujo, por lo cual se han diseñado y operan mundialmente diversidad de equipos que se adecuan indistintamente a una u otra corriente hídrica, para obtener muestras y resultados de buena calidad, con los cuales se van conformando las series históricas de transporte de sedimentos de cada estación hidrométrica.

En general, las mediciones de los sedimentos se realizan tomando muestras dentro del flujo, utilizando diferente instrumental y luego mediante técnicas analíticas de laboratorio se determina la concentración y posteriormente el transporte.

Un buen muestreador debe producir un mínimo de perturbaciones en el flujo, debe evitar errores por las fluctuaciones a corto plazo de las concentraciones y debe dar resultados que puedan relacionarse con las mediciones de la velocidad del flujo.

2.3.3.1. Instrumental para aforo de sedimentos

La medición de cada tipo de sedimento implica la utilización de diferente instrumental y técnicas de muestreo apropiados, teniendo en cuenta la heterogeneidad en tamaño de granos, la den-

sidad y la manera como se transporta dentro del flujo de la corriente, es por ello, que a nivel mundial se ha investigado y se han diseñado y construido equipos y apoyos logísticos para evaluar cada tipo de sedimento, con el propósito de obtener muestras con alto grado de representatividad, con respecto al comportamiento natural del transporte de partículas sólidas presentes en los flujos de corrientes hídricas.

El conjunto instrumental que históricamente se ha utilizado en Colombia está conformado así:

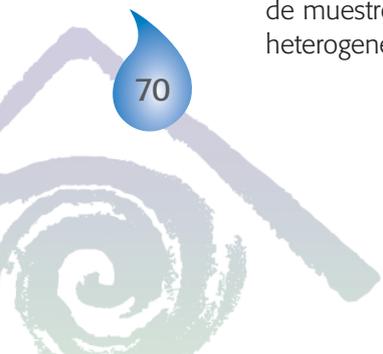
- a) Muestreadores tipo USDH - 48, USD - 49, USDH - 59 Y US - P - 61
- b) Muestreadores con bolsa plegable.
- c) Tomamuestras superficiales con frascos de 470 ml.
- d) Tomamuestras de fondo, tipos, draga y US - BMH.

2.3.3.2. Tipos de muestreadores

- Muestreadores integradores puntuales. (U.S.P - 61)
- Muestreadores integradores en profundidad. (USDH - 48, USD - 49, USDH - 59, bolsa plegable)
- Medidores de acción continua (Bombeo)
- Muestreadores instantáneos. (tipo Van Dorn).

2.3.3.2.1. Muestreadores integradores puntuales

Consisten en un recipiente provisto de una válvula accionada desde la superficie, que permite abrir y cerrar a voluntad el acceso del agua y así tomar muestras en los puntos deseados. Conjuntamente con la válvula de acceso funciona un dispositivo de compensación de presiones que facilita la entrada del agua a la misma velocidad del flujo.



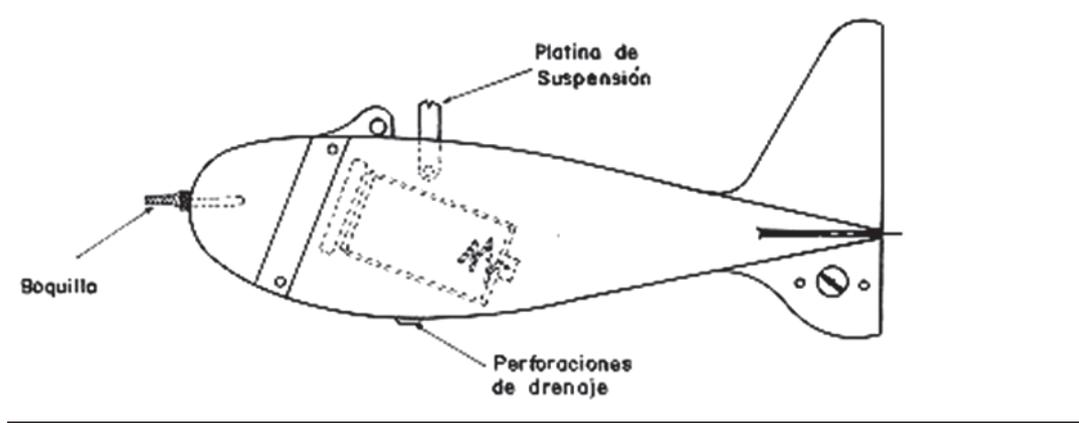


Tabla 2.27
Distribución de concentración en la vertical de toma de muestras puntual USP-61.

Un modelo perfeccionado es el desarrollado por el Inter - Agency Committee on Water Resources (Comité interinstitucional de los E.U., sobre Recursos Hídricos), corresponden al tipo U.S.P. - 61, el cual fue construido en forma original con características hidrodinámicas y consta de un cuerpo de bronce fundido y está provisto de aletas y cola direccional.

En la parte anterior se aloja un frasco (en Colombia se utilizan botellas de 500 Cc) de 0.473 litros. La parte delantera del muestreador es rebatible para permitir el acceso a la cavidad donde se aloja el frasco de la muestra; al cerrarla se ajusta a la boca del frasco un empaque en forma de anillo dejando la botella solamente en comunicación con la válvula de acceso y el escape de aire. El muestreador tiene un peso de 46 kilogramos, (100 libras aprox.). Para el acceso del agua al frasco se emplean tres tamaños de boquillas (de 1/4", 3/16" y 1/8"), para utilizar de acuerdo a la velocidad de agua y tiempo de llenado (ver la figura 2.27).

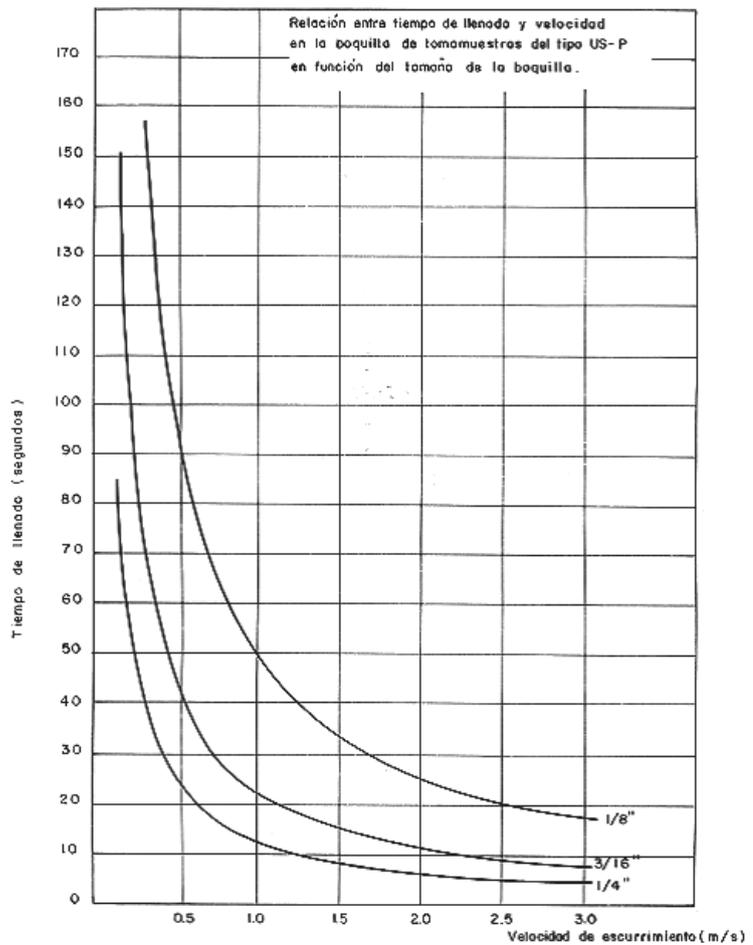


Figura 2.28
Relación entre tiempo de llenado y velocidad en la boquilla de tomamuestras del tipo USP en función del tamaño de la boquilla

La recolección del volumen óptimo en una muestra depende de la velocidad del flujo y del tamaño de la boquilla utilizada. En la figura 2.28 se muestra un ábaco que relaciona las tres variables; conocida la velocidad del flujo en m/s (escala horizontal) se asciende verticalmente hasta la curva correspondiente al diámetro de la boquilla usada y se cruza horizontalmente a la izquierda hasta cortar el eje (Y), encontrando el tiempo de llenado de la botella.

2.3.3.2.2. Muestreadores integradores en profundidad

Los más utilizados son los tipos USDH - 48, USD - 49 y USDH - 59. Tienen forma hidrodinámica y su peso de 2,28 y 11 kilogramos, respectivamente. Poseen una válvula reguladora de presión que permite la entrada del agua a la boquilla a la misma velocidad del flujo. La botella para la muestra es igual que para el U.S.P. - 61, 0.473 litros. Igualmente, se utilizan las mismas boquillas de diámetros de 1/4", 3/16" y 1/8" (ver las figuras 2.29 y 2.30).

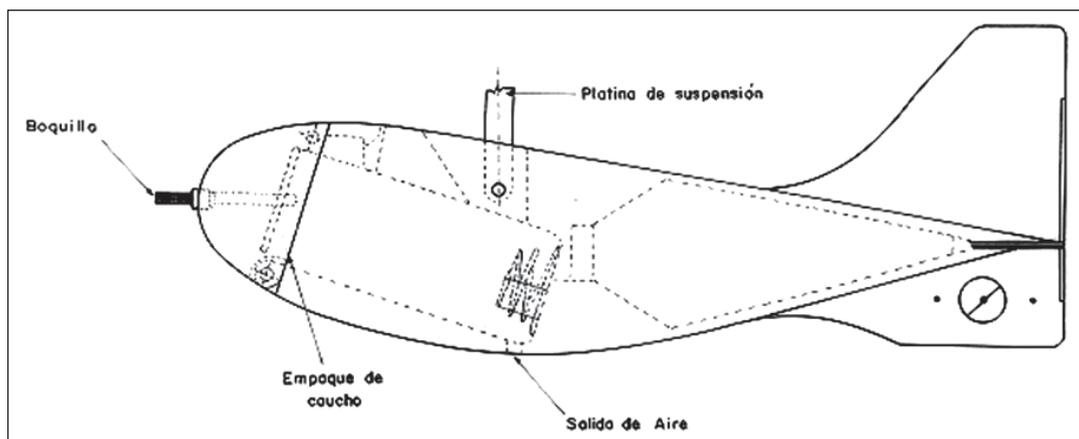


Figura 2. 29

Integrador en profundidad de sedimentos en suspensión USD - 49.

El muestreador USD - 49 se emplea para mediciones en profundidad hasta un máximo de 5 metros y velocidades máximas de 2.0 y 1.5 m/seg. El muestreador USDH - 59, por su menor peso, debe utilizarse solamente cuando la velocidad de la corriente sea menor a un (1) metro por segundo.

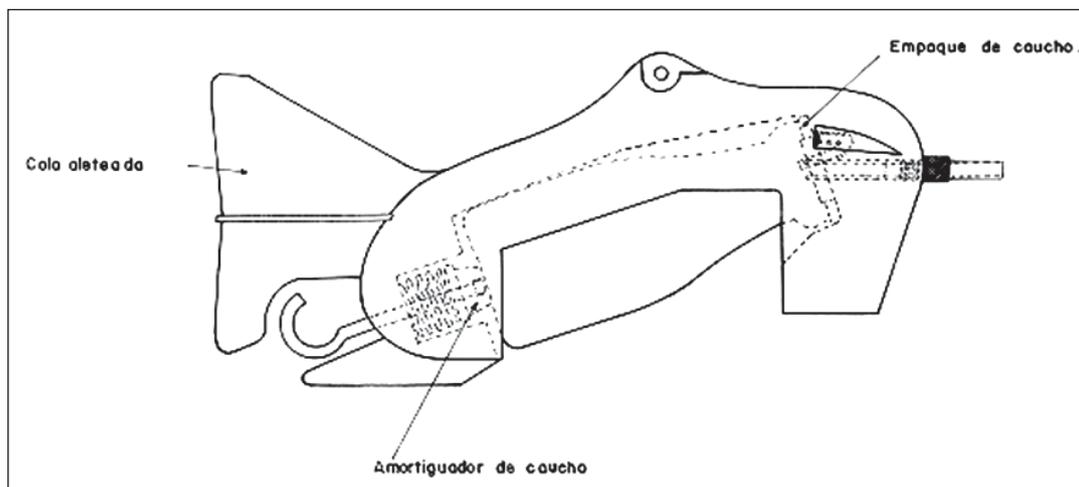


Figura 2.30

Muestreador para sedimento en suspensión USDH-59

El muestreador USDH – 48 (ver la figura 2.31) es el más pequeño de todos y está construido para operarlo con la mano por medio de una varilla en secciones en donde se afore por el sistema de vadeo.

La bolsa plegable, por su capacidad de volumen (2 a 4 litros) se puede utilizar en mayores profundidades, teniendo en cuenta que la exposición del instrumento a la corriente no exceda los límites de tiempo de llenado para una boquilla dada.

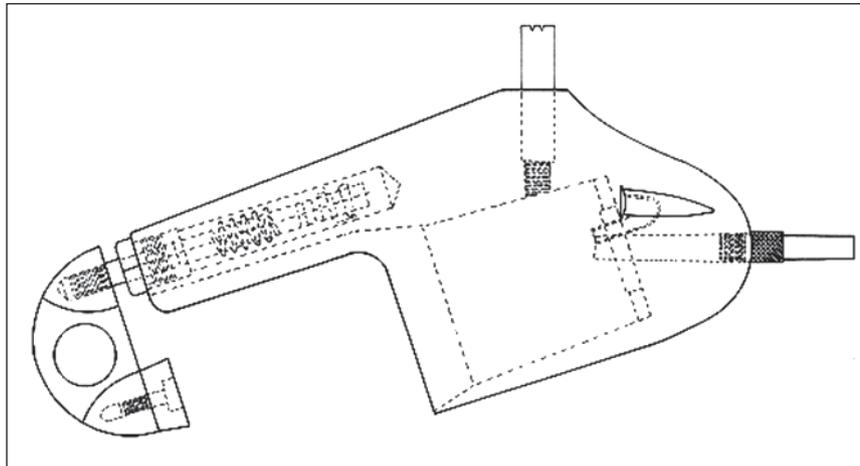


Figura 2.31

Integrador en profundidad de sedimento en suspensión tipo USDH-48.

Estos equipos no poseen válvula que controle el acceso del agua y se utilizan para obtener muestras representativas de toda una vertical de medición. El proceso consiste en hacer descender el instrumento hasta el fondo y luego de vuelta a la superficie, de tal manera que recorra dicha vertical a una velocidad de tránsito constante, en función de la velocidad de la corriente, de la profundidad de la corriente, de la profundidad y diámetro de la boquilla. En el ábaco (ver la figura 2.32) se puede calcular la velocidad de tránsito en que el instrumento está expuesto a la corriente, de tal manera que no vaya a existir posibilidad de recirculación del agua dentro de la botella.

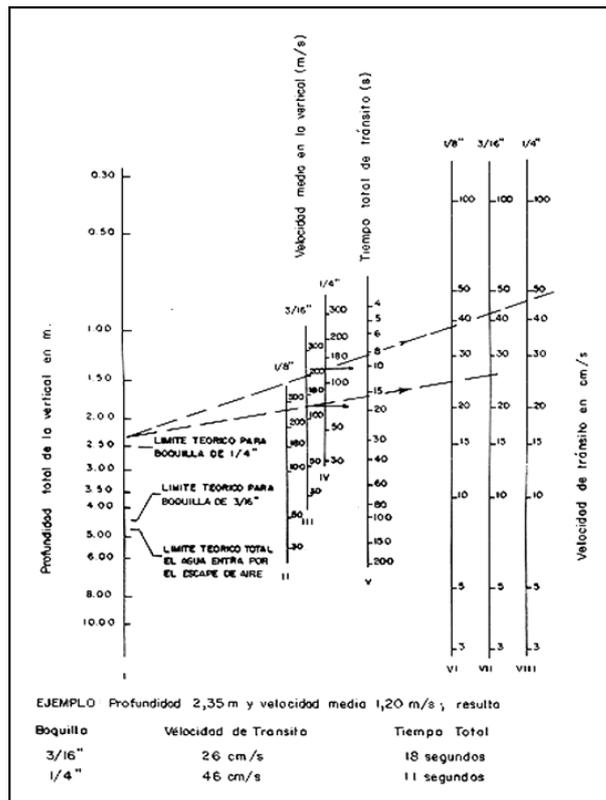


Figura 2.32

Ábaco para determinar velocidad de tránsito de tomamuestras integradores en profundidad

Un ejemplo del manejo del ábaco para calcular la velocidad de tránsito y el tiempo total de muestreo, se presenta en la parte inferior del mismo.

2.3.3.3. Muestras Diarias

El conocimiento de la distribución de los sedimentos en cada una de las estaciones es de gran importancia, debido a que con ello se pueden tomar decisiones en cuanto a las técnicas de muestreo, optimización del número de muestras en la vertical, número de verticales de medición y toma de muestras superficiales.

La toma de muestras diarias de sedimentos se realiza utilizando una canastilla metálica manipulada con una cuerda desde la tarabita o puente como la que se muestra en la figura 2.33. Todo para obtener series históricas diarias, mensuales y anuales del transporte y concentración de sedimentos en cada una de las estaciones de medición, considerando que las mediciones detalladas (aforos) no son frecuentes.

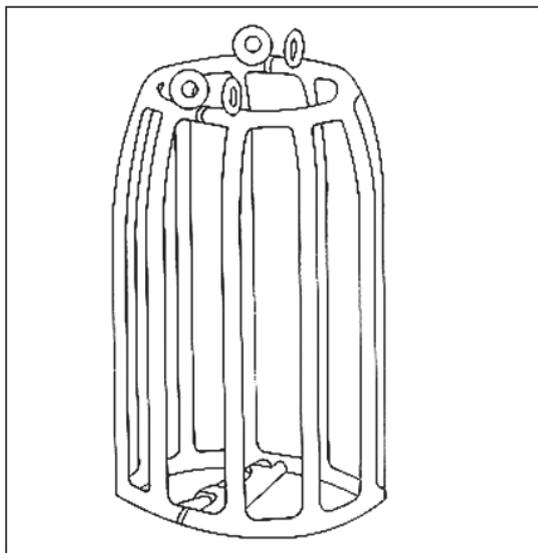


Figura 2.33

Tomamuestras superficial de canastillas de hierro soldado para botellas ½ L.

El método está basado en la correlación directa entre la concentración media del material sólido de las muestras superficiales y la concentración media de la sección transversal de la estación de cada aforo realizado. Esta relación normalmente presenta dispersión, lo que es frecuente

en las determinaciones de sedimentos; por esta razón se está estudiando una metodología para el análisis de consistencia mediante pruebas estadísticas de significancia.

2.3.3.4. Aforos Sólidos

El aforo sólido se considera como el conjunto de operaciones para determinar la cantidad de sólidos suspendidos que transporta un curso de agua en la unidad de tiempo y para un nivel de agua determinado.

El aforo sólido consiste en tomar muestras de agua en diferentes puntos de la sección de aforos, a lo ancho y en profundidad, para determinar la concentración y el transporte de sedimentos, referenciados al nivel y al caudal que se presenta en la corriente durante el muestreo. Los puntos de medición o muestreo deben coincidir con los realizados en el aforo líquido, pues los primeros están en función de los resultados obtenidos del aforo líquido.

Se aprovecha, igualmente, el material sólido recogido en las muestras, para realizar análisis granulométricos que permiten determinar el tamaño de las partículas asociado al tipo de material.

2.3.3.4.1. Métodos de aforo

Dependiendo de la profundidad, se realizan mediciones con más detalle tomando muestras en diferentes puntos de la vertical (método puntual), iniciando estas desde la superficie hasta el fondo, o en su defecto se toma una sola muestra integrada (método integrado) como representativa de toda la vertical.

2.3.3.4.2. Puntual

En secciones profundas mayores de 5.00 metros se utiliza el método de mediciones puntuales, el cual se practica generalmente en grandes ríos.

Los muestreadores de tipo puntual están diseñados de tal manera que la entrada del flujo por la boquilla hacia el recipiente está controlada por una válvula que puede ser abierta o cerrada

eléctricamente desde la superficie. El tiempo de llenado depende de la velocidad del flujo y del tamaño de la boquilla; el instrumento más utilizado para esta clase de mediciones es el USP - 61.

Para la medición de los sedimentos en suspensión en la vertical con el método puntual existen varias formas de selección de puntos de muestreo:

- a) Una muestra tomada a una distancia desde la superficie a 0.6 veces de la profundidad.
- b) Dos muestras, una a 0.2 y otra a 0.8 de la profundidad con igual factor de ponderación.
- c) Tres muestras tomadas a 0.2, 0.6 y 0.8 de la superficie también con igual factor de ponderación.
- d) Varias muestras tomadas en diferentes puntos para establecer la distribución de la concentración en la vertical con el grado de precisión requerida. Generalmente se toman muestras cada 10% de la profundidad, o sea 10 puntos repartidos equitativamente en la vertical.

Cuando se tienen otras variaciones de las anteriores formas se debe tener en cuenta la siguiente consideración según Vanoni: el problema en la estimación de la concentración media, derivada de varias muestras puntuales, conlleva a que pequeñas variaciones de la concentración con la profundidad son de esperarse que sean anormales para el sedimento fino (limo, arcilla), de tal suerte que unos cuantos muestreos darán la concentración media en la vertical.

Sin embargo, las arenas tienden a localizarse cerca del fondo, de tal manera que las muestras puntuales pueden dar valores erróneos respecto a la concentración de arenas. También la distribución de arenas a lo largo de la profundidad varía con el tamaño de los granos. Así el error en concentración para diferentes tamaños podrá diferir, ocasionando errores en la distribución de tamaños en las arenas. Debido a esto, puede resultar un error apreciable en la concentración

de las arenas y solamente un pequeño error en la concentración total.

La relación de la concentración verdadera y aquella determinada por medio de una o más muestras puntuales, puede ser definida comparando las concentraciones provenientes de muestreos integrados y las resultantes de muestreos puntuales. Si las concentraciones y volúmenes de transporte se calculan por medio de muestras puntuales, esta relación deberá determinarse tanto para la concentración total como para la concentración de arena. Guía IDEAM 2004.

2.3.3.4.3. Aforo Puntual con Muestreador U.S.P. - 61

Para realizar aforos con muestreador USP - 61 se pueden seguir las siguientes recomendaciones:

- a) Profundidades no mayores de 15 metros.
- b) Utilizar fuente de energía de 36 voltios (tres baterías de 12 voltios y alto amperaje).
- c) Para un aforo normal tomar un mínimo de 5 puntos en la vertical, superficial a 0.2, 0.6, 0.8 y fondo.
- d) Para aforo detallado tomar 10 puntos (cada 10%) especialmente para caudales altos.
- e) Utilizar un malacate de 75 kg de capacidad.
- f) Boquillas de 1/4", 1/8" y 3/16".
- g) Ábacos para el cálculo de llenado.
- h) El número de verticales no debe ser menor de seis.

En el aforo puntual hay que tener presente la distribución de la concentración tanto en la vertical como a lo ancho de la sección. Se considera que en una vertical no debe tomarse menos de cinco muestras igualmente espaciadas para obtener una mejor distribución de la concentración. En cuanto al número de verticales, este no debe ser menor de seis.

Es importante tener en cuenta que para todos los métodos de aforo de sedimentos, la medición del aforo de caudal líquido debe ser simultánea o antes del aforo sólido.

El ejercicio de efectuar el aforo sólido puntual, consiste en bajar y colocar el tomamuestras en el punto predeterminado en la vertical, abrir la válvula durante el tiempo calculado por medio de la gráfica de calibración. Pasado dicho tiempo cerrar la válvula y luego subir el instrumento, extraer la botella y observar si el llenado no ha sobrepasado los 4/5 de su capacidad, lo cual garantiza que el agua no ha recirculado y por lo tanto la muestra está inalterada. Muestras inferiores a los 2/3 de la capacidad de la botella se consideran pequeñas, las cuales se deben rechazar y repetir la medición correspondiente.

La información básica de campo se debe anotar en el formato "Aforo de Sedimentos en Suspensión" y remitirlo al laboratorio de sedimentos conjuntamente con las muestras debidamente identificadas.

2.3.3.4.4. Aforo Integrado

El sistema consiste en que el muestreador recorre la vertical en ambas direcciones (superficie - fondo - superficie), de suerte que se toma una muestra, en su doble desplazamiento en la vertical, que representa la concentración media en la vertical.

El IDEAM utiliza para esta clase de muestreo los integradores USDH - 49 y USDH - 59, los cuales no deben emplearse en profundidades mayores a cinco metros por la poca capacidad del recipiente.

El procedimiento como en caso anterior debe cumplir con algunas disposiciones, así:

- a) Se requiere un malacate de mínimo 30 kg de capacidad y suficientes botellas para el muestreo.

- b) Del aforo líquido se toman las velocidades medias de las verticales para determinar por medio de un nomograma o ábaco, las velocidades de tránsito y tiempos necesarios para tomar una muestra adecuada.
- c) Se selecciona la boquilla de acuerdo a las velocidades del flujo y se coloca la botella correspondiente en el instrumento.
- d) El número de verticales no debe ser menor de seis.

El procedimiento metodológico consiste en lo siguiente:

- a) Colocar el tomamuestras de manera que la boquilla quede enfrentando la corriente. Se baja luego lentamente hasta el fondo y se regresa nuevamente a la superficie a velocidad de tránsito constante. Se debe tener precaución de no demorar el muestreador al llegar al fondo e, igualmente, impedir que toque el lecho del río, para evitar que el sedimento de fondo se levante y altere la muestra. Para esto es necesario conocer de antemano el valor de la profundidad en el sitio de medición.
- b) La velocidad "Vt", a la cual el muestreador se desplaza hacia el fondo y luego hacia la superficie, no debe exceder del 40% de la velocidad media "Vm" en la vertical, de tal manera que la relación de compresión del volumen de aire en la botella, no debe exceder a la velocidad de llenado de la botella.
- c) Se rechazarán las muestras que sobrepasen los 4/5 de la capacidad de la botella con lo cual se asegura que no hubo recirculación dentro de la botella. Igualmente, muestras con volumen inferior a los 2/3 de la capacidad de la botella se consideran pequeñas y se podrían rechazar.

- d) Se empleará una botella en cada muestra y se evitará el trasvase.
- e) Se tomarán por lo menos tres muestras integradas en cada vertical.
- f) Las botellas que contienen las muestras se tapan en forma hermética (tapa y contratapa) para evitar pérdidas de líquido y se transportan al sitio donde se ha de efectuar el filtrado.
- g) En forma simultánea a la medición, se consignarán los datos resultantes en el formato "Aforo de Sedimentos en Suspensión".

2.3.3.4.5. Muestreo con U.S.D.H - 48

Es el muestreador más pequeño del tipo U.S.D.H, está construido para operarlo con la mano por medio de una varilla de 1/2" de diámetro colocada en la parte superior del instrumento, la cual es normal al eje horizontal de la boquilla. El instrumento se usa en secciones en donde se afore por el sistema de vadeo. En la parte inferior tiene una cavidad en donde se aloja la botella, la cual se ajusta mediante un dispositivo que aprisiona la botella por medio de un resorte.

El muestreador está calibrado para una boquilla de 1/4"; sin embargo, se puede utilizar con una boquilla de 3/16".

La operación del muestreador es muy sencilla. Para tomar una muestra integrada, la operación de descenso y ascenso del instrumento se hace con la mano de acuerdo con un nomograma, en donde se toma la velocidad de tránsito y los tiempos necesarios para obtener una muestra adecuada. El instrumento puede tomar una muestra hasta nueve centímetros por encima del fondo.

Las normas sobre número de verticales, llenado de botellas, número de muestras y formato de campo son las mismas de los instrumentos antes descritos.

2.3.3.4.6. Muestreo con U.S.P - 61 como Integrador

Para profundidades hasta de cinco metros se puede utilizar el instrumento como integrador, con recorrido de bajada y subida con la válvula abierta. Para profundidades mayores de cinco metros y menores de diez metros, el muestreador se lleva cerrado hasta el fondo, en este punto se abre la válvula e inmediatamente se inicia el recorrido hasta la superficie. Ahora, para profundidades mayores a diez metros se pueden tomar dos muestras integradas, una desde el fondo a la mitad de la vertical y otra sobre la mitad hasta la superficie del agua. La combinación de ambas dará la muestra integrada sobre toda la vertical.

2.3.3.4.7. Bolsa plegable

El uso de muestreadores de sedimentos con bolsa plegable ha sido ensayado en países como los Estados Unidos, Canadá, Alemania, Francia y Holanda. En Colombia fue en el río Orinoco donde se desarrollaron las primeras experiencias con la participación del HIMAT, durante el desarrollo del "Taller sobre hidrometría de grandes ríos", organizado por Venezuela y patrocinado por la Organización Meteorológica Mundial - OMM

Con base en estas experiencias el HIMAT implementó esta metodología para grandes ríos por primera vez en el río Putumayo, dentro del marco del convenio Colombo - Peruano, con resultados satisfactorios.

En sí, el muestreador de bolsa plegable, diseñado por el Geological Survey de los E.E. U.U., se utiliza para recoger muestras integradas de sedimentos en suspensión en corrientes con profundidades mayores a 5 m. También se puede emplear en forma horizontal, para recoger muestras integradas de una sección, a una misma profundidad (embarcación a velocidad constante y uniforme).

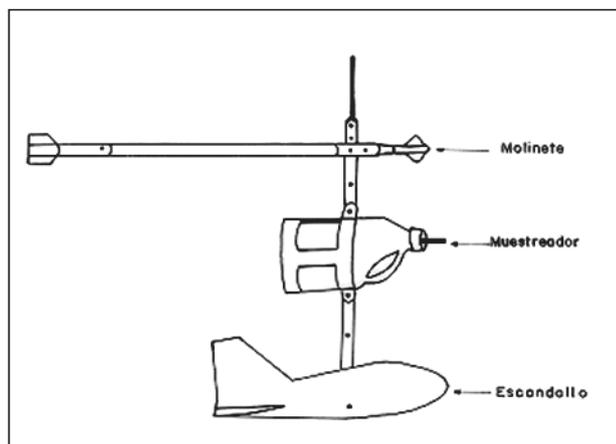


Figura 2.34
Colocación de muestreador

Algunas ventajas de los muestreadores de este tipo son:

- a) Económicos.
- b) Sencillos en su construcción.
- c) Más livianos.
- d) Sus partes y elementos se consiguen fácilmente en el mercado nacional o se pueden fabricar, dada su sencillez.
- e) Recogen muestras integradas en una misma vertical.
- f) Recogen muestras integradas de una sección a una misma profundidad.
- g) Recogen muestras de gran volumen.

Algunas desventajas son:

- a) Las muestras recogidas en la bolsa plegable siempre deben ser depositadas en otro recipiente para enviarlas al laboratorio.
- b) Como los muestreadores van acoplados al escandallo, existe una zona que queda sin muestrear debido a la distancia H entre el escandallo y la botella.
- c) Se deben usar tantos tamices como verticales tenga el aforo, para evitar que se re- tengan partículas de menor tamaño por la acumulación del sedimento una vez se ha pasado por el mismo tamiz varias muestras.

La bolsa plegable consta de los siguientes elementos:

- a) Canastilla. Fundamentalmente se emplean dos tipos de canastillas, una para contener una botella de 3 ó 4 litros (1 galón), y otra para contener una botella de 7 u 8 litros (2 galones).
- b) Botellas o garrafas plásticas perforadas. En el comercio local se consiguen estas botellas plásticas, de uno o dos galones con el cuello y la boca posicionadas lateralmente. Los huecos que debe tener la botella, sirven para evitar la presión a la que se somete cuando está sumergida.
- c) Tapa plástica hidrodinámica. En el HIMAT se diseñó una tapa especialmente adaptada a la garrafa que soporta la boquilla. La tapa original que trae la botella no debe desecharse, ya que se utiliza mientras no se use la tapa con la boquilla y así evitar que se dañe la rosca de la botella.
- d) Boquillas. Se usan las mismas boquillas que suelen emplearse en los muestreadores del tipo U.S.P o U.S.D.H y su material puede ser de aleación de bronce o teflón. Los diámetros son:

Boquilla N° 1	$\frac{1}{8}$	de pulgada o 3.18 mm
Boquilla N° 2	$\frac{3}{16}$	de pulgada o 4.76 mm

Boquilla N° 3	$\frac{1}{4}$	de pulgada o 6.35 mm
Boquilla N° 4	$\frac{5}{16}$	de pulgada o 7.94 mm

Las boquillas de teflón se emplean primordialmente cuando se requieren muestras no contaminadas por las boquillas de metal.

2.3.3.4.8. Bolsas de plástico

Las bolsas de plástico o polietileno utilizadas, tienen un calibre de 45 milésimas de milímetro y el tamaño de 25 por 40 cm y sirven para botellas de un galón; el tamaño de 35 por 50 cm se usa para las botellas de dos galones. Es importante que antes de usarse las bolsas se humedezcan preferiblemente con agua de la corriente objeto de la medición (por lo general se llenan con agua hasta la mitad), para verificar que ésta no tenga escapes.

2.3.3.4.9. Pesa o escandallo

Dependiendo de la profundidad y la velocidad de la corriente se usan las pesas hidrodinámicas o escandallos convencionales de 50, 75 ó 100 kg, con sus respectivas platinas para sujetarlos a la canastilla y al molinete.

2.3.3.4.10. Lastre de la bolsa

Se usa un lastre de 30 a 50 gramos que debe ser colocado dentro de la bolsa plástica con el objeto de mantenerla en el fondo de la botella, también puede emplearse una esfera de vidrio (bola de cristal de 2 cm de diámetro).

2.3.3.4.11. Montaje y uso del muestreador

Dependiendo de los muestreos a realizar; es decir, si se requieren tomar solamente muestras integradas se usa el muestreador y el escandallo, si adicionalmente se desea medir la velocidad de la corriente, se adiciona el correntómetro.

El orden de colocación de los mismos depende de los medios y facilidades de trabajo en el sitio, de tal forma que se podrá instalar de arriba hacia abajo, el muestreador, el correntómetro y el escandallo o arreglar este orden como convenga, siempre y cuando el escandallo esté por

debajo. Definido esto se procede a introducir la bolsa dentro de la botella, dejando 5 cm que se doblan sobre la boca del recipiente, procurando que los pliegues queden uniformemente distribuidos al enroscar la tapa con la boquilla, a continuación la botella se coloca dentro de la canastilla y se asegura con una cuerda, dando una vuelta completa alrededor del cuello.

Posteriormente, se baja el muestreador al nivel de agua, permitiendo que la botella perforada se llene de agua y procurando que esta entre por la boquilla. Al iniciar el muestreo se pone en funcionamiento el cronómetro, el contador de revoluciones del molinete y se inicia el tránsito vertical el cual debe ser constante, aproximadamente entre 0.2 y 0.4 veces la velocidad de la corriente.

Al recuperar la muestra es importante verificar que al salir la boquilla del agua no salga agua por ella, si esto ocurre, se ha presentado recirculación y el muestreo debe realizarse nuevamente. A continuación se toma la botella por el cuello y se inclina ligeramente hacia adelante, se suelta el cordel y se retira la muestra de la canastilla, luego se desenrosca la tapa de la botella, cuidando que la bolsa no resbale hacia adentro y se pierda la muestra. Después que la muestra se haya medido con la probeta y se haya pasado por el microtamiz, parte del sedimento queda pegado a la bolsa; por tanto, es necesario lavarla con un atomizador y pasar este contenido por el microtamiz sin tener en cuenta, para la cuantificación del volumen de agua, el agua utilizada en el lavado de la bolsa, pues no forma parte de la muestra.

2.3.5. Tamaño de la boquilla, tasa de tránsito y calibración de campo

Para determinar el tamaño de la boquilla y la tasa de tránsito, con el fin de evitar el sobrelleñado o recirculación se debe tener en cuenta la relación de los ábacos, que define el tiempo requerido para recoger la muestra.

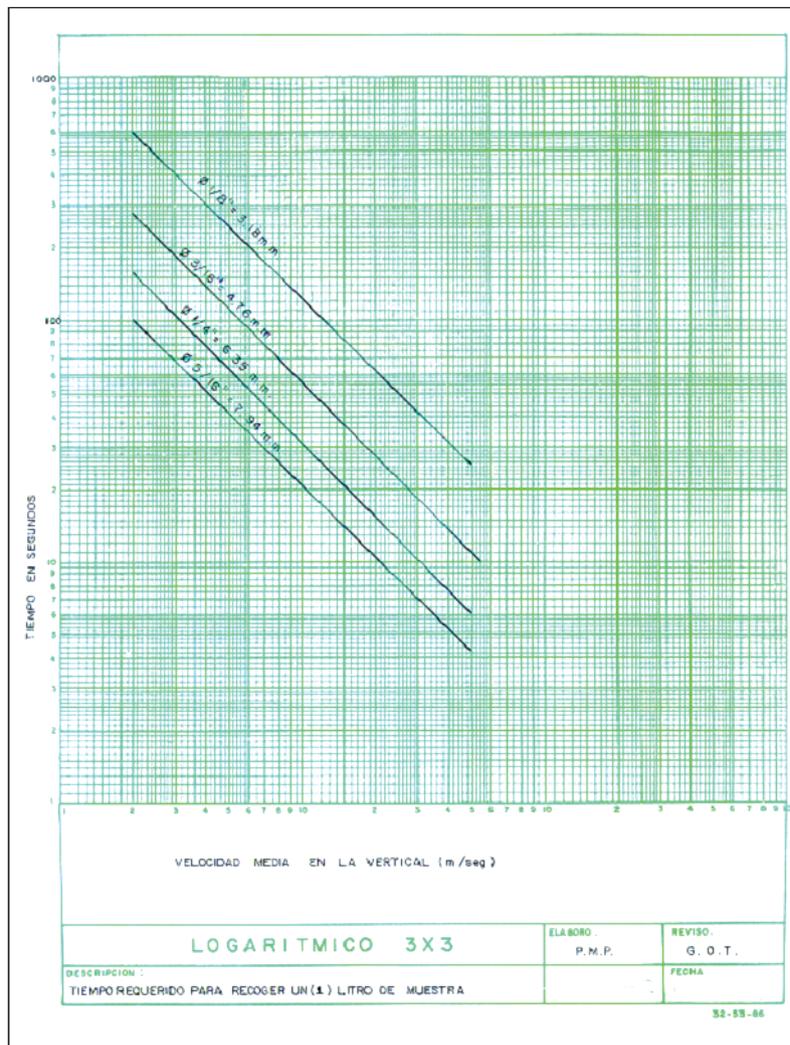


Figura 2.35
Tiempo requerido para recoger un litro de muestra.

Ejemplo:

Profundidad = 20 m.

Recorrido superficie - fondo - superficie = 40 m.

Velocidad media de la corriente = 1.2 m/s.

0.2 de $\nabla \leq$ tasa de tránsito \leq 0.4 de ∇ si se asume 0.3 de ∇ entonces la tasa de tránsito es = $0.3 \times \nabla$
 = 0.3×1.2 m/s. = 0.36 m/s.

Tiempo de tránsito 40 m / 0.36 m/s. = 111 Segundos.

De la figura anterior y considerando la velocidad media (∇) igual a 1 m/s se obtiene que para recoger un (1) litro de muestra, empleando las 4 boquillas, se requiere un tiempo de llenado diferente como se observa en la Tabla 2.9.

BOQUILLA	MUESTRA (litros)	TIEMPO (segundos)
1	1	130
2	1	57
3	1	32
4	1	20

Tabla 2.9

Tiempo requerido para recoger un litro de muestra empleando varias boquillas.

La capacidad máxima de llenado de los muestreadores, para evitar el sobrellenado y recirculación, es de 2.65 litros en la botella de 1 galón (3.785 litros), y 5.30 litros para las botellas de 2 galones.

2.3.5.1. Calibración de campo

El muestreador deberá calibrarse en el campo antes de usarlo y chequear esta calibración tantas veces como se pueda. El procedimiento consiste en medir la velocidad de la corriente (vc) en un punto y recoger una muestra de (t) segundos en el mismo punto.

La velocidad de desplazamiento de la boquilla vb, es:

$$vb = \frac{V(\text{cm})^3}{A(\text{cm})^2 \times T(\text{seg})} = \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

En donde:

V = Volumen de la muestra en cm³

A = Área de la boquilla en cm²

T = Tiempo en segundos

El área de cada una de las boquillas es:

BOQUILLA N°	ÁREA cm ²
1	0.079173
2	0.178139
3	0.316692
4	0.494832

La eficiencia hidráulica eh es:

$$eh = \frac{vb}{vc}$$

vb = Velocidad en la boquilla

vc = Velocidad de la corriente

eh = Eficiencia hidráulica.

Si la eficiencia hidráulica está por debajo de 0.90, es necesario verificar si la boquilla tiene protuberancias o irregularidades a la entrada. Esta debe ser hidrodinámica y el orificio perfectamente uniforme.

La calibración de campo debe mostrar una eficiencia promedio de 0.95 para velocidades entre 1 y 3 m/s.

2.3.6. Concentración de sedimentos

En general se denomina concentración a la cantidad de sólidos que se encuentran en una unidad de solución (sólido + líquido). Las concentraciones se expresan en partes por millón (ppm), o en peso de sólido por unidad de volumen líquido, es decir una parte por millón (1 ppm) es igual a 1 miligramo por litro (mg/l) y a 0.001 kg/m³.

Para este análisis se tiene en cuenta el mecanismo de las partículas en suspensión y su distribución debido al flujo turbulento. Teóricamente las mayores concentraciones se deben distribuir más en los estratos más bajos que en los más altos dentro de un cauce natural; pero este proceso no se comporta igual cuando existe un intercambio turbulento de las masas de agua, aquellas que suben transportan más partículas hacia la superficie que las que descienden hacia el fondo.

De esta forma se establece un estado de equilibrio entre el transporte descendente y el ascen-



dente promedio debido al intercambio turbulento. Esto demuestra que una mayor turbulencia genera una mayor uniformidad en la distribución de los sedimentos, mientras que a mayores velocidades de asentamiento, derivados por un flujo más lento y regulado, resulta una distribución menos uniforme, con grandes concentraciones próximas al fondo y bajas concentraciones hacia la superficie de la corriente.

Para determinar la carga sólida en suspensión de una corriente y para establecer tanto el transporte como la distribución de las diferentes partículas del material que la componen, normalmente se toman muestras a lo ancho de la sección de medida. La concentración media en una vertical es el promedio de las concentraciones de todos los puntos de la vertical.

El propósito de realizar una campaña de mediciones es establecer un sistema adecuado para la selección de un número limitado de muestras que garanticen la representatividad de las concentraciones obtenidas, o sea, un buen estimativo de la concentración media en la sección de medida.

La concentración media "Cm" (kg/m³) en la sección resulta de dividir la carga de sedimentos "T" (kg/s) entre el caudal líquido "Q" (m³/s),

$$C_m = T / Q$$

2.3.7. Transporte de sedimentos

La obtención de muestras de sedimentos permite determinar la cantidad de sólidos que transporta una corriente en la unidad de tiempo.

El transporte total comprende tanto el sedimento que se traslada suspendido en la corriente como el que viaja arrastrándose o rodando por el fondo. El transporte de arrastre de fondo se mide directamente con muestreadores especializados para este fin y se expresa generalmente en m³/día. El transporte de sedimentos en suspensión se refiere a la cantidad de sólidos o sedimentos suspendidos que pasan por la sección de una corriente en una unidad de tiempo, se expresa generalmente en Ton/día o kg/s.

El transporte de sedimento en suspensión T (kg/s) es igual al producto de la concentración media Cm (kg/m³) por el caudal líquido Q (m³/s) que pasa por una sección.

$$T = Q * C_m$$

2.3.8. Nociones básicas sobre errores y limitaciones en las mediciones

Se pueden considerar dos orígenes de errores frecuentes durante la actividad de muestreo de los sedimentos.

2.3.8.1. Uso incorrecto de los muestreadores

La velocidad de acceso en la boquilla del instrumento debe ser igual a la velocidad del flujo en el punto de muestreo. Cuando estas condiciones cambian los errores de medición que se producen pueden ser determinantes. Los errores de medición que se producen cuando la velocidad del agua en la boquilla es diferente de la velocidad de la corriente, son inapreciables en el rango de las partículas menores de 0.06 mm.

Para partículas mayores de 0.06 mm., el error es tanto más pronunciado cuando mayor es el tamaño de partícula y la desviación de la velocidad de entrada respecto a la velocidad de la corriente en el punto de toma. Cuando la velocidad en la boquilla es menor que la velocidad de la corriente, las muestras contienen un exceso de sedimentos, mientras que las muestras recogidas a mayor velocidad que la que tiene la corriente arrojan valores por defecto de la concentración de sedimentos. La magnitud de los errores en la concentración para diferentes relaciones de velocidad de toma varía entre 0.25, 0.50, 3.0 veces la velocidad de flujo, para diferentes tamaños de partícula de suspensión. A medida que dichas partículas son de inferior diámetro, la magnitud del error decrece. Usualmente, los fabricantes de estos equipos advierten que las boquillas están calibradas para cada instrumento individualmente.

La orientación incorrecta del equipo respecto a la dirección del flujo reduce la concentración de la muestra. En ensayos, en laboratorios de hidráulica, se ha encontrado que una desviación

angular menores de 20 grados no tiene un efecto apreciable en la precisión del muestreo mientras que una desviación de 30 grados resulta en un error de - 7%. La sección de la boquilla debe ser normal a las líneas de flujo.

La pérdida de representatividad de la muestra se da por rebosamiento y recirculación del contenido de la botella. Se recomienda que el llenado de la botella se realice de acuerdo a las instrucciones de muestreo en cuanto a tiempos de llenado con relación a la velocidad del flujo, de tal forma que se garantice un volumen no superior al 75% de la capacidad de la botella.

La extrema aproximación del muestreador al lecho con la consecuente captación de partículas de arrastre o saltación altera el contenido de sólidos suspendidos de la muestra. Guía IDEAM 2004.

2.3.8.2. Representatividad de las muestras

Dadas las características de variación temporal y espacial del proceso de difusión que gobierna el fenómeno de la suspensión, se puede requerir de un gran número de muestras para definir con exactitud la concentración media de la carga en un punto dado del campo de flujo. La experiencia demuestra que las máximas desviaciones de la concentración media se presentan en corrientes donde la carga suspendida consiste principalmente de partículas de arena, mientras que en la carga compuesta primordialmente por limos y arcillas, estas desviaciones son menores.

2.3.8.3. Tamaño óptimo de la muestra

Debido a la limitada capacidad de los recipientes de los muestreadores especialmente de la serie "US" en donde se aprecia que cuando la muestra presenta baja concentración y las partículas son de variado tamaño puede resultar un peso relativamente mayor que el real, distorsionando la distribución de los tamaños de diámetros a la carga medida, para lo cual es necesario tomar varias muestras del mismo punto. Para obviar este problema se ha implementando el muestreador de la bolsa plegable, el cual toma una muestra mucho más grande.

2.3.8.4. Otros aspectos importantes

Las mediciones que se realizan por verticales no muestrean la totalidad de los sedimentos debido a que el instrumento no llega hasta el lecho mismo de la corriente. La magnitud de esta distancia, entre el lecho y el instrumento, dependerá de la forma y tamaño del equipo, del método de operación, de la consistencia o firmeza del fondo y de la presencia de formas del lecho. Como consecuencia, no todos los sedimentos de la vertical tienen la posibilidad de ser captados por el muestreador

Para analizar en forma teórica la cantidad de sedimentos no medida, Chien (1952) definió el concepto de eficiencia de una medición integrada en profundidad como la relación entre la cantidad de sedimentos representada en la muestra y la cantidad total de sedimentos en suspensión y de arrastre presentes en la vertical, para un cierto tamaño de partículas del material del lecho. Se deduce que cuanto menor es la profundidad, menor es la eficiencia del muestreo, dado que en la zona no medida es proporcionalmente mayor. Guía IDEAM 2004.

2.3.9. Procesamiento de muestras en el sitio

Siempre ha sido un inconveniente transportar numerosas botellas al campo y regresarlas de nuevo al laboratorio, por ello se debe disponer de los siguientes elementos:

- a) Dos (2) baldes graduados con tapa para mezclar las muestras.
- b) Dos (2) probetas graduadas de 500 ó 1.000 mililitros.
- c) Dos (2) frascos con atomizador.
- d) Dos (2) embudos de 20 cm de diámetro superior para colocar el tamiz.
- e) Doce (12) microtamices de 3 pulg. de diámetro con malla de 0.063 mm. , es decir 63 micras con base y tapa.

- f) Botellas plásticas de 100 y 500 mililitros para muestras.
- g) Rótulos para identificar las muestras.

Cada muestra se debe analizar por separado. Una vez que se ha tomado la muestra, se retira de la canastilla, luego esta se vierte a través del tamiz que se encuentra ubicado en el embudo hasta que quede el líquido en su totalidad en la probeta. Se registra el volumen y se vierte su contenido en el balde, que debe permanecer tapado, hasta tanto no se tome y se procese la siguiente muestra. De inmediato se rotulan los filtros con las muestras, identificándolas de tal forma que no vaya a haber duda de su identidad o identificación. De la misma manera se continúa con las siguientes verticales hasta completar el aforo.

Es importante tener en cuenta que tanto la bolsa plástica como los tamices deben ser lavados divinamente antes de ser utilizados en las siguientes prácticas.

Las partículas que quedan adheridas tanto en la bolsa plástica como en los tamices deben ser lavados con agua exenta de partículas extrañas, a través de un atomizador. Este contenido se filtra nuevamente y el líquido se desecha, pues este no hace parte del volumen de la muestra mientras que el sedimento sí.

Con ayuda de una probeta graduada se determina el volumen del filtrado. Posteriormente, del volumen total se toma una alícuota representativa en un frasco de 500 ml, que se pasa luego por un filtro menor de 63 micras quedando de esta manera atrapadas las partículas menores de 63 micras. Posteriormente, se llevan al laboratorio donde con el volumen total se calcula la concentración.

2.3.10. Análisis de laboratorio

Para el procesamiento de las muestras de sedimentos es necesario contar con un laboratorio a fin de determinar las concentraciones de sedimentos en suspensión y la distribución del tamaño de las partículas de sedimentos en suspensión y el material del lecho. Además, se incluyen otros tipos de análisis asociados con estas dos formas como son: las determinaciones

cuantitativas y remoción de materia orgánica y sólidos disueltos, el peso específico de partículas de sedimentos, el peso unitario de los suelos y depósitos de sedimentos, determinación de la forma de las partículas y análisis mineralógicos asociados con la geoquímica.

Las funciones de un laboratorio de sedimentos son: determinar la concentración de sedimentos en suspensión en las muestras tomadas por medio de las mediciones en los ríos; determinar la distribución del tamaño de las partículas de sedimentos en suspensión, material de fondo y depósitos en embalses; y analizar la forma de las partículas, el peso específico, la materia orgánica, la densidad, la mineralogía y la composición petrográfica de los materiales.

Los datos de la concentración y tamaño de las partículas se emplean para determinar los volúmenes de sedimentos en suspensión y de arrastre de fondo, así como el transporte total de sedimentos de los ríos, como también calcular los volúmenes probables y pesos específicos de depósitos en embalses, canales de riego, dársenas, etc.

El carácter muy diverso de los sedimentos fluviales hace que la escogencia de los análisis de laboratorio sea algo difícil, así como el mismo procesamiento de los datos. En general los métodos utilizados son los recomendados por varios investigadores y que han sido desarrollados y usados rutinariamente por científicos y técnicos de laboratorios de sedimentos en todo el mundo.

Estos se resumen en los siguientes métodos de filtración y evaporación para el análisis de la concentración de sedimentos, métodos usados para el análisis del tamaño de las partículas de muestras de sedimentos en suspensión que incluyen el tamizado, pipeteado, el pipeteado - tubo VA, dependiendo del equipo disponible, la concentración y tamaño aproximado del sedimento de la muestra y el medio de asentamiento usado. Para el material del lecho se utiliza generalmente el tamizado usado para el análisis de arenas, para tamaños mayores la determinación es visual. Para el análisis de la fracción de limo y arcilla se utilizan los métodos petrográficos que son de gran importancia en los estudios del origen geológico de las partículas.

Determinar las concentraciones de sedimentos en suspensión por medio del método más adecuado que puede ser por filtración o evaporación. Sin embargo, el método de filtración tiene ventajas obvias sobre el de evaporación, para lo cual se deben utilizar filtros de fibra de vidrio; el secado se debe realizar a 110°C para efectos de análisis de concentración y unificar dicha medida con los demás países. La calcinación a 600°C se debe hacer cuando el material posee porcentajes muy bajos de calcio y el análisis se debe realizar con los procedimientos propios de cada método.

Otra de las actividades es la de determinar la distribución del tamaño de sedimentos en suspensión. Este análisis depende del tamaño de las muestras que suministren un volumen suficiente y representativo. Los métodos utilizados son los siguientes: tamizado húmedo y filtrado; tamizado - pipeteado con divisiones de tamaños entre 0.002 y 2.00 mm y si está en rango de limos entre 0.008 y 0.031 mm.; el tubo de acumulación visual VAT; y el tubo granulométrico BWT (Botton Withdrawal Tube). Elaborar las curvas granulométricas correspondientes.

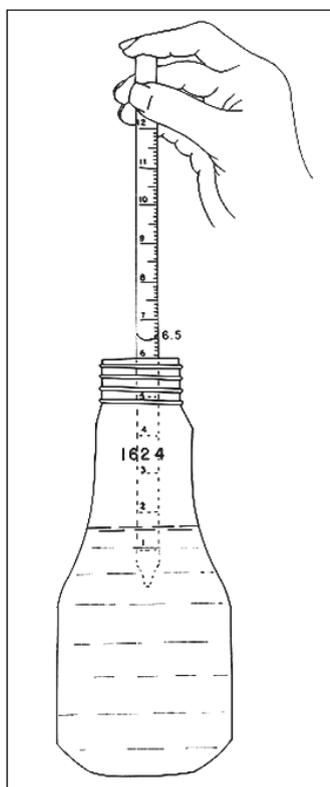


Figura 2.36
Medición del volumen con pipeta.

Analizar las fracciones de limos y arcillas de las muestras de sedimentos. Separación de la arena de los finos. Utilizar los métodos descritos en el aparte anterior.

Determinar las granulometrías de los sedimentos de fondo. Análisis del material grueso (arenas y gravas) por el método de tamizado. Se debe utilizar una serie de tamices normalizados con rangos entre los 76 y 0.037 mm. con mínimo de 15 tamices distribuidos de acuerdo al tamaño máximo y mínimo con el fin de lograr una distribución bien graduada de las arenas, que pueda ajustarse a una recta en un gráfico granulométrico logarítmico de probabilidad o a un gráfico semilogarítmico. Seguir los procedimientos correspondientes a este método.

Analizar la composición petrográfica de los sedimentos, según tipos de rocas, que permita obtener información en relación a las zonas de las cuales son originarias las partículas de acuerdo a las zonas críticas y activas de las cuencas y de los cauces. (Geoquímica).

El laboratorio de sedimentos debe estar dotado con los equipos completos necesarios para obtener una información precisa y confiable. No se debe escatimar esfuerzos en cuanto al análisis de muestras provenientes del campo, donde el gran número de ellas hace dispendioso y monótono el trabajo de análisis, esta labor seguramente redundará en obtener una información necesaria para el conocimiento del comportamiento morfológico de nuestros ríos y así mismo en el desarrollo del país.

Para determinar la concentración de sedimentos, se toman muestras superficiales a $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ del ancho de la sección transversal, en botellas plásticas especiales de 500 ml, para luego tomar los volúmenes de muestra y registrarlos en formatos adecuados en el sitio de muestreo. Los procedimientos son los siguientes.

- a) El volumen se realiza utilizando una probeta graduada.
- b) Se filtra al vacío utilizando un embudo Buchner, empleando un frasco lavador para

asegurar que no queden sedimentos en la botella.

- c) El filtro ligeramente húmedo se deja secar evitando que se pierda sedimento. Se empaqueta adecuadamente en sobres de polietileno.
- d) Recibidos los filtros de papel que contienen los sedimentos, se procede a realizar la respectiva radicación de las muestras. Inmediatamente se almacenan en un cuarto adecuado especialmente para almacenar las muestras, allí se clasifican por áreas operativas.
- e) Se taran los crisoles, calcinándolos a 600°C por 30 minutos. Se enfrían a temperatura ambiente en desecadores que contienen cloruro de calcio (Cl₂Ca), se pesan en balanza analítica de precisión con 5 cifras decimales.
- f) Se asigna y se coloca cada filtro con su sedimento en un crisol tarado, registrando los datos correspondientes en el respectivo formato.
- g) Las muestras se introducen en la mufla a 350°C durante 15 minutos para carbonización del papel sin que ocurra combustión, posteriormente se sube la temperatura a 600°C durante 30 minutos.
- h) Se deja enfriar el desecador.
- i) Se pesan las muestras, manejando los crisoles con pinzas, en balanza analítica de precisión de 5 cifras decimales.
- j) Se registra el peso en el formato y se envía al área operativa.

El procedimiento de laboratorio para bolsa plegable es el siguiente.

- a) Se pasa la muestra a través de un filtro de membrana de Acetato de Celulosa de 0.45 micras y de 47 mm de diámetro.
- b) Se elimina la humedad sometiéndola a temperatura de 105°C para su posterior calcina-

ción durante 1 hora a 600°C, temperatura que se alcanza progresivamente.

- c) Se determina su peso en una balanza analítica de precisión de 3 cifras decimales.
- d) El sedimento que queda en el microtamiz o sea las partículas mayores de 63 micras se colocan en crisoles previamente marcados y tarados, luego se secan en la estufa a 105°C durante 1 hora y se pesan.
- e) Posteriormente, se tapan y se pasan a la mufla para calcinarlas a 600°C por media hora con el fin de eliminar la materia orgánica, luego se pesan y se determina el peso neto de las partículas y su concentración de acuerdo al volumen total del aforo líquido.
- f) Los resultados se reportan como peso neto a 105°C y peso neto a 600°C.

Los procesos y cálculos de aforo sólido se realizan de la forma siguiente.

Los resultados de análisis de laboratorio y de procesamiento hidrológico se transfieren a un formato especialmente diseñado para adelantar fácilmente los cálculos complementarios, que dan a conocer la concentración y el transporte, con respecto al nivel y el caudal líquido de la corriente durante la ejecución del muestreo para sedimentos. Los cálculos se realizan secuencialmente siguiendo el protocolo que se explica a continuación, observando que cuando se trata de aforos integrados, los cálculos se simplifican, por cuanto solo se obtiene una medición de velocidad y concentración por cada vertical de aforo.

Para el cálculo de aforos puntuales se procede de la manera siguiente.

Con la información obtenida en campo (muestras) y el formato de "Medición Detallada de Materiales en Suspensión", se envía a laboratorio para allí iniciar el proceso de cálculo. Allí se obtiene el volumen, identifica el crisol y determina la tara y el peso del sedimento. La columna 5 debe llenarse una vez calculado el aforo líquido, el dato de velocidad allí consignado, para el caso

El cálculo se continúa utilizando según la tabla "Medición Detallada de Materiales en Suspensión", en donde la columna 11 - concentración, se calcula siguiendo el siguiente procedimiento, toman los valores de las columnas 7 - 9 y 10 y se realiza la siguiente operación:

$$C_m = \frac{\text{Peso Tara}}{\text{Volumen}}$$

Las unidades

$$\frac{\text{mg}}{\text{ml} \times \frac{1\text{lt}}{1000\text{ml}}} = \frac{\text{mg}}{\text{lt}}$$

La columna 12, concentración media - Cm, se calcula a partir de la columna 11. Para aforos puntuales es igual al valor obtenido en cada punto, si se ha tomado más de una muestra, el valor consignado será el promedio. Se agrega además dos concentraciones una para la profundidad cero (superficie) igual a la concentración en el punto de medición más próximo a la superficie y otra para la profundidad total (fondo) igual a la concentración en el punto de medición más próximo al fondo.

La columna 13, gasto sólido puntual - GSP, es igual a la concentración media (columna 12) multiplicada por la velocidad calculada del aforo líquido, columna 5 del formato 32 - 06 - 83. La columna 14 son los valores medios del gasto sólido puntual - GSP de puntos sucesivos de la vertical, considerando también los puntos ficticios de la superficie y fondo, tiene las mismas unidades de la columna 13.

La columna 15, profundidad del aforo Δy en metros, es igual a la distancia vertical entre puntos sucesivos de medición, que se deducen de las profundidades de medición puntual columna 3 del formato 32 - 06 - 83.

La columna 16, gasto sólido puntual por vertical - GSPV, es el resultado de multiplicar la distancia vertical por el gasto sólido puntual.

Las unidades

$$\frac{\text{g}}{\text{m}^2 \times \text{seg}} \times \text{m} = \frac{\text{g}}{\text{m} \times \text{seg}}$$

La columna 17, gasto sólido en la vertical - GSV, se obtiene de la suma de los gastos sólidos parciales por vertical de la columna 16 y conserva las mismas unidades.

La columna 18 gasto sólido medio entre verticales - GSV, es igual al promedio de los valores de la columna 17, asumiendo para la primera y última sección 1/2 de primera y última vertical y para las restantes el promedio de dos verticales sucesivas.

La columna 19, distancias parciales Dx, entre verticales referenciadas al PR, vienen dadas en metros m

La columna 20, transporte - S, es igual al producto de los datos de la columna 18 por los de la 19.

$$S = D_x \times GSV$$

Las unidades

$$\frac{\text{g}}{\text{m} \times \text{seg}} \times \text{m} = \frac{\text{g}}{\text{seg}} \times \frac{1\text{kg}}{1000\text{g}} = \frac{\text{kg}}{\text{seg}}$$

Como el transporte se da en unidades de kilotonelada/día, entonces se hace la respectiva conversión de unidades,

$$\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times \frac{\text{m}^3}{\text{Seg}} = \frac{\text{kg}}{\text{Seg}} \times \frac{\text{ton}}{1000\text{kg}} \times \frac{\text{kiloton}}{1000\text{ton}} \times \frac{86.400\text{Seg}}{\text{día}} = \frac{\text{kiloton}}{\text{día}}$$

Para calcular la concentración superficial del aforo, a las tres muestras se les hace el mismo procedimiento de laboratorio y posterior cálculo, es decir peso menos tara dividido entre el volumen de la muestra, los tres valores obtenidos se promedian y se expresan en unidades de mg/lt y dividiendo directamente por 1000, obtengo kg/m³. A través de una correlación entre concentración media - Cm y Concentración Superficial - Cs, se obtiene una ecuación del tipo:

$$C_m = A \times X^B$$

A = Constante

X = Concentración Superficial

B = Exponente

Conversión de unidades

$$\frac{\text{mg}}{\text{lt}} \times \frac{1\text{kg}}{1000000\text{mg}} \times \frac{1000\text{lt}}{1\text{m}^3} = \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

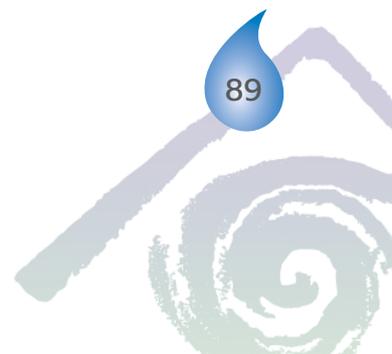
Como no es posible estar aforando diariamente, entonces el observador toma 3 muestras diarias (1/4 - 1/2 - 3/4 del ancho), A estas muestras diarias se les hace el mismo tratamiento de laboratorio hasta obtener la concentración superficial, la

cual a través de la ecuación se convierten en concentración media.

El transporte diario se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$T = C_m \times Q$$

- T: Transporte de sedimentos (Kg/s)
- C_m: Concentración de sedimentos (Kg/m³)
- Q: Caudal (m³/s)





CAPÍTULO 3

3. PROCESAMIENTO Y CALIDAD DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA BÁSICA DE AGUAS SUPERFICIALES

3.1. GENERALIDADES

Como se advirtió anteriormente, la información hidrológica básica es usada para mejorar la comprensión de los procesos hidrológicos; por tanto, en la etapa de producción del dato la garantía de la calidad de la información es un componente muy importante ya que el objetivo del control de calidad es asegurar la mayor estandarización posible de los datos primarios antes que se encuentren disponibles para los usuarios. La componente calidad participa a todo lo largo del proceso continuo, el cual va desde las actividades de terreno como son, la selección del sitio de recolección de datos y el mantenimiento de los instrumentos, hasta la difusión de datos e información. El dato como producto se obtiene con el procesamiento de la información y análisis lo cual debe ir acompañado de un programa informático (software) versátil, acorde con la tecnología actual, con sistemas operativos y programas de almacenamiento bien desarrollados, con los apropiados controles y con la capacidad de comparar registros procedentes de estaciones vecinas y de visualizar en una pantalla gráfica los registros que se van capturando para su validación.

En la etapa de procesamiento se deben utilizar programas de validación automatizados, pues esto da objetividad y uniformidad a la información, haciendo que los datos sean sometidos al mismo examen en muy poco tiempo.

El procesamiento de datos hidrométricos se refiere generalmente a los niveles, caudales y sedimentos (transporte y concentración), variables y parámetros de calidad del agua, incluyendo las características fisiográficas y morfométricas de los sistemas hídricos. Este procesamiento implica transformar los datos primarios en información para ser utilizada por los usuarios. Los datos comúnmente entran al sistema mediante el registro de manuscritos, por conversión mecánica de registros analógicos o en forma digital. Los datos primarios son en general consolidados y sujetos a una variedad de revisiones de calidad en las etapas correspondientes.



Independientemente del tipo de datos que se esté procesando o el camino que su procesamiento tome, un requerimiento básico es el de mantener un estándar de operaciones que no degrade la calidad de los datos. El sistema debe estar estructurado de forma que garantice controles específicos en cada etapa del trabajo.

El texto del presente capítulo corresponde al Anexo 8 del documento “Guía de Monitoreo y Seguimiento del Agua”, IDEAM (2004, publicado en página web), el cual fue revisado y complementado. En el desarrollo del tema se hace exclusión de las metodologías sobre la estimación de los márgenes de error en las mediciones de las variables hidrológicas y en las estimaciones hidrológicas, toda vez que es un área de la hidrología que requiere un espacio mayor.

3.2. COMPONENTES DEL PROCESO DE DATOS

Dentro del marco del proceso del dato, la siguiente tabla ilustra sobre la secuencia lógica de los componentes, el flujo y las etapas desde el momento de la toma del dato primario (nivel), la validación hasta su salida para ser entregados a los medios de aplicación.

Procesamiento de datos							
Preparación de datos	Introducción de datos	Validación	Procesamiento primario	Actualización de la base de datos	Procesamiento secundario	Extracción de datos	Salida de datos
Preparación de documentos para la digitalización: 1. Transcripción del contenido del cuaderno de terreno al Formato de datos no estándar 2. Codificación, reducción/normalización de datos de entrada	1. Documentos numéricos a. Introducción directa por unidad de presentación visual b. Introducción mediante medios informáticos: cintas y discos magnéticos 2. Diagramas y cartas Entrada directa de datos por tableta digitalizadora 3. Medios informáticos compatibles: a. Cintas magnéticas o cassettes b. Diskette c. Memoria integrada d. Líneas de comunicación (datos teletransmitidos) e. Lectura gráfica/Lectores ópticos	1. Control de máximos y mínimos 2. Control por totalización 3. Control de homogeneidad entre estaciones	1. Normalización de unidades 2. Cálculo de parámetros derivados 3. Nueva codificación de datos de entrada para reducir las necesidades de memoria 4. Adaptar los datos al formato de base de datos	1. Añadir series de nuevos datos a la base existente 2. Señalar cualquier error	1. Programas para el informe de rutina 2. Resúmenes estadísticos 3. Introducción de los valores de datos faltantes 4. Interpolación o introducción de datos	Selección de datos: 1. Tipo de parámetro 2. Valor de parámetro 3. Posición 4. Período de registro 5. Periodicidad del registro	1. Impresoras, plotters 2. Unidad de presentación visual 3. Medios de almacenamiento informático 4. Microfilms Teletransmisión
Corrección de errores							

Tabla 3.0

Componentes del proceso de datos. Fuente: OMM No. 168, Guía de Prácticas Hidrológicas.

3.2.1. Sistemas de validación automático

A fin de examinar la amplia gama de técnicas disponibles para los sistemas de validación automática de datos es útil distinguir los errores absolutos, los errores relativos y los errores físico-estadísticos.

Los errores absolutos implican que esos datos o códigos de valores no tengan ninguna posibilidad de ser excedidos. Así, las coordenadas geográficas de una estación, piezómetro o pozo de observación, deben ser precisas dentro una cartografía de escala acorde con la resolución específica del trabajo. La fecha debe estar entre el 1 y 31 ó 30 dependiendo del mes. Los datos que no correspondan a estas condiciones se deben identificar y corregir.

Los controles relativos incluyen:

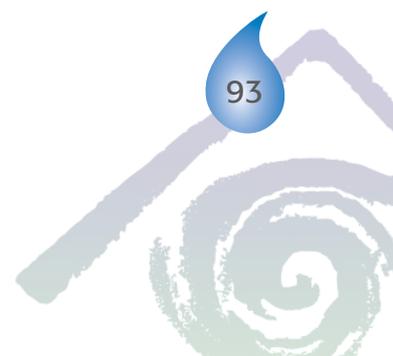
- a) Una gama prevista de variables.
- b) El cambio máximo esperado en una variable entre observaciones sucesivas.
- c) La diferencia máxima esperada en las variables entre estaciones cercanas.

La definición del ámbito de variaciones aceptables requiere tomar ciertas precauciones para que el volumen de búsqueda no sea importante. Durante las primeras etapas de desarrollo de la base de datos, es aconsejable asignar límites de tolerancia bastante amplios. Estos límites pueden ser acotados posteriormente, cuando se obtengan mejores datos estadísticos sobre las variaciones del parámetro analizado.

Si bien se requiere un análisis exhaustivo de las series históricas, las gamas esperadas para controles relativos, (literal a) deberían ser calculadas para distintos intervalos de tiempo, incluido el intervalo en que los datos fueron observados. Esto es necesario porque la varianza de datos disminuye con el incremento de tiempo. Los niveles fluviales diarios primero se comparan con una gama esperada de valores diarios para un período de tiempo determinado, por ejemplo, el mes en curso. Como es posible que cada valor diario pueda caer en la gama esperada, pero que el conjunto entero de datos sea sistemáticamente falso, demasiado alto o bajo, los controles posteriores se realizarán en un período de tiempo más largo. Así, al final de cada mes, el promedio de los valores diarios del mes en curso debe ser comparado con el valor multianual del mes dado. En forma similar, al final de cada año hidrológico, el promedio para el año en curso se debe comparar con el promedio multianual. Esta técnica es de aplicación general en hidrología a todas las series de datos cronológicos.

El método de comparar cada dato con la observación precedente, (literal b), se refiere sobre todo a las variables que muestran correlación serial importante, por ejemplo, la mayoría de tipos de datos del nivel de agua.

El control (c) es una variación del (b), pero usa criterios de cambios aceptables en el espacio más bien que en el tiempo. Este tipo de control es particularmente efectivo para valores de niveles y caudales de ríos de la misma cuenca, aunque en cuencas más grandes algunos datos rezagados serán necesarios antes de hacer las comparaciones entre las estaciones.



Se puede usar el control geoestadístico que incluye el uso de la regresión entre variables relativas para predecir valores esperados, por ejemplo comparación de niveles de agua con precipitación total. Estos controles están basados en el uso de series cronológicas, de correlación y de regresión múltiple.

3.2.2. Sistema de validación manual

La validación manual de los datos se realiza mediante la confrontación de la variación armónica de los niveles de las estaciones ubicadas dentro de la misma cuenca con régimen homogéneo a través del balance de caudales, igualmente, de estaciones de la misma cuenca y por el cotejo de las precipitaciones con los caudales que deben ir en la misma simetría.

3.3. AGUAS SUPERFICIALES

Como fue advertido en capítulos anteriores, las aguas superficiales constituyen uno de los principales patrimonios del país, sin embargo este recurso no está distribuido homogéneamente entre las diferentes regiones y por esta razón está sometido a fuertes oscilaciones que determinan condiciones de disponibilidad diferente. La extensa red fluvial que cubre el territorio nacional ha determinado la instalación de una red de estaciones hidrológicas que operan el IDEAM, Autoridades Ambientales (CAR y AAU) y otras entidades como Empresas de Servicios de Acueducto y Alcantarillado, Hidroenergía, entre otros, que deben ser armonizadas en la obtención, proceso y análisis de los datos.

En este capítulo se presenta el proceso de cálculo y tratamiento que se hace a las variables básicas para obtener información hidrológica.

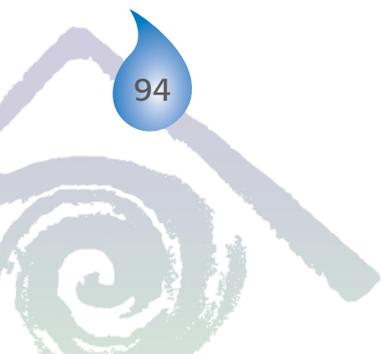
3.3.1. Cálculo y procesamiento de niveles

Como fue indicado en la Parte I del presente documento técnico, los valores sobre los niveles del agua de un río se pueden obtener de varias formas:

- a) De lecturas directas de las miras o también llamados limnímetros. Se realizan dos observaciones al día, a las 6:00 y a las 18:00 horas, en estaciones donde los ríos presentan cambios suaves en su nivel siendo suficientes dos lecturas. Para períodos de crecidas se realizan más observaciones al día de tal manera que los datos definan, así sea en forma suavizada, el hidrograma real de la crecida.
- b) De lecturas directas de los Maxímetros. Son instrumentos de los cuales se leen datos de valores máximos de nivel registrados.
- c) De las gráficas registradoras de los limnigrafos. Provee un continuo registro del nivel del río.
- d) De las estaciones automáticas.

3.3.1.1. Entrada de datos

Una de las principales fuentes de datos, relacionadas con la variación de los niveles de una corriente de agua, son los originados en las estaciones limnigráficas a través de la evaluación de las gráficas de registro continuo del limnigrafo.



Los pasos a seguir para procesar una gráfica de limnógrafo son:

- a) Verificar si el plano "0" (cero de referencia) de la mira no ha variado. En caso de modificación los datos deben ser corregidos. La variación del plano "0" de referencia puede ser causada por cambios de los sitios de las miras o desplazamientos de estas en sentido vertical.
- b) En el caso de que se haya instalado una mira en otra sección del río, será necesario establecer la correlación entre los niveles leídos simultáneamente en las dos miras (nueva y antigua) y transformar los niveles de la mira antigua a la nueva.
- c) En el caso de que la mira nueva se haya instalado en el mismo sitio de la antigua, pero el plano "0" esté a una altura diferente, se calcula la diferencia y se suma algebraicamente este valor a todos los niveles de la mira antigua.
- d) En el caso de que, por análisis de levantamientos topográficos, resulte que el plano "0" de la mira haya variado, se determina la diferencia correspondiente y se suma o se resta este valor a todos los niveles leídos en el período anterior a la fecha en la cual se produjo el cambio, de tal manera que todos los niveles queden referidos a un mismo plano "0" de la mira.
- e) Verificación de las gráficas del limnógrafo. Antes de que los datos sean sometidos al sistema de procesamiento, existe una etapa de validación la cual consiste en detectar errores en tiempo y en nivel; lo cual con ayuda de las lecturas del observador se determina si los registros se pueden considerar de buena calidad o por el contrario es necesario hacer los ajustes del caso, tanto en tiempo como en nivel, distribuyendo el error lineal o gradualmente durante todo el periodo de registro de la gráfica.
- f) La hora y el nivel escrito por el inspector, al momento de la visita, tanto al inicio como al final de la gráfica, definen la magnitud de la corrección. Se debe poner especial atención para determinar, si la falla en el tiempo, se debe a una interrupción súbita del reloj o si es un adelanto o atraso constante del mismo.
- g) Se debe hacer un control de los datos recopilados por el observador ploteando estos sobre el gráfico. Esto también permite detectar errores en los registros de la gráfica y corregirlos si fuera necesario, lo mismo que mostrar las inversiones del sistema de inscripción.
- h) Uno de los sistemas de validación de datos, por errores debidos a la entrada de datos, es visualizar gráficamente en la pantalla los datos que se van codificando y compararlos con el gráfico original. También se puede comparar las gráficas de los limnógrafos de estaciones cercanas, para verificar si la variación de los niveles es homogénea entre estaciones consecutivas o que tengan el mismo régimen hidrológico.
- i) En la figura 3.1 se pueden observar ejemplos de discontinuidades o errores que se pueden presentar en la actualización de la base de datos.

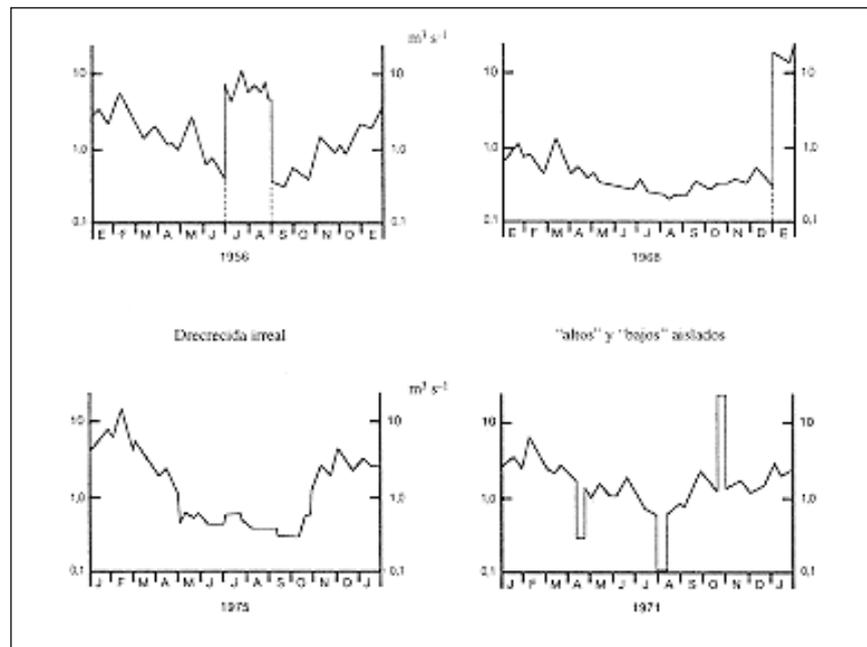


Figura 3.1.

Series en función del tiempo para el control de datos de flujo fluvial. Fuente: OMM/FAO, 1985, Guidelines for Computerized Data Processing in Operational Hydrology and Land Water Management. OMM - No. 634, Ginebra.

- j) Establecer los puntos de quiebre o cambios de pendiente de la gráfica; posteriormente el programa interpolará estos tramos linealmente. Esta técnica reduce el tiempo dedicado a digitalizar, particularmente en gráficos donde hay un período prolongado con poco o ningún cambio del nivel.
- k) Utilizando una mesa digitalizadora digitar los puntos entre quiebres. Si no se cuenta con esta herramienta, los datos deben ser transcritos a un formato estándar de entrada (ver la Tabla 3.1) donde se debe tener presente los códigos que se han establecido para saber el origen del dato, que puede ser de gráfica, de lectura directa de la mira, de maxímetro o de satélite. También se pueden tener códigos para calificar el dato, es decir, que indique si el registro es considerado de buena calidad o no.
- l) En esta etapa de entrada de datos se incluye una fase de validación que consiste en el control de los intervalos de variación, comparando el dato respecto a los límites superior e inferior (límites de confianza estadística).

Cuanto más completos son los datos, más útiles son; por esto, en una etapa posterior se generan los registros faltantes. Estos valores interpolados o estimados se identifican claramente en la base de datos con un código específico.

 REPÚBLICA DE COLOMBIA MINISTERIO DEL MEDIO AMBIENTE INSTITUTO DE HIDROLOGÍA, METEOROLOGÍA Y ESTUDIOS AMBIENTALES FORMATO N° 1 - NIVELES HORARIOS																FECHA				
																DIA	MES	AÑO		
Codificador _____										Página			TR		CÓDIGO		TI	AÑO		MES
Revisor _____										De			4							
DIA	HORA	NIVEL	HORA	NIVEL	HORA	NIVEL	HORA	NIVEL	HORA	NIVEL	INST									
15	17		23		29		35		41		47		53		59				65	

Tabla 3.1
Formato estándar de entrada

3.3.1.2. Procedimiento

El proceso primario está compuesto de formas que son necesarias para transformar los datos de entrada a fin de almacenarlos, imprimirlos o visualizarlos en pantalla.

Una vez editados todos los valores horarios de una estación, se calculan los valores medios diarios de los niveles mediante el promedio aritmético de las dos lecturas de mira y, si la estación tiene registrador, de los 24 valores horarios extraídos de la gráfica del limnógrafo.

En el caso de que en una estación, sin limnógrafo, se hayan producido avenidas o crecientes, entre las horas de observación de nivel, los valores medios diarios se calculan como el promedio aritmético de las lecturas normales y de las extraordinarias presentadas durante el día.

3.3.1.3. Salida de datos

Son los valores característicos de nivel de una estación. Estos pueden clasificarse en:

Datos básicos fundamentales. Corresponden a los valores horarios de los niveles que fueron digitados y que no tienen ningún proceso más que el análisis de su calidad. De aquí se pueden extraer los valores máximo y mínimo instantáneo de toda la serie o del período que se desee.

Valores agregados o derivados. Son los datos que resultan de haber procesado los datos básicos y pueden ser a nivel diario, decadal, mensual y multianual. Por ejemplo nivel medio diario/decadal/mensual/anual/multianual; nivel máximo diario/decadal/mensual/anual/multianual y nivel mínimo diario/decadal/mensual/anual/multianual.



3.3.2. Cálculo y procesamiento de curvas de calibración

Hay varias etapas requeridas para obtener datos de caudal líquido. La primera se refiere a la medición del caudal, a través de aforos; la segunda se refiere al cálculo de caudales a partir de datos de nivel y de la curva de calibración; y una última, de análisis estándar que utilizan estimaciones de caudal.

Cuando se tiene una estación hidrológica nueva, se procura, primero que todo, definir la curva de gastos, partiendo de los aforos líquidos que se hayan realizado en la estación y que se encuentran en formato estándar dentro de la base de datos. Si los caudales medidos no cubren toda la gama de variación de niveles, se hace necesaria la extrapolación de la curva. Si la estación cuenta con curva definida, los aforos realizados, en adelante, serán los que muestren la continuidad de la curva y su vigencia durará mientras las condiciones geométricas de la sección se mantengan uniformes.

Es importante tener presente que los aforos que se utilizan para elaborar las curvas de gastos deben tener previamente un control de calidad como, por ejemplo, verificar que se hayan tomado los ángulos de arrastre en aquellas secciones donde se presenten; que a los aforos superficiales se les haya aplicado el factor de transformación a velocidad media; que la línea sobre la cual se hizo el aforo sea perpendicular al flujo de la corriente, de lo contrario, en este caso, debe corregirse el ancho de la sección para no sobrevalorar el cálculo del área.

3.3.2.1. Curvas de gastos

La curva de gastos de una estación hidrométrica es la expresión gráfica de la relación existente entre niveles del agua y los caudales de la corriente, generalmente en régimen permanente (ver la figura 3.2). Esta relación se puede determinar una vez se hayan obtenido aforos suficientes que representen toda la gama de variación de los niveles de la corriente de agua.

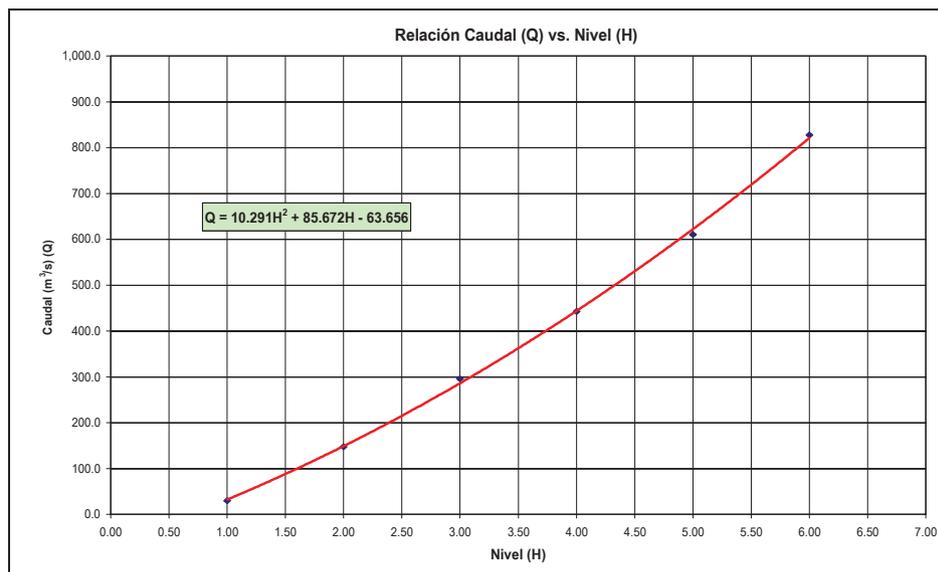


Figura 3.2

Ejemplo de una relación existente entre los valores de niveles y caudales

La curva es aproximadamente parabólica, cuando su representación está en coordenadas lineales y con tendencia a recta cuando las coordenadas son logarítmicas; sin embargo, su forma puede presentar algunas irregularidades si la sección transversal es irregular, es decir, cuando las características geométricas de estas son inestables al cambio de las condiciones climáticas de la zona.

Se observa, en la construcción de la curva de gastos de algunas estaciones, que la sucesión de datos conjugados de altura y caudal que resultan de una serie de valores directos ejecutados en el curso de las diversas fases de crecida o bajada subsecuente, se obtiene una curva en lazo (ver la figura 3.3). En esta clase de relaciones se observa que cuando el nivel del agua va en ascenso los caudales deducidos en la curva son ligeramente superiores a los obtenidos en la curva de régimen permanente, efecto que es contrario cuando los niveles del río se encuentran en descenso.

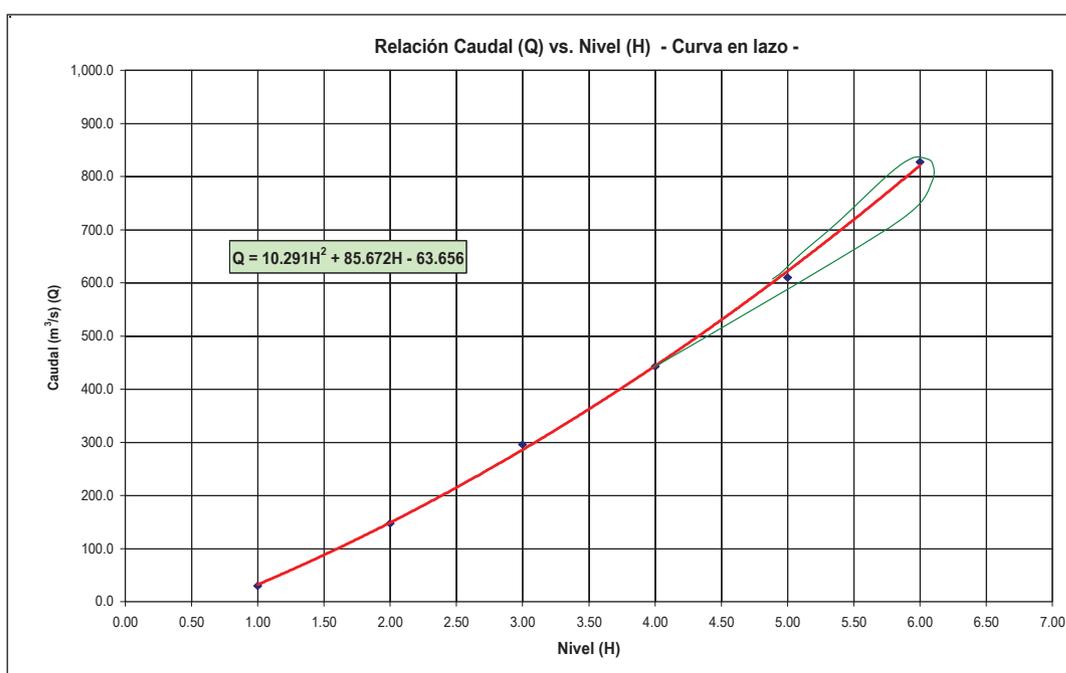


Figura 3.3

Ejemplo de una relación existente entre los valores de niveles y caudales en forma de lazo

Este tipo de curvas son poco prácticas en ríos con régimen natural, por cuanto se hace necesario hacer seguimiento permanente de la crecida tomando mediciones a medida que suben y bajan los niveles. Pero sí se deben tener muy en cuenta cuando se trata de vertimientos bruscos de centrales hidroeléctricas u otro tipo de flujos con concentraciones rápidas.

3.3.2.2. Construcción de la curva de gastos

La mayoría de las corrientes de agua que discurren por el país pasan por suelos aluviales, por lo que puede preverse que existan secciones de aforos inestables, lo que conlleva a realizar en ellas un monitoreo más frecuente, especialmente en condiciones climáticas húmedas y secas. Por el contrario, en secciones estables,

por su condición de suelos rocosos o suelos más firmes, la frecuencia de los aforos es menor y solo se realizan para comprobar su estabilidad en el tiempo.

El tipo de ecuación que generalmente representa la relación nivel-caudal es del prototipo exponencial, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$Q = a * (H - H_0)^b, \text{ donde}$$

Q = Caudal

H = Nivel del agua

H₀ = Nivel, al cual el caudal es igual a cero

a y b = Son las constantes de la fórmula.

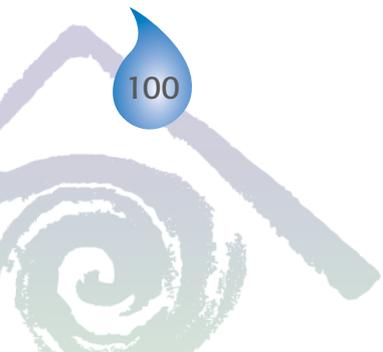
Ejemplo de este tipo de ecuaciones son la potencial y la polinómica de segundo grado, las cuales se ajustan bien a esta clase de ejercicio. Estas expresiones pueden ser presentadas gráficamente, ploteando aritmética o logarítmicamente los caudales de los aforos líquidos contra los niveles del río. Los valores a y b son obtenidos por el método de mínimos cuadrados y son diferentes para cada caso en particular. Como se puede observar en la anterior fórmula, la principal incógnita en la ecuación es el H₀, para la cual existen métodos alternativos disponibles para su determinación.

Vale la pena aclarar que existen algunas secciones de control no permanentes, es decir que la relación que existe entre el nivel-caudal no es única, por lo tanto cambia con el tiempo. Esto se debe básicamente a cambios en las características de la sección por crecimiento de vegetación; a los fenómenos de agradación o degradación en cauces aluviales; a la influencia de las mareas en las secciones y a los efectos de flujo no estable que ocasiona cambios rápidos del nivel. En estos casos es imprescindible que se tengan aforos líquidos frecuentemente, que permitan por un lado actualizar las curvas de gastos y, por otro lado, analizar detalladamente los fenómenos que se presentan para establecer las correctas relaciones nivel - caudal.

Los cauces de las corrientes de agua, por naturaleza están sometidos a cambios continuos de sus características hidráulicas, salvo en contadas excepciones; por eso juega un papel muy importante el sitio donde se encuentra ubicada la estación hidrológica, el cual debe seleccionarse de acuerdo con criterios que garanticen la estabilidad de la sección y la mayor cercanía del flujo de la corriente al régimen uniforme. Al variar las condiciones hidráulicas de las secciones de aforos la curva $H = f(Q)$ se modifica permanentemente en el tiempo. Por tanto, el proceso de construcción de curvas de gasto, para cauces inestables, debe tomar en consideración los cambios de sitios de las secciones y los periodos considerados como representativos de cada curva.

Siguiendo los protocolos de selección de puntos para la instalación de estaciones hidrológicas, es fácil advertir, que uno de los requerimientos primordiales es la estabilidad de la sección; sin embargo, en la naturaleza se presentan casos en los cuales esta condición no se cumple y aun así es necesario efectuar el seguimiento de los caudales. En este trabajo se presenta la rutina de construcción de curvas de gasto para cauces estables e inestables.

La capacidad de transmisión hidráulica de un cauce se representa por su caudal y por la relación que este guarda con un determinado nivel. Cuando los cauces



3.3.2.2 Ploteo de los puntos: nivel - caudal, nivel - área, nivel - velocidad

Inicialmente y en cada una de las secciones de aforos se debe elaborar las curvas nivel vs. caudal, nivel vs. área y nivel vs. velocidad (ver la figura 3.4), a fin de observar el comportamiento hidráulico de la sección. Esto permite de entrada ver si la sección es estable o por el contrario encontrar una variación constante en sus condiciones geométricas. Así, si no existe dispersión grande entre los puntos con relación a la media se puede considerar que la sección es persistente en sus condiciones hidráulicas y por el contrario, si existe mucha dispersión se considera que la sección es inestable y tendrá una variedad de curvas de gastos a través del tiempo.

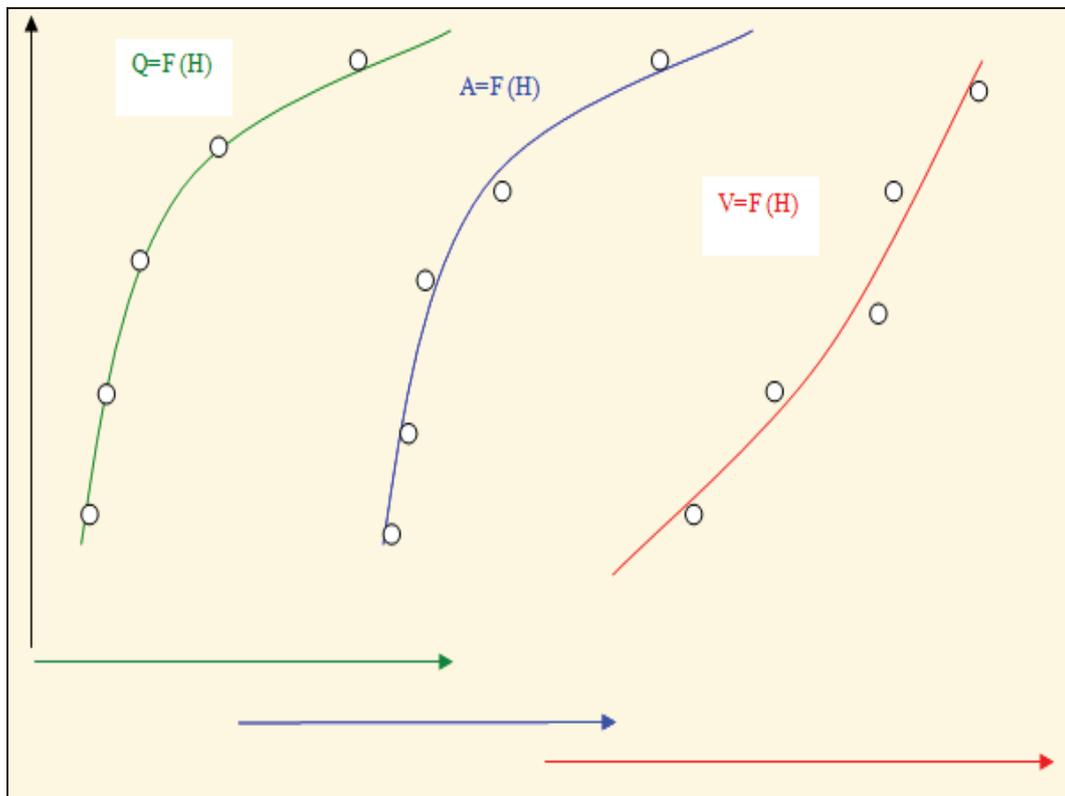


Figura 3.4

Trazado de las curvas medias por los campos de puntos

Si la elaboración de las curvas se hace mediante un paquete gráfico o programa especial, existe la posibilidad de que ese mismo paquete aplique un proceso de aproximación por mínimos cuadrados, o por cualquier otro método, ajustando de este modo una ecuación analítica a cada campo de puntos. Este proceso también puede realizarse en forma manual sin perder precisión. Durante la construcción manual es necesario tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) Las curvas se construyen en papel milimetrado utilizando el sistema de coordenadas cartesianas.
- b) La escala de los ejes depende de la amplitud de oscilación de los caudales, áreas, niveles y velocidades. Estas escalas se escogen de tal forma que, en lo

posible, las curvas tengan las siguientes inclinaciones: $H = f(Q)$: 45 grados, $H = f(A)$ y $H = f(V)$: 60 grados.

- c) Cuando las curvas se elaboran en un mismo gráfico y para que estas no se intercepten, los orígenes de las abscisas de cada curva se traslada hacia la derecha con respecto al origen de la curva que le antecede (ver la figura 3.4).
- d) Para facilitar el análisis, al lado de los puntos pueden aparecer los números de los aforos.
- e) Si la amplitud de los caudales es muy grande, cuando el cociente entre el caudal máximo aforado y el caudal mínimo aforado es igual o mayor que 20, la parte inferior de la curva (primeros 20 - 30% de la curva) se dibuja en una escala mayor (5 - 10 veces), esto permite definir con mayor exactitud los caudales de estiaje.

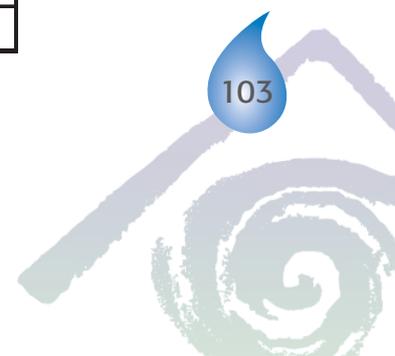
El trazado de las curvas, de manera manual, se realiza con la ayuda de un curvígrafo, teniendo en cuenta que:

- a) Si la relación $H = f(Q)$ es monovalente entonces la curva tiene una forma suavizada (sin quiebres ni plegamientos significativos) con una pequeña curvatura hacia la derecha. La mayor intensidad de curvatura se presenta, generalmente, en el área de los niveles medios.
- b) Si la sección tiene una configuración regular, la curva $H = f(A)$ tendrá una forma muy parecida a la descrita para la curva $H = f(Q)$, con la particularidad que los puntos de quiebre de la curva de gastos corresponden a los sitios donde la sección cambia de forma bruscamente.
- c) En condiciones de flujo uniforme, la forma de la curva $H = f(V)$ presenta una ligera curvatura hacia la izquierda, lo que refleja el aumento de rugosidad cuando los niveles alcanzan la altura de las orillas pobladas por vegetación.

Como es de esperar las curvas $H = f(Q)$, $H = f(A)$ y $H = f(V)$ se encuentran íntimamente relacionadas entre sí y las curvas trazadas no deben contradecir este hecho, por tanto, es necesario verificar el enlace que existe entre estas, las cuales se reflejan a través de la relación $Q=AV$, (ecuación de continuidad para encontrar los caudales en función del área y la velocidad). Para verificar la bondad de este enlace, es necesario comparar los caudales que se obtienen a través de la curva $H = f(Q)$, construida con los aforos y los que se obtienen con el producto de las áreas por las velocidades, logradas ambas por medio de las curvas $H = f(A)$ y $H = f(V)$ para los mismos niveles de los aforos. Con estos datos se construye la Tabla 3.3.

1	2	3	4	5	6
H cms	Q m ³ /seg	A m ²	V m/seg	Q=A*V m ³ /seg	$\Delta Q = ((2 - 5)/2)*100$

Tabla 3.3
Tabla resumen



En esta tabla la columna (1) corresponde al nivel del agua aforado, la columna (2) al caudal aforado, la columna (3) al área de la curva H: f(A), la columna (4) a la velocidad de la curva H: (V), la columna (5) al caudal (3*4), y finalmente la columna (6) corresponde al Porcentaje del promedio de la diferencia entre caudales.

El valor absoluto de ΔQ no puede superar el 1%, si esto sucede es necesario corregir el trazado de las curvas H = f (Q), H = f(A) y H = f (V).

3.3.2.2.3. Evaluación de la estabilidad de la curva de gasto

La dispersión que se presenta entre los caudales aforados y los caudales definidos por la relación H= f (Q) es ocasionada por los siguientes factores:

- a) Error sistemático de la metodología de aforo.
- b) Factores Hidráulicos.
- c) Factores Morfológicos.

La dispersión a causa del error sistemático de la metodología de aforo, tiene un carácter aleatorio y por tanto su influencia es balanceada ya que se presenta, alternadamente, con signos positivos y negativos.

La influencia de factores hidráulicos y morfológicos puede ocasionar una alta dispersión en la curva H= f (Q), esto se debe a que las condiciones hidráulicas y morfológicas, no coherentes con el régimen de flujo uniforme, deterioran la monovalencia de la relación H = f (Q), y produce la aparición del fenómeno de histéresis en la curva, lo que ocasiona que para un mismo nivel se obtengan caudales muy diferentes.

Para determinar qué factores producen la dispersión en la curva H = f (Q) es necesario obtener su magnitud y compararla contra el error sistemático de los aforos. La dispersión de la curva H = f (Q) se calcula como:

$$\tilde{\sigma}_q = \sqrt{\frac{1}{N - k} \sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i - \bar{Q}_i}{\bar{Q}_i} \right)^2}$$

Donde

- σq = Dispersión de la curva
- N = Número de aforos utilizados para construir la curva
- K = Grado de libertad de la ecuación de regresión H = f (Q)
- Qi = Caudal aforado en el nivel Hi
- Qi = Caudal obtenido de la curva H = f (Q) con el nivel Hi

La curva H = f (Q) se considera estable si $\tilde{\sigma}_Q \geq \tilde{\sigma}_q$, donde $\tilde{\sigma}_Q$ es el error de la metodología aplicada para aforar. Las metodologías de aforo recomendadas por el IDEAM



tienen un error que no supera el 10% en promedio, por lo tanto si $10\% \geq \tilde{\sigma}_{qq}$ se considera que la curva $H = f(Q)$ es estable y se puede usar sin esfuerzos adicionales para generar caudales con base en los niveles diarios observados.

3.3.2.2.4. Construcción de la tabla de calibración

Puede ser de construcción manual o automática:

La tabla de calibración manual se elabora extrayendo los pares de datos, nivel - caudal de la curva de gastos, de tal manera que los espacios entre valores definidos coincidan con puntos de quiebre pronunciados, especialmente para el tramo de niveles bajos de la curva y que correspondan a valores redondos (5, 10, 15 centímetros etc.) a fin de facilitar su interpolación. Para niveles altos se pueden extender estos intervalos en la medida que la curva de gastos se vaya aplanando. Luego se digitan para ser indexados al programa donde se hace el proceso de transformación de niveles a caudales.

El proceso automático se hace mediante la generación automática y sistematizada de la ecuación de la curva de gastos, la cual la toma el programa realizando de inmediato la transformación de los niveles, consignados en la base de datos, a caudales horarios, mensuales y anuales.

3.3.3. Extrapolación de curvas de gastos para niveles altos

Por diversas causas la curva de gastos no es representativa para toda la gama de variación de niveles de la estación, como consecuencia de velocidades de flujo muy fuertes, mayores a tres metros por segundo, constantes palizadas, fuertes turbulencias (régimen torrencial) etc., que no permiten realizar aforos a partir de ciertos niveles y por tanto se recurre a métodos de extrapolación para determinar sus caudales.

La continuidad de la curva a través de los años se basa fundamentalmente en la estabilidad de las características hidráulicas del cauce (escurrimiento uniforme), es decir la profundidad, la sección mojada, la velocidad y el caudal se mantienen constantes en el tiempo (permanencia) y el espacio (uniformidad). Claro está que en corrientes de flujo uniforme y permanente las condiciones de escurrimiento muy pocas veces se cumplen en forma rigurosa, pero para fines prácticos de cálculo se puede suponer que generalmente se cumplen.

Para tal fin se han desarrollado métodos de extrapolación, que de acuerdo con las características geométricas e hidráulicas de las secciones de aforos, se aplican con resultados satisfactorios.

3.3.3.1. Métodos de extrapolación

Frecuentemente sucede que no es posible definir una curva de gastos representativa, que cubra toda la gama de variación de los niveles de la sección; por tanto,



se han experimentado varios métodos de extrapolación en función de las características geométricas de la sección de aforos.

Entre los diferentes métodos utilizados para la extrapolación de curvas de gastos para niveles altos figuran los siguientes:

- a) Manning
- b) Stevens
- c) Extensión logarítmica

3.3.3.1.1. Método de Manning

Con el método de Manning se obtienen resultados satisfactorios en la extrapolación de las curvas de gastos, de ahí que es uno de los procedimientos más utilizados para encontrar los caudales para niveles altos. Este método considera las características geométricas del cauce lo que valida y garantiza, en cierta medida, la bondad de la información generada. Se basa principalmente en la ecuación para obtener la velocidad media en cauces con corrientes uniformes, de la forma:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde

R = Radio hidráulico

S = Pendiente de la línea de energía específica o pendiente hidráulica

N = Coeficiente de rugosidad del lecho o resistencia que le ofrece el fondo y el talud al paso del agua

Es importante recordar la ecuación de continuidad que indicará el proceso final de los caudales:

$$Q = A * V$$

Donde

Q = Caudal (m³/s)

A = Área de la sección (m²)

Para la aplicación de la metodología es importante contar con un perfil topográfico específico de la sección de aforos. Puede ser uno que se realice exclusivamente para el proceso o uno que sea el promedio de varios perfiles ejecutados en el lapso del tiempo considerado.

Conocida su simplicidad en la forma y lo satisfactorio de los resultados, esta fórmula se ha extendido ampliamente para todas las corrientes de flujo uniforme. La mayor dificultad de su aplicación es encontrar el factor "n", coeficiente de rugosidad. Sin embargo, para la aplicación de la metodología se considera " $S^{1/2}/n$ " constante para niveles altos, obteniendo la siguiente expresión:

$$K = \frac{1}{n} S^{1/2}$$

3.3.3.1.1.1. Procedimiento metodológico

La metodología, que a continuación se expone, se basa fundamentalmente en ir ajustando sistemáticamente las curvas deducidas de la información básica generada de los aforos líquidos, tomando como apoyo en el perfil topográfico de la sección de aforos y la ecuación de Manning.

3.3.3.1.1.2. Pasos a seguir

Para ilustrar la metodología se seguirán los pasos con un ejemplo concreto de una estación llamada Río Lanceros, estación Casa Bella.

- a) Selección de la estación hidrológica.
- b) Disponer del resumen de aforos de la estación (ver la Tabla 3.4).
- c) Elaborar con la tabla 3.4, las curvas Q vs. H (ver la figura 3.5), A vs. H (ver la figura 3.6) y V vs. H (ver la figura 3.7). Se hace esta operación para verificar si la sección es estable o por el contrario los puntos de la curva muestran una dispersión que le permiten ver al técnico o especialista una estación inestable y por tanto no apta para este tipo de extrapolaciones. Si al criterio del profesional la sección es indicada para adelantar el proceso se continúa con él.
- d) Del perfil topográfico seleccionado (ver la figura 3.8) se sacan las características geométricas e hidráulicas de la sección de aforos para niveles determinados, en centímetros o metros (ver la Tabla 3.5).
- e) En función de la ecuación de la curva A vs. H (ver la figura 3.9) se calculan las áreas para cada uno de los niveles aforados (ver la Tabla 3.5) y se elabora la Tabla 3.6. El objetivo es calcular una nueva velocidad utilizando el caudal aforado y el área del perfil topográfico. La velocidad se llamará Velocidad ajustada (VAj)
- f) De la Tabla 3.5 se elaboran las curvas A vs. H (ver la figura 3.9) y R²/3 vs. H (ver la figura 3.10).

No.	Fecha	Ancho Sección (m)		Área Sección (m ²)		Profundidad Media (3):(2) (m)		Velocidad Media (7):(3) (m/s)		Nivel Medio (m)		Caudal (m ³ /s)		Método de aforo	Perímetro Mojado (2)+2(4) (m)		Radio Hidráulico (3):(9) (m)		R ^{2/3} (10) 2/3 (m)		$\frac{\sqrt{s}}{n}$ (5):(11)
		W	A	D	V	H	Q	P	R	R ^{2/3}											
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12									
	1969																				
1	08/10/1969	45.50	127.72	2.81	1.31	2.09	167.36	02-08	51.12	2.50	1.84	0.71									
2	13/11/1969	43.50	107.26	2.46	0.94	1.66	101.24	02-08	48.42	2.22	1.70	0.55									
3	20/11/1969	59.50	232.42	3.91	1.88	4.08	438.22	02-08	67.32	3.45	2.28	0.82									
4	01/12/1969	43.50	98.91	2.27	0.80	1.48	79.45	02-08	48.04	2.06	1.62	0.49									
	1970																				
5	17/02/1970	45.50	118.47	2.60	1.13	1.89	133.98	02-08	50.70	2.34	1.76	0.64									
6	07/04/1970	41.50	89.16	2.15	0.55	1.21	49.08	02-08	45.80	1.95	1.56	0.35									
7	26/09/1970	40.00	83.30	2.08	0.54	1.17	45.44	02-08	44.16	1.89	1.53	0.35									
8	24/11/1970	45.00	122.69	2.73	1.17	1.92	144.11	02-08	50.46	2.43	1.81	0.65									
9	25/11/1970	46.00	129.54	2.82	1.25	2.03	162.29	02-08	51.64	2.51	1.85	0.68									
	1971																				
10	19/11/1971	55.70	191.93	3.45	1.74	3.18	333.14	02-08	62.60	3.07	2.11	0.82									

Tabla 3.4
Resumen de aforos

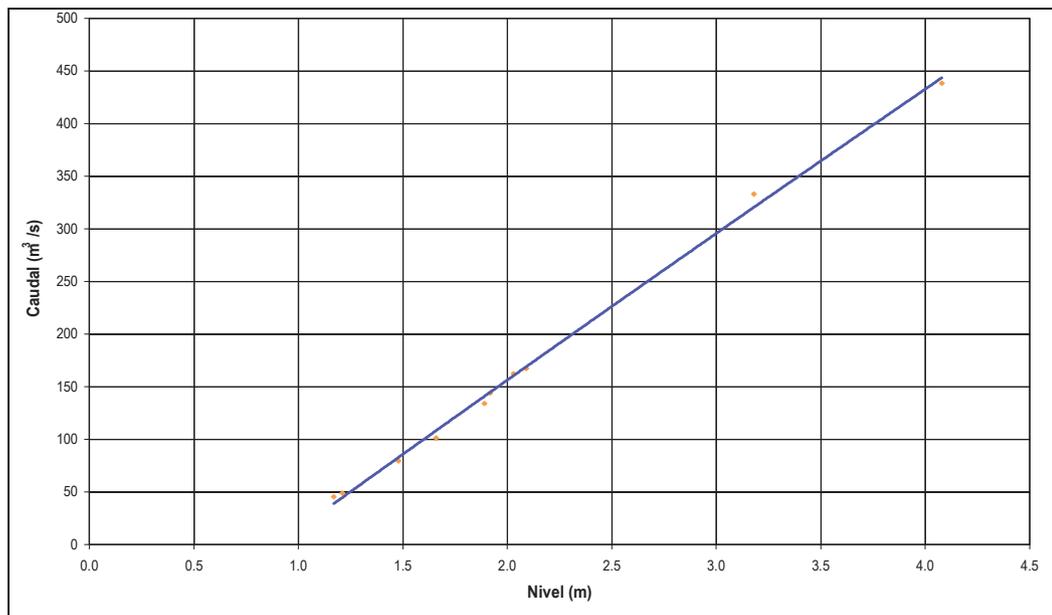


Figura 3.5
Relación de los valores de caudal con los valores del nivel del agua

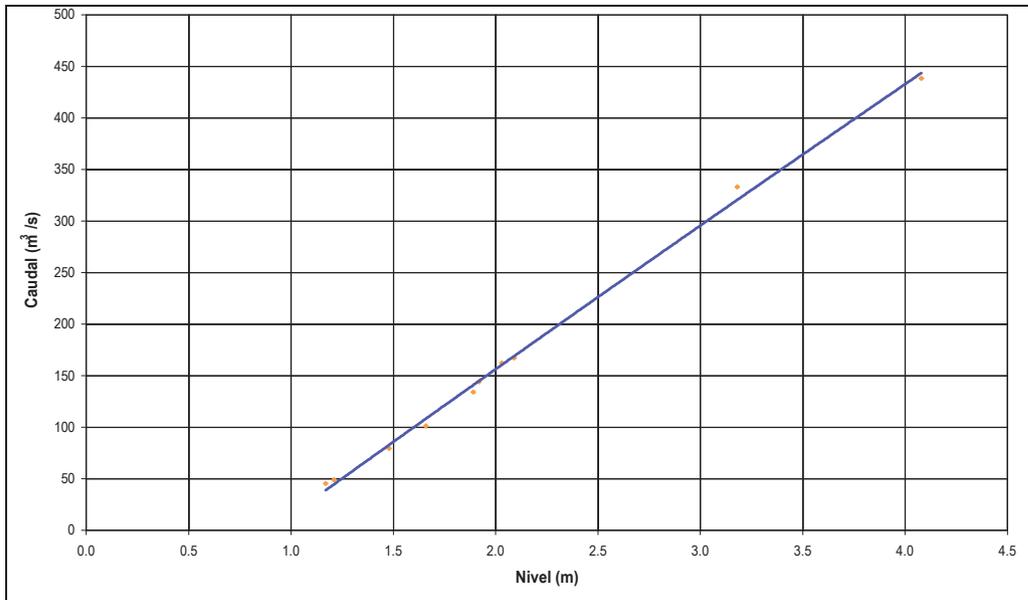


Figura 3.6
Relación de los valores de área con los valores de niveles del agua

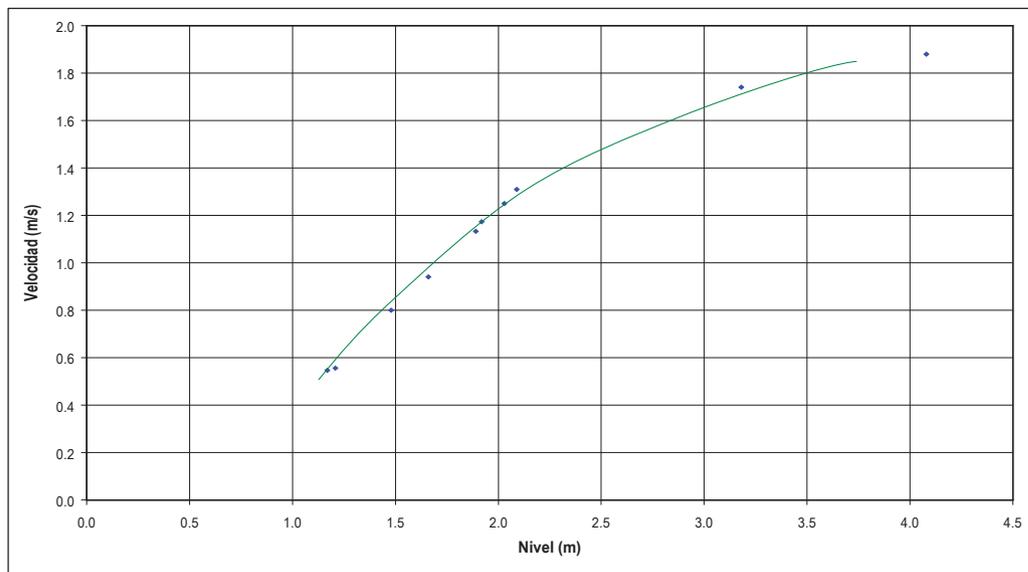


Figura 3.7
Relación de los valores de velocidades del agua con los valores de niveles del agua

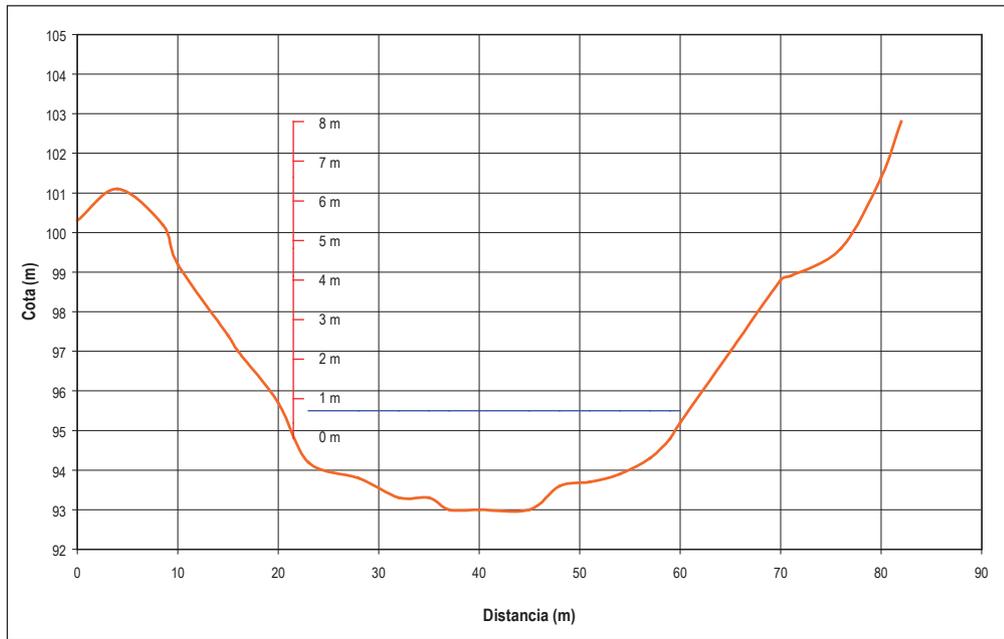


Figura 3.8
Ejemplo de un perfil topográfico

No.	Nivel Medio (m)	Ancho Sección (m)	Área Sección (m ²)	Profundidad Media (3):(2) (m)	Perímetro Mojado (2)+2(4) (m)	Radio Hidráulico (3):(5) (m)	R ^{2/3} (6) 2/3 (m)
	H	W	A	D	P	R	R ^{2/3}
0	1	2	3	4	5	6	7
1	0.0	37	45.8	1.24	39.48	1.16	1.10
2	1.0	43	85.8	2.00	46.99	1.83	1.49
3	2.0	48	131.3	2.74	53.47	2.46	1.82
4	3.0	54	182.3	3.38	60.75	3.00	2.08
5	4.0	59	238.8	4.05	67.09	3.56	2.33
6	5.0	68	302.3	4.45	76.89	3.93	2.49

Tabla 3.5
Ejemplo de las características del perfil topográfico

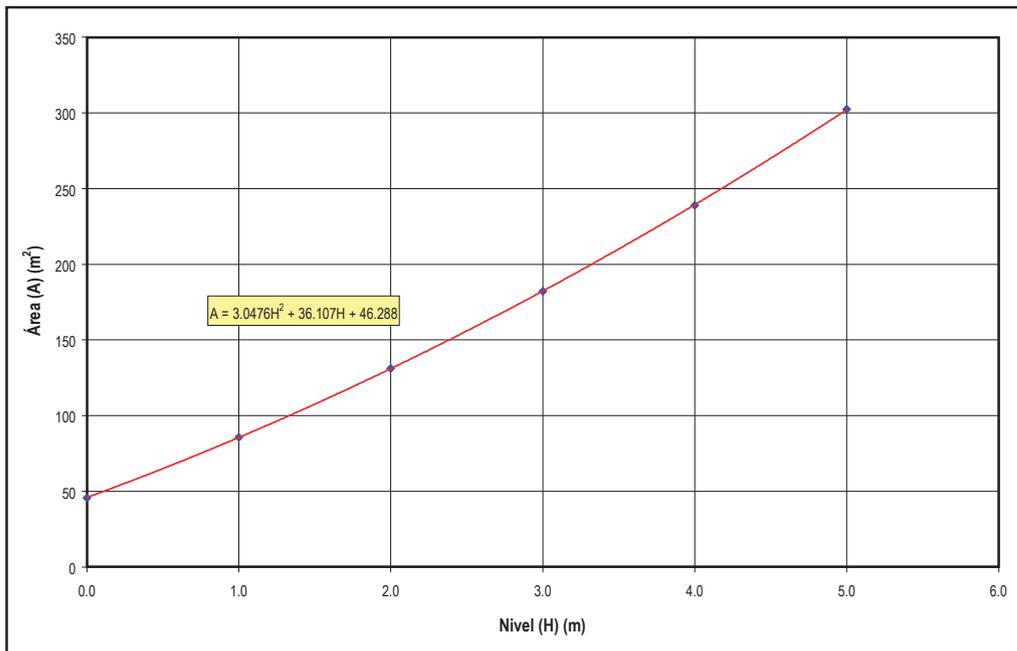


Figura 3.9
Relación entre área del perfil topográfico y el nivel

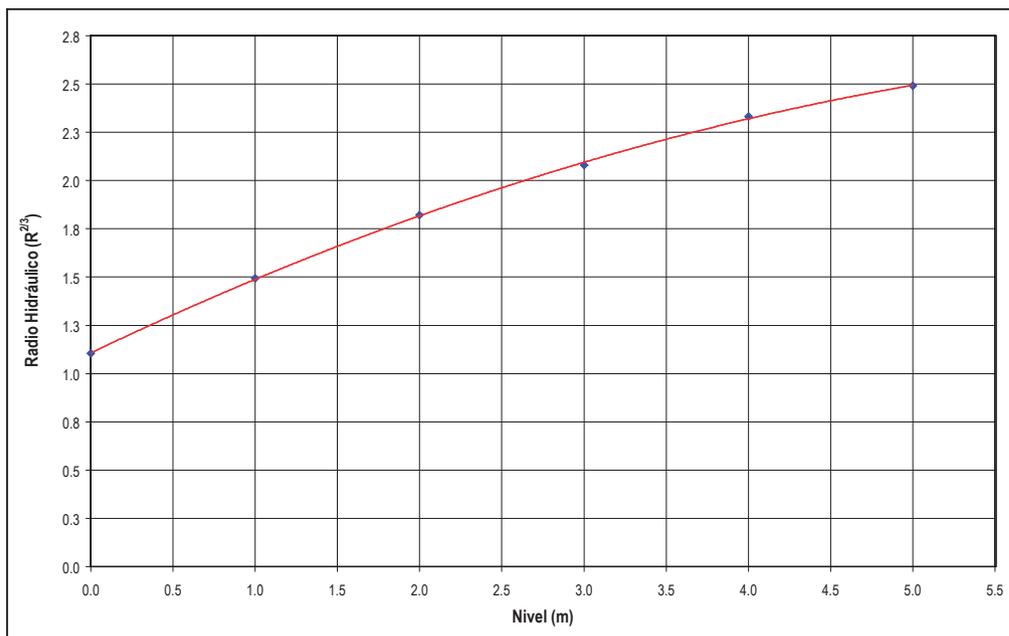


Figura 3.10
Relación entre radio hidráulico y el nivel

- g) En función de la ecuación de la curva A vs. H (ver la figura 3.9) se calculan las áreas para cada uno de los niveles aforados (ver la Tabla 3.4) y se elabora la Tabla 3.6. El objetivo es calcular una nueva velocidad utilizando el caudal aforado y el área del perfil topográfico. La velocidad se llamará Velocidad ajustada (VAj)

No.	Nivel Medio (m)	Área Sección (m ²)	Caudal (m ³ /s)	Velocidad Media (3):(2) (m/s)
	H	A	Q	V _{Aj}
0	1	2	3	4
1	2.09	135.06	167.36	1.239
2	1.66	114.62	101.24	0.883
3	4.08	244.34	438.22	1.794
4	1.48	106.40	79.45	0.747
5	1.89	125.42	133.98	1.068
6	1.21	94.44	49.08	0.520
7	1.17	92.71	45.44	0.490
8	1.92	126.85	144.11	1.136
9	2.03	132.14	162.29	1.228
10	3.18	191.93	333.14	1.736

Tabla 3.6
Cálculo de velocidad ajustada

h) De la Tabla 3.6, se extraen los niveles (H) y las velocidades ajustadas (VAj) y se construye la curva VAj vs. H (ver la figura 3.11). En función de esta se calcula la velocidad para cada nivel de la Tabla 3.5 hasta el nivel de 4 metros, valor equivalente al nivel aforado (ver la Tabla 3.6).

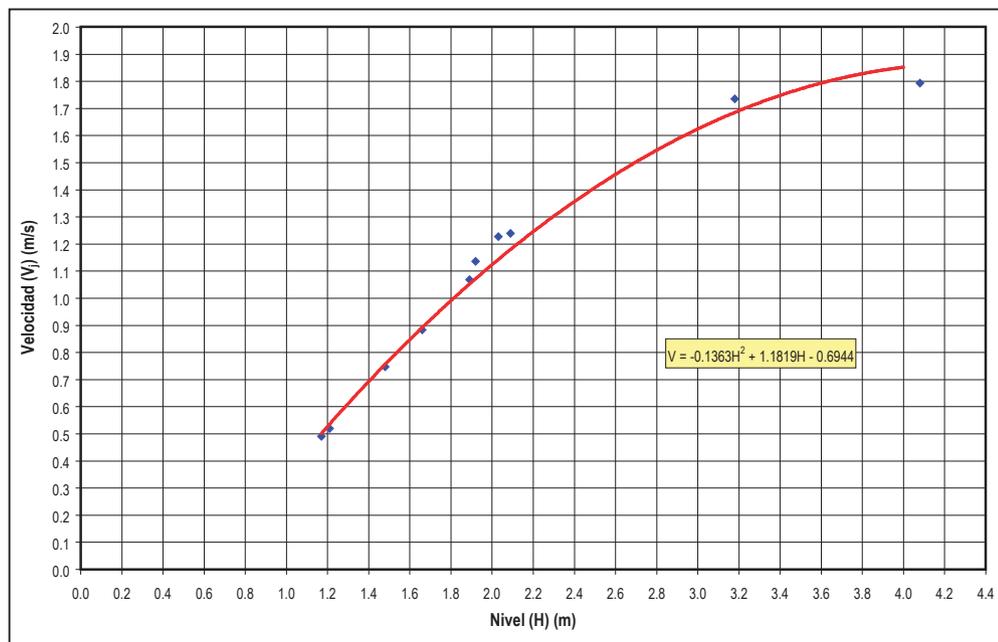


Figura 3.11
Relación de la velocidad ajustada con el nivel del agua

No.	Nivel Medio (m)	Área Sección (m ²)	Velocidad Media (m/s) (4)*(5)	R ^{2/3} (6) 2/3 (m)	Factor K (3):(4)	Caudal (m ³ /s) (2)*(3)
	H	A	V	R ^{2/3}	K	Q
0	1	2	3	4	5	6
1	1.00	85.80	0.351	1.49	0.235	30.13
2	2.00	131.30	1.124	1.82	0.618	147.61
3	3.00	182.30	1.625	2.08	0.770	296.16
4	4.00	238.80	1.852	2.33	0.800	442.35
5	5.00	302.30	2.018	2.49	0.810	609.95
6	6.00	373.30	2.217	2.72	0.815	827.45

Tabla 3.7
Cálculo del factor K

- i) Tomando la fórmula simplificada de Manning, se calcula en la Tabla 3.7, el factor "K" hasta el nivel máximo de aforo

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad K = \frac{1}{n} S^{\frac{1}{2}}$$

$$V = K R^{\frac{2}{3}}$$

- j) Con los valores de nivel (H) y el factor K, de la Tabla 3.7, se dibuja la curva H vs. K. extendiéndola hasta el nivel que se considere necesario extrapolar. Para el ejemplo sería 6 metros (ver la figura 3.12).

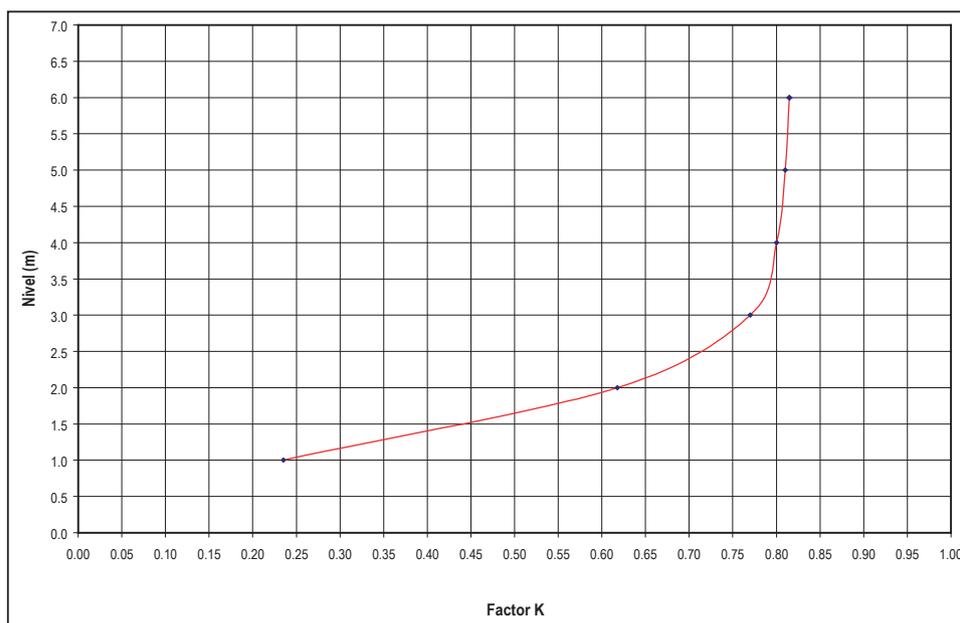


Figura 3.12
Relación entre el nivel del agua y el factor K

- k) Con los valores deducidos de "K" hasta el nivel de extrapolación se retoma la ecuación

$$V = K R^{2/3}$$

y se calcula la velocidad hasta el nivel de extrapolación (ver la Tabla 3.7).

- l) Con el área (A) y la velocidad media (V) de la Tabla 3.7 se calcula el caudal hasta los niveles de extrapolación.
- m) Para finalizar, de la Tabla 3.7 se extraen los niveles (H) y los caudales (Q) y se elabora la curva de gastos definitiva con su correspondiente ecuación. Los valores, producto de esta metodología, son los que aplican en la transformación de niveles a caudales de la estación objeto del estudio (ver la figura 3.13).

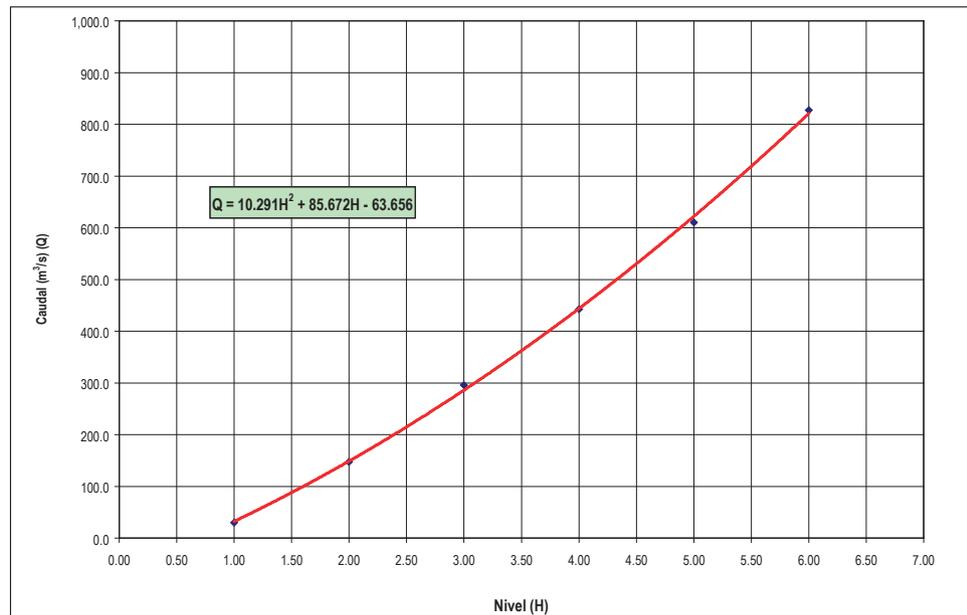


Figura 3.13
Relación entre el caudal y el nivel del agua

3.3.3.1.2. Método de Stevens

Su fundamento está en la fórmula de Chezy para calcular la velocidad:

$$V = C \sqrt{D S}$$

$$C = \frac{1}{n} D^{1/6}, \quad D = \frac{A}{W}$$

Siendo

- V = Velocidad media para la sección en m/s.
 n = Coeficiente de rugosidad.
 D = Profundidad media de la sección en m.
 S = Pendiente hidráulica m/m.
 A = Área de la sección en m²
 W = Ancho de la sección en m.

Esta es una metodología que se recomienda utilizar en ríos amplios y poco profundos, en donde el valor del radio hidráulico, en estas condiciones, es similar a la profundidad media, es decir,

$$R=D=\frac{A}{W}$$

La expresión $C\sqrt{S}$ se vuelve constante e igual a uno, por lo que la expresión original:

$$V = C\sqrt{D S}$$

Quedaría

$$V=\sqrt{D}$$

Si se reemplaza la velocidad en la ecuación de continuidad se obtiene:

$$Q = A\sqrt{D}$$

Para efectos prácticos se utiliza la expresión $D^{2/3}$ en lugar de $D^{1/2}$, ya que, por experiencias de laboratorio, los resultados parecen ser más representativos. De forma general se puede decir que el método de Stevens evidencia que el caudal que pasa por la sección de un río depende de sus características geométricas.

3.3.3.1.2.1. Pasos a seguir

Para dar continuidad y dar resultados que puedan ser comparables con Manning, se continúa utilizando la misma información de la estación Río Lanceros - Casa Bella.

El paso a paso de esta metodología es el siguiente:

- a) Los literales a, b y c del "Método de Manning" son los mismos para Stevens. Por tanto se continúa desde el paso d.
- b) Del perfil topográfico seleccionado (ver la figura 3.14) se obtienen las características geométricas de la sección de aforos para niveles determinados, en centímetros o metros (ver la Tabla 3.8).

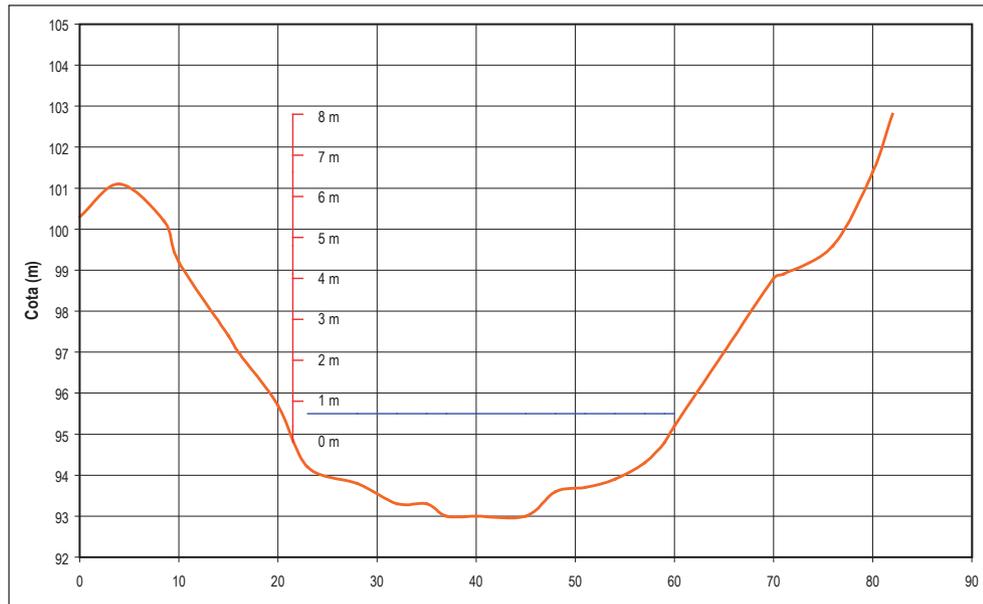


Figura 3.14
Perfil topográfico

No.	Nivel Medio (m)	Ancho Sección (m)	Área Sección (m ²)	Profundidad Media (3):(2) (m)	$D^{2/3} (4)^{2/3}$ (m)	$A \cdot D^{2/3} (3) \cdot (5)$	Caudal m ³ /s
	H	W	A	D	$D^{2/3}$		Q
0	1	2	3	4	5	6	7
1	0.0	37	45.8	1.24	1.15	52.80	
2	1.0	43	85.8	2.00	1.58	135.99	
3	2.0	48	131.3	2.74	1.96	256.81	
4	3.0	54	182.3	3.38	2.25	410.25	
5	4.0	59	238.8	4.05	2.54	606.49	
6	5.0	68	302.3	4.45	2.70	817.32	

Tabla 3.8
Características geométricas del perfil topográfico

c) De la Tabla 3.8 y en función de "H" y "A*D 2/3" se elabora la curva A*D 2/3 vs H (ver la figura 3.15).

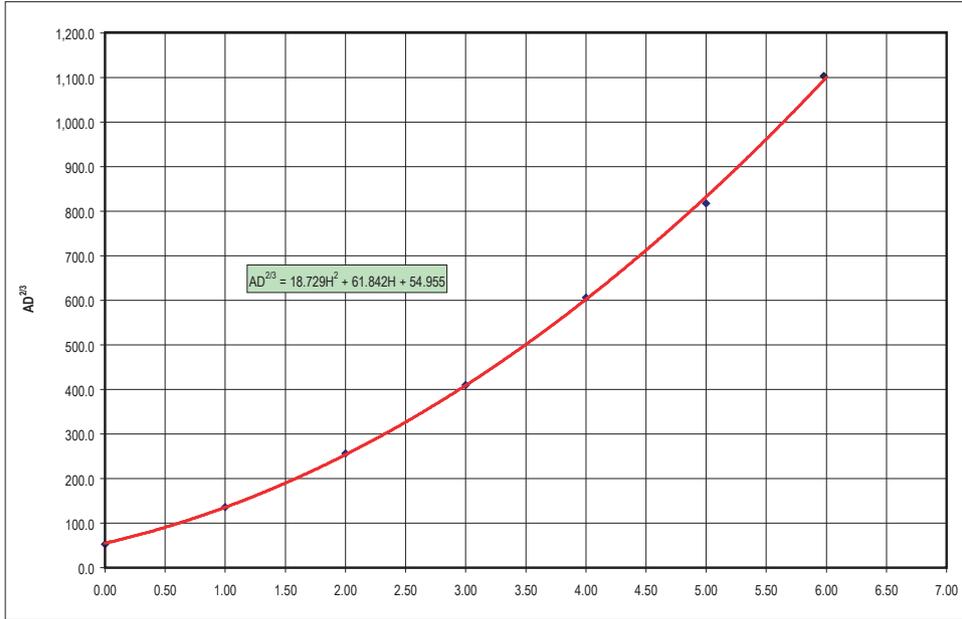


Figura 3.15
Ejemplo de la relación $A \cdot D^{2/3}$ con el nivel del agua

d) En función de la figura 3.15 se determinan los valores de $A \cdot D^{2/3}$ (ver la Tabla 3.9), para cada uno de los niveles de los aforos (ver la Tabla 3.4).

No.	Nivel Medio (m)	Caudal (m ³ /s)	$A \cdot D^{2/3}$ (3)*(5)
	H	Q	
0	1	2	3
1	2.09	167.36	266.015
2	1.66	101.24	209.222
3	4.08	438.22	619.041
4	1.48	79.45	187.505
5	1.89	133.98	238.738
6	1.21	49.08	157.205
7	1.17	45.44	152.948
8	1.92	144.11	242.734
9	2.03	162.29	257.675
10	3.18	333.14	441.008

$$A \cdot D^{2/3} = 18.729H^2 + 61.842H + 54.955$$

Tabla 3.9
Ejemplo de la estimación de $A \cdot D^{2/3}$

e) De la Tabla 3.8 se construye la curva $A \cdot D^{2/3}$ vs H (ver la figura 3.16) y de la Tabla 3.9, la curva $A \cdot D^{2/3}$ vs. Q (caudal) con sus respectivas ecuaciones (ver la figura 3.17). La tendencia en esta última curva, para niveles altos, es recta o aplanada o con predisposición a ser constante.



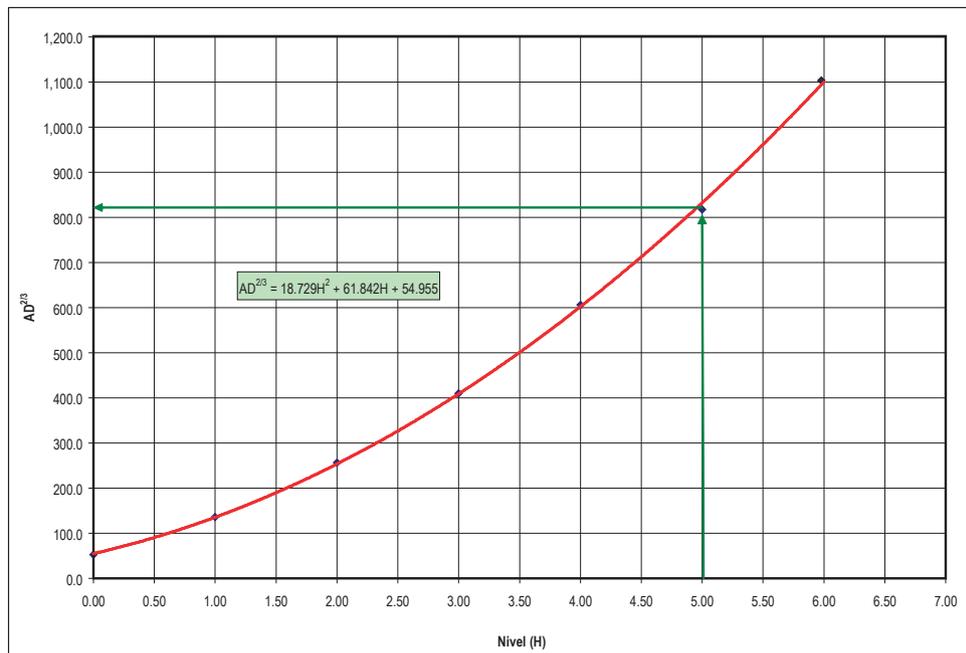


Figura 3.16
Ejemplo especificado de la relación $A \cdot D^{2/3}$ con el nivel del agua

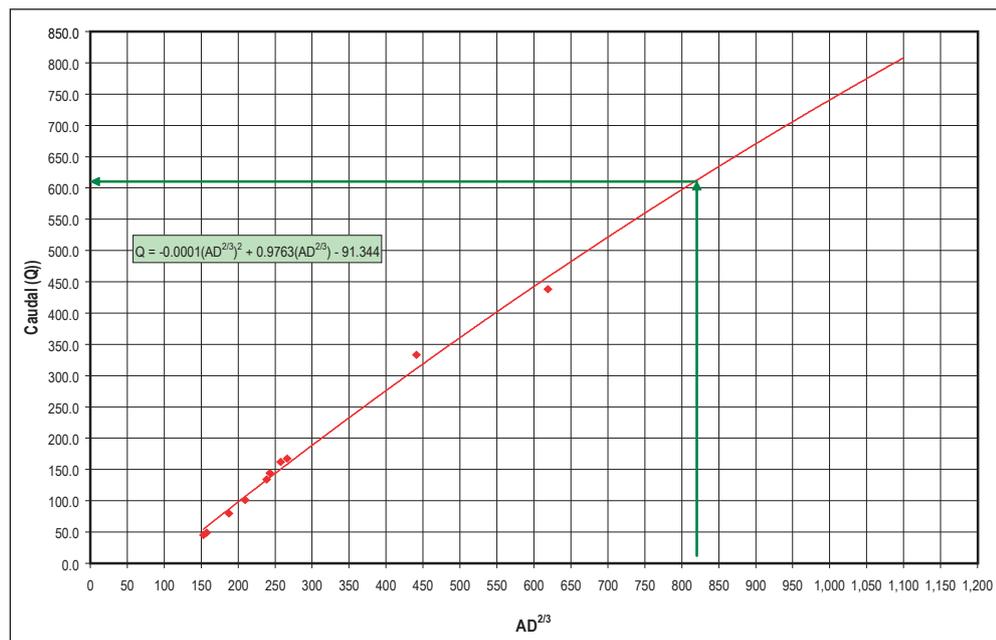


Figura 3.17
Ejemplo especificado de la relación $A \cdot D^{2/3}$ con el caudal

- f) Con las ecuaciones de las curvas $A \cdot D^{2/3}$ vs. H y Q vs. $AD^{2/3}$ se obtienen los caudales de la siguiente manera. De la curva en la figura 3.17, se logran los valores de $A \cdot D^{2/3}$ en función de toda la gama de niveles de la curva. Con los

datos encontrados de $A \cdot D^{2/3}$, para cada uno de los niveles en mención, se llevan estos a la ecuación de la curva Q vs. $A \cdot D^{2/3}$ y se hallan los caudales propios hasta los niveles extrapolados (ver la Tabla 3.10).

H (nivel) (m)	$A \cdot D^{2/3}$	Q (Caudal) (m ³ /s)
1	136	39
2	254	150
3	409	291
4	602	460
5	832	652
6	1100	862

Tabla 3.10
Cálculo de caudales – método de Stevens

- g) Con los valores de “H” y del Caudal “Q” se elabora la curva de gastos definitiva, que con su ecuación traducirá los niveles a caudales de una determinada estación (ver la figura 3.18).

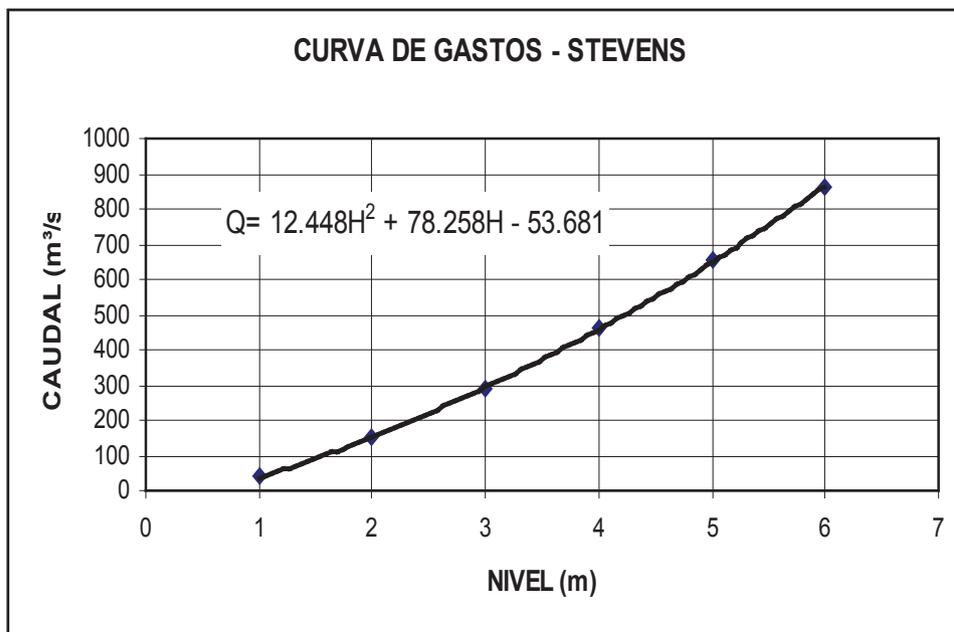


Figura 3.18
Curva de gastos – Stevens

3.3.3.1.3. Método Logarítmico

El nombre de extrapolación logarítmica se refiere más que todo a la utilización de los logaritmos en el desarrollo de las ecuaciones. Fundamentalmente, el estudio plantea el ajuste de curvas por el método de los mínimos cuadrados. Este método es una rama del cálculo de probabilidad y tiene por objeto la compensación de los inevitables errores e imperfecciones inherentes a toda observación o medida.

El problema de la compensación consiste, por lo general, en deducir de un número de ecuaciones los valores que satisfagan lo mejor posible a todas las ecuaciones. En el método de los mínimos cuadrados se admiten, como mejores valores, aquellos cuya suma de los cuadrados de las diferencias resultantes en las ecuaciones, que cumplen la condición, sea mínima.

En la elaboración de las curvas de gastos se ha comprobado que las mediciones están sujetas a errores y que para comprobar su exactitud existen dos métodos. Repitiendo la medición, observando en cuánto difiere el resultado del anterior, o se miden varias magnitudes que deben guardar entre sí cierta relación, analizando hasta qué punto queda esta satisfecha. Sin embargo, cada una de estas observaciones se somete a prueba con las cuales comúnmente se concluye que no existe medida sin error.

Los errores que son cometidos en las mediciones no pueden rebasar cierto límite, en caso contrario aparecerían errores significativos, los cuales pesarían en el ajuste de las curvas

En el método logarítmico, como se menciona antes, se hace un ajuste por mínimos cuadrados de las mediciones (aforos) para compensar los errores de medición, especialmente cuando, por causa de la inestabilidad de la sección de aforos, la dispersión de los puntos es notoria y no hace probable la utilización de métodos como el de Manning o Stevens.

La metodología es más sencilla que las anteriores y además los programas de oficina facilitan el ajuste automático mediante el procedimiento del método ensayo error que permite convertir la curva, ya sea convexa o cóncava, en una línea recta, logrando a su vez determinar el "Ho" para aguas bajas y obtener la ecuación de extrapolación para niveles altos.

Para utilizar este método es importante contar con un récord de aforos que cubra por lo menos la mitad de la variación de los niveles que se presentan en la sección de aforos. De lo contrario, los resultados se deben tomar con precaución. El desarrollo metodológico es el siguiente:

- a) Selección de la estación hidrológica.
- b) Disponer del resumen de aforos de la estación (ver la Tabla 3.11).
- c) Del resumen de aforos, elaborar la curva de gastos en papel logarítmico "log - log", H vs. Q y por ensayo error encontrar el "Ho" que equivale a un caudal nulo o cero. Cuando la curva se vuelva recta en este tipo de papel (ver la figura 3.19), se considera que la extrapolación es la que se ha propuesto definir.



Tabla 3.11
Resumen de aforos

No.	Fecha	Ancho Sección (m)	Área Sección (m ²)	Profundidad Media (3):(2) (m)	Velocidad Media (7):(3) (m/s)	Nivel Medio (m)	Caudal (m ³ /s)	Método de aforo	Perímetro Mojado (2)+2(4) (m)	Radio Hidráulico (3):(9) (m)	R ^{2/3} (10) 2/3 (m)	
		W	A	D	V	H	Q		P	R	R ^{2/3}	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1969												
1	08/10/1969	45.50	127.72	2.81	1.31	1.84	167.36	02-08	51.12	2.50	1.84	0.71
2	13/11/1969	43.50	107.26	2.46	0.94	1.41	101.24	02-08	48.42	2.22	1.70	0.55
3	20/11/1969	59.50	232.42	3.91	1.88	3.83	438.22	02-08	67.32	3.45	2.28	0.82
4	01/12/1969	43.50	98.91	2.27	0.80	1.23	79.45	02-08	48.04	2.06	1.62	0.49
1970												
5	17/02/1970	45.50	118.47	2.60	1.13	1.64	133.98	02-08	50.70	2.34	1.76	0.64
6	07/04/1970	41.50	89.16	2.15	0.55	0.96	49.08	02-08	45.80	1.95	1.56	0.35
7	26/09/1970	40.00	83.30	2.08	0.54	0.92	45.44	02-08	44.16	1.89	1.53	0.35
8	24/11/1970	45.00	122.69	2.73	1.17	1.67	144.11	02-08	50.46	2.43	1.81	0.65
9	25/11/1970	46.00	129.54	2.82	1.25	1.78	162.29	02-08	51.64	2.51	1.85	0.68
1971												
10	19/11/1971	55.70	191.93	3.45	1.74	2.93	333.14	02-08	62.60	3.07	2.11	0.82

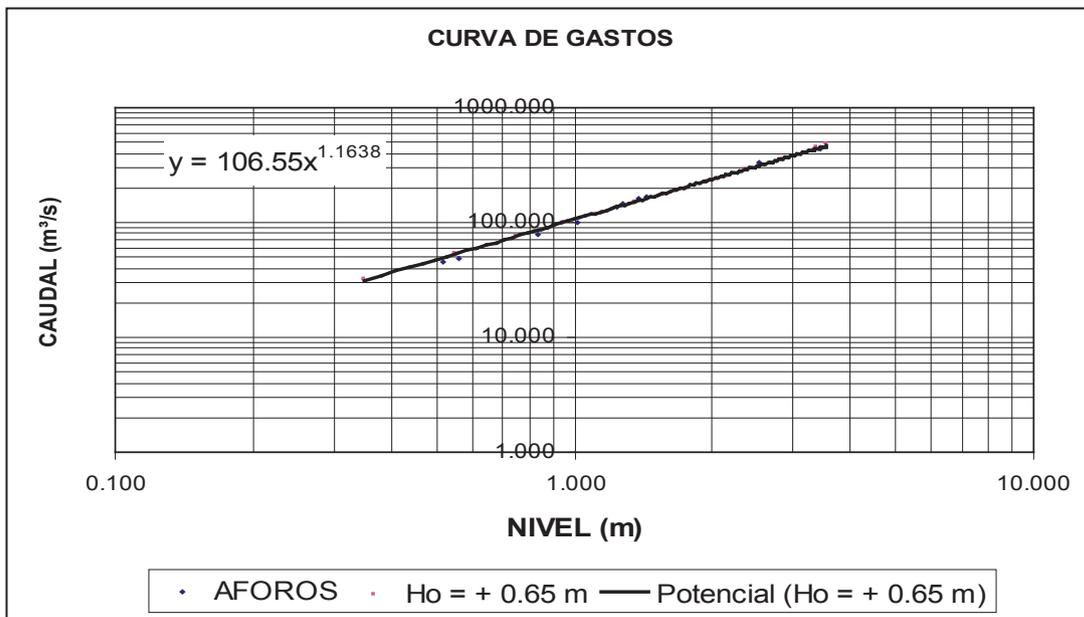


Figura 3.19
Curva de gastos

3.3.4. Extrapolación de niveles mínimos para curvas de gastos - determinación del "Ho"

La relación que existe entre el nivel y el caudal, en condiciones estables, está dada por la ecuación, tiene un caudal igual a 0, es la única variable que no es conocida y su determinación posee algunas dificultades. Este valor puede ser negativo o positivo de acuerdo a si el cero de la mira o limnómetro se encuentra por encima o por debajo del lecho del río.

3.3.4.1. Métodos de extrapolación

A continuación se describen los métodos que se utilizan para realizar la extrapolación.

3.3.4.1.1. Método Logarítmico

Se grafica en escala logarítmica la relación nivel - caudal establecida previamente con los aforos líquidos que se tienen. Al graficar dicha relación se está asumiendo inicialmente que el H_o es igual a cero en la ecuación $Q = a (H - H_o)^b$. Si en este primer tanteo la gráfica es una línea recta, el H_o efectivamente es 0, pero si el resultado es una curva se debe seguir probando con diferentes valores de H_o (método ensayo error) hasta que la gráfica sea una línea recta. El valor asumido puede confrontarse analizando los perfiles transversales de la sección de aforos.

Cuando se grafica la relación nivel - caudal con $H_o=0$, el resultado puede ser una curva con concavidad hacia arriba (convexa); en este caso el H_o es positivo, y si es hacia abajo (cóncava), es negativo. El valor asumido para que la curva se vuelva recta es, entonces, el H_o (ver la figura 3.20 y 21).

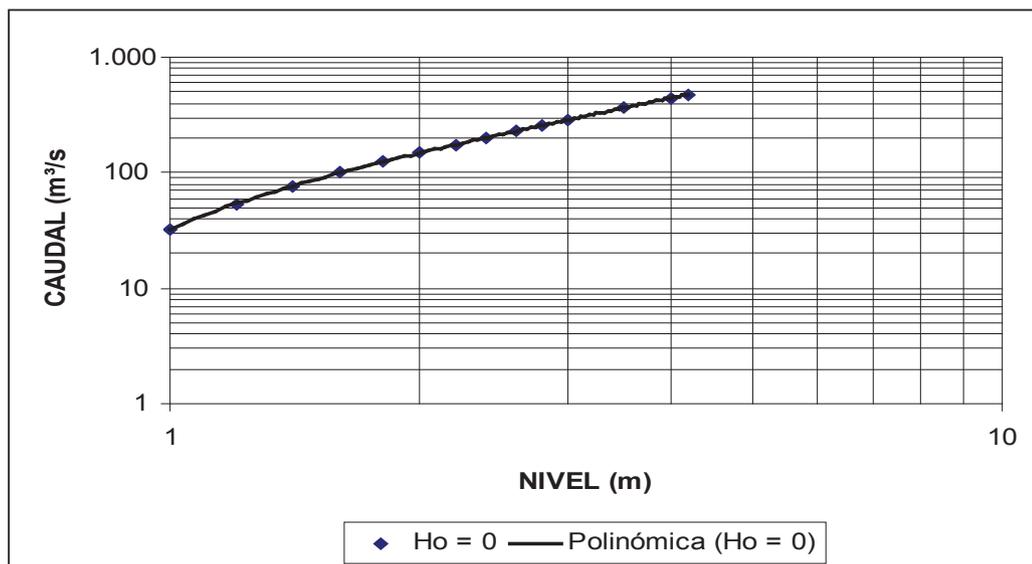


Figura 3.20

Curva de gastos

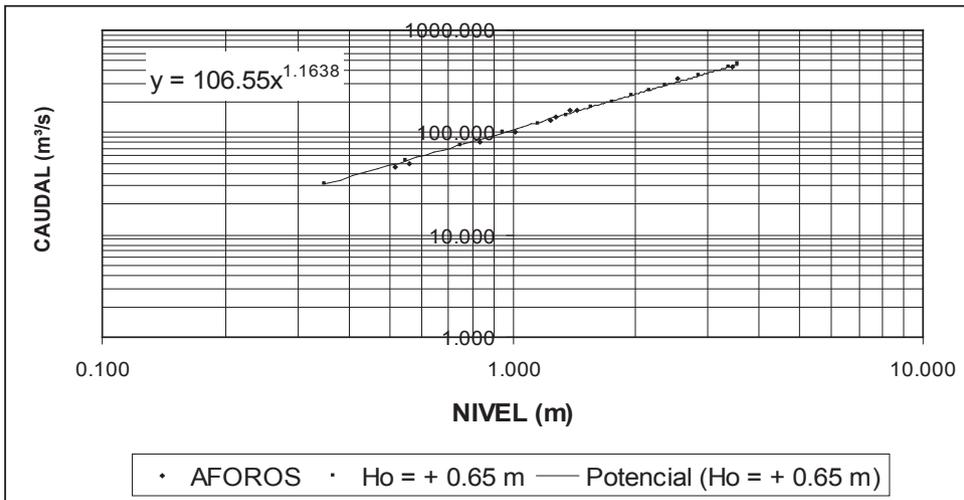


Figura 3.21
Curva de gastos

El computador es una herramienta valiosa para este método ya que mediante un programa se puede hallar el valor del H_o .

3.3.4.1.2. Método de Running

Es un método para hallar el H_o gráficamente. Se plotean los valores de la relación nivel - caudal en escala aritmética con su respectiva curva. Tres puntos a, b y c son seleccionados de tal manera que sus caudales estén en progresión geométrica. En el ejemplo estos valores 50, 150 y 450 m³/s (ver la figura 3.22).

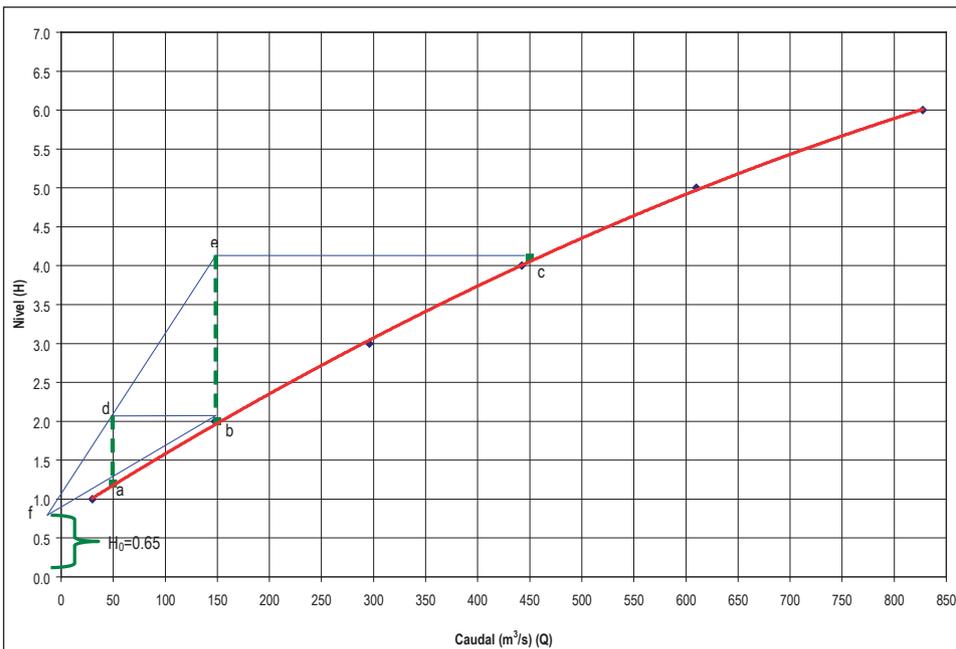


Figura 3.22
Obtención del valor H_o (Método de Running)

$$\frac{Qa}{Qb} = \frac{Qb}{Qc}$$

En los puntos a y b se trazan líneas verticales y después líneas horizontales hacia b y c para conseguir los puntos de intersección de verticales d y e. Se dibujan dos líneas rectas ed y ba interceptadas en f. La ordenada de f es el valor requerido de H_0 , nivel que corresponde a un caudal cero.

Este método asume que la parte más baja de la curva nivel - caudal es una parábola.

3.3.4.1.3. Método de Johnson

Consiste en tomar de la curva de gastos Q vs. H , dibujada en escala aritmética, tres valores de caudales Q_1 , Q_2 y Q_3 tal que, $Q_1/Q_3 = Q_3/Q_2$, obteniendo de la curva, igualmente, los correspondientes valores de niveles H_1 , H_2 y H_3 .

De la ecuación

$$(H_1 - H_0) / (H_3 - H_0) = (H_3 - H_0) / (H_2 - H_0)$$

Se despeja H_0

$$H_0 = \frac{(H_1 * H_2) - H_3^2}{(H_1 + H_2) - 2H_3}$$

La mecánica que se sigue para la aplicación de dicho método es tomar de la parte inferior de la curva de gastos dos pares de valores H_1 , Q_1 y H_2 , Q_2 para determinar un Q_3 mediante la ecuación:

$$Q_3 = \sqrt{(Q_1 \times Q_2)}$$

Con este valor se lee de la curva de gastos el valor de H_3 (valor de nivel correspondiente al Q_3).

Con estos tres valores se obtiene el valor del H_0 con la ecuación:

$$H_0 = \frac{(H_1 \times H_2) - H_3^2}{(H_1 + H_2) - 2H_3}$$

3.3.5. Procesos para el cálculo de caudales

Si se tienen aforos líquidos cubriendo toda la gama de variaciones de los niveles, medios, máximos y mínimos, elaborar la curva o curvas de gastos que controlan



dicha sección, lo que se limitaría solamente a encontrar la ecuación o ecuaciones respectivas. Sin embargo, por diferentes motivos esto no ocurre en la mayoría de los casos. Donde no se tienen una gama suficiente de aforos líquidos es necesario acudir a las extrapolaciones de las curvas de gastos. Más adelante se presentan tres de los métodos más utilizados para extrapolar curvas de gastos para niveles altos y tres métodos para extrapolaciones para niveles bajos.

3.3.5.1. Ingreso a la base de datos

De la curva de gastos o de calibración se puede indexar a la base de datos sus valores de dos formas:

1. Forma tabulada: De la curva de gastos se extraen los caudales para niveles determinados, de tal forma que los valores intermedios se puedan interpolar lineal o exponencialmente.
2. Forma funcional: Mediante una ecuación originada de la curva de gastos, a través del computador, se hace un proceso automatizado de ajuste de curvas.

Con la tabla o la ecuación, deducidas de esta forma, y los niveles horarios estandarizados en la base de datos, provenientes de las estaciones hidrométricas, se calculan los caudales horarios, diarios, mensuales y anuales.

3.3.5.2. Cálculo de caudal

Para el cálculo de los caudales deben estar disponibles, en la base de datos, los siguientes datos e información:

1. Los niveles horarios definitivos, es decir verificados en cuanto a calidad y homogeneidad.
2. Las tablas o ecuaciones de las curvas de gastos, con los rangos de extrapolar que cubran suficientemente toda la variación de niveles presentados durante la vigencia de la curva.

Una vez el sistema cuente con los datos requeridos, el mismo sistema identifica y aplica la tabla o ecuación automáticamente de la curva de gastos a los niveles horarios, para obtener los valores de caudal correspondientes. Para conseguir los promedios de caudal, en la unidad de tiempo estándar requerida (día, mes, año), se compilan las series cronológicas horarias de caudal.

Cuando se tienen curvas de gastos múltiples dentro del período que se está procesando, se debe aplicar, para cada espacio de tiempo, la curva definida para el periodo correspondiente, lo cual se debe prever con anterioridad al analizar e identificar los cambios bruscos, especialmente después de las temporadas húmedas.

En el caso de faltar datos de niveles, generalmente no más de un 10% del total, los niveles correspondientes se pueden deducir indirectamente, a través de correlaciones con otras estaciones situadas en la misma cuenca o en sus cercanías, pero en condiciones de régimen hidrológico similar. También se utilizan correlaciones



de caudales para deducir los niveles, siempre asignando a cada dato el código de la forma en que fue obtenido.

3.3.5.3. Salida de datos

Son los caudales característicos promedios diarios, mensuales y anuales; máximos instantáneos mensuales y anuales, y los caudales mínimos mensuales y anuales.

Entendiéndose que el Caudal Medio Diario es el promedio aritmético de los valores horarios; el Caudal Medio Mensual es el promedio aritmético de los valores diarios de un determinado mes; el Caudal Medio Anual es el promedio aritmético de los 365 ó 366 caudales medios diarios y el Caudal Mínimo Mensual es el menor valor diario del mes.

3.3.5.4. Control de calidad de los caudales

Existen varias herramientas para verificar la calidad del caudal generado. A continuación se mencionan solo dos de ellas:

3.3.5.4.1. Balances de caudales

Es una herramienta para verificar la variabilidad uniforme de los caudales entre estaciones de la misma cuenca.

Consiste en comparar los caudales medios diarios, mensuales o anuales entre estaciones ubicadas dentro de la misma cuenca, los cuales deben guardar correspondencia, especialmente si están sobre una misma corriente.

Este tipo de análisis se hace también volumétricamente, teniendo en cuenta los aportes y desviaciones de caudales de los afluentes y efluentes, es decir, se establecen balances de entradas y salidas registradas en las estaciones ubicadas dentro de la cuenca, lo cual permite conformar el modelo de drenaje de la misma.

Otro control de calidad del dato es comparar el caudal con las precipitaciones registradas en la cuenca hidrográfica, aunque no es una fórmula ideal sí permite observar la coherencia entre ambos factores hidrológicos.

Para verificar los caudales máximos instantáneos, se hace una comparación entre los caudales máximos promedio diarios y su correspondiente caudal máximo instantáneo. El resultado es que los caudales máximos instantáneos deben ser mayores o por lo menos iguales a los caudales máximos promedio diarios.

3.3.5.4.2. Test caudales

Otro de los controles que se hacen a la calidad de las series de tiempo de los caudales diarios, mensuales o anuales es aplicarle el Test Estadístico de la Media Móvil, el cual detecta los casos más críticos de aquella información que se está saliendo del comportamiento medio de la serie.



Este test permite detectar información que por quedar fuera de una franja permisible (calculada a partir de algunas medidas de tendencia y de dispersión) debe ser analizada para concluir si realmente se dieron estos eventos o si se le deben hacer correcciones a dichos datos, ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..

Tiene una franja de límites de acción que tiene en cuenta las variaciones bruscas que se puedan presentar en los caudales en períodos muy cortos de tiempo. El método de la Media Móvil calcula la zona límite con base en la media del dato del día y el del día anterior.

Una vez se aplica este método se analiza la información que quedó por fuera del límite de acción revisando conjuntamente información de niveles horarios, tablas de calibración y perfiles transversales, para finalmente decidir si los caudales ameritan ser corregidos.

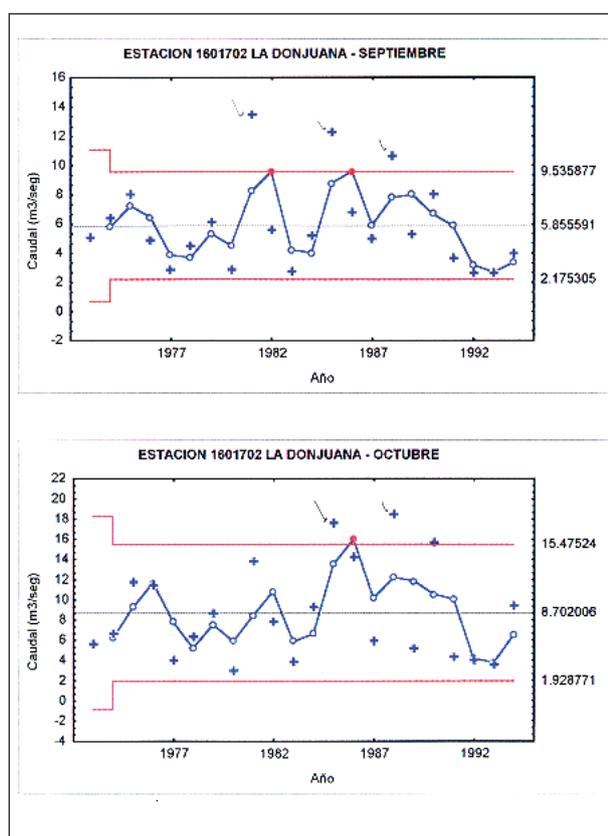


Figura 3.23
Test estadístico de la media móvil

Cuando se ha aplicado el Test de la Media Móvil para el control de la calidad se ha encontrado que en algunos casos los caudales que quedan por fuera de la franja límite o permisible son producto de extrapolaciones de curvas de gastos en un porcentaje alto, es decir que no están soportadas por aforos líquidos, siendo así muy alto el grado de incertidumbre de dicha extrapolación. También se ha encontrado que

sistema, estos datos pueden alimentar el resumen codificándolos en un formato estándar de captura (ver la Tabla 3.12).

3.4.1. Pasos metodológicos para la obtención de datos

Los pasos a seguir para obtener los datos de sedimentos, asumiendo que la etapa de toma y análisis de las muestras ya se ha realizado, son:

1. Se codifica la información de las muestras diarias de sedimentos. A partir de estas se calcula la concentración media superficial diaria como el promedio de las 3 muestras. En esta etapa el sistema tiene un control de calidad que consiste en no permitir el ingreso de datos de muestras en donde el valor de la tara (peso del crisol) sea mayor que el peso total (peso del crisol + peso del sedimento).
2. Con los aforos sólidos y líquidos que cubran estados altos, medios y mínimos de la corriente, se elaboran las curvas de Q_s vs. Q_l y C_m vs. C_s , del resumen de aforos sólidos se extraen los datos de caudal líquido y caudal sólido y se plotean en escala logarítmica (log - log), eliminando puntos muy dispersos de la tendencia media. El ajuste de las ecuaciones se hace por mínimos cuadrados, pero también se admiten otros métodos.

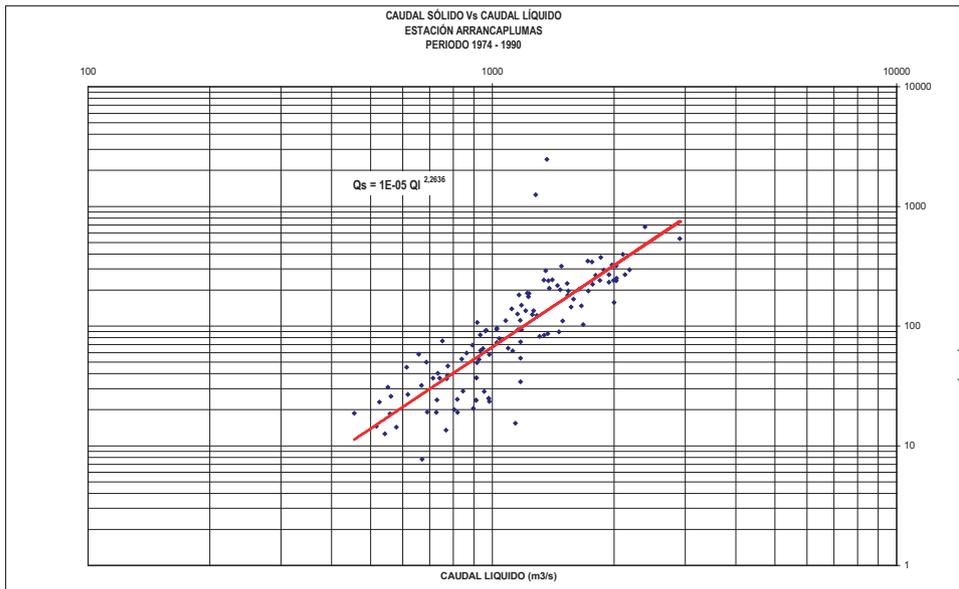


Figura 3.24

Ejemplo de una relación de valores de caudal sólido con caudal líquido

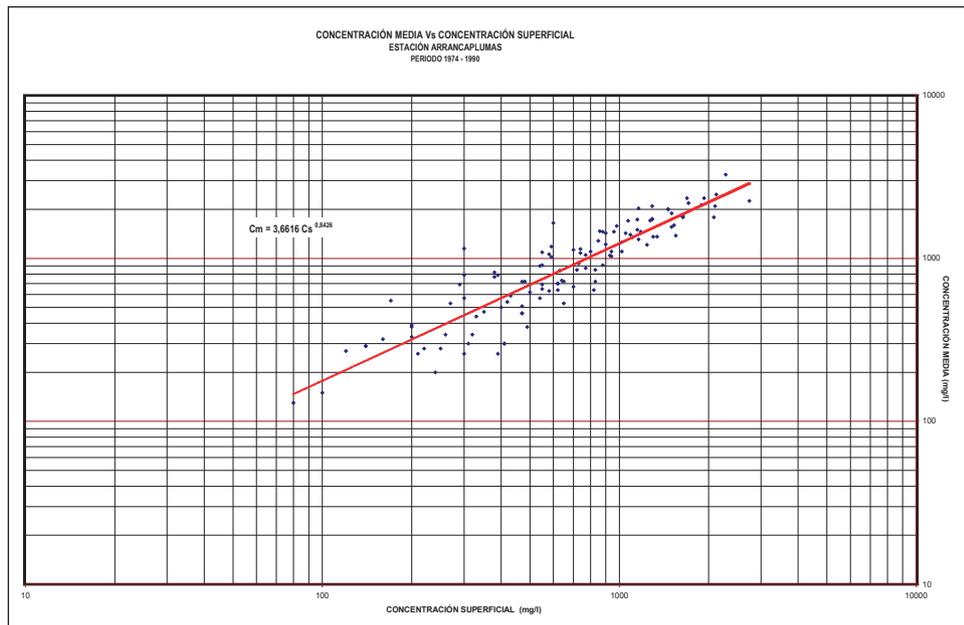


Figura 3.25

Ejemplo de una relación de valores de concentración media versus concentración superficial

En las figuras 24 y 25 se observan ejemplos de dichas curvas.

3. A continuación del análisis, evaluación y procesamiento de las muestras diarias se sigue con la etapa de cálculo de la concentración media y del transporte de sedimentos.

4. Cuando en la sección se realizan aforos sólidos y se toman muestras diarias de sedimentos, el programa calcula en primera instancia la concentración media diaria de sedimentos en suspensión C_m , mediante la siguiente ecuación (ver la figura 3.25). Seguidamente calcula el transporte total diario de sedimentos en suspensión con la relación:

$$Q_s = a * Q_l^b$$

Donde

Q_l = Caudal (m^3/s)

Q_s = Caudal sólido (Kg/s)

a y b = Constantes.

5. Para los días en los cuales no se hayan tomado muestras diarias de sedimentos o no se tenga dicho programa, el valor de la carga o transporte total diario de sedimentos (Q_s) se calcula a partir de la siguiente ecuación, leyendo directamente de la base de datos los caudales líquidos diarios (Q_l).

$$C_m = a * C_s^b$$

Donde

Q_l = Caudal (m^3/s)

Q_s = Caudal sólido (Kg/s)

C_m = Concentración media (Kg/m^3)

a y b = Constantes.

Por último se tiene que

$$Q_s = C_m * Q_l$$

Para finalizar, se resalta el papel que juegan las relaciones existentes (de tipo lineal o no lineal) entre las variables hidrológicas (nivel del agua, caudal líquido, transporte y concentración de sedimento, entre otras) y que pueden vislumbrarse gracias a las ecuaciones, las cuales se pueden identificar con soporte en la existencia de datos en diversos sitios del país. Un papel crucial juega en la veracidad de estas ecuaciones, los márgenes de error de las mediciones de estas variables y de las estimaciones hidrológicas, aspecto a desarrollar en el futuro cercano.



CAPÍTULO 4

4. CARACTERÍSTICAS FISIOGRÁFICAS Y MORFOMÉTRICAS BÁSICAS DE LA CUENCA O DEL ÁREA DE INFLUENCIA HASTA LA ESTACIÓN

4.1. GENERALIDADES

En el conocimiento del régimen hidrológico de las cuencas, los factores morfométricos y fisiográficos de ellas, juegan un papel muy importante para el entendimiento de los procesos hidrológicos y sus variaciones en tiempo y espacio. Por tanto se considera de utilidad aquellos que sirvan directamente para el cálculo de datos hidrológicos en sitios en donde no se dispone de observaciones hidrométricas directas y para otras aplicaciones donde es necesario determinar las características propias del régimen hidrológico de las corrientes.

La hidrología concebida como la ciencia que se ocupa del agua en la Tierra, necesita de herramientas informáticas capaces de interpretar de un modo amplio estas características. En este sentido, los Sistemas de Información Geográfica (SIG) brindan estas herramientas al profesional para realizar el monitoreo del sistema hidrológico natural, la determinación de los factores fisiográficos genéticos del régimen hidrológico y la gestión de los servicios de agua, así como también diseñar e implementar proyectos viables con costos correctamente estimados, facilitando el manejo de los datos y la toma de decisiones.

En este último capítulo se abordara la aplicación de los Sistemas de Información Geográfica en la hidrología, específicamente para la determinación de los parámetros morfométricos básicos, con información cartográfica digital y algunas aplicaciones de software SIG.

4.2. PRINCIPALES FACTORES GENÉTICOS DEL RÉGIMEN HIDROLÓGICO

Dentro de los factores genéticos del régimen hidrológico más conocidos son los siguientes:



- a) La red hidrográfica, indicada en la mayoría de los mapas topográficos.
- b) Las características geomorfológicas, especialmente las morfométricas, las cuales se pueden analizar y determinar directamente en los mapas topográficos
- c) Algunas características del régimen climático como isoyetas e isotermas que se presentan en mapas climáticos y meteorológicos especiales.
- d) Características fisiográficas generales como la litología, los suelos, la vegetación, etc.

Las características morfométricas y fisiográficas que presentan mayor interés en el proceso de generalización, determinación y cálculo indirecto de parámetros hidrológicos son los siguientes. Las fórmulas que se presentan son tomadas de la literatura sobre hidrología básica en libros clásicos de autores como V. T. Chow (1975), Monsalve Sáenz (1999), Kovalenko V. (1984), OMM (1984), entre otros.

4.3. FACTORES MORFOMÉTRICOS

4.3.1. El área

Es la medida de la superficie de la cuenca, encerrada por la divisoria topográfica. Es una de las características morfométricas más importantes de una cuenca.

Una cuenca puede catalogarse como: grande, media o pequeña de acuerdo con la extensión de su área y se puede considerar como criterio de magnitud del caudal. Con el crecimiento de la superficie de una corriente se captan mayores cantidades de precipitación y consecuentemente, por lo general, crecen los caudales promedios. Como resultado de lo anterior se puede deducir que:

$$Q = f(A), q = f(A)$$

Donde,

Q = Caudal m³/seg.

q = Rendimiento l/seg * km²

A = Área de la cuenca km²

f = Una función

4.3.2. Elevación media de la cuenca (hm)

La elevación media de la cuenca (Hm) presenta importancia práctica, por constituir, en áreas montañosas, el criterio de la variación territorial del rendimiento, escorrentía o caudal específico de las corrientes de agua. Por tanto, su gran utilidad radica en el proceso de determinar la variación territorial de los elementos hidrológicos, de generalizar los datos hidrológicos y de calcular las características del régimen hidrológico a través de relaciones de generalización.

Generalmente en zonas montañosas los rendimientos medios, mínimos y máximos crecen con la elevación media de la cuenca hasta ciertas alturas, correspondientes al nivel promedio de la base de las nubes, que producen las precipitaciones. Por encima de estas altitudes los valores de rendimiento disminuyen de acuerdo, igualmente, con la disminución de las lluvias (Silviu Stanescu, Apuntes de clase de hidrología).

$$H_m = \frac{\sum a * e}{A}$$

Donde

Hm = Elevación media

Σ = Sumatoria

a = Área entre par de curvas de nivel dado

e = Altitud media (rango entre curvas de nivel)

A = Área de la cuenca

4.3.3. Longitud de la corriente (l)

Se considera como longitud de la corriente de agua (L), a la máxima extensión o longitud, entre el nacimiento y su desembocadura, de una corriente de agua.

Generalmente todos los caudales (medios, máximos y mínimos) crecen con la longitud de la corriente debido a la normal relación que existe entre la longitud de la corriente y el área de la cuenca correspondiente. De tal manera que la variación de los caudales en relación con el crecimiento de la longitud de la corriente será, generalmente, similar a la variación del caudal con el área y las excepciones, cuando estas se presenten, serán análogas a las de las áreas.

En fenómenos extremos como crecientes súbitas o tiempo de concentración retardado, la longitud del cauce es un factor determinante, ya que a una longitud mayor supone mayores tiempos de desplazamiento de las avenidas y, como consecuencia de esto, mayor atenuación de las crecidas.

4.3.4. Pendiente media de la corriente (ic)

La velocidad de escurrimiento de las corrientes fluviales depende del grado de pendiente de sus cauces. De ahí la importancia de deducir estos parámetros, ya que se aplica en la mayoría de las fórmulas que hacen alusión a la determinación de los caudales extremos y al tránsito y propagación de las crecientes en los cauces naturales y artificiales.

La pendiente media total de las corrientes de agua indica también el aspecto de la variación de algunas características fisicoquímicas de las aguas. En este sentido, por ejemplo, una corriente de pendiente pronunciada tendrá siempre aguas mejor oxigenadas y mineralizadas, debido a la mayor turbulencia y la mayor capacidad de

erosión y transporte. En enlace con el contenido de oxígeno y mineralización, las condiciones biológicas serán a su vez más favorables.

La pendiente media de la corriente (l_c) es la relación entre la diferencia de elevaciones ($H_c - H_p$) y la longitud total de la corriente del río (L), se estima mediante la fórmula:

$$l_c = \frac{H_c - H_p}{L}$$

Donde

l_c = Pendiente media de la corriente de agua m/km.

H_c = Elevación del nacimiento del río principal.

H_p = Elevación de desembocadura del río principal.

L = Longitud de la corriente principal km.

4.3.5. Pendiente media de la cuenca

La pendiente media de la superficie de una cuenca hidrográfica es un valor promedio que obtiene la serie de valores de las pendientes que se encuentran en el área de la cuenca:

Para facilidad de cálculo, se utiliza la siguiente fórmula general:

$$l_m = \frac{d \sum l_i}{A}$$

Donde

l_m = Pendiente media de la cuenca en m/km.

l_i = Valores de las curvas de nivel que se encuentran en la cuenca en km.

d = Valor de la equidistancia entre curvas de nivel, en m.

A = Área de la cuenca en km²

Tanto el caudal máximo como el proceso de degradación están influidos por la configuración topográfica de la cuenca, ya que si crece, la pendiente aumenta la velocidad del agua, es decir, son directamente proporcionales. Con el aumento de la velocidad del agua, crece la capacidad de la erosión y con ella la cantidad y tamaño de los materiales arrastrados.

Las pérdidas de las tierras aumentan con relación a la pendiente; así, con pendientes grandes el desgaste del suelo es más rápido y además ejerce una relación compleja con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo, el agua freática y el caudal base que se integra a la corriente superficial de los ríos.



En relación con el crecimiento de la pendiente media de la cuenca, además de crecer la velocidad media de la escorrentía superficial y en función de esta disminuir la infiltración, pueden acrecentar los picos de las crecientes con el aumento sustancial de la capacidad de erosión (ver la Tabla 3.13). En condiciones de homogeneidad litológica pueden crecer la turbidez del agua, la concentración de sedimentos y tiene relación con la variación de las características fisicoquímicas y biológicas.

Tabla 0.1 clasificación de Pendiente adoptada en términos descriptivos

Pendientes medias %	Relieve
0 - 3	Plano
3 - 7	Suave
7 - 12	Mediano
12 - 20	Accidentado
20 - 35	Fuerte
35 - 50	Muy Fuerte
50 - 75	Escarpado
Mayor de 75	Muy escarpado

Tabla 3.13

Clasificación de pendiente adoptada en términos descriptivos

4.3.6. Longitud al centroide (LC)

Es la longitud del río principal, desde el punto de gravedad de la cuenca (centroide) hasta su desembocadura.

4.3.7. Perímetro de la cuenca

El perímetro es la línea envolvente del área o divisoria de aguas, a la cual se le atribuye como la línea que separa las precipitaciones en cuencas inmediatamente vecinas y que encaminan la escorrentía resultante para uno u otro sistema fluvial (Monsalve Sáenz, 1999).

4.3.8. Forma de la cuenca

Representa de una manera cuantitativa la geometría de la cuenca. Se determina mediante el Índice de Gravelius y el Factor de forma.

4.3.9. Índice de gravelius o coeficiente de compacidad

Este índice es definido y utilizado por varios autores como Monsalve Sáenz Germán, Aparicio Mijares Francisco, entre otros. Se define como el valor resultante de dividir el perímetro de la cuenca por la longitud de la circunferencia de un círculo que tiene como área la misma de la cuenca. Para hallarlo se utiliza la siguiente fórmula:

$$K_c = 0.28 * \frac{P}{A^2}$$

Donde

K_c = Índice de Gravellius

P = Perímetro de la cuenca (km.)

A = Área de la cuenca (km²)

Entre más irregular sea la cuenca mayor será su coeficiente de compacidad. Una cuenca circular posee el coeficiente mínimo, cercano a uno, o uno si es totalmente circular. Las crecientes serán más rápidas, con tiempos de concentración más cortos, cuando la forma de cuenca tiende a ser circular y su coeficiente de compacidad es cercana a uno.

El coeficiente de compacidad está relacionado estrechamente con el tiempo de concentración, definido como el tiempo que tarda una gota de lluvia en moverse desde la parte más lejana de la cuenca hasta el desagüe; en este momento ocurre la máxima concentración de agua en el cauce, puesto que están llegando gotas de lluvia de todos los puntos de la cuenca.

4.3.10. Factor de forma

Este parámetro morfométrico expresa la relación entre el ancho promedio y la longitud axial de la cuenca, la forma de la cuenca está relacionada con las facilidades de drenaje superficial de la cuenca y por tanto con la rapidez con la cual los caudales generados por las lluvias alcanzan la estación localizada en el punto de salida. La fórmula es:

$$F_f = \frac{A}{L^2}$$

Donde

A = Área de la cuenca

L = Longitud de la corriente más larga.

4.3.11. Curva hipsométrica

Es la representación gráfica del relieve de una cuenca (Monsalve Sáenz, 1999). Representa el estudio de la variación de la elevación de varios terrenos de la cuenca con referencia al nivel medio del mar. Esta variación puede ser indicada por medio de un gráfico que muestre el porcentaje de área de drenaje que existe por encima o por debajo de varias elevaciones.

La curva hipsométrica relaciona el valor de la cota en las ordenadas, con el porcentaje del área acumulada en las abscisas. Para su construcción se grafican, con excepción de los valores máximos y mínimos de cota hallados, los valores menores de cota de cada intervalo de clase contra su correspondiente área acumulada.

Al valor de la cota mayor encontrada corresponde el cero por ciento del porcentaje de área acumulada. Al valor de la cota mínima encontrada corresponde el ciento por ciento del porcentaje de área acumulada. La curva hipsométrica representa, entonces, el porcentaje de área acumulado igualado o excedido para una cota determinada.

4.4. CARACTERÍSTICAS FISIGRÁFICAS

Las características fisiográficas son elementos como los bosques y la red de drenaje que hacen parte de las formaciones y son fundamentales en el proceso de escurrimiento.

4.4.1. Coeficiente de cubrimiento con vegetación forestal o bosque

Es la relación, en porcentaje, del área cubierta por bosque de la cuenca y el área total de la misma. El valor del coeficiente de cubrimiento con bosque o vegetación forestal viene dado por la siguiente fórmula:

$$B_{\%} = \frac{\sum AB_i}{A} * 100$$

Donde

B = Coeficiente de cubrimiento con bosque

AB_i = Área total cubierta con bosque km²

A = Área total de la cuenca km²

La vegetación forestal tiene que ver con la forma, sus elevaciones y desigualdades, tienen gran importancia en los estudios de cuencas hidrográficas, por estar íntimamente ligadas con la formación de los suelos, el drenaje superficial, la erosión, etc. y determinan consecuentemente la clase de cultivo o utilización pecuaria que se debe adelantar.

El relieve, como factor formador del suelo, se manifiesta como un modificador de la acción de otros factores, especialmente clima y organismos, y de este último la vegetación. La diferencia de altitud determina variaciones en la temperatura, la dirección de los vientos o indirectamente en la cantidad de precipitación pluvial de un lugar. Lo anterior repercute a su vez en el desarrollo y calidad de la vegetación.

La vegetación se debe tener presente en la determinación del régimen hidrológico, por la influencia hidroclimática directa que esta ejerce sobre la región. Dependiendo del tipo de vegetación y del estado forestal en que se encuentre una cuenca, se estiman los posibles cambios en transporte de agua en la atmósfera y en la escorrentía superficial.

4.4.2. Densidad de drenaje (DD)

Densidad de drenaje es la relación entre la sumatoria de todo el sistema de drenaje de la cuenca y el área total de la misma. Se da en kilómetros por kilómetro cuadrado (km/km²):



$$D_d = \frac{\sum L_i}{A}$$

Donde

D_d = Densidad de drenaje

$\sum L_i$ = Sumatoria del sistema de drenaje km.

A = Área de la cuenca km²

La densidad de drenaje usualmente toma valores entre 0.5 km/ km², para cuencas con drenaje pobre, y hasta 3.5 km/km² para cuencas excepcionalmente bien drenadas.

La red de drenaje caracteriza cuantitativamente la red hidrográfica de la cuenca; además, aclara el grado de relación entre el tipo de red de drenaje y la clase de escurrimiento dominante.

Para la determinación de la densidad de drenaje, tiene mucha importancia la escala cartográfica a utilizar, de acuerdo con los alcances de los estudios, las escalas más apropiadas son a 1:50.000, 1:25.000 y 1:0.000, u otras.

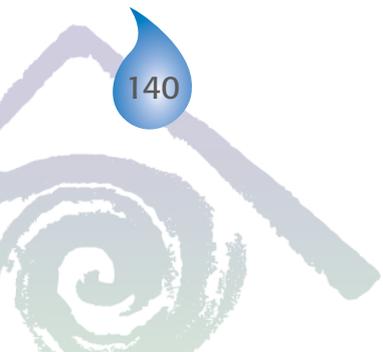
4.5. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS Y SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICO - SIG

El manejo de la información para los trabajos, específicamente para la hidrológica, también ha venido evolucionando, inicialmente se manejaban datos numéricos y cartográficos independientemente, obligando a utilizar procedimientos de integración muy rudimentarios como sobreposición de mapas, uso de transparencias, dibujo manual, cuantificación de áreas con planímetros, etc., conllevando a tareas complejas y lentas y con mayor probabilidad de inexactitud en los resultados y deficiente en la presentación.

Con el desarrollo de los sistemas computarizados, la cartografía digital representa redes hidrográficas a partir de la digitalización de mapas topográficos con lo cual facilita y agiliza la integración de los datos, pero igual presenta dificultades en la calidad y precisión de los datos.

Los SIG entendidos como instrumentos que contienen y procesan datos descriptivos de un lugar o superficie que permiten identificar, modelar y simular escenarios a través de productos cartográficos para facilitar el monitoreo, prevención y apoyo en la toma de decisiones, son herramientas que facilitan y agilizan la labor de los hidrólogos.

El conocimiento del terreno de la unidad de trabajo (Cuenca, etc.) en el modelamiento hidrológico es determinante para la calidad y precisión de los resultados, por tal razón los modelos de elevación digital representan datos de entrada básicos. En la actualidad la generación de modelos de elevación por métodos de percepción remota permiten la construcción automática y estructurada de la red de drenaje, que junto con los datos de altitud constituyen la información básica para la determinación de parámetros morfométricos y fisiográficos y el modelamiento hidrológico garantizando una mayor calidad y precisión en los resultados.



4.5.1. Modelo digital de elevación

Un modelo Digital de Elevación, DEM por sus siglas en inglés (Digital Elavation Model), son datos de tipo raster, organizados por celdas con datos espaciales, es decir imágenes formadas por pequeñas celdas, procesadas a partir de información satelital. En una estructura raster, el valor para un parámetro de interés, por ejemplo la elevación del terreno, es asignado en cada celda del arreglo sobre el espacio.

Un DEM es una representación gráfica de una superficie continua, usualmente referida como una superficie de la tierra. La precisión de estos datos es determinada primariamente por resolución del modelo y resulta de vital importancia para la determinación de la dirección de flujo del agua.

Existen muchos modelos de elevación en la web, los cuales se pueden descargar de forma gratuita; en este documento nos referiremos a dos:

4.5.1.1. GTOPO30

Es un modelo digital de elevaciones (MDE) matricial que cubre la superficie terrestre (no marina), formado por celdas de 30" de lado (1 Km. aproximadamente, aunque varía con la latitud). GTOPO30 se ha construido a partir de fuentes diversas de información raster y vectorial. Para facilitar su distribución, el modelo se ha dividido en partes rectangulares que pueden ser elegidas independientemente en la ubicación original o en el "mirror" japonés. Los enlaces son:

<http://edcwww.cr.usgs.gov/landdaac/gtopo30/gtopo30.html>

<http://www1.gsi-mc.go.jp/gtopo30/gtopo30.html>

GTOPO30 se terminó a finales de 1996 y fue desarrollado durante tres años de colaboración bajo la dirección del U.S. Geological Survey's EROS Data Center (EDC).

4.5.1.2. SRTM

En el año 2000, la NASA presentó los primeros datos de la misión SRTM dedicada a cartografiar el relieve de todo el globo con una precisión de hasta 1 segundo de arco por píxel (alrededor de 30 metros). Esta misión tenía por objeto la creación de un modelo digital del relieve de alta precisión con datos homogéneos y por supuesto en formato digital. Una muestra de perspectivas generadas con estos datos puede verse en <http://www.jpl.nasa.gov/srtm/>

Los datos se encuentran en alta resolución 30 metros por píxel para el área de los Estados Unidos de Norteamérica y de 90 metros para el resto del planeta.

La información puede descargarse en varios formatos: TIFF, BIL y Gris. El sistema cartográfico es WGS84. Se adjuntan metadatos en SHP y HTML, con opción de producirlos en XML y texto plano.

En este proyecto han participado también la Agencia Italiana del Espacio (ASI), el Centro Aeroespacial Alemán (DLR) y la Agencia de Imágenes y Cartografía Estadounidense (NIMA).



4.5.2. Software sig

Los software SIG son herramientas que permiten el manejo de información espacial y alfanumérica integrada, pudiendo abordar de este modo aspectos de alta complejidad relacional. En el mercado encontramos múltiples software SIG algunos gratuitos y otros comerciales. En el IDEAM se tiene experiencia amplia en aplicaciones de SIG de la familia ARC, especialmente para trabajos en hidrología se utiliza el módulo ARC-HYDRO.

4.5.3. Parámetros morfométricos y fisiográficos con SIG

Los DEM y los SIG son herramientas particularmente útiles para determinar en forma sistemática y automatizada las principales características fisiográficas y morfométricas de una cuenca hidrográfica, ya que es una unidad física que tiene forma y tamaño y por ende es factible obtener valores para parámetros relacionados con su forma, tamaño y red de drenaje.

Es de anotar que los resultados de estas características, utilizando herramientas SIG, dependen de la calidad y precisión de los datos de entrada. Cuando se trabaja con modelos de elevación se debe evaluar la técnica y métodos con los cuales fueron generados, el tamaño de la celda, la fuente y fecha de los datos con que fue generado, detectar y disminuir los posibles errores, la precisión y/o resolución del modelo es de vital importancia para el caso que nos ocupa ya que determina la dirección de flujo de agua. Como ejemplo de aplicación de estas herramientas (SIG y DEM) se presenta el procedimiento para obtener los parámetros morfométricos y fisiográficos arriba relacionados.

Para este ejercicio se utilizarán funciones básicas de un Software SIG, y una herramienta adicional de análisis espacial. Adicionalmente y como dato de entrada una ventana corregida y remuestreada del modelo de elevación SRTM de la NASA (ver la figura 3.26).

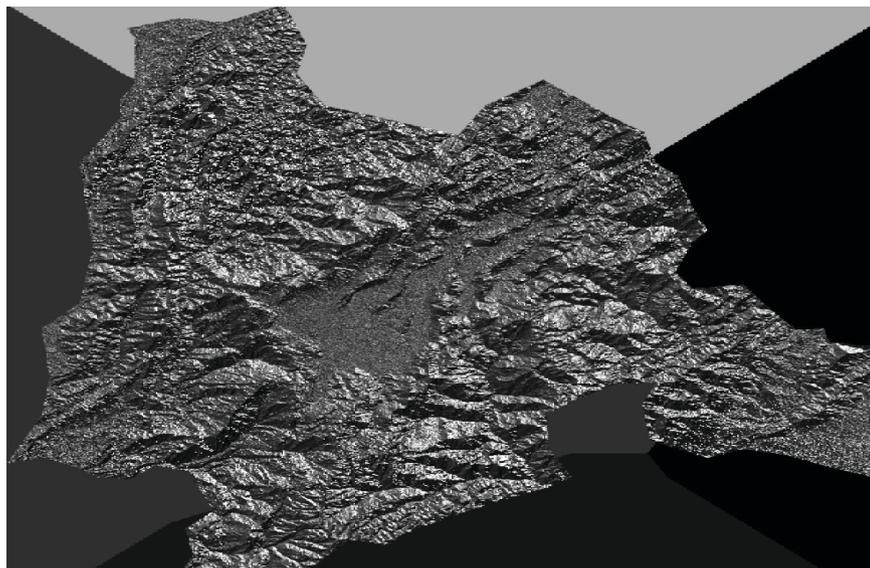


Figura 3.26

Ejemplo de un modelo de elevación SRTM de la NASA

4.5.3.1. Área y perímetro de la cuenca

Para la definición del perímetro y área de la cuenca en forma automática, utilizando herramientas SIG, se debe tener como dato de entrada el modelo de elevación. Pasos a seguir:

4.5.3.1.1. Determinación de la dirección de flujo

Teniendo el modelo de elevación digital sin errores (depresiones o sumideros) se determina la dirección de flujo para cada celda. Este cálculo consiste en definir la dirección de máxima pendiente hacia abajo de cada celda. Se pueden definir ocho direcciones posibles norte, norte - este, este, sur - este, sur, sur - oeste, oeste, nor - oeste. Una de las funciones con las que cuentan el software SIG es la determinación de dirección de flujo y hace parte de las herramientas de análisis espacial, esta calcula y genera el mapa de dirección de flujo.

4.5.3.1.2. Determinación de flujos acumulados

Una vez conocida la dirección de flujo se pasa a determinar los flujos acumulados para saber cuáles y cuántas celdas fluyen hacia una celda particular, así se conoce la cantidad de agua que puede recibir una celda determinada.

El cálculo de flujos acumulados utilizando el software SIG se realiza mediante la función de flujos acumulados, que también hace parte de la herramienta de análisis espacial (ver la figura 3.27).

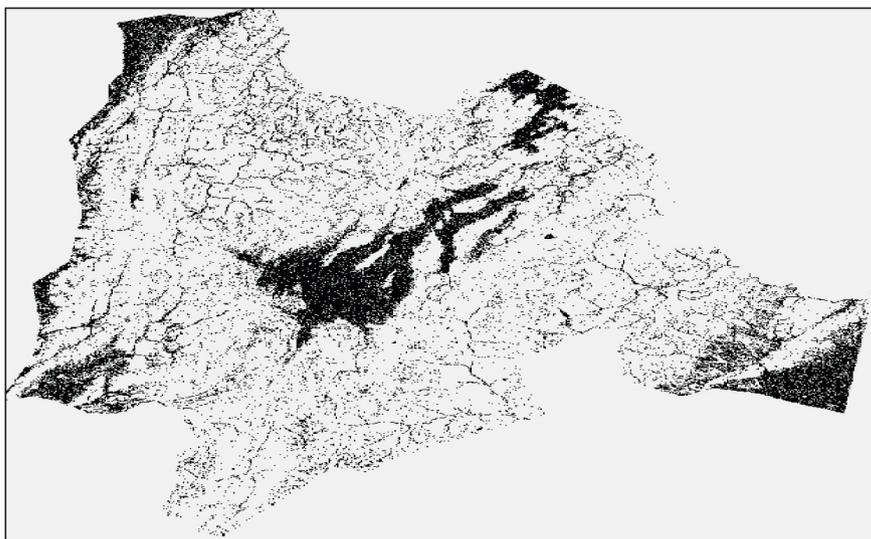


Figura 3.27

Ejemplo de los resultados que muestran los flujos acumulados

4.5.3.1.3. Determinación automática de la red de drenajes

Teniendo definido el mapa de flujos acumulados, y siguiendo una serie de procesos utilizando las funciones contenidas en la herramienta de análisis espacial se obtiene automáticamente una red de drenaje vectorial, con características funda-

mentales como la dirección y la conexión entre ellas, que junto con el modelo de elevación son la información esencial para realizar los estudios hidrológicos.

El resultado de este proceso se muestra en la figura 3.28.

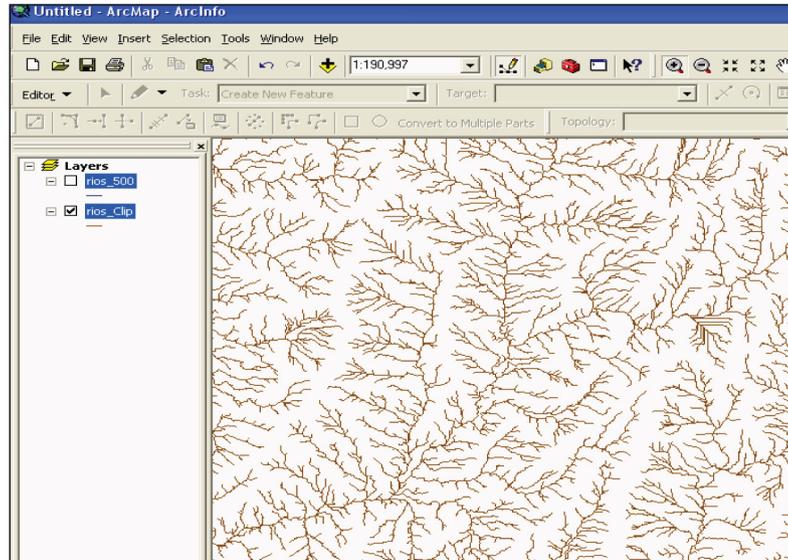


Figura 3.28

Ejemplo de los resultados que muestran la red de drenaje

4.5.3.1.4. Determinación automática de cuencas

Para la definición automática de cuencas utilizando un software SIG el dato de entrada es el mapa dirección de flujos, lo cual permite conocer el área de contribución de agua. Los software SIG presentan funciones para la determinación automática de cuencas (ver la figura 3.29).



Figura 3.29

Ejemplo de las áreas de cuencas obtenidas con el procesamiento

Luego con la función raster to vector que tiene el software SIG, se delimitan las cuencas en formato vector, estos polígonos poseen dos atributos básicos (el área y perímetro) para cada uno, lo cual se puede observar en la tabla de atributos de la capa (ver la figura 3.30).

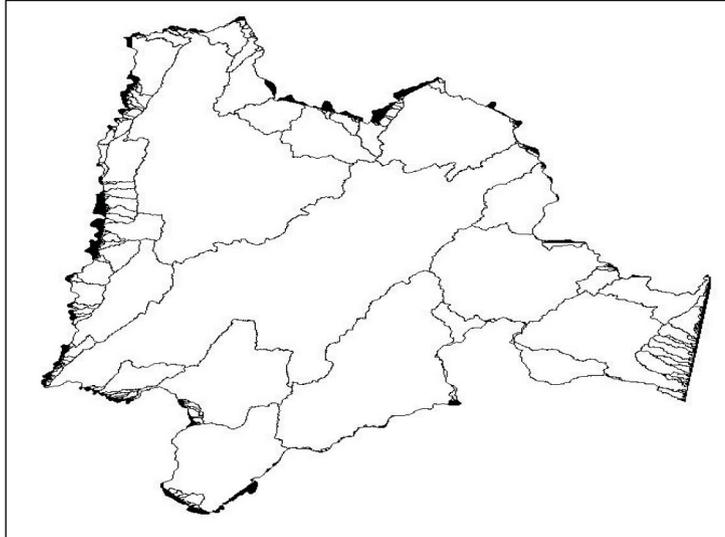


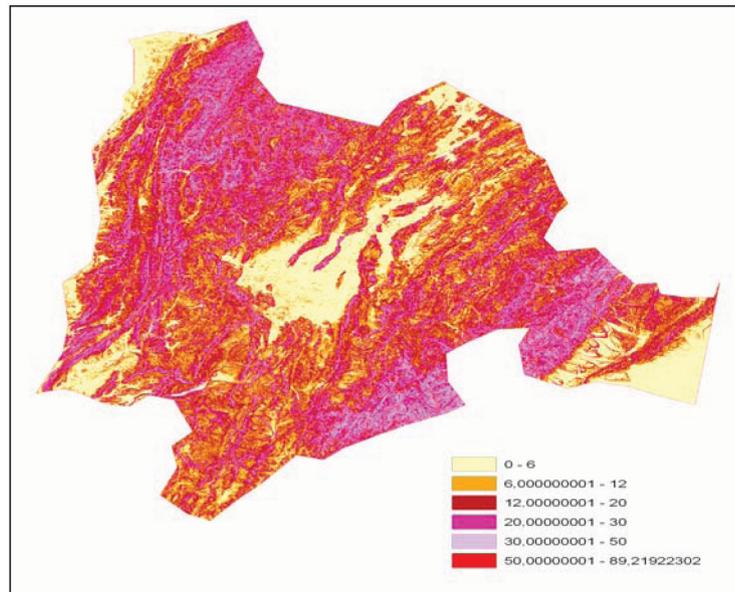
Figura 3.30
Ejemplo de la delimitación de cuencas

Este producto se debe editar y validar con datos de campo y/o imágenes de satélite, fotografías aéreas y cartografía más detallada, entre otros medios.

4.5.3.2. Pendiente media de la cuenca

El valor de la pendiente media de la cuenca nos muestra cómo es el relieve de esta (se expresa en porcentaje o en unidades de metros por kilómetro) y por ende las limitaciones o no para desarrollos agrícolas, pecuarios, industriales, comerciales, viales, etc., pero unido a la forma de esta y a la pendiente del cauce principal, permite estimar el tiempo de concentración de una tormenta o aguacero, es decir el tiempo que tardaría en pasar por un punto determinado un máximo volumen de agua (creciente).

Para el cálculo de la pendiente de la cuenca o en general de cualquier área, se debe tener como datos de entrada el modelo de elevación, y con la función de cálculo de pendiente (Slope) en la herramienta de Análisis Espacial obtenemos el mapa de pendiente en dos presentaciones por porcentaje o en grados (ver la figura 3.31, pendiente del área de estudio en grados).

**Figura 3.31**

Ejemplo de los resultados sobre pendientes

Teniendo como resultado el mapa de pendientes y el mapa de cuencas, mediante una función de estadísticas que tiene el software SIG en la herramienta de análisis espacial, se obtiene una tabla con el valor de la pendiente media para cada cuenca.

4.5.3.3. Georreferenciación de puntos específicos

Con el modelo de elevación debidamente georreferenciado y sobreponiendo las capas de cuencas y/o ríos extractados automáticamente del mismo, en el visor del software SIG podemos obtener las coordenadas geográficas o planas exactas para cualquier punto que se defina sobre este, la precisión de esta información será la misma de los datos del modelo de elevación.

4.5.3.4. Porcentaje de la cobertura de bosques

Uno de los procesos menos estudiados en el modelo hidrológico es la infiltración, en el cual el agua penetra por la superficie del terreno y llega a las capas inferiores del suelo, la capacidad de penetración del agua depende de la clase de cobertura vegetal del área. Para el caso que nos ocupa se estudiará la cobertura de bosques.

Para la determinación del porcentaje de la cobertura de bosques, se debe tener como datos de entrada la capa de cuencas y la capa de cobertura de bosques, y utilizando alguna de las funciones de la herramienta de análisis espacial con las que cuentan los software SIG obtenemos una nueva capa de información con atributos de área y apoyándonos en la calculadora que posee el software se determina el porcentaje por cuenca de la cobertura de bosques.

4.5.3.5. Coeficiente de Gravelius

Este coeficiente se puede determinar para cada polígono teniendo la cobertura de cuencas con sus atributos básicos de área y perímetro, utilizando la calculadora de

campos que proporciona el software y adicionando una columna donde se calculará el parámetro, se aplica la fórmula del coeficiente de gravelius y será calculado y adicionado como un atributo más.

4.5.3.6. Factor de forma

Para el cálculo de este parámetro utilizando herramientas SIG, se debe contar con la capa de cuencas con el atributo de área de cada polígono y la capa de red hídrica con el atributo de longitud, se determina la corriente más larga para cada cuenca y con la herramienta calculadora de campos, se aplica la fórmula para obtener en forma automática el valor de factor de forma.

4.5.3.7. Elevación media de la cuenca

Uno de los factores físicos que facilita el análisis del movimiento de agua en una cuenca, es el estudio de la distribución de elevaciones, ya que están directamente asociadas con la precipitación y la temperatura. Utilizando la función de estadísticas que contiene la herramienta de Análisis Espacial de los software SIG, el cálculo de la elevación media de la cuenca es automático, teniendo como datos de entrada, el modelo de elevación digital y la cobertura de cuencas se obtiene una tabla con el valor de la elevación media para cada una de las cuencas.

4.5.3.8. Densidad de drenaje

El software SIG que se maneja para este caso permite en forma automática y con la capa de red de drenaje realizar la sumatoria de las longitudes de los ríos que pertenecen a la cuenca; con este dato y la capa de cuencas se aplica la fórmula para cada cuenca utilizando la calculadora de campos para obtener el dato de densidad de drenaje.

4.5.3.9. Longitud de la corriente

Cuando se obtiene automáticamente la red de drenaje utilizando un software SIG y un modelo de elevación, la longitud de cada una de las corrientes es un atributo básico de la cobertura, y es la información de entrada para determinar los cursos más largos dentro de una cuenca.

Los software SIG tienen varias funciones que permiten conocer en forma automática la longitud de las corrientes, conocidas las longitudes de los drenajes que conforman esta red hídrica se realiza una sumatoria de estas y el resultado se expresará en unidades de longitud, en metros.

4.6. ACTUALIDAD EN SIG

En la actualidad y tomando como base la información del modelo digital de la Nasa, se vienen realizando múltiples estudios para diferentes sectores; uno que es competencia de hidrología es en el cual está trabajando la Organización Mundial para la Conservación World Wildlife Fund (WWF), sobre un proyecto para mapear los ríos y cuencas de todo el mundo. Los datos ya se están publicando para América Latina.



Este nuevo producto, conocido como HydroSHEDS ofrece valiosa información sobre el lugar donde se localizan los ríos y las cuencas hidrográficas y sobre cómo escurre el agua en la superficie de la tierra, está basado en datos de alta resolución para modelar las direcciones y acumulaciones de flujo, dando como resultado información detallada sobre la red de ríos y los límites de las cuencas.

HydroSHEDS significa "Datos Hidrológicos y Mapas Basados en Derivados de Elevaciones del Traspbordador a Escalas Múltiples" y corresponde a las siglas de la misma frase en inglés: "Hydrological Data and Maps from Shuttle Elevation Derivatives at Multiple Scales".

Al nivel más básico, HydroSHEDS permitirá a los científicos crear mapas digitales de ríos y cuencas hidrológicas. Estos mapas pueden unirse con muchos otros conjuntos de datos o aplicarse en simulaciones de computadora, como los modelos hidrológicos que estiman los regímenes de flujos. El tipo de información hidrográfica que ofrece HydroSHEDS permite a los científicos y gerentes realizar análisis que van desde la delineación básica de una cuenca hidrológica hasta los modelos sofisticados de flujo.

Por último, se señala que el IDEAM junto con el IGAC vienen adelantando esfuerzos para obtener la red hídrica estructurada de Colombia a escala 1:500.000, que será el soporte para el desarrollo del modelo hidrológico nacional y otras aplicaciones.

BIBLIOGRAFÍA ESPECIALIZADA

Practical Guide for Grounwater Sampling. EPA/600/2 - 85/104. Washington, D. C. 1985.

APARICIO MIJARES, Francisco Javier. Fundamentos de Hidrología en Superficie. Noriega Editores. Editorial Limusa. 1989.

ARDILA HERNÁNDEZ, Guillermo. Muestreador de sedimentos con bolsa plegable, Bogotá: HIMAT, 1990. 31 p.

BATISTA, E. 2002. Necesidad de la divulgación hidrogeológica para una óptima gestión de los recursos hídricos: El coste de la ignorancia y falta de información. En Groundwater and Human Development. Barcelona.

BOJEN J., WALLING D.E., DAY T.J. Erosion and Sediment Transport Programmes in River Basins. IAHS Publication N° 210. Oslo, 1992.

C.F. Nordin, Jr., 1982, Instructions for use of the 3 liter, 4 liter, and 8 liter: Collapsible bag sampler. USGS WRD, Box 25046, MS 413, Denver Federal Center, Lakewood, Colorado 80225 USA. Revised January 29, 1982.

Calidad del Agua en Colombia - Instituto de Hidrología, Meteorología y Adecuación de Tierras - HIMAT. Bogotá noviembre de 1998.

CEPIS, OPS, UK OVERSEAS DEVELOPMENT ADMINISTRATION. 2001. Monitoreo de la calidad de las aguas subterráneas: una evaluación de métodos y costos. Lima.

CONTRERAS T. Claudia Y. y CHAPARRO V. Nelson. Extrapolación Curvas de Gastos. Santafé de Bogotá, D. C., septiembre de 1992.

Curso de hidráulica del transporte de sedimentos. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes. Santa Fe de Bogotá. 1989.

Curso internacional de riegos. Ecuación Universal de Pérdida de Suelo. Curso Internacional sobre Conservación y Manejo de Suelos y Agua. Department of Agricultural and Irrigation Engineering. Utah State University, Logan, Utah U.S.A. 1985.

Delgado, C. et. al. 2005. Recursos Hídricos: Conceptos básicos y casos en iberoamérica. Uruguay.

DINAMA. 2004. Guía para la toma, conservación y transporte de muestras de agua subterránea. Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente. Uruguay.

Domenico, P y Schwartz, F. W. 1998. Physical and chemical hydrogeology. Wiley, 502 pp.

EPA. 1985. Groundwater Monitoring Strategy. US Environmental Protection Agency. Washington.

EVERETT, L.G. 1983. Groundwater monitoring. Gen. Elec. Comp. New York.

F. KARASIEV, A. B. VASILEV. E. S. SUBBOTINA. Hidrometría. Guidrometeoizdat, Leningrado: 1991.

FOSTER, S.; CAMINERO, D. 1994. Monitoreo de la calidad de las aguas subterráneas. Una evaluación de métodos y costos. CEPIS, British Geological Survey, OMS, OPS.

GARCÍA, de Mejía Martha y SÁNCHEZ LANCHEROS, Félix Darío. Extrapolación de Curvas de Gastos. Santafé de Bogotá: HIMAT.

GRAF, W.H. "Hydraulics of Sediment Transport", Water Resources Publications. U.S.

Guía de prácticas hidrológicas. Volumen I. Adquisición y Proceso de Datos. OMM - N° 168. Ginebra. Suiza. 1984.

GUZMÁN A, Héctor, Conceptualización Programa Sedimentos IDEAM, Bogotá 1999.

HEFNI, K. 1998. Groundwater monitoring of natural and artificial replenishment of aquifers and guidelines for special purpose network planning. Technical reports in hidrology and water resources. No. 58. WMO/TD - No. 888.

Hidrología Isotópica en Colombia - Instituto de asuntos Nucleares, IAN. Bogotá 1977.

HIDROMETRÍA. Manual de Instrucciones. Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano. San José, Costa Rica. 1980.

HUGUETT, et. al. Mapa Hidrogeológico de Colombia. Escala 1:2.500.000. Ingeominas. Bogotá.

F. KARASIEV, V.V. KOVALENKO. Stojasticheskie Metodi Richnoy Guidravliki y Guidrometi. Guidrometeoizdat. Sant Petersburg: 1992.

I.F. KARACEV. Trudi - Gosudartsvienny Guidrologuicheski Institut. Buipusk 164, Guidrometeoizdat. Leningrado: 1968.

I.F. KARASIEV, V.V. KOVALENKO. Stojasticheskie Metodi Richnoy Guidravliki y Guidrometi. Guidrometeoizdat. Sant Petersburg: 1992.

I.F. KARASIEV. Rechnaya Guidrometria y Uchiot Vodnij Resursov. Guidrometeoizdat. Leningrado: 1980.

ICONTEC. 1996. Guía para el monitoreo de aguas subterráneas GTC 30. Santafé de Bogotá.

ICONTEC. 2003. Guía acerca del muestreo de agua subterránea en sitios contaminados NTC - ISO 5667 - 18. Santafé de Bogotá.

ICONTEC.1996. Especificaciones técnicas para la construcción de un pozo de monitoreo para aguas subterráneas NTC 3948. Santafé de Bogotá.

ICONTEC.1996. Guía para el muestreo de aguas subterráneas NTC - ISO 5667 - 11. Santafé de Bogotá.

Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales - IDEAM - "Sistema de Información Ambiental de Colombia - SIAC - Tomo 1. Conceptos, Definiciones e Instrumentos de la Información Ambiental de Colombia" - Bogotá, D. C., IDEAM, 2002.

Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales. Estrategia de fortalecimiento institucional: consolidación del IDEAM como nodo central del SIAC y establecimiento de dos nodos regionales (CRÉDITO BID).

Kehew, A.E. 2001. Applied Chemical Hydrogeology. Prentice Hall. 368 pp.

KLOHN W, STANESCU. "Notas Técnicas e Instrucciones para Medición, Cálculo e Interpretación de Cargas de Sedimentos" en Suspensión. SCM. OMM. Publicación Aperiódica N° 15. Bogotá, 1970.

Library of Congress Catalog Number 79 - 128788.

MAKIN, J.H. "Concept of the Graded River". Boletín de la Geological Society of América. Vol. 59 pp. 463 - 512. 1948.

Manual de Hidrología para Hidromensores. Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrología - SCM. Bogotá. 1975.

Methode Chimi que de Dilution. Procède par integration. La Houille. Blanche, No. Special B. 1960.

Ministerio del Medio Ambiente de España, 1996.

Monsalve Sáenz G., Hidrología para Ingeniería, 1999.

MUÑOZ H. Materon. Hidrología Básica II. Cali: 1985.

MUSIKAR, R. 2002. Redes cuantitativas de seguimiento de las aguas subterráneas. En Groundwater and Human Development.

OLAYA T., Guillermo. "Curso Taller práctico para hidromensores - Muestreo de sedimentos - Aforos sólidos". Bogotá 1996.

ORGANIZACIÓN METEOROLÓGICA MUNDIAL, OMM. Guía de Prácticas Hidrológicas: Adquisición y Proceso de Datos, Análisis, Predicción y Otras Aplicaciones. OMM No. 168, Quinta edición. 1994.

Pabón J. D., García M, Ñañez E. "Modelo Conceptual de los Componentes Hidrológico, Oceanográfico, Meteorológico y Climatológico del Sistema de Información Ambiental, Nota Técnica. Bogotá, D. C., IDEAM 1996.

Proyecto Cuenca Magdalena Cauca, Convenio Colombo - Holandés. Volumen X, anexo 5J Transporte de Sedimentos y Morfología Fluvial. Himat. Bogotá, 1977.

Publicación Aperiódica N° 24. Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrología - SCMH. Bogotá. 1974.

RAMÍREZ CORREDOR, Juan Manuel. Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales - IDEAM - "Sistema de información ambiental, módulo de hidrología y meteorología: agregación de datos en las series de tiempo." -Bogotá, D. C.: IDEAM, 2001. 25 p. + anexos.

Recopilación notas técnicas sobre hidrometría. Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales - IDEAM. Bogotá 1995.

ROBERT H. Meade, 1989. Instrucciones teórico - prácticas sobre el uso de muestreadores de integración con la bolsa plegable, Caracas, Musinacio, Venezuela, abril de 1989 en el "Taller sobre Hidrometría de Grandes Ríos". Research Hydrologist, U.S. Geological Survey, MS 413, Box 25046 Denver Federal Center, Lakewood CO 80225.

Sedimentología en cursos fluviales. Facultad de Ingeniería. Dirección Nacional de Hidrografía. Dirección Nacional de Meteorología. Montevideo, 1997.

SERRANO F, Octavio. "Hidrología para Hidromensores". Tercera Parte, Sedimentología. SCMH. Bogotá, 1975.

SHAW, Elizabeth M. Hydrology in Practice. Chapman and Hall Third Edition. London: 1994.

STANESCU, Silviu. Apuntes de Clase para el Curso de Hidrología Práctica (Parte I). Publicación Aperiódica No. 24. Bogotá: HIMAT, 1987.

SUBRAMANYA, K. Engineering Hydrology, Tata Mc Graw - Hill Publishing Company Limited, New Delhi: 1984.

TIMLIM, R.; EVERETT, L.1978. Establishment of Groundwater Quality Monitoring Programmes. Proc. of a Symposium of the American Water Resources Association. Mineapolis. USA.

TORO, L. E., M. L. PERALTA, D. L. HERNÁNDEZ, B. E. ROJAS, M. A. ROBINSON, R. NEWBALL, C. A. HINCAPIÉ, A. G. PADILLA, H. I. GACHA, G. A. MYLES, T. S. WILLIAMS, 1999. Plan de manejo de las aguas subterráneas de la isla de San Andrés, 2000 - 2009. Documento interno de CORALINA.

UNESCO, WHO. 1978. Water Quality Surveys. Studies and reports in hydrology. Paris.

V. D. BIKOB, A. B. VASILEV. Hidrometría. Gidrometeorizdat. Leningrado: 1972.

VARELA, M. 2000. Redes de observación y control de aguas subterráneas. España.

Vargas, M.C., Bobadilla, L. s.f. Guías para el monitoreo de calidad de aguas subterráneas. Ingeominas. Sin publicar.

VARGAS, O. 2001. Propuesta para la formulación, diseño e implementación de la Red Básica Nacional de Seguimiento y Muestreo de Aguas Subterráneas. IDEAM.

Villate, B.E. y Torres, N. A. Topografía. Ed. Norma. Bogotá, D. C. 1968.

VRBA, J. 2000. The role of Groundwater Quality Monitoring in the Strategy of Groundwater protection. Proceedings of the XXX IAH Congress. Balkema/Rotterdam.

VRBA, J. 2002. Groundwater Quality Monitoring Networks. Praga.

VRBA, J.; SOBLSEK, P. 1988. Groundwater monitoring. En Geology and the environment, an International Manual in Three Volumes. UNESCO - UNEP. Checoslovaquia.

WARD, R.C. 1979. Regulatory Water Quality Monitoring. Water Res. Bull 15.

WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION WMO - WORKING GROUP OF THE COMMISSION FOR HYDROMETEOROLOGY. Machine Processing Of Hydrometeorological Data, Technical Note No. 115. Geneva - Switzerland: WMO No. 275. 1971.

SIGLAS

ANDI	Asociación Nacional de Industriales
ASOCARS	Asociación de Corporaciones Autónomas Regionales de Desarrollo Sostenible y Autoridades Ambientales de Grandes Centros Urbanos
BID	Banco Interamericano de Desarrollo
CAB	Convenio Andrés Bello
CAEAL	Sigla en inglés de la Asociación Canadiense de Laboratorios Analíticos Ambientales (Canadian Association for Environmental Analytical Laboratories)
CAF	Corporación Andina de Fomento
CAM	Corporación Autónoma Regional del Alto Magdalena
CAR	Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca
CARDER	Corporación Autónoma Regional de Risaralda
CARDIQUE	Corporación Autónoma Regional del Canal del Dique
CARSUCRE	Corporación Autónoma Regional de Sucre
CAS	Corporación Autónoma Regional de Santander
CCP	Clasificación Central de Productos (Sigla en inglés: CPC)
CDA	Corporación para el Desarrollo Sostenible del Norte y el Oriente Amazónico
CDMB	Corporación Autónoma Regional de Defensa de la Meseta de Bucaramanga
CDS	Comisión de Desarrollo Sostenible
CENICAÑA	Centro de Investigación de la Caña de Azúcar de Colombia
CIAT	Centro Internacional de Agricultura Tropical
CIIU	Clasificación Industrial Internacional Uniforme de todas las Actividades Económicas
CIOH	Centro de Investigaciones Oceanográficas e Hidrográficas de la Dirección General Marítima de la Armada Nacional
CMNUCC	Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático (Sigla en inglés: UNFCCC)
CNA	Consejo Nacional Ambiental
CNE	Catálogo Nacional de Estaciones
CNRN	Código Nacional de Recursos Naturales



CNUMAD	Conferencia de las Naciones Unidas sobre el Medio Ambiente y el Desarrollo, también conocida como la “Cumbre para la Tierra”, que tuvo lugar en Río de Janeiro en junio de 1992
CODECHOCÓ	Corporación Autónoma Regional para el Desarrollo Sostenible del Chocó
CONIF	Corporación Nacional de Investigación y Fomento Forestal
CORALINA	Corporación para el Desarrollo Sostenible del Archipiélago de San Andrés, Providencia y Santa Catalina
CORANTIOQUIA	Corporación Autónoma Regional del Centro de Antioquia
CORMACARENA	Corporación para el Desarrollo Sostenible de La Macarena
CORNARE	Corporación Autónoma Regional de las Cuencas de los ríos Rionegro y Nare
CORPAMAG	Corporación Autónoma Regional del Magdalena
CORPOAMAZONIA	Corporación para el Desarrollo Sostenible del Sur de la Amazonia
CORPOBOYACÁ	Corporación Autónoma Regional de Boyacá
CORPOCALDAS	Corporación Autónoma Regional de Caldas
CORPOCESAR	Corporación Autónoma Regional del Cesar
CORPOCHIVOR	Corporación Autónoma Regional de Chivor
CORPOGUAJIRA	Corporación Autónoma Regional de La Guajira
CORPOGUAVIO	Corporación Autónoma Regional del Guavio
CORPOICA	Corporación Colombiana de Investigación Agropecuaria
CORPOMOJANA	Corporación para el Desarrollo Sostenible de la Mojana y el San Jorge
CORPONARIÑO	Corporación Autónoma Regional de Nariño
CORPONOR	Corporación Autónoma Regional de la Frontera Nororiental
CORPORINOQUIA	Corporación Autónoma Regional de la Orinoquía
CORPOURABÁ	Corporación para el Desarrollo Sostenible del Urabá
CORTOLIMA	Corporación Autónoma Regional del Tolima
COT	Comisión de Ordenamiento Territorial
CPC	Central Product Classification (Sigla en español: CCP)
CRA	Corporación Autónoma Regional del Atlántico
CRC	Corporación Autónoma Regional del Cauca

CRNR	Código de Recursos Naturales Renovables
CRQ	Corporación Autónoma Regional del Quindío
CSB	Corporación Autónoma Regional del Sur de Bolívar
CSN	Corporación para el Desarrollo Sostenible de la Sierra Nevada de Santa Marta
CVC	Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca
CVS	Corporación Autónoma Regional de los Valles del Sinú y San Jorge
DAMA	Departamento Técnico Administrativo del Medio Ambiente de Bogotá
DANE	Departamento Administrativo Nacional de Estadísticas
DBO	Demanda biológica de oxígeno
DQO	Demanda química de oxígeno
DNP	Departamento Nacional de Planeación
ECOPETROL	Empresa Colombiana de Petróleos
EEC	Estructura Ecológica Complementaria
EED	Estructura Ecológica Deficitaria
EEM	Estructura Ecológica Mínima
EEP	Estructura Ecológica Principal
EIG	Encuesta de Ingresos y Gastos del DANE
ENH	Encuesta Nacional de Hogares del DANE
ENOR	Ecorregión del Nororiente
EPA	Sigla en inglés de la Agencia de Protección Ambiental del Gobierno de Estados Unidos (Environmental Protection Agency)
ERFEN	Programa para el Estudio Regional del Fenómeno de El Niño en el Pacífico Sudeste
FONADE	Fondo Financiero de Proyectos de Desarrollo
FUR	Formulario de Uso de Recursos
GENOR	Grupo de Ecosistemas Estratégicos del Nororiente

GIS	Sigla en inglés de Sistemas de información geográfica (Geographic Information Systems)
GOES	Sigla en inglés de Geostationary Operational Environmental Satellites
ICA	Instituto Colombiano Agropecuario
ICAO	International Civil Aviation Organization (Sigla en español: OACI)
ICDE	Infraestructura Colombiana de Datos Espaciales
ICONTEC	Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación
ICV	Índice de Calidad de Vida
IDEAM	Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales
IDS	Indicadores de Desarrollo Sostenible
IGAC	Instituto Geográfico Agustín Codazzi
IIAP	Instituto de Investigaciones Ambientales del Pacífico
INFORMAR	Información Municipal y Regional Asociada a la Biodiversidad en Colombia
INS	Instituto Nacional de Salud
INVEMAR	Instituto de Investigaciones Marinas y Costeras José Benito Vives De Andreis
INVIMA	Instituto Nacional de Vigilancia de Medicamentos y Alimentos
ISA	Interconexión Eléctrica S.A.
MDI	Mapa Digital Integrado
MMA	Ministerio del Medio Ambiente
NOOA	Sigla en inglés de la Administración Nacional Oceánica y Atmosférica del Gobierno de Estados Unidos (National Oceanic and Atmospheric Administration)
OACI	Organización de Aviación Civil Internacional (Sigla en inglés: ICAO)
OAT	Ordenamiento Ambiental Territorial
OCDE	Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico
OIMT	Organización Internacional de Maderas Tropicales

OMM	Organización Meteorológica Mundial de las Naciones Unidas (Sigla en inglés: WMO)
OPS	Organización Panamericana de la Salud
OT	Ordenamiento Territorial
PCH	Proyecto Colombo Holandés
PNUMA	Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente
REM	Red de Estaciones de Medición
SAAI	Sistema de Asimilación Automática
SCC	Sigla en inglés del Consejo Canadiense de Normas (Standards Council of Canada)
SECAB	Secretaría Ejecutiva Convenio Andrés Bello
SENAP	Sistema Nacional de Áreas Protegidas
SIA	Sistema de Información Ambiental
SIAC	Sistema de Información Ambiental de Colombia
SIAM	Sistema de Información Ambiental Marino
SIARL	Sistema de Información Ambiental Regional y Local
SIAT	Sistema de Información Ambiental Territorial
SIB	Sistema de Información de la Biodiversidad
SIC	Superintendencia de Industria y Comercio
SICA	Sistema de Información del Camarón
SICAM	Sistema de Información de Calidad Ambiental Marina
SICGSM	Sistema de Información de la Ciénaga Grande de Santa Marta
SIEN	Sistema de Información de Estadísticas Forestales
SIGEIN	Sistema de Gestión de Indicadores Ambientales Marinos y Costeros
SIMAC	Sistema de Información de Monitoreo de Arrecifes Coralinos
SIN	Sistema de Información Nacional
SINA	Sistema Nacional Ambiental
SINOC	Sistema Nacional de Información Marino Oceanográfica y Marítima

SIRO	Sistema de Información para la Operación de la Red Hidrológica
SIPEIN	Sistema de Información Pesquera
SIPGA	Sistema de Información para la Planificación y Gestión Ambiental
SMT	Sistema Mundial de Telecomunicaciones de la Organización Meteorológica Mundial de las Naciones Unidas
SNCT	Sistema Nacional de Ciencia y Tecnología
SNPAD	Sistema Nacional para la Prevención y Atención de Desastres
SST	Sólidos suspendidos totales
UAC	Unidad Ambiental Costera
UAESPNN	Unidad Administrativa Especial del Sistema de Parques Nacionales Naturales
UNESCO	Sigla en inglés de la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization)
UNFCCC	United Nations Framework Convention on Climate Change (Sigla en español: CMNUCC)
WAFS	Sigla en inglés de Sistema Mundial de Pronósticos de Area (World Area Forecast System)
WAFC	Sigla en inglés del Centro Mundial de Pronósticos de Area (World Area Forecast Center)
WMO	World Meteorological Organization of the United Nations (Sigla en español: OMM)
WSSD	Sigla en inglés de la Cumbre Mundial sobre el Desarrollo Sostenible que tuvo lugar en Johannesburgo del 26 de agosto al 4 de septiembre de 2002 en el marco de las Naciones Unidas (World Summit on Sustainable Development)

BIBLIOGRAFÍA

ARDILA HERNÁNDEZ, Guillermo. Muestreador de sedimentos con bolsa plegable, Bogotá: HIMAT, 1990. 31 p.

BOJEN J., Walling D.E., Day T.I. Erosion and Sediment Transport Programmes in River Basins. IAHS Publication N° 210. Oslo, 1992.

Calidad del Agua en Colombia - Instituto de Hidrología, Meteorología y Adecuación de Tierras – HIMAT, Bogotá, 1998.

Curso internacional de riegos. Ecuación Universal de Pérdida de Suelo. Curso Internacional sobre Conservación y Manejo de Suelos y Agua. Department of Agricultural and Irrigation Engineering. Utah State University, Logan, Utah U.S.A. 1985.

Graf, W.H. "Hydraulics of Sediment Transport", Water Resources Publications. U.S. Library of Congress Catalog Number 79-128788.

Guía de prácticas Hidrológicas. OMM N° 168. Ginebra, 1994.

GUZMÁN A. Héctor. Conceptualización Programa Sedimentos IDEAM, Bogotá. 1999.

HIDROMETRÍA. Manual de Instrucciones. Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano. San José, Costa Rica. 1980.

IDEAM, Guía para el monitoreo y seguimiento del agua, sin editar, Bogotá, 2004.

IDEAM, Protocolo para la emisión de los pronósticos hidrológicos, Imprenta Nacional de Colombia, 2005.

Instituto de Asuntos Nucleares, IAN. Hidrología Isotópica en Colombia, Bogotá, 1977.

KLOHN W. Stanescu S. "Notas Técnicas e Instrucciones para Medición, Cálculo e Interpretación de Cargas de Sedimentos" en Suspensión. SCM. OMM. Publicación Aperiódica N° 15. Bogotá, 1970.

MAKIN J.H. "Concept of the Graded River". Boletín de la Geological Society of America. Vol. 59, pp. 463-512. 1948.

Methode Chimi que de Dilution. Procède por integration. La Houille. Blanche, No. Special B. 1960.

Nordin C. Jr., 1982. Instructions for use of the 3 liter, 4 liter, and 8 liter: Collapsible bag sampler. USGS WRD, Box 25046, MS 413, Denver Federal Center, Lakewood, Colorado 80225 USA. Revised January 29, 1982.

OLAYA TRIANA, Guillermo. "Curso Taller práctico para hidromensores-Muestreo de sedimentos- Aforos sólidos". Bogotá. 1996.

Proyecto cuenca Magdalena-Cauca, convenio colombo-holandes. Volumen X, anexo 5J Transporte de Sedimentos y Morfología fluvial. Himat. Bogotá, 1977.

Roberth H. Meade, 1989, Instrucciones teórico-prácticas sobre el uso de muestreadores de integración con la bolsa plegable, Caracas, Musinacio, Venezuela, abril de 1989 en el "Taller sobre Hidrometría de Grandes Ríos". Research Hydrologist, U.S. Geological Survey, MS 413, Box 25046 Denver Federal Center, Lakewood CO 80225.

Sedimentología en cursos fluviales. Facultad de Ingeniería. Dirección Nacional de Hidrografía. Dirección Nacional de Meteorología. Montevideo, 1997.

SERRANO F., Octavio. "Hidrología para Hidromensores". Tercera Parte, Sedimentología. SCMH. Bogotá, 1975.

Publicación Aperiódica N° 24. Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrología - SCMH. Bogotá. 1974.

Manual de Instrumentos Hidrométricos. Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrología - SCMH. Bogotá. 197.

Manual de Hidrología para Hidromensores. Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrometría - SCMH. Bogotá. 1975.

Recopilación notas técnicas sobre hidrometría. Instituto de Hidrología Meteorología y Estudios Ambientales - IDEAM. Bogotá. 1995.

SÁNCHEZ LANCHEROS, Félix D. Actualización de la Guía y Protocolo de monitoreo y seguimiento del agua. Informe de Consultoría, Bogotá 2006.

Universidad de Los Andes. Curso de hidráulica del transporte de sedimentos. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes. Santa Fe de Bogotá. 1989.

VILLATE, B.E. y TORRES, N. A. Topografía. Ed. Norma. Bogotá, D. E., 1968.



República de Colombia
Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial
INSTITUTO DE HIDROLOGIA, METEOROLOGIA
Y ESTUDIOS AMBIENTALES

Carrera 10 N° 20-30

Bogotá D.C. - Colombia

www.ideam.gov.co