

RESUMEN.

La determinación correcta de la resistencia al flujo en canales abiertos con planicie de inundación, es un problema de la Ingeniería Hidráulica ya que, las fórmulas convencionales han sido desarrolladas para trabajar satisfactoriamente para el cálculo de flujos simples, como los que ocurren en canales prismáticos de rugosidades uniformes y esas condiciones rara vez son encontradas en un cauce natural.

En los cursos naturales el cauce se caracteriza por una sección transversal compuesta y una considerable variabilidad de rugosidades a lo largo del perímetro mojado y de las planicies de inundación adyacentes, esto conduce a situaciones de flujo con resistencias adicionales.

En el presente trabajo se analizó el comportamiento del coeficiente de rugosidad de Manning, en un tramo del río Guadalquivir ubicado aproximadamente a la altura de la estación del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), que recibe el nombre de estación de Obrajes, se hizo en este lugar debido a que es la única estación en el valle central de Tarija que cuenta con aforos realizados con un molinete hidráulico y registros de máximas crecidas medidos con un limnógrafo, para un periodo considerable de años.

Con la ayuda de los aforos realizados con el molinete hidráulico se determinó la curva de descarga representativa, con la cual se calculó el caudal de crecidas en función del tirante medido con el limnógrafo; además se realizó un levantamiento topográfico con el cual se determinó primero la pendiente media del cauce, que tiene un valor de 2.3‰ y luego se realizó el levantamiento de tres secciones transversales, la primera aguas arriba de la sección de aforo, la segunda en la sección de aforo mismo y la tercera aguas abajo de la misma, con la ayuda de estas tres secciones se determinó una sección media que se asumió como constante para todo el tramo; en esta sección media se determinó curvas de ajuste del área hidráulica y el perímetro mojado en función del nivel o tirante para después determinar estos parámetros para los caudales de máximas crecidas.

Luego, aplicando el método inverso de la ecuación de Manning se determinó con los caudales aforados con el molinete hidráulico, los coeficientes de rugosidad del material lecho del río que se encuentran en el rango de 0.0251 hasta 0.0332, obteniéndose un valor

medio de 0.0292; con los caudales de máximas crecidas de la misma forma se determinó los coeficientes de rugosidad para todo el perfil transversal de la sección es decir, aquella rugosidad que es afectada por la planicie de inundación y por el material del lecho del río, estos valores se encuentran entre 0.0261 y 0.0396, obteniéndose un valor promedio de 0.0328; teniendo ya estos valores se aplicó a la inversa el criterio de la rugosidad ponderada propuesto por Horton y Einstein para determinar el coeficiente de rugosidad de la planicie de inundación el cual se encuentra entre el rango de 0.0223 hasta 0.0450, determinándose un valor promedio de 0.336.

Para todos los valores de la rugosidad, se analizó su correlación con el caudal determinándose que, las rugosidades calculadas en función del caudal aforado con el molinete hidráulico decrecen en su valor a medida que aumenta el caudal, observándose una disminución de la resistencia al flujo; en las rugosidades determinadas para la planicie de inundación se observa un comportamiento inverso a las rugosidades del material del lecho del río ya que, a medida que aumenta el tirante y por ende el caudal, la rugosidad también lo hace sistemáticamente debido a que cada vez abarca mayor planicie de inundación.

Como una comprobación se aplico los valores determinados por el método inverso, separando los caudales que circulan por el lecho del río y por la planicie de inundación, determinando independientemente el caudal en cada una de estas secciones con sus respectivas rugosidades; también se determinó el caudal para algunos coeficientes de rugosidad mas comunes propuestos en la bibliografía, luego se los comparo en una gráfica con los caudales reales determinados por la curva de descarga en función de los tirantes medidos con el limnógrafo, de esta manera se demostró que separando el flujo que circula por rugosidades diferentes los resultados son mucho mas confiables que considerando una rugosidad constante para todo el perfil del cauce.

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. SELECCIÓN Y DEFINICIÓN DEL TEMA DEL PROYECTO.

Título del Proyecto: “Determinación del Coeficiente de Rugosidad de Manning Aplicando el Método Inverso”.

Se definió trabajar con este tema, porque se observó la gran deficiencia que se genera al momento de seleccionar un valor adecuado del coeficiente de rugosidad al aplicar la ecuación de Manning a los cauces naturales, ya que, esta ecuación ha sido formulada para trabajar con canales prismáticos de rugosidad uniforme y estas condiciones son muy diferentes a las encontradas en un cauce natural.

Por esta razón se plantea este tema con el fin de poder determinar y comprender mejor el comportamiento del coeficiente de rugosidad de Manning en ríos con planicie de inundación, analizando como principales variables el tirante y el caudal que se presentan en un determinado cauce.

Además este trabajo esta dirigido a la contribución en varias ramas de la ingeniería particularmente la ingeniería hidráulica y busca analizar y comprender el comportamiento del coeficiente de rugosidad de Manning en cauces naturales con planicie de inundación, logrando de esta manera generar pautas que con futuras investigaciones logren solucionar la incertidumbre que se genera al momento de seleccionar un valor de “n” de Manning cuando se aplica la ecuación del mismo nombre a corrientes naturales.

1.2. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO.

El desarrollo de este proyecto se llevo a cabo en la ciudad de Tarija-Bolivia más propiamente en la provincia Cercado sobre las aguas del río Guadalquivir perteneciente a la cuenca del Bermejo sub-cuenca del Guadalquivir, a la altura de una estación meteorológica del SENAMHI que recibe el nombre de estación de Obrajes ubicada a $21^{\circ}31'$ latitud Sur y $64^{\circ}46'$ longitud Oeste y a una altitud de 1890 m.s.n.m., la figura 1.2 muestra la ubicación del tramo en estudio en relación ala ciudad de Tarija.

La elección del lugar y el tramo donde se realizó el trabajo estuvo en función de la información que se pudo reunir, ya que en nuestro medio es muy escasa la información de

aforos de caudales y el limitado tiempo con el que se contaba para el desarrollo de este trabajo hacia imposible que el autor realice personalmente los aforos.

Se eligió trabajar a la altura de la estación de Obrajes debido a que es la única estación que cuenta con un registro considerable de información; los datos proporcionados por el SENAMHI se muestran en el anexo I y cuentan con 426 aforos de caudales realizados por el personal de esta institución, los cuales están repartidos en una serie de 43 años desde agosto de 1977 hasta octubre de 2011, lo cual se considera como una muestra admisible para el desarrollo de este trabajo.

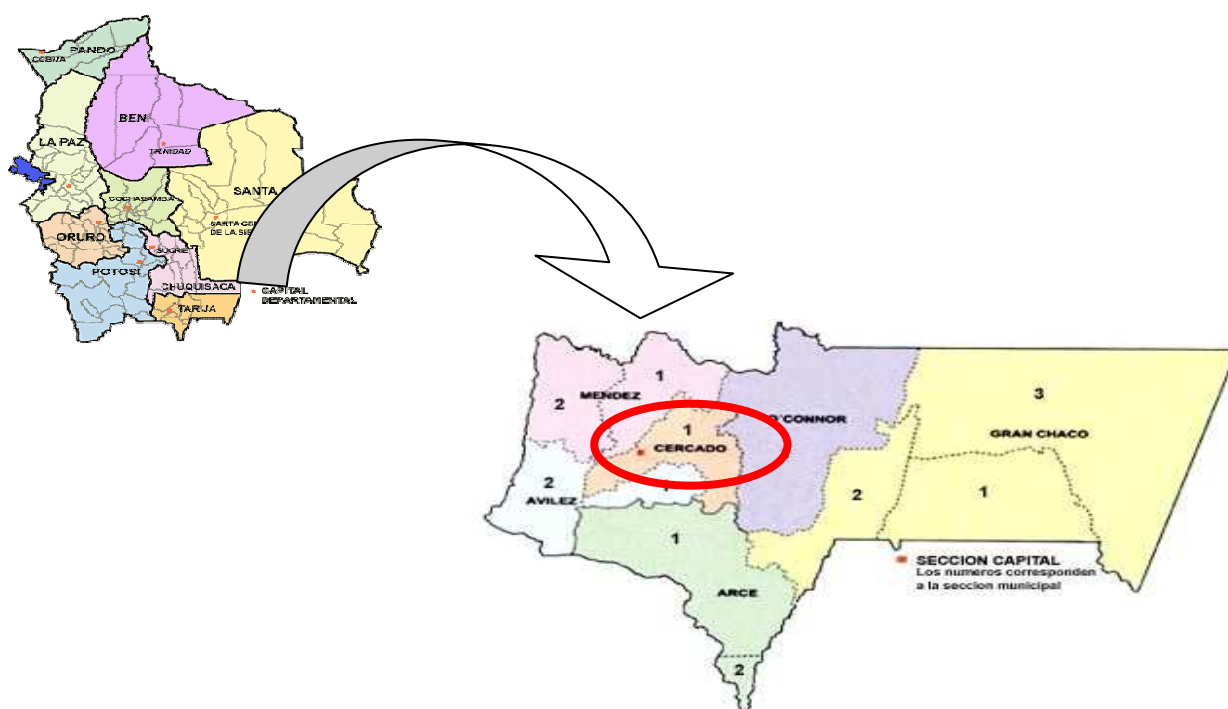


FIGURA 1.1.- Ubicación de la región donde se encuentra el tramo en estudio.

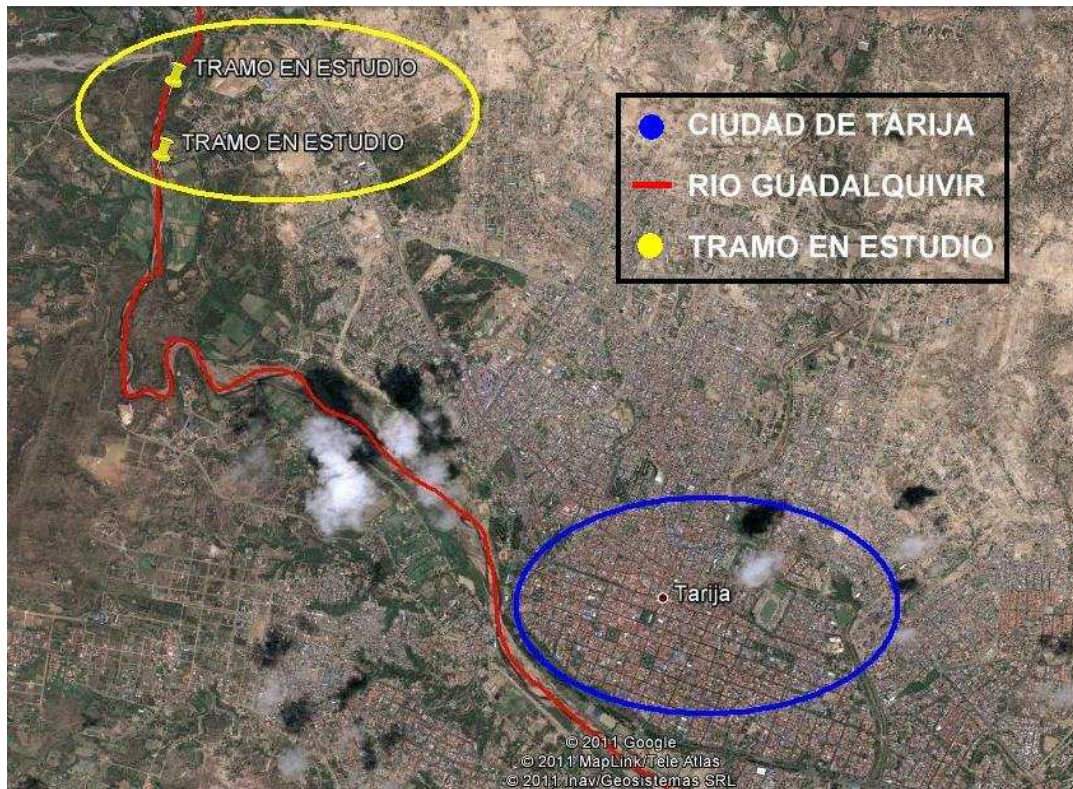


FIGURA 1.2.- Ubicación del tramo en estudio en relación a la ciudad de Tarija.

1.3. EL PROBLEMA.

1.3.1. Planteamiento.

Aplicando la fórmula de Manning, la más grande dificultad reside en la selección o el cálculo del coeficiente de rugosidad, pues no hay un método exacto para seleccionar un valor adecuado de “ n ”, este problema es aún mayor cuando se requiere usar esta ecuación para el cálculo de caudales en cauces naturales ya que, la gran cantidad de factores que afectan a este valor y la influencia no definida de cada uno de estos produce una serie de contradicciones a la hora de confiar en la veracidad de los resultados.

La determinación de la rugosidad de Manning en cauces naturales es un problema de la ingeniería hidráulica, ya que las fórmulas convencionales han sido desarrolladas para trabajar satisfactoriamente en canales prismáticos con taludes de rugosidades uniformes y estas condiciones raramente son calculadas en un cauce natural.

En los cursos naturales, el cauce se caracteriza por una sección transversal compuesta y una considerable variabilidad de rugosidades a lo largo del perímetro mojado y de las planicies de inundación adyacente.

Esto conduce a situaciones de flujo con resistencias adicionales, donde la determinación del coeficiente de rugosidad constituye un aspecto sumamente complejo, razón por la cual, la estimación de la resistencia hidráulica al escurrimiento a partir de las tablas y ábacos que proporciona la bibliografía es aplicable sólo ocasionalmente.

1.3.2. Formulación.

El proyecto: ¿responde a las necesidades de la comunidad, de la ciencia, de la institución, y/o del investigador?

Si, en relación a la comunidad (refiriéndose más que todo a la comunidad de ingenieros civiles) el proyecto se constituye en una alternativa a la necesidad de contar con bases sólidas al momento de realizar la selección de un determinado valor del coeficiente de rugosidad de Manning sobre todo en trabajos donde se aplique esta ecuación a cauces naturales.

En cuanto a la institución (en este caso nuestra Universidad), mediante este proyecto se plasma una de las metas y objetivos fundamentales de la misma, pues se contribuye de manera directa al ejercicio de la profesión de los Ingenieros Civiles, por medio de un proyecto de investigación claro y concreto.

1.3.3. Sistematización.

¿El objetivo, responde a una necesidad real del investigador, proyectista, de la institución y de la sociedad?

Es evidente la necesidad de contar con un criterio técnico y detallado sobre qué valor de coeficiente de rugosidad se debe seleccionar para trabajar en cauces naturales y obtener resultados más confiables, pues la sola experiencia del profesional no es suficiente para justificar la selección de algún valor de este.

En muchos casos la falta de certeza de que un valor sea el adecuado, conlleva a la mala ejecución de la misma y/o a la presencia de fallas posteriores, lo cual no sólo daña a la institución y/ o entidad contratante, sino también afecta la reputación del profesional, al considerar la sociedad que no dispone de la suficiente preparación académica para realizar su trabajo.

1.4. OBJETIVOS.

1.4.1. Objetivo general.

- Determinar el coeficiente de rugosidad de Manning aplicando el método inverso en un tramo del río Guadalquivir a la altura de la estación de Obrajes, para analizar el comportamiento de este coeficiente en ríos con planicie de inundación.

1.4.2. Objetivos específicos.

- Cuantificar el caudal en el tramo sujeto a estudio.
- Análisis del comportamiento de la variable caudal y la rugosidad.
- Establecer la influencia de la planicie de inundación en el coeficiente de rugosidad, cuando se producen las máximas crecidas.
- Comparar los resultados obtenidos por el método inverso con los obtenidos mediante ábacos.

1.5. JUSTIFICACIÓN.

1.5.1. Teórica.

Mediante la elaboración del presente trabajo, se pretende demostrar que el valor de “ n ” de Manning, no es una constante cuando se trabaja en cauces naturales, mas por el contrario, se trata de un valor que es afectado por múltiples factores los cuales interactúan unos con otros modificándose entre si; por ejemplo el valor de “ n ” disminuye cuando el tirante crece y luego aumenta súbitamente cuando el flujo está circulando por la superficie de inundación debido a la influencia de la cobertura vegetal presente en esta.

1.5.2. Metodológica.

El presente trabajo está orientado a determinar gráficas, en las cuales se demuestre el comportamiento del coeficiente de rugosidad de Manning ante algunas variables

principalmente el caudal, además de formular recomendaciones que faciliten el entendimiento de este fenómeno y la selección de este coeficiente.

1.5.3. Práctica.

El autor espera que la exitosa conclusión de este trabajo proporcione una ayuda al momento de seleccionar un valor adecuado para el “n” de Manning cuando se esté aplicando esta ecuación a cauces naturales principalmente en las zonas cercanas al tramo en estudio.

1.6. MARCO DE REFERENCIA.

1.6.1. Teórico.

Determinación de la Rugosidad de Manning mediante el Método Inverso.

Mientras que las ecuaciones de Chezy y Manning son las más empleadas en la ingeniería hidráulica, Myers (1990) cita que la ventaja de usar el factor de Darcy-Weisbach para trabajos científicos reside en que dicho coeficiente es adimensional y permite la comparación con otros experimentos (Martin y Myers, 1991).

La relación entre los tres coeficientes es la siguiente:

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} = \sqrt{\frac{8g}{f}} \quad (1.1)$$

Donde “C” es el coeficiente de Chezy ($m^{1/2} s^{-1}$); “n” es el coeficiente de Manning ($s m^{-1/3}$); “f” es el factor de Darcy-Weisbach ().

La ecuación de Manning se escribe como:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2} \quad (1.2)$$

Donde “S” es la pendiente de la línea de energía.

Para disminuir los errores que pueden provocar las diferencias de flujo, Ceirano y colaboradores, apoyados en una serie de mediciones en el campo, además de dividir el sistema en subcomponentes, separaron el escurrimiento del cauce principal y de la

correspondiente planicie de inundación, bajo la hipótesis de que existe el mismo nivel de agua en ambos y por lo tanto no hay pendiente transversal. Teniendo en cuenta lo anterior el caudal total Q_t se puede expresar como:

$$Q_t = Q_p + Q_i \quad (1.3)$$

El problema directo consiste en que “ n ” es un parámetro de ajuste, S_f , A y R son datos y la incógnita es el Q .

El problema inverso es que el caudal es dato y la incógnita es el coeficiente de rugosidad de Manning y rescribiendo la ecuación para el cauce principal y la planicie de inundación obtenemos las siguientes expresiones:

$$n_p = \frac{1}{Q_p} A_p R_p^{2/3} S_p^{1/2} \quad (1.4)$$

$$n_i = \frac{1}{Q_i} A_i R_i^{2/3} S_i^{1/2} \quad (1.5)$$

Donde “ n_p ” y “ n_i ” constituyen las rugosidades de Manning del cauce principal y de la planicie de inundación respectivamente.

1.6.2. Conceptual.

Para el presente trabajo se considera necesario definir los siguientes conceptos:

Coeficiente de Manning: El coeficiente de resistencia o de rugosidad llamado “ n ” de Manning, se define como el factor de resistencia al escurrimiento que expresa el equilibrio entre las fuerzas de masa y de presión y la resistencia al corte que ofrece la superficie del cauce o la energía que se disipa en el fluido a causa de la turbulencia de la corriente.

Método Empírico: Un método empírico es aquel que es producto del conocimiento empírico y está basado en la experiencia y, en último término, en la percepción, pues nos dice qué es lo que existe y cuáles son sus características, pero no nos dice que algo deba ser necesariamente así y no de otra forma; tampoco nos da verdadera universalidad. Consiste en todo lo que se sabe y que es repetido continuamente sin tener un conocimiento científico.

Cauce Natural: El cauce o lecho fluvial es la parte del fondo de un valle por donde discurren las aguas en su curso: es el confín físico normal de un flujo de agua, siendo sus confines laterales las riberas.

Superficie de Inundación: Se llama así al terreno que normalmente está a los márgenes del cauce natural, por donde circula agua solamente cuando ocurren las máximas crecidas se caracteriza generalmente por la presencia de vegetación.

1.6.3. Espacial

El presente trabajo, tiene una amplia aplicación en la ingeniería hidráulica, pues el uso de la ecuación de Manning es muy común en nuestro medio y se espera que el mismo pueda ser usado como un parámetro de referencia para distintos proyectos en los que se tenga que aplicar dicha ecuación en cauces naturales, además de futuras investigaciones.

1.6.4. Temporal.

El tiempo en el que se analizara el presente trabajo esta en función de la información proporcionada por el SENAMHI, como la muestra disponible esta en el periodo de agosto de 1977 a octubre de 2011, ese rango de 34 años será periodo a considerar para el desarrollo de este trabajo.

1.7.HIPÓTESIS.

1.7.1. De primer grado.

Hipótesis I: De los experimentos y mediciones realizados por una serie de investigadores se deduce que no puede pensarse que el valor de “n” de un cauce natural dependa exclusivamente del material o tipo de suelo que constituye el lecho de este y se mantenga constante para diferentes condiciones de circulación. Entonces la primera hipótesis planteada será que “*n tiene variación en función a factores que interactúan unos con otros modificando su valor inicial*”.

1.7.2. De segundo grado.

Hipótesis II: Por lo general se conoce que, el valor de “n” disminuye al incrementar el tirante y el caudal, a consecuencia de la reducción de la influencia relativa de la rugosidad

en las paredes y el fondo del canal. La segunda hipótesis entonces será que *“en la presencia del incremento del caudal que circula en el canal natural menor será el valor del coeficiente de Manning, y a menor caudal mayor será el valor n ”*.

Hipótesis III: Basados en la hipótesis II pero aplicándolo a cauces naturales, se sabe que a medida que aumenta el tirante y al extenderse la circulación por el cauce de avenida, el agua llega a un nivel de inundación, que tiene la característica de ser más rugoso por la presencia de vegetación, haciendo que el valor de “ n ” vuelva a incrementarse notablemente. La tercera y última hipótesis será entonces que *“el coeficiente de Manning decrece cuando el caudal comienza a aumentar, pero crece súbitamente cuando el caudal llega a la llamada superficie de inundación”*.

2. EL FLUJO EN CANALES Y SUS VARIABLES.

2.1. GENERALIDADES.

La conducción de líquidos se divide en dos grandes grupos: las conducciones libres y las conducciones forzadas. Aunque ambos grupos presentan muchos factores coincidentes, se diferencian en uno muy importante: las conducciones libres tienen una superficie libre expuesta a la presión atmosférica, mientras que las conducciones forzadas son aquellas en que el líquido llena todo el conducto y la presión es diferente a la atmosférica.

Los estudios de ambos tipos de conducciones se diferencian por la mayor complejidad de las libres con respecto a las forzadas, ya que la superficie puede variar con el tiempo y en el espacio, la profundidad de circulación, el caudal y la pendiente del fondo del canal y de la superficie libre están interrelacionadas; la sección transversal de la conducción puede variar en forma y tamaño y las variaciones de la rugosidad, además de ser mayores que en las conducciones forzadas, ocurren al cambiar la posición de la superficie libre. Todo esto dificulta la obtención de datos experimentales en este tipo de conducción y da un cierto grado de complejidad a los cálculos cuando la posición de la superficie libre es una de las principales incógnitas.

2.1.1. Fundamentos del flujo de fluidos.

Los tres principios fundamentales que se aplican al flujo de fluidos son:

- El principio de la conservación de la masa, a partir del cual se establece la ecuación de continuidad.
- El principio de la energía, a partir del cual se establece la ecuación de Bernulli.
- El principio de la cantidad de movimiento, a partir del cual se establecen las ecuaciones de momentum.

2.1.1.1. Ecuación de continuidad.

La ecuación de continuidad es una consecuencia del principio de conservación de la masa. Para un flujo continuo permanente, el caudal que atraviesa cualquier sección de una corriente de fluido, es constante. Esta puede calcularse como sigue:

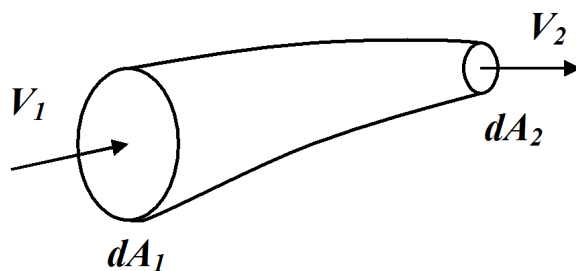


FIGURA 2.1.- Tubo de corriente.

Considerándose el tramo de un tubo de corriente, indicado en la figura 2.1, con secciones dA_1 y dA_2 y velocidades respectivas V_1 y V_2 , la cantidad de líquido de peso específico γ_1 que pasa por la primera sección, en unidad de tiempo será:

$$dW_1 = \gamma_1 \cdot V_1 \cdot dA_1 \quad (2.1)$$

Una corriente de dimensiones finitas sería integrada por un gran número de tubos de corriente, de modo que:

$$W_1 = \gamma_1 \int V_1 dA = \gamma_1 \cdot A_1 \cdot V_1 \quad (2.2)$$

Donde V_1 es la velocidad media en la sección.

Para la otra sección tendríamos:

$$W_2 = \gamma_2 \cdot A_2 \cdot V_2 \quad (2.3)$$

Tratándose de movimiento permanente, la cantidad de líquido que entra en la sección A_1 iguala a la que sale por A_2 ,

$$\gamma_1 \cdot A_1 \cdot V_1 = \gamma_2 \cdot A_2 \cdot V_2 \quad (2.4)$$

Si el líquido fuera considerado incompresible:

$$\gamma_1 = \gamma_2 \quad (2.5)$$

$$A_1 \cdot V_1 = A_2 \cdot V_2 \quad (2.6)$$

De un modo general:

$$Q = A_1 \cdot V_1 = A_2 \cdot V_2 = A \cdot V = ctte. \quad (2.7)$$

$$Q = A \cdot V \quad (2.8)$$

Donde:

Q = caudal (m^3/s)

V = velocidad media en la sección (m/s)

A = área de la sección de flujo (m^2)

Esta es la ecuación de continuidad para un flujo continuo permanente. Sin embargo la ecuación (2.7) obviamente no es válida cuando el caudal de un flujo permanente no es uniforme a lo largo del canal, es decir, cuando parte del agua sale o entra a lo largo del curso del flujo.

2.1.1.2. Ecuación de energía o ecuación de Bernoulli.

En cualquier línea de corriente que atraviesa una sección de un canal se define como energía total a la suma de las energías de posición más la de presión y más la de velocidad, es decir:

Energía total = energía de posición + energía de presión + energía de velocidad.

Esta relación se muestra en la figura 2.2

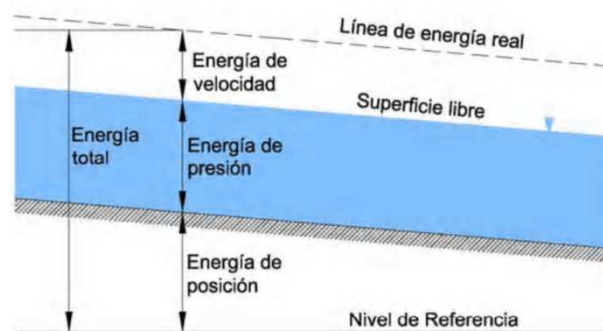


FIGURA 2.2.- Energía total en una sección de un canal.

$$E = Z + y + \alpha \cdot \frac{V^2}{2g} = ctte \quad (2.9)$$

Donde:

E = es la energía total en la sección en $m \cdot kg/kg$.

Z = es la energía de posición o elevación.

y = es el tirante en la sección.

V = es la velocidad media que lleva el flujo en esta sección.

α = es el coeficiente de Coriolis.

Estos parámetros se muestran en la figura 2.3.

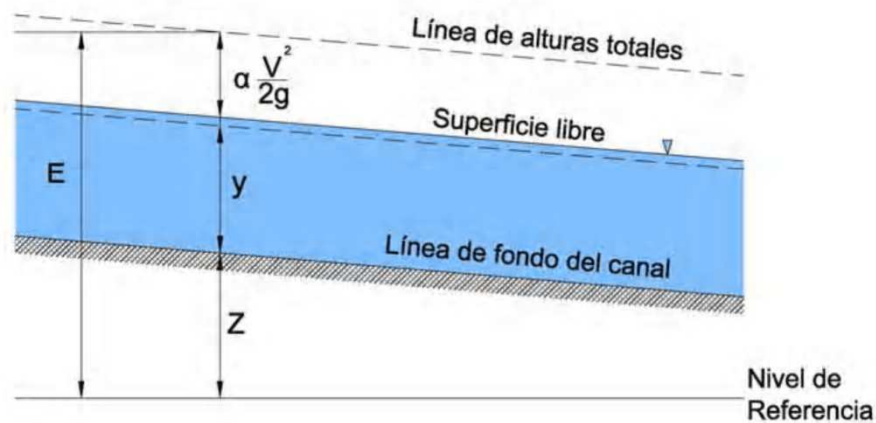


FIGURA 2.3.- Elementos de la energía por unidad de peso.

La ecuación de la energía para el tramo (1) y (2) se muestra en la figura 2.4 y se representa como:

$$Z_1 + y_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + hf_{1-2} \quad (2.10)$$

$$E_1 = E_2 + hf_{1-2} \quad (2.11)$$

Donde: hf_{1-2} es la disipación de energía entre las secciones (1) y (2).

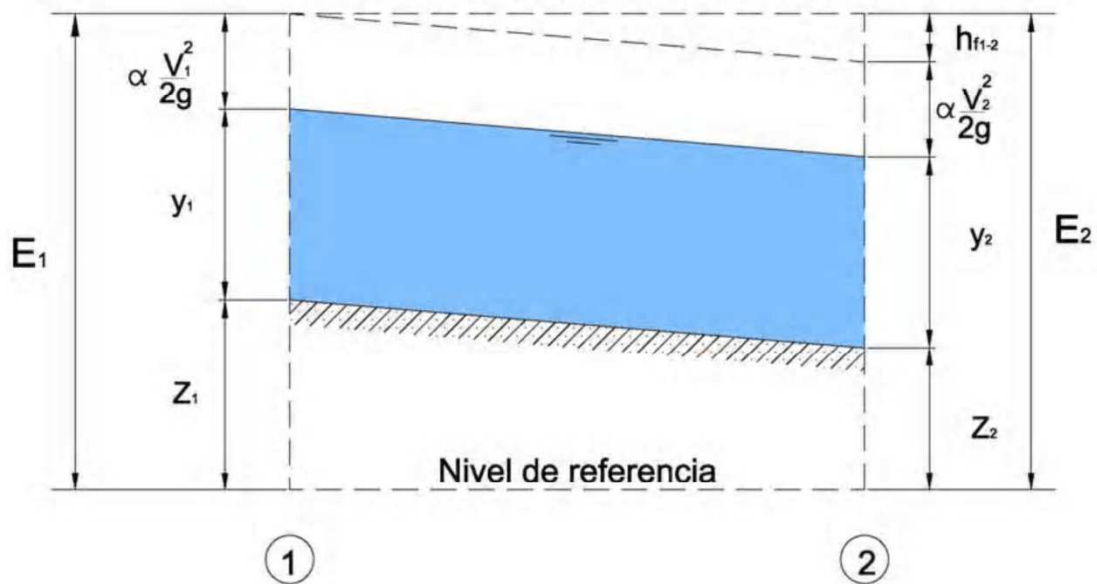


FIGURA 2.4.- Energía en las secciones (1) y (2).

2.1.1.3. Ecuación de la cantidad de movimiento o momentum.

En una sección de un canal, en el cual pasa un caudal Q con una velocidad V , la cantidad de movimiento en la unidad de tiempo, se expresa por:

$$\text{Cantidad de movimiento} = \beta \delta Q V$$

Donde:

β = coeficiente de Boussinesq.

δ = densidad de fluido.

Q = caudal.

V = velocidad media.

Consideremos un tramo de un canal de sección cualquiera, por ejemplo, donde se produce el resalto hidráulico y el volumen de control limitado por las secciones 1 y 2 (antes y después del resalto), por el piso del canal y por la superficie libre, como se muestra en la figura 2.5.

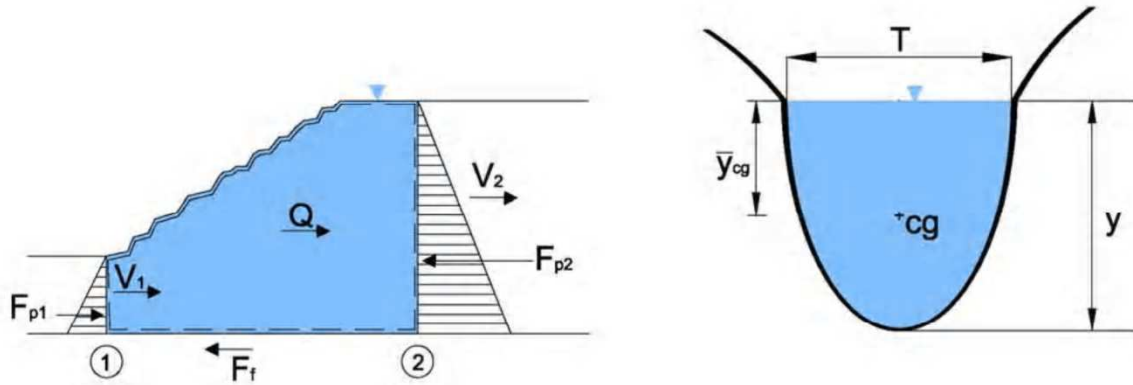


FIGURA 2.5.- Volumen de control para definir la ecuación de la cantidad de movimiento.

La variación de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 2 será:

Variación de cantidad de movimiento = $\delta Q(\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1)$

$$\text{variación de cantidad de movimiento} = \sum \text{fuerzas exteriores}$$

$$\delta Q(\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) = F_{p1} - F_{p2} + W \sin \alpha - F_f \quad (2.12)$$

Donde:

F_{p1} , F_{p2} = fuerza de presión actuando en las dos secciones.

W = peso del fluido ($W \sin \alpha$, peso del fluido en el sentido del movimiento).

F_f = fuerza externa total de resistencia que se opone al movimiento.

Esta ecuación es conocida como la ecuación de la cantidad de movimiento o momentum.

2.2. CLASIFICACIÓN DE LAS CONDUCCIONES LIBRES.

Las conducciones libres pueden clasificarse de diferentes formas, según los criterios que se utilicen.

En general, se puede decir que las conducciones libres se dividen en dos grandes grupos: conducciones libres naturales y artificiales. En las naturales se incluyen cualquier curso natural de agua como ser: los ríos, arroyos y corrientes subterráneas; mientras que las

artificiales construidas por el hombre comprenden los canales, canaletas, alcantarillas, acueductos y cunetas.

Igualmente se pueden dividir en prismáticas y no prismáticas. Se denominan prismáticas aquellas cuya sección transversal no varía en toda su longitud y no prismáticas son aquellas que tienen una forma geométrica diferente en cada sección transversal.

Desde el punto de vista del tipo del flujo se pueden tomar en cuenta diferentes variables de las cuales se mencionan los siguientes tipos de flujo en conducciones libres:

- En función del tiempo, pueden ser permanente y no permanente.
- En función del espacio, puede ser uniforme o variado.
- En función del efecto de la viscosidad, puede ser laminar o turbulento.
- En función de la gravedad puede ser subcrítico, crítico y supercrítico.

2.2.1. Flujo permanente y flujo no permanente.

Esta clasificación obedece a la utilización del tiempo como variable. El flujo es permanente si los parámetros (tirante, velocidad, área, etc.), no cambian con respecto al tiempo, es decir, en una sección del canal en todos los tiempos los elementos del flujo permanecen constantes. Matemáticamente se pueden representar:

$$\frac{\partial y}{\partial t} = 0; \quad \frac{\partial v}{\partial t} = 0; \quad \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

Si los parámetros cambian con respecto al tiempo el flujo se llama no permanente, es decir:

$$\frac{\partial y}{\partial t} \neq 0; \quad \frac{\partial v}{\partial t} \neq 0; \quad \frac{\partial A}{\partial t} \neq 0$$

En la mayor parte de los problemas de canales abiertos es necesario estudiar el comportamiento del flujo sólo bajo condiciones permanentes. Sin embargo, si el cambio en la condición del flujo con respecto al tiempo es importante, el flujo debe tratarse como no permanente.

2.2.2. Flujo uniforme y flujo variado.

Esta clasificación obedece a la utilización del espacio como variable. El flujo es uniforme si los parámetros (tirante, velocidad, área, etc.), no cambian respecto al espacio, es decir, en cualquier sección del canal los elementos del flujo permanecen constantes. Matemáticamente se pueden representar:

$$\frac{\partial y}{\partial L} = 0; \quad \frac{\partial v}{\partial L} = 0; \quad \frac{\partial A}{\partial L} = 0$$

Si los parámetros cambian de una sección a otra, el flujo se llama no uniforme o variado, es decir:

$$\frac{\partial y}{\partial L} \neq 0; \quad \frac{\partial v}{\partial L} \neq 0; \quad \frac{\partial A}{\partial L} \neq 0$$

Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente, según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo.

- **Flujo uniforme permanente:** La profundidad del flujo no cambia durante el intervalo de tiempo bajo consideración, es el tipo de flujo fundamental que se considera en la hidráulica de canales abiertos.

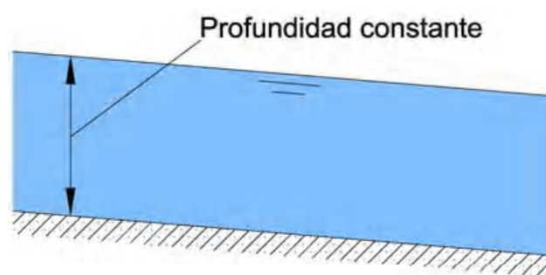


FIGURA 2.6.- Flujo uniforme permanente.

- **Flujo uniforme no permanente:** El establecimiento de un flujo uniforme no permanente requeriría que la superficie del agua fluctuara de un tiempo a otro pero permaneciendo paralela al fondo del canal, como esta es una condición prácticamente imposible, el flujo uniforme no permanente es poco frecuente.

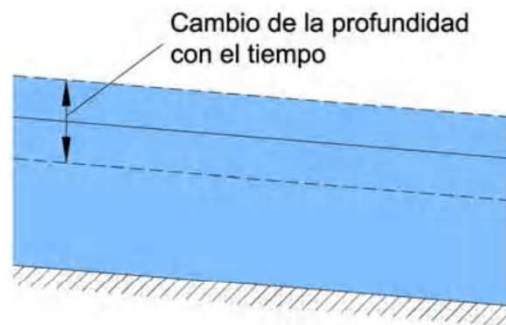


FIGURA 2.7.- Flujo uniforme no permanente.

El flujo variado puede clasificarse como rápidamente variado o gradualmente variado.

- **Flujo rápidamente variado:** El flujo es rápidamente variado si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias comparativamente cortas, como es el caso del resalto hidráulico.
- **Flujo gradualmente variado:** El flujo gradualmente variado es aquel en el cual los parámetros cambian en forma gradual a lo largo del canal, como es el caso de una curva de remanso.

2.2.3. Efecto de la viscosidad.

- **Flujo laminar:** El flujo es laminar si las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las fuerzas inerciales, en este flujo, las partículas de agua se mueven en trayectorias suaves definidas o líneas de corriente, y las capas de fluido con espesor infinitesimal pueden deslizarse sobre capas adyacentes, es decir, el movimiento de las partículas del fluido se produce siguiendo trayectorias bastante regulares, separadas y perfectamente definidas dando la impresión de que se tratara de láminas o capas más o menos paralelas entre si.
- **Flujo turbulento:** El flujo es turbulento si las fuerzas viscosas son débiles en relación con las fuerzas inerciales. En flujo turbulento, las partículas del agua se mueven en trayectorias irregulares, que no son suaves ni fijas.

Como un caso intermedio entre el flujo laminar y turbulento se produce el flujo transicional, que como su nombre indica, es la frontera entre ambos flujos.

El efecto de la viscosidad en relación con la inercia puede representarse mediante el número de Reynolds, si se usa como longitud característica el radio hidráulico, el número de Reynolds es:

$$Re = \frac{VL}{\nu} = \frac{VR}{\nu} \quad (2.13)$$

Donde:

V = velocidad media en el flujo, en m/s.

L = longitud característica, en m.

ν = viscosidad cinemática del agua, en m²/s.

2.2.4. Efecto de la gravedad.

El efecto de la gravedad sobre el estado de flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales.

Esta relación esta dada por el número de Froude, definido como:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}} = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{T}}} \quad (2.14)$$

Donde:

F = número de Froude.

V = velocidad media del flujo, en m/s.

g = aceleración de la gravedad. 9.81 m/s².

L = longitud característica de la sección, en m.

D = profundidad hidráulica o tirante medio, en m.

A = área hidráulica, en m².

T = espejo de agua o ancho superficial, en m.

En el flujo de canales abiertos, la longitud característica se hace igual a la profundidad hidráulica D , la cual está definida por el área de la sección transversal dividida por el ancho de la superficie libre.

En relación con el efecto de la gravedad, el flujo puede ser crítico, subcrítico y supercrítico.

Entonces por el número de Froude, el flujo puede ser:

- Si $F < 1$ Flujo subcrítico.
- Si $F = 1$ Flujo crítico.
- Si $F > 1$ Flujo supercrítico.

2.3. PROPIEDADES DE LAS CONDUCCIONES LIBRES.

El estudio de las propiedades de la sección transversal de una conducción libre tiene singular importancia, ya que dicha sección es la que define muchas de las características de la conducción.

Entre las conducciones naturales, que abarcan desde los pequeños arroyos hasta los grandes estuarios y comprenden todos los demás tipos de corrientes naturales (ríos, cañadas, etc.), así como las corrientes subterráneas a través de cavernas, es absolutamente imposible hablar de secciones transversales regulares. La diversidad de estas corrientes es infinita y una misma puede variar de forma de un punto a otro, e incluso variar en el tiempo.

No obstante, en muchos casos es posible hacer suposiciones razonables y concordantes con la experiencia, de modo que a las condiciones de flujo pueda aplicárseles el tratamiento analítico de la hidráulica experimental. Por ejemplo, muchas conducciones naturales de pequeño o mediano tamaño tienen una sección transversal que puede considerarse como una parábola y en el caso de grandes ríos de ancho notable, no se introducen errores apreciables de cálculo si la sección transversal se trata como un trapecio o como un rectángulo, como muestra la figura 2.8.

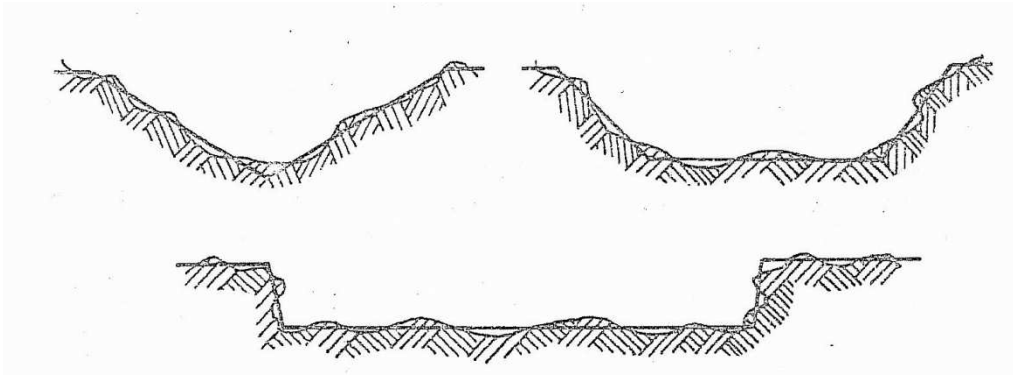


FIGURA 2.8.- Sección transversal de conducciones libres naturales.

Para estudiar las conducciones libres se debe tener en cuenta una serie de conceptos básicos de extrema importancia, que se dividen en propiedades geométricas y propiedades hidráulicas de la sección.

Las propiedades geométricas son aquellas que dependen exclusivamente de la forma de la sección de la conducción y de la profundidad del agua.

Las propiedades hidráulicas dependen no sólo de la geometría si no también de otros factores como la rugosidad del canal, la pendiente la variación de dirección, etc.

Antes de enumerar las propiedades geométricas e hidráulicas de una sección, se debe conocer la nomenclatura que se asumirá en lo sucesivo para definir los elementos de la sección transversal:

- **Talud “Z”:** es la relación de la proyección horizontal a la vertical de la pared lateral. Es decir Z es el valor de la proyección horizontal cuando la vertical es 1.
- **Tirante de agua o profundidad de flujo “y”:** es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre, es decir la profundidad máxima del agua en el canal; para los fines de este trabajo se lo llamará también “escala” y se le asignara la variable de “H”.
- **Ancho superficial o espejo del agua “T”:** es el ancho de la superficie libre del agua.
- **Base o ancho de fondo “b”:** es el ancho del canal en la parte más profunda de la sección.

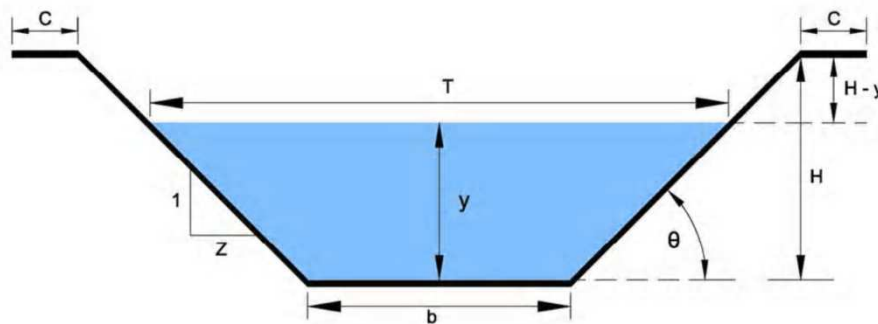


FIGURA 2.9.- Elementos de la sección transversal.

2.3.1. Propiedades geométricas de la sección.

- a) **Área hidráulica o área mojada “A”**: es el área de la sección transversal del flujo por debajo de la superficie libre.
- b) **Perímetro mojado “P”**: es la longitud de la traza de las paredes de la conducción más el ancho de fondo.
- c) **Radio hidráulico “R”**: es la relación entre el área hidráulica y perímetro mojado.

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.15)$$

- d) **Profundidad hidráulica “D”**: es la relación entre el área mojada y el ancho superficial.

$$D = \frac{A}{T} \quad (2.16)$$

2.3.2. Propiedades hidráulicas de la sección.

En la sección normal de una conducción libre la velocidad no es uniforme, debido a que en cada punto el vector velocidad es diferente y por tanto la energía y el momentum de dicha distribución no uniforme de velocidades son diferentes de los que produciría una uniforme.

Las propiedades hidráulicas más importantes de una sección son la distribución de velocidades, la velocidad media, la energía y el momentum correspondientes y la distribución de presiones.

Para los fines de este trabajo sólo nos interesa la velocidad media y la distribución de velocidades.

2.3.2.1. Distribución de velocidades en una sección de canal.

Debido a la presencia de la superficie libre y a la fricción a lo largo de las paredes del canal, las velocidades no están uniformemente distribuidas en su sección. Para el estudio de la distribución de las velocidades se consideran dos secciones:

- a) **Sección transversal:** la resistencia ofrecida por las paredes y por el fondo del canal, reduce la velocidad. En la superficie libre, la resistencia ofrecida por la atmósfera y por el viento (aunque este último tiene muy poco efecto) también influye sobre la velocidad. La velocidad máxima medida en canales será encontrada en la vertical (1) figura 2.10, por debajo de la superficie libre a una distancia de 0.05 a 0.25 de la profundidad.

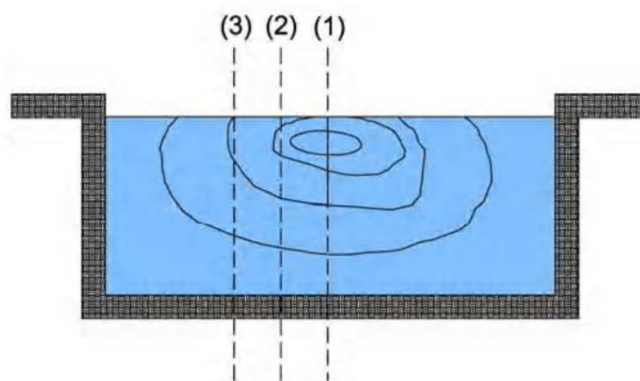


FIGURA 2.10.- Sección transversal.

- b) **Sección longitudinal:** en la figura 2.11 se muestra la variación de la velocidad en las verticales (1), (2) y (3), indicadas anteriormente. Considerándose la velocidad media en una determinada sección como igual a 1.0, se puede trazar el diagrama de variación de la velocidad con la profundidad (figura 2.12).

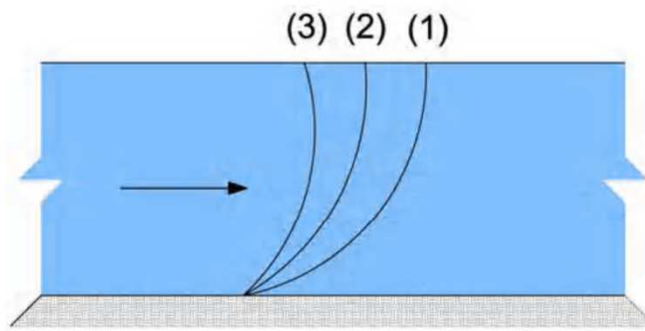


FIGURA 2.11.- Variación de las velocidades en las verticales.

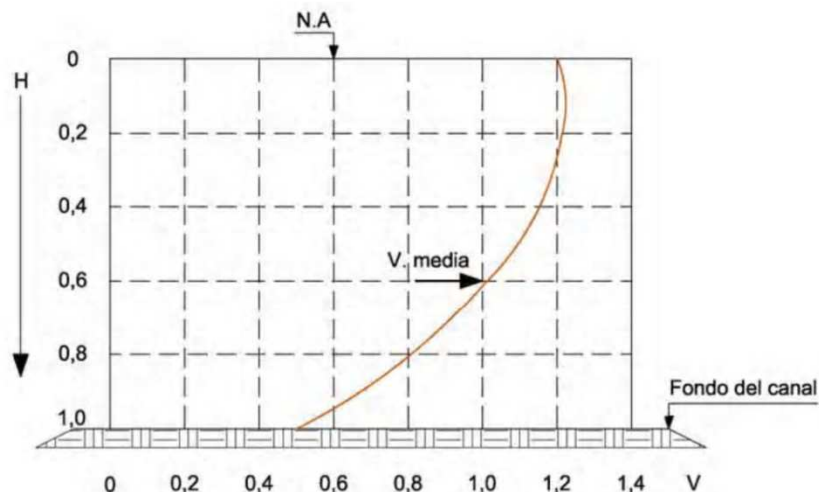


FIGURA 2.12.- Variación de la velocidad con la profundidad.

Coeficientes de distribución de velocidades:

- a) **Coeficiente de Coriolis:** como resultado de la distribución no uniforme de velocidades en una sección de canal, la altura de la velocidad de un flujo en canales abiertos es por lo general mayor que el valor calculado de acuerdo con la expresión $V^2/2g$ donde V es la velocidad media de la sección. Cuando se utiliza el principio de energía en cálculos, la altura de la velocidad real puede expresarse como $\alpha V^2/2g$. El coeficiente de Coriolis “ α ” que aparece en la expresión de la energía cinética, representa la relación que existe, para una sección dada, entre la energía real y la que se obtendría considerando una distribución uniforme de velocidades. Su valor se calcula con la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{\int V_h^3 \cdot dA}{V^3 \cdot A} \quad (2.17)$$

Donde:

V_h = componente vertical de la velocidad a una profundidad h en m/s.

dA = diferencial de área correspondiente a la velocidad V_h en m^2 .

V = velocidad media en m/s.

A = área total en m^2 .

Los ensayos experimentales muestran que α varía entre 1.03 y 1.36 para los canales prismáticos.

El uso del coeficiente de Coriolis, depende de la exactitud con la que se estén haciendo los cálculos, en muchos casos se justifica considerar: $\alpha=1$, siendo un valor límite utilizado generalmente en secciones transversales de alineación casi recta y tamaño regular, en este caso la distribución de la velocidad será estrictamente uniforme.

- b) Coeficiente de Boussinesq:** la distribución no uniforme de velocidades también afecta el cálculo del momentum en flujo de canales abiertos. A partir del principio de mecánica, el momentum de un fluido que pasa a través de la sección de canal por unidad de tiempo se expresa por $\beta \cdot \delta \cdot Q \cdot V$, donde β es conocido como el coeficiente de momentum o coeficiente de Boussinesq, en honor a quien lo propuso por primera vez. Se ha encontrado que el valor de β para canales prismáticos aproximadamente rectos varía desde 1.01 hasta 1.12.

En muchos casos se justifica considerar; $\beta = 1$, siendo un valor límite utilizado generalmente en secciones transversales de alineación casi recta y tamaño regular, en este caso la distribución de la velocidad será estrictamente uniforme.

$$\beta = \frac{\int V_h^2 \cdot dA}{V^2 \cdot A} \quad (2.18)$$

Donde:

V_h = componente vertical de la velocidad a una profundidad h en m/s.

dA = diferencial de área correspondiente a la velocidad V_h en m^2 .

V = velocidad media m/s.

A = área total en m^2 .

2.3.2.2. Velocidad media.

El servicio Geológico de los Estados Unidos (United States Geological Survey) presenta las siguientes relaciones de gran utilidad en las determinaciones y estimativos de caudal.

- La velocidad media en una vertical generalmente equivale entre 80% a 90% de la velocidad superficial.
- La velocidad a los seis décimos de la profundidad, generalmente es la que más se aproxima a la velocidad media.

$$V_{med} \cong V_{0.6} \quad (2.19)$$

c) Con mayor exactitud que la anterior se tiene:

$$V_{med} \cong \frac{V_{0.2} + V_{0.8}}{2} \quad (2.20)$$

d) La velocidad media también puede ser obtenida partiéndose de :

$$V_{med} \cong \frac{V_{0.2} + V_{0.8} + 2 \cdot V_{0.6}}{4} \quad (2.21)$$

Esta última expresión es más precisa.

2.4. MÉTODOS DE AFORO DE CAUDALES.

La determinación de la cantidad de agua que lleva un canal o un curso de agua se llama aforo y es importante para diversos fines en la ingeniería.

Debido a la gran cantidad de métodos y medios existentes para la medición de los caudales de una conducción libre la clasificación de estos es amplia y varia de un autor a otro. En este trabajo se analizaran los métodos dividiéndolos en dos grupos: métodos directos y métodos indirectos.

2.4.1. Métodos de aforo directos.

Expresan el caudal como una función de volumen sobre tiempo ($Q=V/t$). Entre los más simples se tienen el aforo gravimétrico y el volumétrico, estas técnicas se utilizan fundamentalmente a nivel de laboratorio como base para la calibración de otras obras o instrumentos.

2.4.1.1. Aforo volumétrico.

Es aplicable en la medición de pequeños caudales y se realiza midiendo el tiempo de llenado (t) de un recipiente de volumen conocido (V), donde se colecta la descarga, como se muestra en la figura, determinando el caudal con la ecuación:

$$Q = \frac{V}{t} \quad (2.22)$$

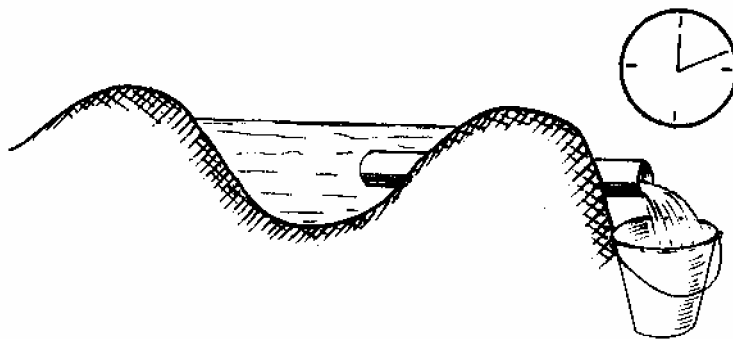


FIGURA 2.13.- Aforo volumétrico.

2.4.1.2. Aforo gravimétrico.

Se sigue un procedimiento similar al anterior, pero el volumen colectado de agua en el intervalo de tiempo cronometrado, en lugar de medirse se pesa, y el peso (W) de agua se transforma a volumen, dividiendo entre el peso específico del fluido.

El recipiente vacío debe ser previamente destarado y, una vez lleno, debe pesarse en la misma balanza. Mediante el método gravimétrico el caudal se determina con el siguiente razonamiento:

$$\text{Caudal, } Q = \frac{(\text{peso del agua} + \text{peso del recipiente}) - \text{peso del recipiente}}{\text{peso específico} * \text{tiempo de llenado}} \quad (2.23)$$

2.4.2. Métodos de aforo indirectos o de área- velocidad.

Los métodos indirectos o de área-velocidad son aquellos que se basan en la medición de la distribución de la velocidad en la sección transversal, para posteriormente de acuerdo con el principio de continuidad calcular el gasto que atravesó la sección en el momento de la medición.

Este método no es el más indicado en los puntos de regulación, ni en los tramos donde el gasto varía rápidamente en el tiempo, sin embargo debe valorarse para su empleo en cauces naturales, grandes canales, para la calibración de obras hidrométricas, para la determinación de la distribución de velocidades y los coeficientes α y β así como las mediciones de control de los métodos directos.

Para el cálculo del gasto mediante los métodos de área-velocidad, es importante conocer la distribución de velocidades en la sección transversal que sirve de sección de aforo. Como ya se menciono anteriormente en este mismo capítulo, la distribución de velocidades en la sección transversal depende de la forma geométrica de la sección, la rugosidad del perímetro mojado y las características del fluido entre otros, en la figura 2.14 se muestra la distribución de velocidades en un flujo.

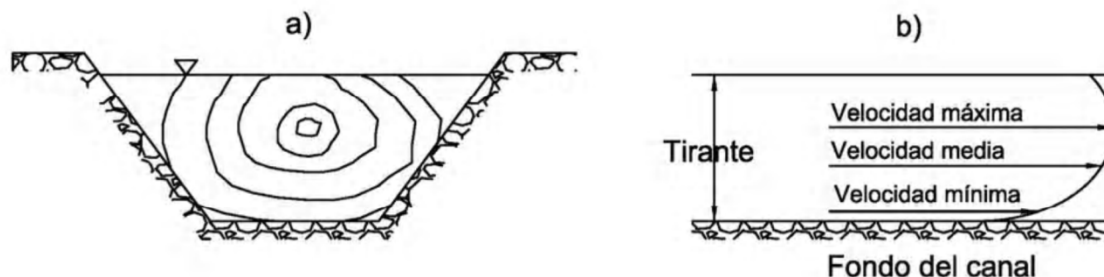


FIGURA 2.14.- Distribución de velocidades de flujo a) sección transversal b) sección longitudinal.

Entre los instrumentos más utilizados para la medición de velocidades en las conducciones libres están los molinetes hidráulicos, los tubos de Pitot y los flotadores.

2.4.2.1. Molinete hidráulico.

Los molinetes son aparatos contruidos de paletas o conchas móviles, las cuales, impulsadas por el líquido, dan el número de revoluciones proporcional a la velocidad de la corriente.

Este método consiste básicamente en medir en un área transversal de la corriente, previamente determinada, las velocidades de flujo con las cuales se puede obtener luego el caudal. El lugar elegido para hacer el aforo o medición debe cumplir los siguientes requisitos:

- La sección transversal debe estar bien definida y que en lo posible no se presente agradación y degradación del lecho.
- Debe tener fácil acceso.

- Debe estar en un sitio recto, para evitar las sobre elevaciones y cambios en la profundidad producidos por curvas.
- El sitio debe estar libre de efectos de controles aguas abajo, que puedan producir remansos que afecten luego los valores obtenidos con la curva de calibración.

En el sitio que se decidió hacer el aforo, se hace un levantamiento topográfico completo de la sección transversal, el cual dependiendo de su ancho y profundidad, puede hacerse con una cinta métrica o con un equipo de topografía, figura 2.15.

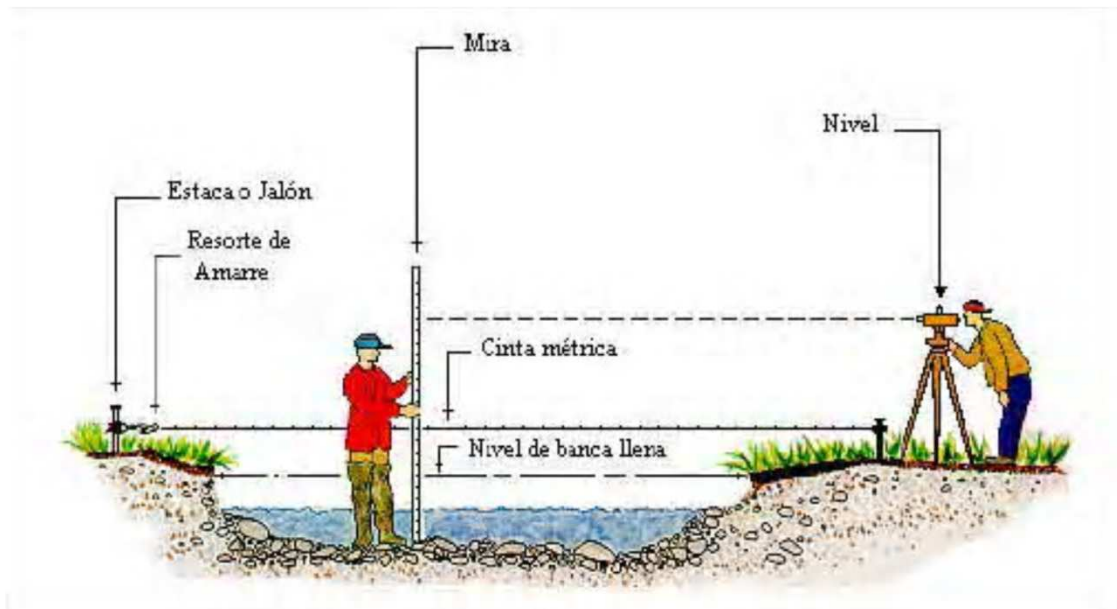


FIGURA 2.15.- Levantamiento topográfico de la sección transversal.

La sección escogida se divide en tramos iguales tal como se muestra en la figura 2.16. En cada vertical, de las varias en que se divide la sección, se miden velocidades con el molinete a 0.2, 0.6 y 0.8 de la profundidad total. Cada vertical tiene su respectiva área de influencia (sombreada en la gráfica), la cual se determina de la siguiente manera:

Una vez conocido el tirante inicial y_i , y el final y_{i+1} del área de influencia A_i , se determina el tirante promedio:

$$\bar{y} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \quad (2.24)$$

Luego calculamos el área de influencia A_i , mediante la siguiente fórmula:

$$A_1 = \bar{y}_1 \cdot b \quad (2.25)$$

Donde:

b = ancho del área de influencia.

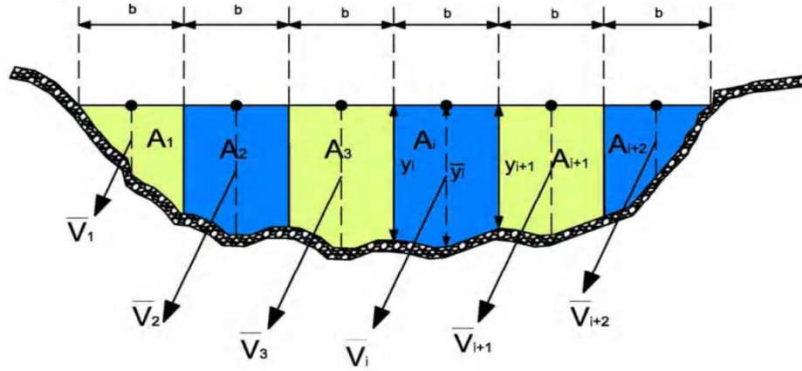


FIGURA 2.16.- Sección transversal en el punto de aforo.

Las verticales deben tener las siguientes características:

La velocidad media en cada vertical se determina como:

$$\bar{V}_i = \frac{V_{0.2} + 2 \cdot V_{0.6} + V_{0.8}}{4} \quad (2.26)$$

y el caudal Q_i correspondiente a la respectiva área de influencia A_i , es:

$$Q_i = \bar{V}_i \cdot A_i \quad (2.27)$$

el caudal total Q_T , será entonces:

$$Q_T = \sum_{i=1}^n Q_i \quad (2.28)$$

Cuando las profundidades de la sección son pequeñas, menores de 0.6 m, solo se mide la velocidad a 0.6 de la profundidad, velocidad que se considera representativa de la velocidad media de la vertical.

2.4.2.2. Tubos de Pitot.

Estos tubos fueron empleados por primera vez por el físico francés Pitot, en 1730 en el río Sena.

Un tubo de Pitot consiste en un tubo de material transparente con una extremidad doblada en dirección a la corriente del agua, como se muestra en la figura.

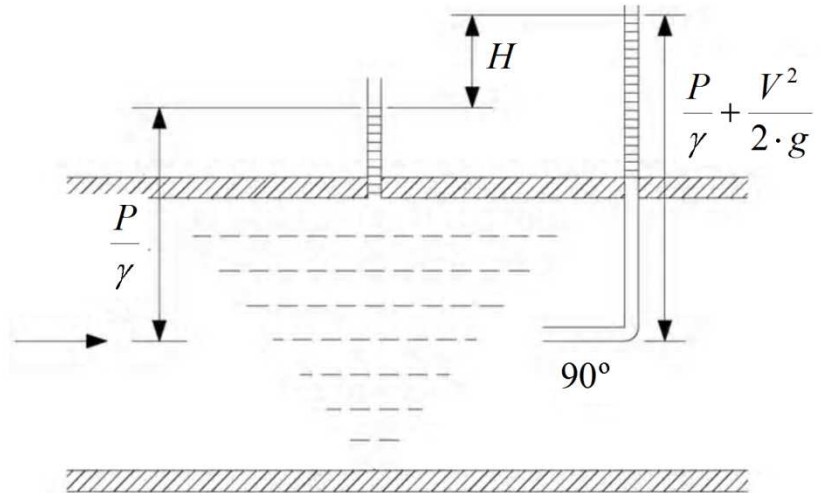


FIGURA 2.17.- Tubo de Pitot.

Teóricamente:

$$H = \frac{V^2}{2g} \quad (2.29)$$

$$V = \sqrt{2gH} \quad (2.30)$$

En realidad, se debe introducir un coeficiente de corrección C,

$$V = C\sqrt{2gH} \quad (2.31)$$

El tubo de Pitot solamente conduce a buenos resultados en el caso de corrientes de gran velocidad, siendo por ello empleado en tuberías más comúnmente.

2.4.2.3. Flotadores.

Consisten en objetos flotantes que adquieren la velocidad del agua que los circundan. Pueden ser de tres tipos:

- a) **Simple o de superficie:** el inconveniente presentado por este flotador se debe al hecho de ser muy influido por el viento, por las corrientes secundarias y por las olas.
- b) **Dobles o superficiales:** constituyen un pequeño flotador de superficies, al cual esta unido por una cuerda a un cuerpo sumergido, a la profundidad deseada. Se hace que el volumen del primero sea despreciable frente al segundo. En estas condiciones, manteniéndose el cuerpo sumergido cerca de seis décimos de la profundidad, se determina la velocidad media.
- c) **Bastones flotadores:** son tubos metálicos huecos o de madera, que tienen en la parte inferior un lastre de plomo para que flote en una posición próxima a la vertical. L debe ser igual o aproximadamente $0.95 H$ (figura 2.18).

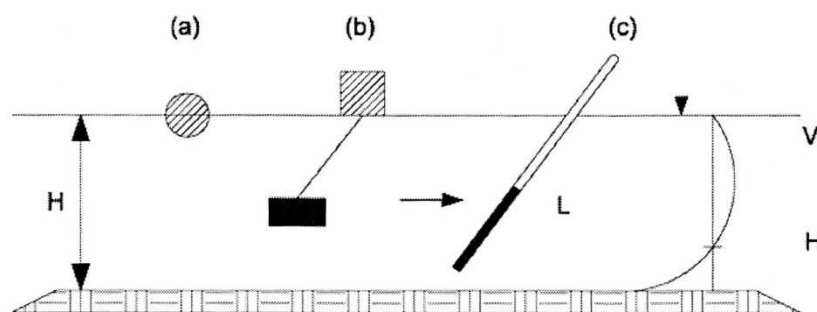


FIGURA 2.18.- a) Flotador simple b) Flotador doble c) Bastón flotador.

El flotador debe ser soltado repetidas veces unos cuantos metros aguas arriba de la sección de prueba, cronometrando el tiempo que tarda en recorrer una distancia conocida (usualmente 15 a 50 m), marcada previamente sobre un tramo recto y uniforme. Dicho tramo es seleccionado para las observaciones a lo largo del ducto de prueba, como lo indica la figura 2.19.

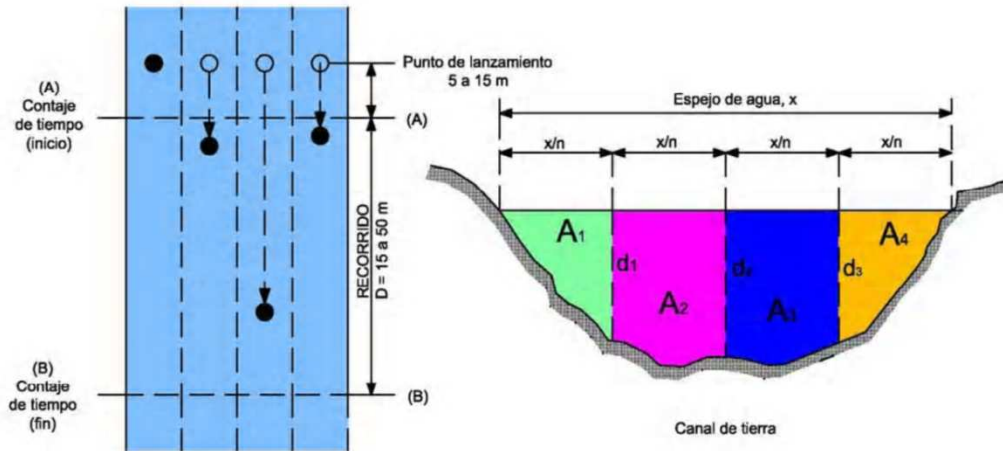


FIGURA 2.19.- medición de la velocidad por medio de flotadores.

Una vez hallados los tiempos de recorrido, se obtiene un promedio. Luego la velocidad se determina dividiendo la distancia recorrida entre el tiempo promedio de viaje del flotador.

$$V_s = \frac{D}{\bar{t}} \quad (2.32)$$

Donde:

V_s = velocidad superficial, en m/s.

D = distancia recorrida por el flotador, en m.

$\bar{t}$ = promedio de los tiempos de recorrido, en segundos.

Como la velocidad superficial es mayor que la velocidad promedio del caudal, es necesario corregir la medición del flotador multiplicándola por un coeficiente que varía de 0.65 a 0.80; misma que debe ser de 0.65 para pequeños caudales (acequias) y de 0.8 para grandes caudales (ríos, diques y canales).

$$V_{promedio} = K \cdot V_s \quad (2.33)$$

Finalmente al multiplicar el área (A) de la sección transversal por la velocidad promedio del flujo ($V_{promedio}$), se obtiene el caudal (Q) de la corriente aforada.

$$Q = A \cdot V_{promedio} \quad (2.34)$$

Actualmente, los flotadores rara vez son usados para mediciones precisas debido a muchas causas de errores (causas perturbadoras como el viento, irregularidades del lecho del curso del agua, etc.), siendo el método del molinete hidráulico el más aconsejable para el aforo de cauces naturales. Los flotadores sólo son empleados para determinaciones rápidas y a falta de otros recursos; y como ya se mencionó el uso del tubo de Pitot se aplica con mayor precisión al flujo en tuberías.

2.5. FLUJO UNIFORME.

2.5.1. Características del flujo uniforme.

Se considera que el flujo uniforme tiene las siguientes características principales:

- La profundidad, el área hidráulica, la velocidad y el caudal en la sección del canal son constantes.
- La línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos, es decir, sus pendientes son todas iguales.

Se considera que el flujo uniforme es solo permanente, debido a que el flujo uniforme no permanente prácticamente no existe. En corrientes naturales, aun el flujo uniforme permanente es poco común, debido a que en ríos y corrientes en estado natural casi nunca se experimenta una condición estricta de flujo uniforme. A pesar de esto, a menudo se supone una condición de flujo uniforme para el cálculo en corrientes naturales. Los resultados obtenidos a partir de esta suposición son aproximados y generales, pero ofrecen una solución relativamente simple y satisfactoria para muchos problemas prácticos.

2.5.2. Expresión de la velocidad en flujo uniforme.

Para los cálculos hidráulicos la velocidad media de un flujo uniforme turbulento en canales abiertos por lo general se expresa aproximadamente por la llamada ecuación de flujo uniforme. La mayor parte de las ecuaciones prácticas de flujo uniforme puede expresarse de la siguiente manera:

$$V = C.R^x.S^y \quad (2.35)$$

Donde:

V = velocidad media.

R = radio hidráulico.

S = pendiente de energía.

x, y = exponentes.

C = factor de resistencia al flujo, el cual varia con la velocidad media, el radio hidráulico, la rugosidad del canal, la viscosidad y muchos otros factores.

Puede asumirse que el flujo en un canal natural es uniforme bajo condiciones normales, es decir, si no existen flujos de creciente o flujos notablemente variados causados por irregularidades en el canal. Al aplicar una ecuación de flujo uniforme a una corriente natural se entiende que el resultado es muy aproximado, debido a que las condiciones del flujo están sujetas a más factores inciertos de los que se involucrarían en un canal artificial regular.

Se ha desarrollado y publicado una variedad de ecuaciones de flujo uniforme, pero ninguna de ellas cumple todas las cualidades de una buena ecuación. Las ecuaciones mejor conocidas y más ampliamente utilizadas son las ecuaciones de Chezy y de Manning.

2.5.3. Ecuación de Chezy.

En 1769 el Ingeniero Francés Antoine Chezy, desarrollaba probablemente la primera ecuación de flujo uniforme, la famosa ecuación de Chezy, que a menudo se expresa como:

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot S} \quad (2.36)$$

Donde:

V = velocidad media del canal medida en m/s.

R = radio hidráulico en m.

S = pendiente de la línea de energía, en m/m.

C = factor de resistencia al flujo, conocido como C de Chezy.

La ecuación de Chezy puede deducirse matemáticamente a partir de dos suposiciones. La primera suposición fue hecha por Chezy. Esta establece que la fuerza que resiste al flujo por unidad de área del lecho de la corriente es proporcional al cuadrado de la velocidad; es decir, esta fuerza es igual a $K.V^2$, donde K es una constante de proporcionalidad. La superficie de contacto del flujo con el lecho de la corriente es igual al perímetro mojado y la longitud del tramo del canal ($P.L$), (figura 2.20). Luego la fuerza total que resiste al flujo es igual a:

$$K.V^2.P.L \quad (2.37)$$

La segunda suposición es el principio básico del flujo uniforme, el cual se cree que fue establecido por primera vez por Brahms en 1754. Esta establece que en el flujo uniforme la componente efectiva de la fuerza gravitacional que causa el flujo debe ser igual a la fuerza total de resistencia. La componente efectiva de la fuerza gravitacional (figura 2.20) es paralela al fondo del canal e igual a:

$$\gamma.A.L.\text{sen}\theta = \gamma.A.L.S \quad (2.38)$$

Donde:

γ = peso específico unitario del agua.

A = área mojada.

θ = ángulo de la pendiente.

S = pendiente del canal.

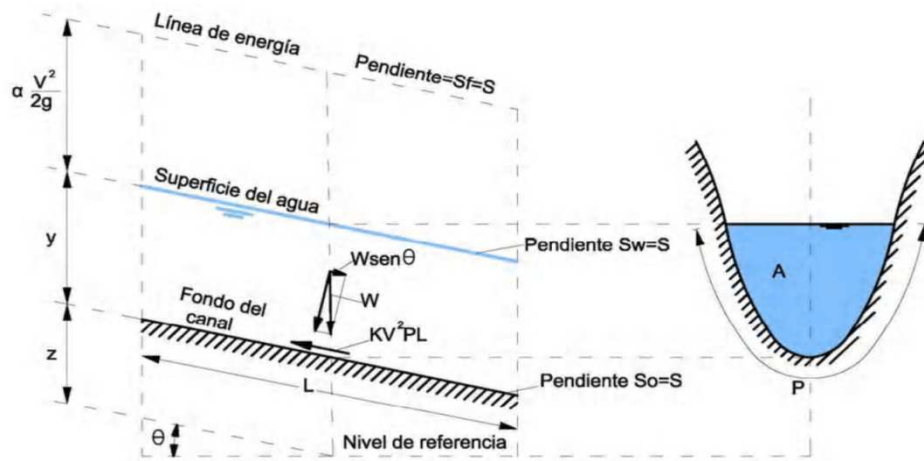


FIGURA 2.20.- Deducción de la ecuación de Chezy para flujo uniforme en un canal abierto.

Como en la práctica la pendiente en los canales es pequeña ($\theta \ll 5^\circ$), entonces:

$$\text{sen } \theta = \text{tg } \theta = S \quad (2.39)$$

Sustituyendo la fuerza total que resiste al flujo y la pendiente, resulta:

$$\gamma \cdot A \cdot L \cdot S = K \cdot V^2 \cdot P \cdot L \quad (2.40)$$

Despejando la velocidad se tiene:

$$V = \sqrt{\left(\frac{\gamma}{K}\right) \cdot \left(\frac{A}{P}\right) \cdot S} \quad (2.41)$$

Además sustituyendo $A/P = R$ y remplazando $\sqrt{(\gamma/K)}$ por un factor C , se tiene finalmente la ecuación de Chezy.

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot S}$$

Otros autores plantean una forma diferente de encontrar la ecuación de Chezy; si en la fórmula de Darcy-Weisbach aplicada en flujo por tuberías, para un conducto circular lleno, sustituimos el valor del diámetro “d” en función del radio hidráulico, ($d=4 \cdot R$) resulta:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{4 \cdot R} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (2.42)$$

Despejando la velocidad:

$$V = \sqrt{\frac{8 \cdot g \cdot R \cdot h_f}{L \cdot f}} = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{f}} \cdot \sqrt{\frac{R \cdot h_f}{L}} \quad (2.43)$$

Teniendo en cuenta que:

$$S = \frac{h_f}{L}; \quad C = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{f}}$$

Obtenemos finalmente:

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot S}$$

2.5.3.1. Cálculo del factor de resistencia de Chezy.

El valor del coeficiente C ha sido establecido por diversos autores, en formas empíricas basadas en experimentos que toman en cuenta diferentes constantes; entre las relaciones más conocidas tenemos las siguientes:

- a) **La ecuación de G.K.** en 1869, dos ingenieros suizos, E. Ganguillet y W.R. Kutter, publicaron una ecuación que expresa el valor de “C” en términos de la pendiente “S”, el radio hidráulico “R” y el coeficiente de rugosidad “n”, la ecuación es:

$$C = \frac{23 + \frac{0.0015}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0.0015}{S}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad (2.44)$$

Donde:

R = radio hidráulico en m.

S = pendiente de la línea de energía en m/m.

“n” = coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza de las paredes del canal; en la tabla 2.1, se presentan los valores de “n” propuestos por Horton.

Para pendientes menores que 0.0005, la fórmula de Ganguillet y Kutter tiene una forma particular establecida por W. R. Kutter, la cual se expresa como:

$$C = \frac{100 \cdot \sqrt{R}}{m + R} \quad (2.45)$$

Los valores del coeficiente de rugosidad “m” se muestran en la tabla 2.2.

- b) La ecuación de Bazin.** En 1897, el Ingeniero Hidráulico Francés Henry Bazin propuso una ecuación donde el “C” de Chezy se considera como una función de “R” pero no de “S”, de acuerdo a sus experiencias presentó, en el sistema métrico, la siguiente expresión de “C”:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\psi}{\sqrt{R}}} \quad (2.46)$$

Donde:

R = radio hidráulico en m.

ψ = coeficiente que depende de la rugosidad de las paredes del canal.

Bazin en forma experimental, determino algunos valores de ψ , los cuales son:

$\psi = 0.06$ para paredes de plancha metálica, cemento liso o madera cepillada.

$\psi = 0.16$ para paredes de ladrillo, o madera sin cepillar.

$\psi = 0.46$ para paredes de mampostería.

$\psi = 0.85$ para canales en tierra en superficie muy regular.

$\psi = 1.30$ para canales en tierra ordinarios.

$\psi = 1.75$ para canales en tierra muy rugosos, cubiertos con maleza y cantos rodados.

La tabla 2.3 proporciona valores de ψ , determinados por medición directa en gran número de canales.

- c) La ecuación de Powell.** En 1950, Powell sugirió una ecuación logarítmica para la rugosidad de canales artificiales. Esta ecuación, una función implícita de “C”, es:

$$C = -23.2 \cdot \log \left(1.811 \cdot \frac{C}{Re} + \frac{\varepsilon}{R} \right) \quad (2.47)$$

Donde:

R = radio hidráulico en m.

Re = número de Reynolds.

ε = coeficiente de rugosidad, valores tentativos se presentan en la tabla 2.4.

Para canales rugosos, el flujo por lo general es tan turbulento que “Re” se vuelve muy grande comparado con “C”; luego la ecuación (2.47) se aproxima a la forma:

$$C = 23.2 \cdot \log \left(\frac{R}{\varepsilon} \right) \quad (2.48)$$

Para canales lisos, la rugosidad superficial puede ser tan pequeña que “ ε ” se vuelve insignificante con “ R ”; luego la ecuación (2.47) se aproxima a la forma:

$$C = 2.32 \cdot \log \left(0.5521 \cdot \frac{Re}{C} \right) \quad (2.49)$$

2.5.4. Ecuación de Manning.

En 1889 el Ingeniero irlandés Robert Manning presentó, en una reunión de la Institución de los Ingenieros Civiles de Irlanda, la fórmula que tal vez sea la que mejor se adecua al flujo uniforme, la misma que se identifica por su nombre.

Esta fórmula en principio fue dada en forma compleja; simplificada posteriormente y expresada en el sistema métrico de la siguiente forma:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2.50)$$

Donde:

V = velocidad media, en m/s.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (el mismo “ n ” de G.K.).

R = radio hidráulico en m.

S = pendiente de la línea de energía, en m/m.

En este caso al compararla con la expresión general de la velocidad en flujo uniforme (2.35) queda: $C = 1/n$, $x = 2/3$ e $y = 1/2$.

Se trata pues, de una fórmula empírica basada en los datos experimentales de 170 observaciones llevadas a cabo por Bazin en canales artificiales con diferentes rugosidades y secciones, en las cuales el exponente “ R ” vario entre 0.6499 y 0.8395. Manning adoptó para este exponente el valor de $2/3$ como valor aproximado.

En lo que respecta al coeficiente de rugosidad, algunos autores sostienen que a diferencia del “ C ” de Chezy, “ n ” no es adimensional, por que tiene dimensiones de:

$$T \cdot L^{-1/3}$$

O en el caso específico de la ecuación (2.50) se tiene $[s/m^{1/3}]$. La ecuación de Manning en unidades S.I. puede ser convertida en unidades inglesas afectando a esta por un coeficiente. Con objeto de generalizar esta ecuación puede escribirse como:

$$V = \frac{\mu}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2.51)$$

$\mu = 1.00$ si son utilizadas unidades S.I.

$\mu = 1.49$ si son utilizadas unidades inglesas.

Combinando la fórmula de Manning y la ecuación de continuidad, la expresión para el cálculo del caudal es la siguiente:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2.52)$$

Donde:

Q = caudal, en m^3/s .

“ n ” = Coeficiente de rugosidad de Manning.

A = área de la sección transversal en m^2 .

R = radio hidráulico en m .

S = pendiente de la línea de energía, en m/m .

2.5.5. Comparación entre la fórmula de Chezy y de Manning.

En vista de que las ecuaciones de Chezy y Manning describen un mismo fenómeno, los coeficientes de “ C ” y “ n ” deben estar relacionados. Al igualar ambas ecuaciones se obtiene:

$$C \cdot \sqrt{R \cdot S} = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} \quad (2.53)$$

La ecuación (2.53) da una relación importante entre el “ C ” de Chezy y el “ n ” de Manning. El exponente del radio hidráulico en la ecuación de Manning no es una constante, si no que varia en un rango que por lo general depende de la forma y de la rugosidad del canal. La ecuación de flujo uniforme muy utilizada en la Unión Soviética es de este tipo y fue propuesta por Pavlovskii en 1925. En unidades métricas esta ecuación es:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^y \quad (2.54)$$

Donde:

$$y = 2.5 \cdot \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \cdot \sqrt{R} \cdot (\sqrt{n} - 0.10) \quad (2.55)$$

El exponente y depende del coeficiente de rugosidad y del radio hidráulico. Esta ecuación es válida para los valores de R entre 0.1 m y 3.0 m y para valores de “ n ” entre 0.011 y 0.040. Por lo general se sugieren las siguientes formas aproximadas de la ecuación (2.55):

$$y = 1.5 \cdot \sqrt{n} \quad \text{para } R < 1.0m \quad (2.56)$$

$$y = 1.3 \cdot \sqrt{n} \quad \text{para } R > 1.0m \quad (2.57)$$

Es muy importante recordar que las fórmulas indicadas por los diferentes autores son fórmulas empíricas, es decir, que han sido deducidas experimentalmente, por lo cual no son dimensionalmente homogéneas, de manera que las unidades del segundo miembro no son proporcionales a las del primero, por lo cual no entregaran unidades de velocidad ni de caudal.

2.6. EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD Y SU IMPORTANCIA.

El coeficiente de resistencia o de rugosidad llamado “ n ” de Manning, se define como el factor de resistencia al escurrimiento que expresa el equilibrio entre las fuerzas de masa y de presión y la resistencia al corte que ofrece la superficie del cauce o la energía que se disipa en el fluido a causa de la turbulencia de la corriente. La importancia de este valor radica en la dificultad que representa la selección de un valor adecuado de rugosidad para aplicar la ecuación de Manning. Con el fin de adquirir un conocimiento básico del problema y disminuir la incertidumbre que representa este, se plantea entender los factores

que afectan el valor de “ n ” y examinar y familiarizarse con canales de rugosidad compuesta.

2.6.1. Factores que afectan el coeficiente de rugosidad de Manning.

De los experimentos y mediciones realizadas se deduce que no puede pensarse que el valor de “ n ” de un canal dependa exclusivamente del material que compone el lecho de este y se mantenga invariable para diferentes condiciones de circulación. En realidad “ n ” varía ampliamente y depende de numerosos factores y estos interactúan unos con otros modificándose mutuamente.

Entre los factores que mayor influencia ejercen sobre el valor de “ n ” deben mencionarse los siguientes:

- **Rugosidad Superficial.** La rugosidad superficial se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forman el perímetro mojado y que producen un efecto retardador del flujo. Por lo general este se considera como el único factor para la selección del coeficiente de rugosidad, pero en realidad es solo uno de varios factores. En general, granos finos dan como resultado un valor relativamente bajo de “ n ”, y granos gruesos un valor alto.
En corrientes aluviales en las cuales el material es fino, como arena, arcilla, marga o limos, el efecto retardador es mucho menor que cuando el material es grueso, como las gravas o cantos rodados. También se debe destacar que en el caso de lechos de grano fino la variación del tirante afecta poco el valor de “ n ”. No ocurre así en los canales recubiertos de material muy rugoso, en los cuales a medida que disminuye el tirante su efecto se hace relativamente mayor y “ n ” crece aun más.
- **Vegetación.** La vegetación no solamente provoca una rugosidad adicional que retarda al flujo, si no que también reduce la capacidad del canal. Este efecto depende por completo de la altura, la densidad, la distribución y del tipo de vegetación.
- **Irregularidades en la conducción.** Las irregularidades del canal incluyen irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma de esta a lo largo del canal. En canales naturales, tales

irregularidades por lo general son producidas por la presencia de barras de arena, ondas de arena, crestas, depresiones, hoyos y montículos en el lecho del canal. Estas irregularidades introducen rugosidad adicional a la causada por la rugosidad superficial y otros factores. Un cambio gradual y uniforme en la sección transversal o en su tamaño y forma no produce efectos apreciables en el valor de “ n ”, pero cambios abruptos o alteraciones de secciones pequeñas y grandes requieren el uso de un valor grande de “ n ”. en este caso, el incremento de “ n ” puede ser 0.005 o mayor. Los cambios que hacen que el flujo cambie de manera sinuosa de un lado a otro de un canal producirían el mismo efecto.

- **Alineación de la conducción.** Curvas suaves con radios grandes producirían valores de “ n ” relativamente bajos, en tanto que curvas bruscas con meandros severos incrementarían el valor de “ n ”. Un aumento de 0.002 en el valor de “ n ” constituye una provisión adecuada para la pérdida en curvas en la mayor parte de las canaletas que contengan curvaturas pronunciadas sin importar que estén construidos en concreto o en otros materiales. La presencia de meandros en corrientes naturales, sin embargo, puede incrementar el valor de “ n ” en un 30%.
- **Sedimentación y socavación.** La sedimentación puede cambiar un canal muy irregular en uno relativamente uniforme y disminuir el valor de “ n ”, en tanto que la socavación puede hacer lo contrario e incrementar el “ n ”. Sin embargo, el efecto dominante de la sedimentación dependerá de la naturaleza del material depositado. Depósitos no uniformes, como las barras y ondulaciones de arena, constituyen irregularidades del canal e incrementan la rugosidad, la cantidad y uniformidad de la socavación dependerán del material que conforma el perímetro mojado. Así, un lecho de arena o de gravas se erosionará más uniformemente que un lecho de arcillas. La sedimentación de las arcillas erosionadas en terrenos aguas arriba tenderá a emparejar las irregularidades en un canal dragado a través de un suelo arcilloso.
- **Obstrucciones.** La presencia de obstrucciones de troncos, desechos de flujos, atascamientos, pilas de puente y estructuras similares tienden a incrementar el “ n ”. La magnitud de este aumento depende de la naturaleza de las obstrucciones, de su tamaño, forma, número y distribución.

- **Tamaño y forma de la conducción.** No existe evidencia definitiva acerca de que el tamaño y la forma del canal sean factores importantes que afecten el valor de “ n ”. un incremento en el radio hidráulico puede aumentar o disminuir “ n ”.
- **Tirante y caudal.** En la mayor parte de las corrientes naturales el valor de “ n ” disminuye con el aumento en el tirante y en el caudal, debido a que se reduce la influencia relativa de la rugosidad de las paredes y el fondo del canal. Cuando el agua es poco profunda, las irregularidades del fondo del canal quedan expuestas y sus efectos se vuelven pronunciados. Sin embargo, el valor de “ n ” puede ser grande con tirantes altos, si las bandas del cauce están cubiertas por pastos o son rugosas. Cuando el caudal es muy alto, la corriente puede rebosar sus bandas y una parte del flujo se localizara en la llamada superficie de inundación. El valor de “ n ” para planicies de inundación por lo general es mayor que el del canal en si y su magnitud depende de la condición superficial o la vegetación. Si el lecho y las bandas de un canal son suaves y regulares y la pendiente del fondo es uniforme, el valor de “ n ” puede permanecer constante para todos los niveles o tirantes; en estas condiciones a menudo se supone un valor constante de “ n ” para el cálculo de flujo. Esto ocurre principalmente en canales artificiales. En planicies de inundación el valor de “ n ” a menudo varía con el nivel de sumergencia de la vegetación correspondiente a niveles bajos.
- **Cambios estacionales.** Debido al crecimiento estacional de plantas acuáticas, hierbas, malezas, sauces y árboles en el canal o en las bandas del cauce, el valor de “ n ” puede aumentar en la estación de crecimiento y disminuir en la estación inactiva. Este cambio estacional puede producir cambios en otros factores.
- **Material suspendido y carga de fondo.** El material en suspensión y la carga de fondo, ya sea en movimiento o no, consumirá energía y causará una pérdida en altura e incrementará la rugosidad aparente del canal.

2.6.2. Canales de rugosidad compuesta.

Un canal artificial puede ser construido de modo que tenga porciones del perímetro mojado con rugosidades distintas, de la misma manera en los cauces naturales es muy difícil encontrar un río que tenga una rugosidad uniforme, lo que implica que a lo largo del perímetro mojado se pueden encontrar diferentes valores de “ n ”.

En este caso para la aplicación de la fórmula de Manning se debe calcular un valor de “ n ” ponderado equivalente, representativo de todo el perímetro mojado de la sección.

Para la determinación de la rugosidad ponderada, el área hidráulica se divide imaginariamente en N partes: $A_1, A_2, \dots, A_N$; de las cuales los perímetros mojados: $P_1, P_2, \dots, P_N$, y los coeficientes de rugosidad $n_1, n_2, \dots, n_N$ son conocidos.

Hay una serie de criterios utilizados para el cálculo de “ n ” ponderado, así por ejemplo:

- a) *Horton y Einstein* suponen que cada parte del área hidráulica tiene la misma velocidad media que la sección completa $V_1 = V_2 = \dots = V_N = V$.

De la fórmula de Manning (2.50) se tiene:

$$R_i = \left(\frac{V_i \cdot n_i}{S^{1/2}} \right)^{3/2} \quad (2.58)$$

$$R = \frac{A}{P} \rightarrow A = R \cdot P \quad (2.59)$$

Sustituyendo (2.58) en (2.59), resulta:

$$A_i = \left(\frac{V_i \cdot n_i}{S^{1/2}} \right)^{3/2} \cdot P_i \quad (2.60)$$

El área total es la suma de las áreas parciales, es decir:

$$A = A_1 + A_2 + \dots + A_N \quad (2.61)$$

Relacionando la ecuación (2.60) y (2.61) tenemos:

$$\left(\frac{V \cdot n}{S^{1/2}} \right)^{3/2} \cdot P = \left(\frac{V_1 \cdot n_1}{S^{1/2}} \right)^{3/2} \cdot P_1 + \left(\frac{V_2 \cdot n_2}{S^{1/2}} \right)^{3/2} \cdot P_2 + \dots + \left(\frac{V_N \cdot n_N}{S^{1/2}} \right)^{3/2} \cdot P_N \quad (2.62)$$

Siendo la pendiente la pendiente la misma y tomando la consideración de Horton y Einstein ($V_1 = V_2 = \dots = V_N = V$), se tiene:

$$n = \left[\frac{P_1 \cdot n_1^{3/2} + P_2 \cdot n_2^{3/2} + \dots + P_N \cdot n_N^{3/2}}{P} \right]^{2/3} \quad (2.63)$$

O también:

$$n = \left[\frac{\sum_{i=1}^N P_i \cdot n_i^{1.5}}{P} \right]^{2/3} \quad (2.64)$$

- b) *Pavloski, Muhlbofer y Banks* se suponen que la fuerza total resistente al flujo, es igual a la suma de las mismas fuerzas desarrolladas sobre cada porción del perímetro, con lo cual se obtiene el siguiente valor de “n”:

$$n = \left[\frac{P_1 \cdot n_1^2 + P_2 \cdot n_2^2 + \dots + P_N \cdot n_N^2}{P} \right]^{1/2} \quad (2.65)$$

O también:

$$n = \left[\frac{\sum_{i=1}^N P_i \cdot n_i^2}{P} \right]^{1/2} \quad (2.66)$$

- c) *Lotter* supone, que el caudal total es igual a la suma de los caudales de la porciones de área, con lo cual obtiene:

$$n = \frac{P \cdot R^{5/3}}{\frac{P_1 \cdot R_1^{5/3}}{n_1} + \frac{P_2 \cdot R_2^{5/3}}{n_2} + \dots + \frac{P_N \cdot R_N^{5/3}}{n_N}} \quad (2.67)$$

O también:

$$n = \frac{P \cdot R^{5/3}}{\sum_{i=1}^N \frac{P_i \cdot R_i^{5/3}}{n_i}} \quad (2.68)$$

Hasta ahora no existen resultados que indiquen mayor precisión con un criterio respecto al otro, por lo que se puede utilizar cualquiera de ellos.

2.7. MÉTODO INVERSO DE LA ECUACIÓN DE MANNING.

Mientras que las ecuaciones de Chezy (2.36) y Manning (2.50) son las más empleadas en la Ingeniería Hidráulica, Myers (1990) cita que la ventaja de usar el factor de Darcy-Weisbach para trabajos científicos reside en que dicho coeficiente es adimensional y permite la comparación con otros experimentos (Martin y Myers, 1991).

La relación entre los tres coeficientes es la siguiente:

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} = \sqrt{\frac{8g}{f}} \quad (2.69)$$

Donde “C” es el coeficiente de Chezy ($\text{m}^{1/2} \text{s}^{-1}$); “n” es el coeficiente de Manning ($\text{s m}^{-1/3}$); “f” es el factor de Darcy-Weisbach ().

La ecuación de Manning (2.52) se escribe como:

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

Donde “S” es la pendiente de la línea de energía.

Para disminuir los errores que pueden provocar las diferencias de flujo, Ceirano y colaboradores, apoyados en una serie de mediciones en el campo, además de dividir el sistema en subcomponentes, separaron el escurrimiento del cauce principal y de la correspondiente planicie de inundación, bajo la hipótesis de que existe el mismo nivel de agua en ambos y por lo tanto no hay pendiente transversal. Teniendo en cuenta lo anterior el caudal total “Qt” se puede expresar como:

$$Q_t = Q_p + Q_i \quad (2.70)$$

El problema directo consiste en que “n” es un parámetro de ajuste, “Sf”, “A” y “R” son datos y la incógnita es el “Q”.

El problema inverso es que el caudal es dato y la incógnita es el Coeficiente de Rugosidad de Manning y rescribiendo la ecuación para el cauce principal y la planicie de inundación obtenemos las siguientes expresiones:

$$n_p = \frac{1}{Q_p} A_p R_p^{2/3} S_p^{1/2} \quad (2.71)$$

$$n_i = \frac{1}{Q_i} A_i R_i^{2/3} S_i^{1/2} \quad (2.72)$$

Donde " n_p " y " n_l " constituyen las rugosidades de Manning del cauce principal y de la planicie de inundación respectivamente.

Para poder aplicar esta metodología se requiere tener observaciones de alturas y caudales en la sección considerada. En este caso se dispone de mediciones de aforos de caudales en la estación de Obrajes por lo que será en ese lugar donde se aplique este método.

TABLA 2.1.- Valores de “n” dados por Horton, para ser usados en las fórmulas de Kutter y de Manning.

Superficie	Condiciones de las paredes			
	Perfectas	Buenas	Medianamente Buenas	Malas
Tubería hierro forjado negro comercial	0,0120	0,0130	0,0140	0,0150
Tubería hierro forjado galvanizado comercial	0,0130	0,0140	0,0150	0,0170
Tubería de latón o vidrio	0,0090	0,0100	0,0110	0,0130
Tubería acero remachado en espiral	0,0130	0,015*	0,0170	
Tubería de barro vitrificado	0,0100	0,013*	0,0150	0,0170
Tubos comunes de barro para drenaje	0,0110	0,012*	0,014*	0,0170
Tabique vidriado	0,0110	0,0120	0,013*	0,0150
Tabique con mortero de cemento	0,0120	0,0130	0,015*	0,0170
Superficies de cemento pulido	0,0100	0,0110	0,0120	0,0130
Superficies aplanadas con mortero de cemento	0,0110	0,0120	0,013*	0,0150
Tuberías de concreto	0,0120	0,0130	0,015*	0,0160
Tuberías de duela	0,0100	0,0110	0,0120	0,0130
Acueductos de tablón				
Labrado	0,0100	0,012*	0,0130	0,0140
Sin labrar	0,0110	0,013*	0,0140	0,0150
Con astillas	0,0120	0,015*	0,0160	
Canales revestidos con concreto	0,0120	0,014*	0,016*	0,0180
Superficie de mampostería con cemento	0,0170	0,0200	0,0250	0,0300
Superficie de mampostería en seco	0,0250	0,0300	0,0330	0,0350
Acueductos semicirculares metálicos, lisos	0,0110	0,0120	0,0130	0,0150
Acueductos semicirculares metálicos corrugados	0,0225	0,0250	0,0275	0,0300
Canales y zanjas				
En tierra, alineados y uniformes	0,0170	0,0200	0,0225	0,025*
En roca, lisos y uniformes	0,0250	0,0300	0,033*	0,0350
En roca, con salientes y sinuosos	0,0350	0,0400	0,0450	
Sinuosos y de escurrimiento lento	0,0225	0,025*	0,0275	0,0300
Dragados en tierra	0,0250	0,0275*	0,0300	0,0330
Con lecho pedregoso y bordos de tierra enhierbados	0,0250	0,0300	0,035*	0,0400
Plantilla de tierra, taludes ásperos	0,0280	0,030*	0,033*	0,0350
Corrientes naturales				
Limpios, bordos, rectos, llenos sin hendiduras ni charcos profundos	0,0250	0,0275	0,0300	0,0330
Limpios, bordos, rectos, llenos sin hendiduras ni charcos profundos; pero con algo de hierba y piedra	0,0300	0,0330	0,0350	0,0400
Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio	0,0330	0,0350	0,0400	0,0450
Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio; de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente	0,0400	0,0450	0,0500	0,0550
Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio; algo de hierba y piedras	0,0350	0,0400	0,0450	0,0500
Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio; de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente, en secciones pedregosas	0,0450	0,0500	0,0550	0,0600
Ríos con tramos lentos, cauce enhierbado o con charcos profundos	0,0500	0,0600	0,0700	0,0800
Playas muy enhierbadas	0,0750	0,1000	0,1250	0,1500

(*) Valores de uso común para proyectos

Fuente: Hidráulica del Coronel Samuel Trueba

TABLA 2.2.- Valores del coeficiente m de rugosidad usados en la fórmula de Kutter para pendiente menores a 0.0005.

Forma	Descripción	m
Semicircular	Superficie muy lisa. Cemento muy pulido	0,12
	Superficie bastante lisa. Madera cepillada	0,15
Rectangular y otras	Superficie bien terminada	0,20
	Superficie usada, tuberías de abastecimiento de agua con mucho tiempo de servicio, pero sin incrustaciones	0,25
	Piedra labrada pero bien acabada	0.30-0.35
	Piedra no bien terminada, usada	0,45
	Piedra rustica, fondo con poco lodo	0,55
	Piedra mal terminada, fondo fangoso	0,75
	Piedra antigua, sin vegetación, fangoso	1,00
	Fondo rocoso. Ancho inferior a 150 m. Poca vegetación	1,25
Trapezoidal	Sección definida, en tierra sin vegetación	1,50
	En tierra con fondo pedregoso o fangoso con poca vegetación y ancho superior a 2 m (corresponde a algunos arroyos y ríos)	1,75
	En tierra con vegetación muy abundante, con mal mantenimiento, lecho fangoso y arrastre de material de fondo	2,50

Fuente: Hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha.

TABLA 2.3.- Valores de ψ para emplearse en la fórmula de Bazin.

Superficie	Naturaleza de las paredes			
	Perfectas	Buenas	Medianamente buenas	Malas
Tubos de albañal, vitrificados	0,06	0,22	0,33	0,50
Tubos de arcilla común, para drenaje	0,11	0,17	0,28	0,50
Mampostería con mortero de cemento	0,14	0,22	0,33	0,50
Superficies de cemento pulidas		0,06	0,14	0,22
Aplanados de cemento	0,06	0,11	0,22	0,33
Tubería de concreto	0,14	0,22	0,33	0,41
Acueductos de duela o tablones, cepillados		0,14	0,22	0,28
Acueductos de tablones sin cepillar	0,06	0,22	0,28	0,33
Acueductos de tablones con astillas y palos	0,14	0,33	0,41	0,55
Canales revestidos con concreto	0,14	0,28	0,41	0,55
Mampostería de piedras irregulares o sin labrar	0,50	0,69	1,05	1,38
Mampostería seca, zampeados	1,90	1,38	1,60	1,74
Piedra labrada, sillería, paredes de ladrillo	0,22	0,28	0,36	0,50
Acueductos de lámina, lisos	0,06	0,14	0,22	0,33
Acueductos de lámina corrugada	0,88	1,05	1,21	1,38
Canales de tierra, con maleza y piedras, sinuosos, etc.	1,05	1,38	1,74	2,10
Canales excavados en roca	1,38	1,74	2,04	2,32
Corrientes naturales, en buenas condiciones	1,05	1,38	1,74	2,10
Corrientes naturales, con maleza, cantos rodados, rocas	1,74	2,43	3,48	4,86

Fuente: Hidráulica del Coronel Samuel Trueba

TABLA 2.4.- Valores tentativos de ε de Powell.

Descripción del canal	ε de Powell	
	Nuevo	Viejo
Superficie de cemento pulido	0,0002	0,0004
Canaletas de tablonos de madera sin cepillar	0,0010	0,0017
Canales revestidos en concreto	0,0040	0,0060
Canales en tierra, rectos y uniformes	0,0400	
Canales en tierra, dragados	0,1000	

Fuente: Hidráulica de canales de Ven Te Chow.

3.1. IDENTIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL TRAMO.

El desarrollo de este proyecto se llevo a cabo en la ciudad de Tarija-Bolivia más propiamente en la provincia Cercado, sobre las aguas del río Guadalquivir perteneciente a la cuenca del Bermejo sub-cuenca del Guadalquivir, a la altura de una estación del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), que recibe el nombre de estación de Obrajes ubicada a $21^{\circ}31'$ latitud Sur y $64^{\circ}46'$ longitud Oeste y a una altitud aproximada de 1890 m.s.n.m., la figura 3.1 muestra la ubicación del tramo en estudio con referencia a la ciudad de Tarija.

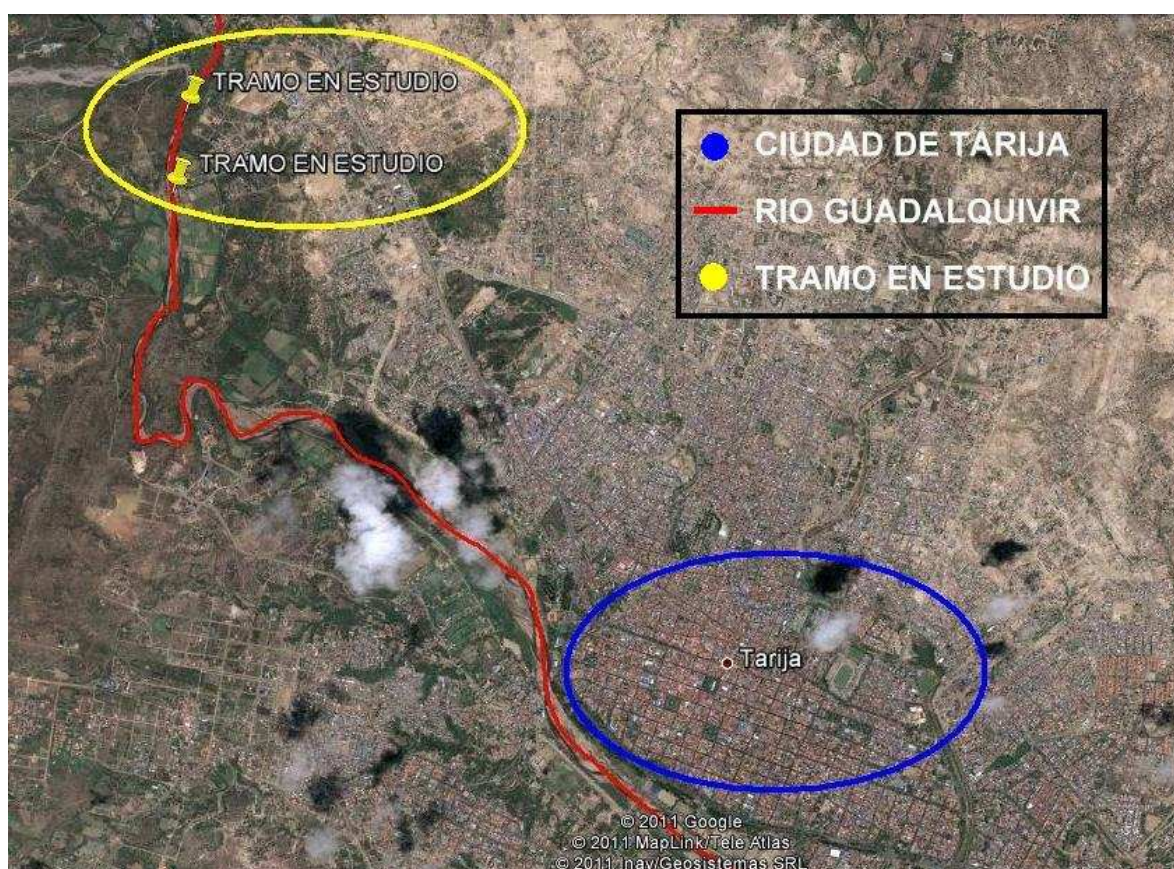


FIGURA 3.1.- Ubicación del tramo en la ciudad de Tarija.

El estudio se realizó en un tramo más o menos recto de unos 400 metros de longitud el mismo se encuentra sobre las aguas del río Guadalquivir y cuenta con el aporte de tres ríos que se unen aguas arriba de la sección de aforo, los cuales son: el río Guadalquivir que se une con el río de Erquis (figura3.2) a 850 metros aguas arriba de la sección de aforo, a la

altura del puente de Tomatitas ubicado a 5 kilómetros de la ciudad de Tarija sobre la carretera al norte; a 500 metros aguas arriba de la sección de aforo (figura 3.3) también aporta sus aguas el río de La Victoria que en época de estiaje es prácticamente seco debido a la toma de agua potable que tiene instalada COSSALT aguas arriba del mismo, pero en época de lluvias sus caudales de crecidas pueden llegar a valores considerables; en el tramo en estudio se puede observar que el lecho de este es de un suelo granular en la parte central y a medida que nos acercamos a las orillas se ve que la cantidad de arenas y suelos finos van en aumento pero sin denotar esto una delimitación del suelo bien definida, sobre ambas orillas o bandas del río puede observarse la presencia de vegetación como ser pasto y árboles los cuales serán la planicie de inundación en las crecidas.



FIGURA 3.2.- Unión de los ríos Guadalquivir y Erquis.

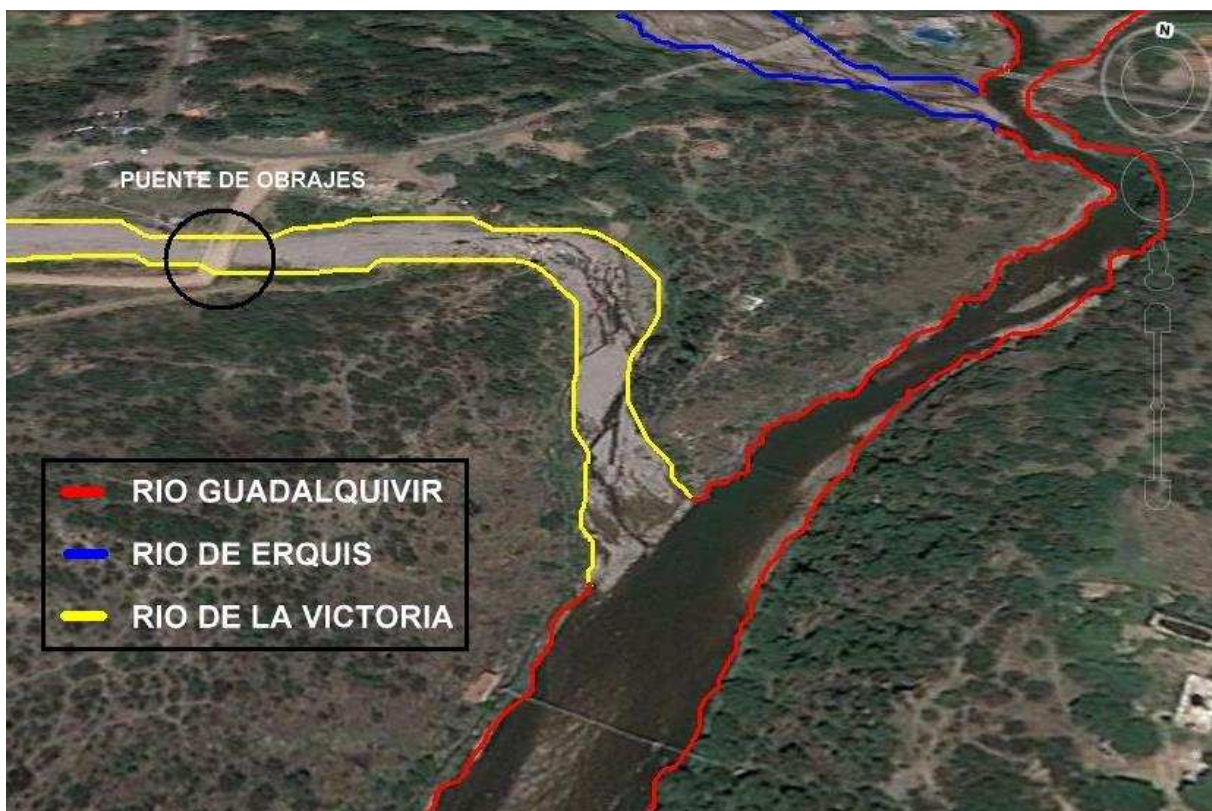


FIGURA 3.3.- Unión de los ríos Guadalquivir y de La Victoria.

El aporte total de los ríos mencionados y la presencia de una vasta planicie de inundación hace que este tramo sea ideal para el desarrollo de este trabajo ya que, con seguridad el caudal que circula por la sección de aforo cuando ocurran las máximas crecidas cubrirá la planicie de inundación lo que ofrecerá una resistencia adicional a la del lecho del río.

3.2. PROPIEDADES GEOMETRICAS E HIDRÁULICAS DE LA SECCIÓN.

Para el desarrollo de este trabajo se requiere determinar la pendiente media del tramo y del perfil transversal de la sección, para lo cual se realizó un levantamiento topográfico con estación total marca Leica, el mismo que se muestra en el Anexo I; y se siguió el procedimiento que se describe a continuación:

3.2.1. Pendiente media del tramo.

Para la determinación de la pendiente media del tramo se realizó un levantamiento topográfico desde el puente de Tomatitas, ubicado a unos 800 metros aguas arriba de la

sección de aforo hasta el puente de Obrajes ubicado a unos 200 metros aguas abajo de la misma, se considera este tramo debido a que la pendiente aguas arriba de la sección de aforo tiene influencia en el flujo de caudales y principalmente en la velocidad de circulación en la misma; para el cálculo de la pendiente se uso el método de Taylor-Schwarz el cual se describe a continuación:

Si consideramos un tramo de longitud total L como muestra la figura 3.4 y dividimos este tramo en longitudes $l_1, l_2, \dots, l_n$, considerando que $L=l_1+l_2+\dots+l_n$; y teniendo en cuenta que $l_1 \neq l_2 \neq l_n$, además si determinamos sus respectivas pendientes $S_1, S_2, \dots, S_n$; entonces la pendiente media “ S_m ” será:

$$S_m = \left(\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_n}{\sqrt{S_n}}} \right)^2 \quad (3.1)$$

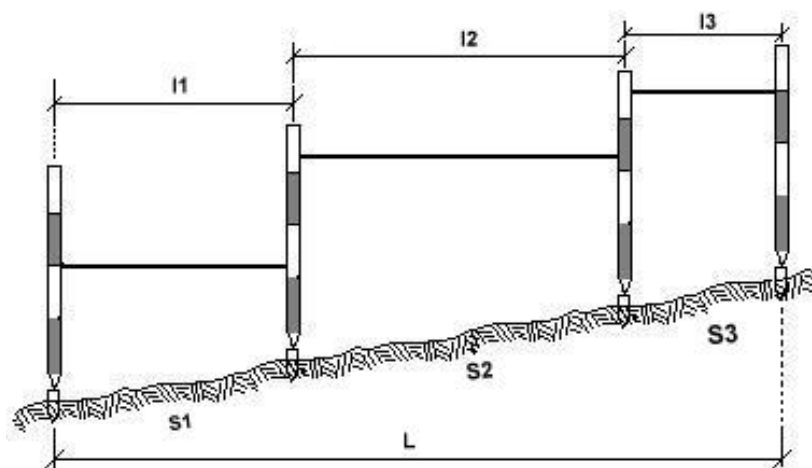


FIGURA 3.4.- Aplicación del método de Taylor para determinar la pendiente media.

Para aplicar este método, como se conoce del levantamiento topográfico la altitud o cota Z y las coordenadas X e Y se procedió a determinar la distancia entre dos puntos y la pendiente de cada sub-tramo, para luego aplicar la ecuación (3.2).

La pendiente media del tramo en estudio es de:

$$S_m = 2.3 \text{ ‰}$$

Las pendientes y las distancias de cada uno de los sub-tramos se muestran en el Anexo I.A y la figura 3.5 muestra el perfil longitudinal del cauce en el tramo considerado para el estudio y en la misma también se marca la ubicación del punto de aforo.

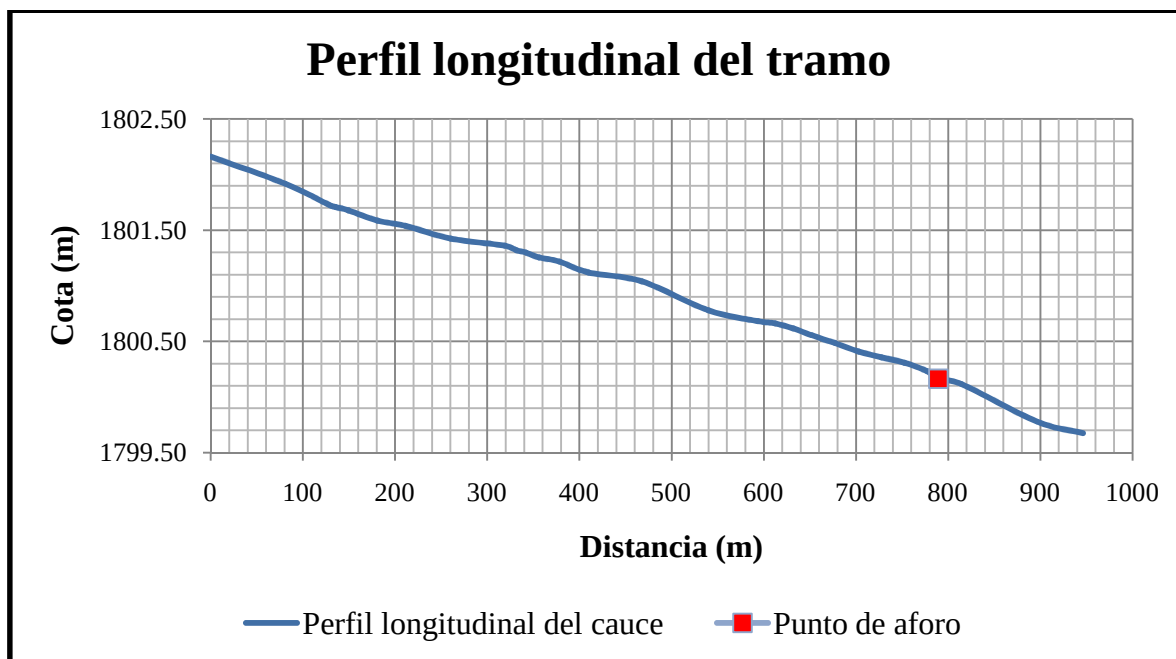


FIGURA 3.5.- Perfil longitudinal del tramo en estudio.

3.2.2. Perfil transversal de la sección.

Para la determinación de la sección o perfil transversal del tramo en estudio se realizó un levantamiento topográfico similar al que se muestra en la figura 3.6, definiendo una transversal que corte perpendicularmente al río, para luego realizar la lectura de los puntos en donde los desniveles varíen, en este caso se trabajó con tres secciones como muestra la figura 3.7, la primera a 170 m aguas abajo de la sección de aforo (figura 3.8), la segunda ubicada sobre la sección de aforo (figura 3.9) y la última a 130 metros aguas arriba de la misma (figura 3.10), luego con el fin de obtener la más representativa se graficó una encima de otra para determinar una nueva sección que se asumirá como constante para todo el tramo en estudio, la misma se muestra en la figura 3.11.

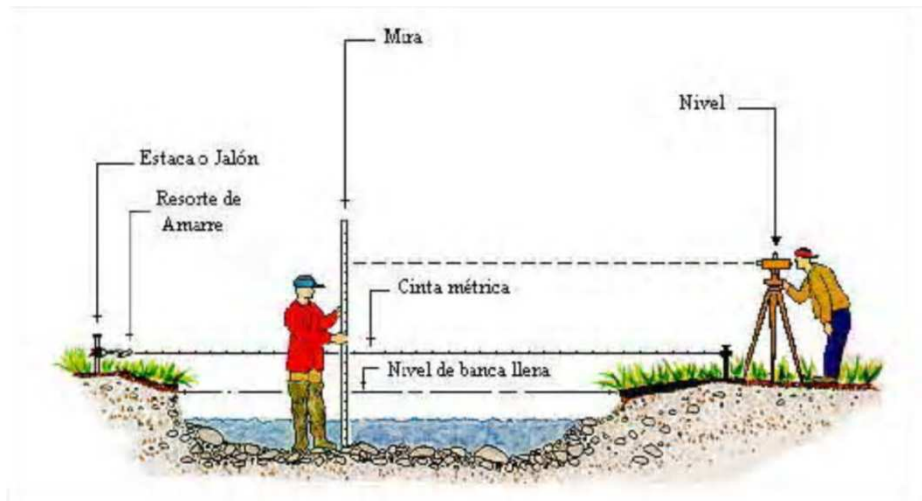


FIGURA 3.6.- Levantamiento topográfico de la sección transversal.

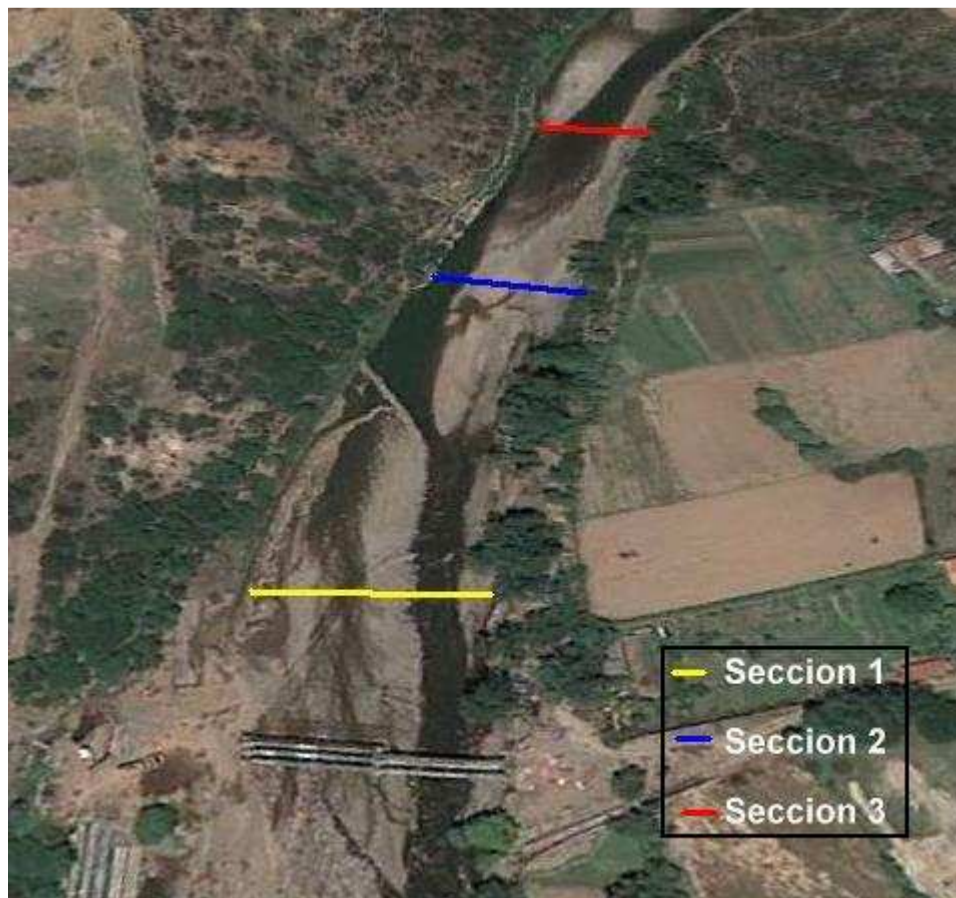


FIGURA 3.7.- Ubicación de las secciones consideradas en el tramo.

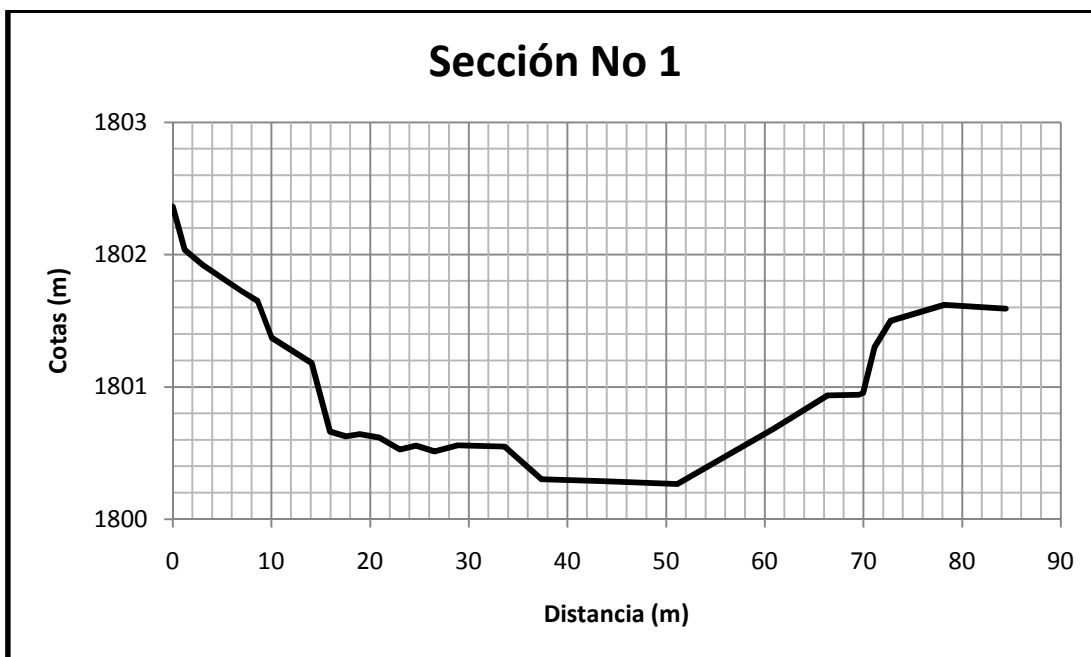


FIGURA 3.8.- Perfil transversal de la sección N° 1 ubicada a 170 metros aguas abajo de la sección de aforo.

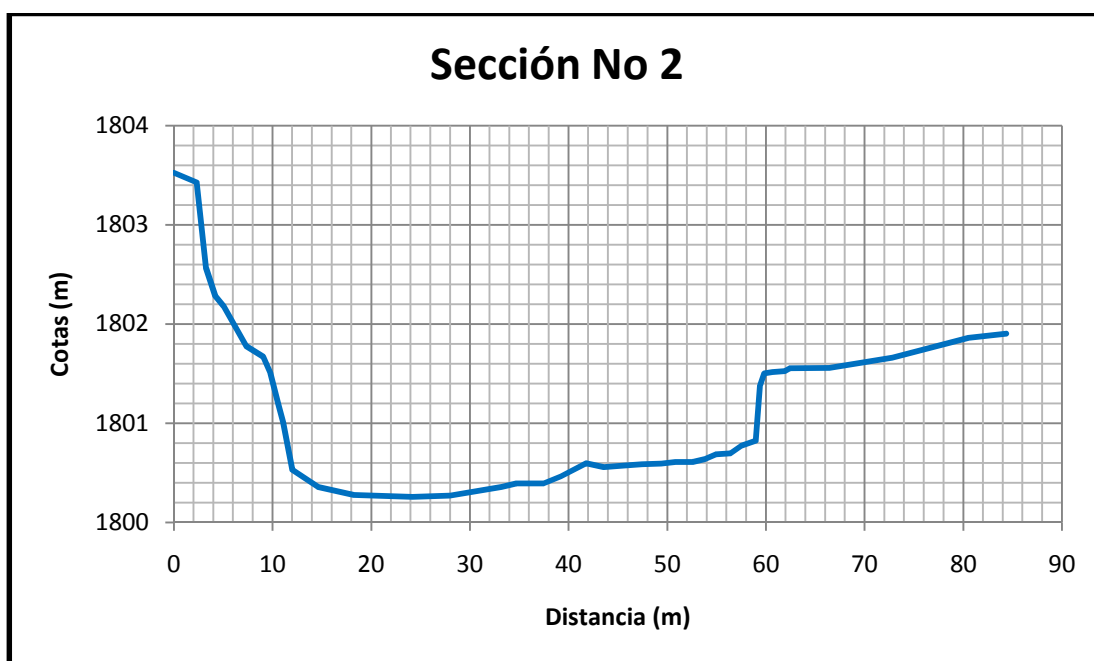


FIGURA 3.9.- Perfil transversal de la sección N° 2 ubicada sobre la sección de aforo.

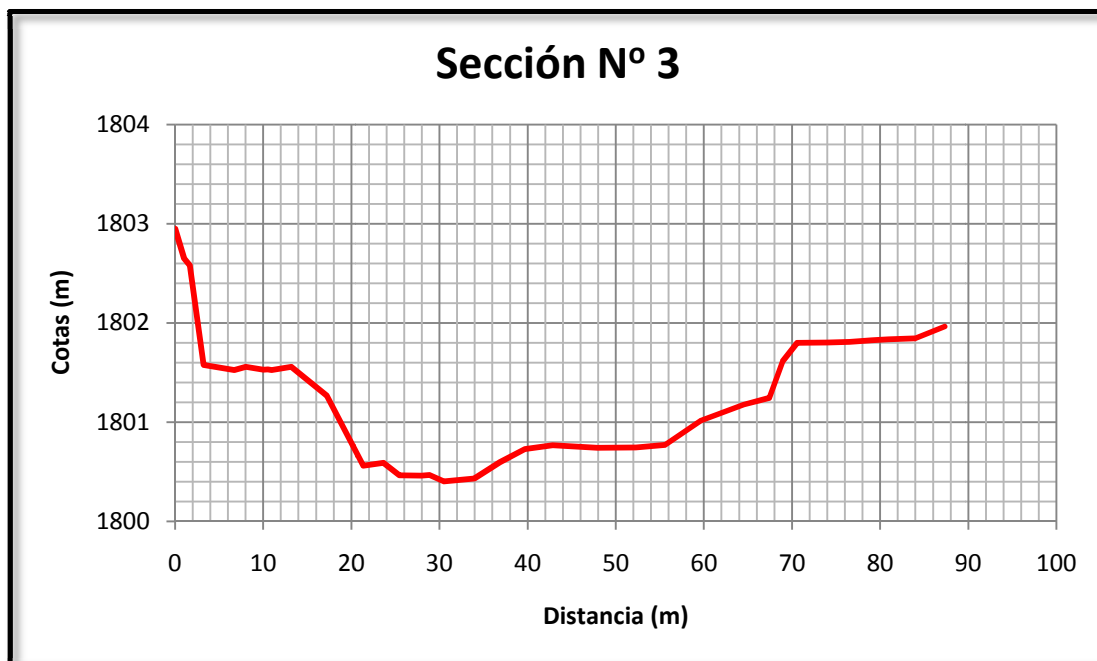


FIGURA 3.10.- Perfil transversal de la sección N° 3 ubicada a 130 metros aguas arriba de la sección de aforo.

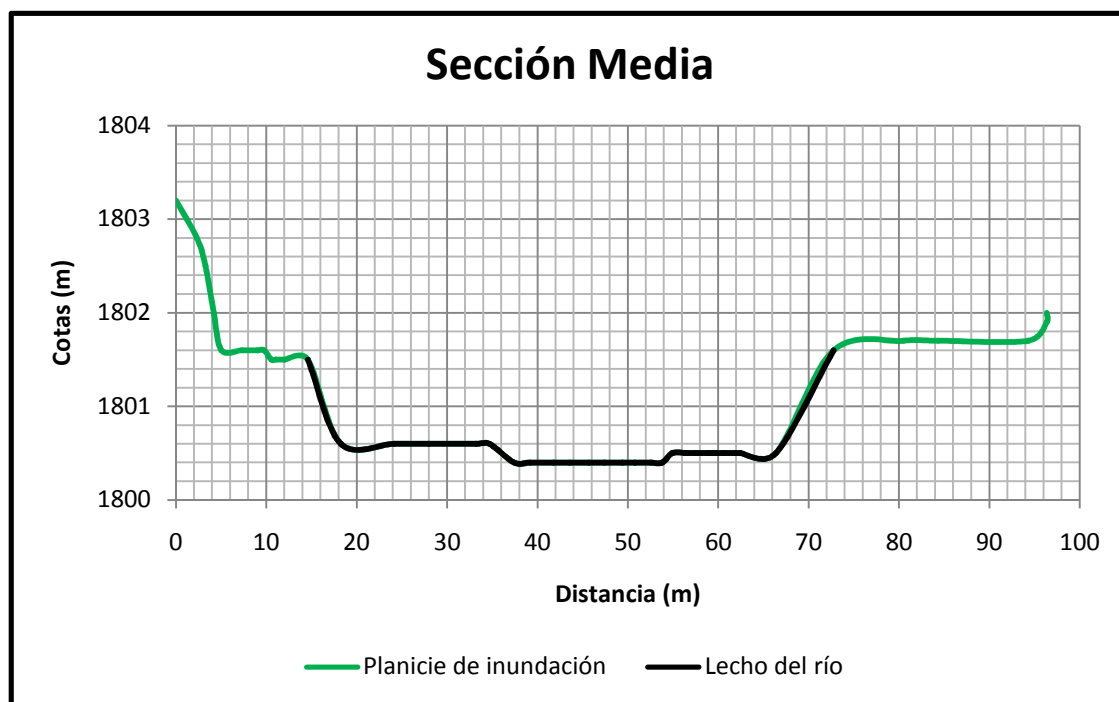


FIGURA 3.11.- Perfil transversal asumido como constante para el tramo en estudio.

En el caso de la figura 3.11 a la banda derecha considerando el sentido del flujo se encuentran niveles elevados en los cuales predomina la presencia de árboles y vegetación alta, a medida que nos acercamos al centro del perfil primero se puede observar la presencia de suelo granular mezclado con arenas y suelos finos para después encontrarnos con un sector donde predomina al material granular, en la banda izquierda se puede observar que predominan la vegetación corta hasta cierto punto para después encontrarnos con árboles y sembradíos; las cotas o niveles llegan a un punto en el que se mantienen prácticamente constantes, esta delimitación es aproximada y se asume como constante para el tramo en estudio con el fin de facilitar el trabajo.



FOTOGRAFÍA 3.1.- Banda derecha del tramo en estudio aguas abajo de la sección de aforo.



FOTOGRAFÍA 3.2.- Banda derecha del tramo en estudio aguas arriba de la sección de aforo.

En las fotografías 3.1 y 3.2 se puede observar la banda derecha del tramo en estudio, en la misma se ve la planicie de inundación compuesta por árboles y vegetación alta, además del material granular que compone la mayor parte del perímetro de la sección transversal.



FOTOGRAFÍA 3.3.- Banda izquierda del tramo en estudio aguas abajo de la sección de aforo.



FOTOGRAFÍA 3.4.- Banda izquierda del tramo en estudio a la altura de la sección de aforo.

En las fotografías 3.3 y 3.4 se puede observar la banda izquierda del tramo en estudio, en la misma se puede ver que existe una delimitación mas o menos definida entre el material del lecho del río y la planicie de inundación además de que se puede observar la mezcla que existe entre el material granular y el material fino a medida que nos acercamos a la planicie de inundación.

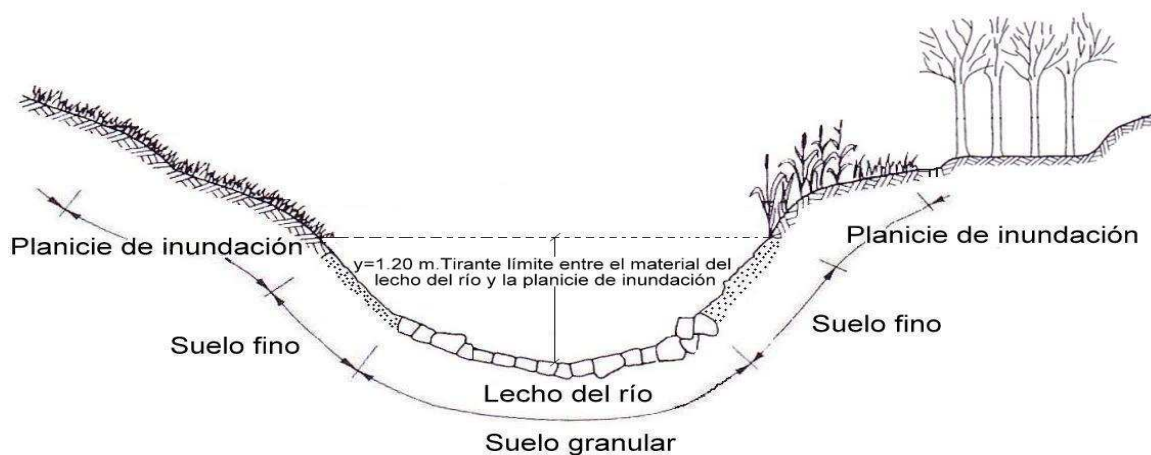


FIGURA 3.12.- Distribución aproximada del material del lecho del río y la planicie de inundación en el tramo.

La figura 3.12 muestra un esquema aproximado de la distribución de rugosidades en el perfil transversal del tramo en estudio.

En función de los perfiles determinados se asume aproximadamente un tirante de 1.20 m como límite entre el material del lecho del río y la planicie de inundación, esto no quiere decir que a tirantes menores a los 1.20 m no exista vegetación a lo largo de todo el tramo en estudio, si no que, a niveles menores que este la vegetación es escasa y con el fin de poder separar lo que es material del lecho y planicie de inundación se considera a la influencia de esta vegetación como despreciable.

3.3. CUANTIFICACIÓN DE CAUDALES.

La información necesaria para la elaboración de este trabajo fue proporcionada en su totalidad por el SENAMHI, para la recopilación de esta se hace uso de la hidrometría que es la ciencia que trata la medición y análisis del agua incluyendo los métodos, técnicas e instrumentos utilizados en la hidrología para la cuantificación de caudales; para un mejor entendimiento del procedimiento de cálculo el autor plantea una breve explicación de los pasos que lleva a cabo el SENAMHI para la cuantificación de caudales.

3.3.1. Métodos de aforo.

3.3.1.1. Molinete hidráulico.

Como principal método de aforo el SENAMHI hace uso del molinete hidráulico que es un aparato construido de paletas o conchas móviles, las cuales, impulsadas por el líquido, dan el número de revoluciones proporcional a la velocidad de la corriente.

Este método consiste básicamente en medir en un área transversal de la corriente, previamente determinada, las velocidades de flujo con las cuales se puede obtener luego el caudal. El lugar elegido para hacer el aforo o medición debe cumplir los siguientes requisitos:

- La sección transversal debe estar bien definida y que en lo posible no se presente agradación y degradación del lecho.
- Debe tener fácil acceso.

- Debe estar en un sitio recto, para evitar las sobre elevaciones y cambios en la profundidad producidos por curvas.

En el sitio que se decidió hacer el aforo, se hace un levantamiento topográfico completo de la sección transversal, el cual dependiendo de su ancho y profundidad, puede hacerse con una cinta métrica o con un equipo de topografía similar al que muestra la figura 3.6.

La sección escogida se divide en tramos iguales tal como se muestra en la figura 3.13. En cada vertical, de las varias en que se divide la sección, se miden velocidades con el molinete a 0.2, 0.6 y 0.8 de la profundidad total. Cada vertical tiene su respectiva área de influencia (sombreada en la gráfica), la cual se determina de la siguiente manera:

Una vez conocido el tirante inicial y_i , y el final y_{i+1} del área de influencia A_i , se determina el tirante promedio:

$$\bar{y} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \quad (3.2)$$

Luego calculamos el área de influencia A_i , mediante la siguiente fórmula:

$$A_1 = \bar{y}_1 \cdot b \quad (3.3)$$

Donde: b = ancho del área de influencia.

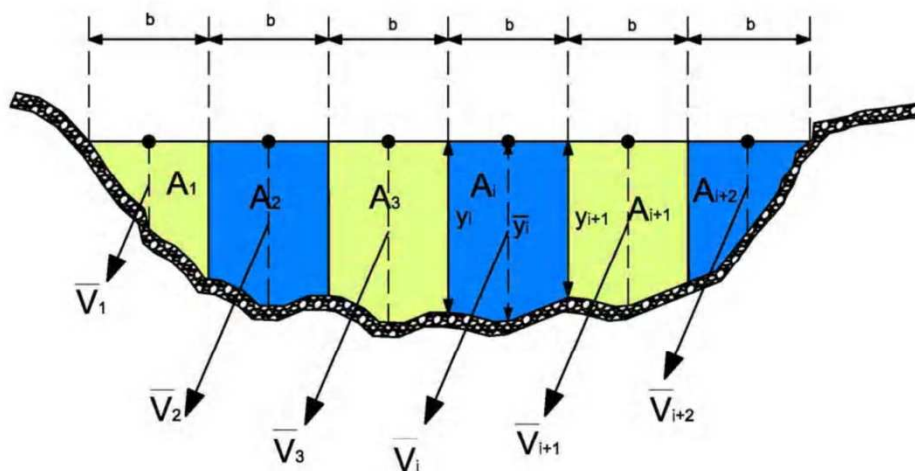


FIGURA 3.13.- Sección transversal en el punto de aforo.

Las verticales deben tener las siguientes características:

La velocidad media en cada vertical se determina como:

$$\bar{V}_i = \frac{V_{0.2} + 2 \cdot V_{0.6} + V_{0.8}}{4} \quad (3.4)$$

y el caudal Q_i correspondiente a la respectiva área de influencia A_i , es:

$$Q_i = \bar{V}_i \cdot A_i \quad (3.5)$$

el caudal total Q_T , será entonces:

$$Q_T = \sum_{i=1}^n Q_i \quad (3.6)$$

3.3.1.2. Limnómetro y limnógrafo.

El limnómetro no es más que una regla graduada que permite medir las fluctuaciones del nivel del agua, como muestra la figura 3.14, las características principales con las que debe contar un limnómetro son las siguientes:

- a) Deben ser precisos y estar claramente graduados.
- b) Deben ser resistentes a la corrosión y de fácil mantenimiento.
- c) Deben ser fáciles de instalar y utilizar.
- d) Las graduaciones deben ser claras y permanentes. Los números deben ser claramente legibles y estar situados de manera que no haya ninguna posibilidad de ambigüedad.



FIGURA 3.14.- Ubicación del limnómetro.

El limnógrafo en cambio es un aparato inscriptor provisto de un mecanismo de relojería y de dispositivos que permiten registrar la altura de agua de forma continua, a diferencia del limnómetro en el cual, sólo se registrarán los niveles cuando se haga la respectiva lectura de la regla graduada; a continuación se describe de forma sencilla al limnógrafo:

El limnógrafo está conformado como muestra la figura 3.15 por: un flotador (1) y contrapeso (2) los cuales con un cable (3) son conectados a un dispositivo de reducción (4), el que acciona el husillo con ranuras helicoidales (5), sobre el cual juega el dispositivo portaplumilla con plumilla (6) y un tambor (7), que puede estar colocado horizontal o verticalmente, la figura 3.16 muestra la ubicación de una estación hidrométrica que cuenta con un limnógrafo.

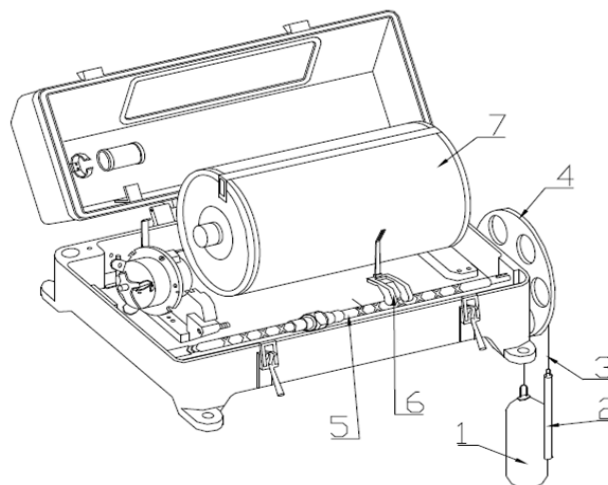


FIGURA 3.15.- Partes del limnógrafo.

La plumilla graficará los niveles en función del tiempo en lo que se conoce como limnograma. La principal ventaja del limnógrafo sobre el limnómetro radica en que para la operación adecuada del limnómetro un operador deberá visitar mínimamente 3 veces al día el lugar donde está ubicado este y registrar los niveles, en los cuales puede cometer errores como el de paralaje por ejemplo; en cambio el limnógrafo sólo debe ser visitado cuando la cinta se acabe, este tiempo puede ser de hasta meses dependiendo de la capacidad de la cinta que se instale.

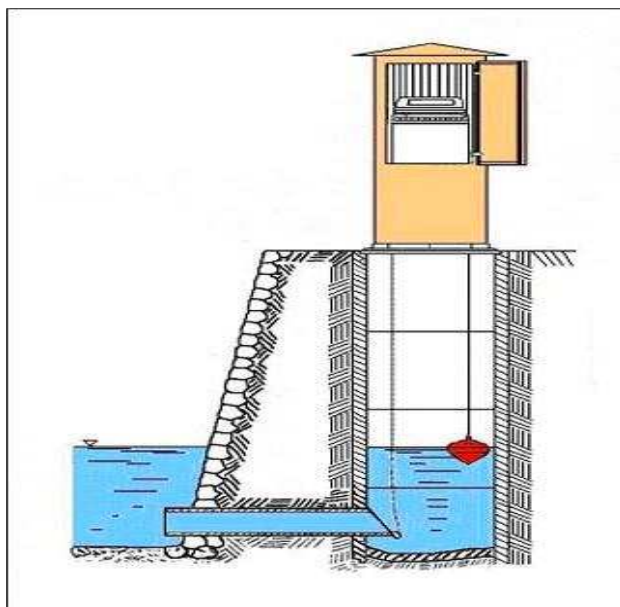


FIGURA 3.16.- Ubicación de una estación hidrométrica con limnógrafo.

La estación de Obrajes cuenta con un limnógrafo, es decir realiza una lectura continua de los niveles del cauce, pero esta información no sirve de mucho sin la ayuda de los aforos realizados mediante el molinete es decir, que ambos métodos de aforo se complementan entre sí de la siguiente manera: los caudales aforados mediante el molinete cuentan con sección, caudal y tirante, en cambio el limnógrafo no mide el caudal si no que solamente mide el tirante, entonces con los datos de los aforos con molinete que se realizan a lo largo de todo el año en época de lluvia y de estiaje se gráfica la llamada curva de descarga que no es más que una relación entre los niveles de agua o tirantes y sus respectivos caudales como muestra la figura 3.17, de esta manera y con la ayuda de esta curva al introducir los niveles graficados por el limnógrafo se puede obtener de manera aproximada el caudal que circuló en ese momento por la sección transversal.`

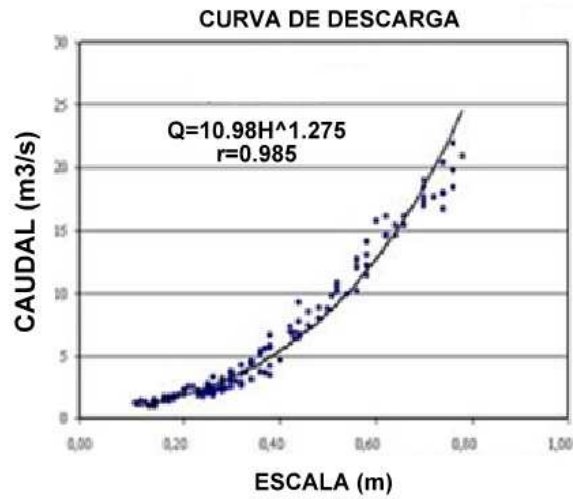


FIGURA 3.17.- Curva de descarga.



FOTOGRAFÍA 3.5.- Estación hidrométrica ubicada en el tramo en estudio.

3.3.2. Procesamiento de la información.

Una vez que se ha hecho la respectiva toma de datos en campo se procede al procesamiento de la información para determinar el caudal que circula por la sección de aforo, para esto el SENAMHI cuenta con un paquete computacional que recibe el nombre de Hydraccess el cual se describe a continuación:

Hydraccess es un software completo, homogéneo y de fácil manejo, que permite importar y guardar varios tipos de datos hidrológicos en una base de datos en formato Microsoft Access 2000, y realizar procesamientos básicos en función a las necesidades de un hidrólogo. Este programa puede manejar los siguientes datos:

- Series cronológicas: cotas, caudales, datos de calidad de aguas lluvias datos meteorológicos.
- Aforos: caudal obtenido por medición directa, y MES (materia en suspensión) de una sección en función de la MES superficial.
- Calibraciones: caudales en función de cotas, MES de una sección en función de la MES superficial, caudales sólidos y MES en función de los caudales líquidos.
- Información de historial de las estaciones.

Para la determinación del caudal total que circula por la sección de aforo el Hydraccess realiza el siguiente procedimiento:

1. En pantalla principal del Hydraccess, ingresamos a HIDRO/aforos/procesamiento de aforos como muestra la figura 3.18.

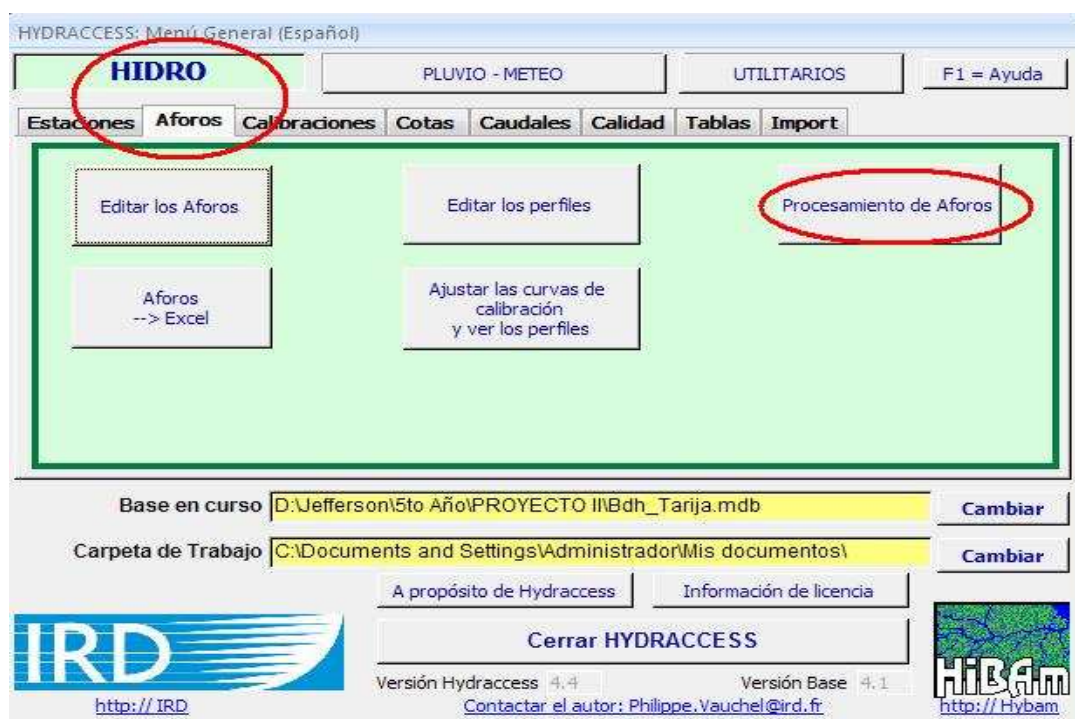


FIGURA 3.18.- Pantalla principal del Hydraccess.

2. Para realizar el cálculo correspondiente primero debemos seleccionar la estación que en este caso será la de Obrajes (figura 3.19), luego ingresamos a “nuevo aforo” lo cual nos desplegara una pantalla como muestra la figura 3.20 en donde debemos ingresar los datos generales para identificar el aforo como ser: fecha, hora, el aforador, el método de aforo y hasta un comentario.

Procesamiento de Aforos

Hélices Círculo Configurar Ayuda Salir

Selección

Id Estación: ObrajesGuada OBRAJES

Captor: IE Capteur Importé

Fecha: 28/07/2010 11:25

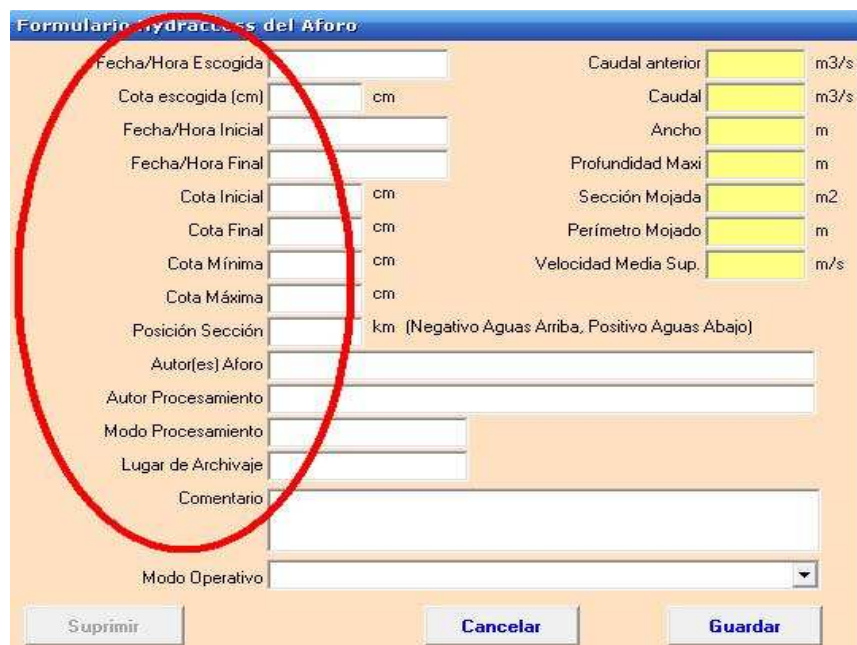
Cota escogida (cm): 58

Aforos: 2003

	Brazo	Margen	Dist.(m)	Prof.(cm)	No rev	Duraci	Hélice	Montaje	Cste (c)	Método	Correc
1	0=Izquierda	0.00	0			50	TJ_OTT 2	1=Varilla		0=General	
2		1.00	20								
3			8	34							
4		3.00	57								
5			11	50							
6			46	75							
7		5.00	63								
8			13	50							
9			50	80							
10		7.00	53								
11			11	53							
12			42	87							
13		9.00	58								
14			12	74							
15			46	92							
16		11.00	50								
17			10	43							
18			40	55							
19	1=Derecha	12.00	0								

Ins. Fila Sup. Fila Modificar Aforo **Nuevo Aforo** Guardar Calcular

FIGURA 3.19.- Procesamiento de aforos, selección de la estación.



Formulario Hydraccess del Aforo

Fecha/Hora Escogida: Caudal anterior: m3/s

Cota escogida (cm): cm Caudal: m3/s

Fecha/Hora Inicial: Ancho: m

Fecha/Hora Final: Profundidad Maxi: m

Cota Inicial: cm Sección Mojada: m2

Cota Final: cm Perímetro Mojado: m

Cota Mínima: cm Velocidad Media Sup.: m/s

Cota Máxima: cm

Posición Sección: km (Negativo Aguas Arriba, Positivo Aguas Abajo)

Autor(es) Aforo:

Autor Procesamiento:

Modo Procesamiento:

Lugar de Archivaje:

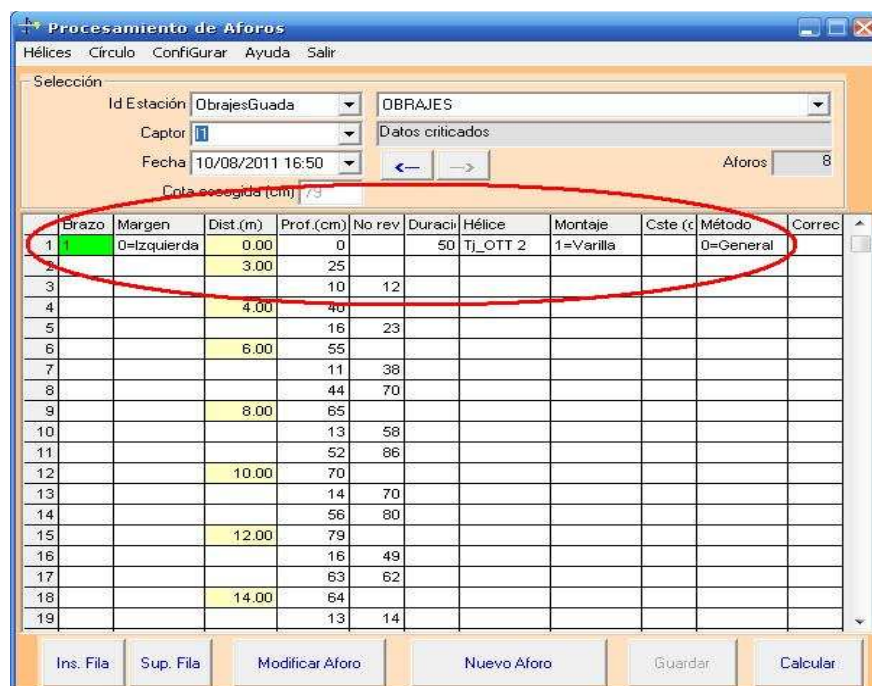
Comentario:

Modo Operativo:

Suprimir Cancelar Guardar

FIGURA 3.20.- Formulario Hydraccess de aforo.

3. A continuación debemos cargar los datos aforados como ser: distancia desde la margen elegida en m, profundidad en cm, número de revoluciones y el tipo de molinete usado en el levantamiento de los datos, como muestra la figura 3.21.



Procesamiento de Aforos

Hélices Círculo Configurar Ayuda Salir

Selección

Id Estación: ObrajesGuada OBRAJES

Captor: Datos criticados

Fecha: 10/08/2011 16:50 Aforos: 8

Cota escogida (cm): 73

Brazo	Margen	Dist. (m)	Prof. (cm)	No rev	Duraci	Hélice	Montaje	Cste (c	Método	Correc
1	0=Izquierda	0.00	0			50	TJ_OTT 2	1=Varilla	0=General	
2		3.00	25							
3			10	12						
4		4.00	40							
5			16	23						
6		6.00	55							
7			11	38						
8			44	70						
9		8.00	65							
10			13	58						
11			52	86						
12		10.00	70							
13			14	70						
14			56	80						
15		12.00	79							
16			16	49						
17			63	62						
18		14.00	64							
19			13	14						

Ins. Fila Sup. Fila Modificar Aforo Nuevo Aforo Guardar Calcular

FIGURA 3.21.- Introducción de datos.

4. Una vez que hemos terminado de cargar los datos al programa procedemos a calcular el caudal que circula por la sección, presionando la tecla calcular, el programa automáticamente nos mostrara la distribución de velocidades en cada vertical con la que se haya trabajado (figura 3.22) para después mostrar una pantalla similar a la de la figura 3.20 en donde se podrán observar los resultados tales como caudal en m^3/s , sección o área mojada en m^2 y perímetro mojado en m, como muestra la figura 3.23; luego procedemos a guardar el aforo en la base de datos del Hydraccess.

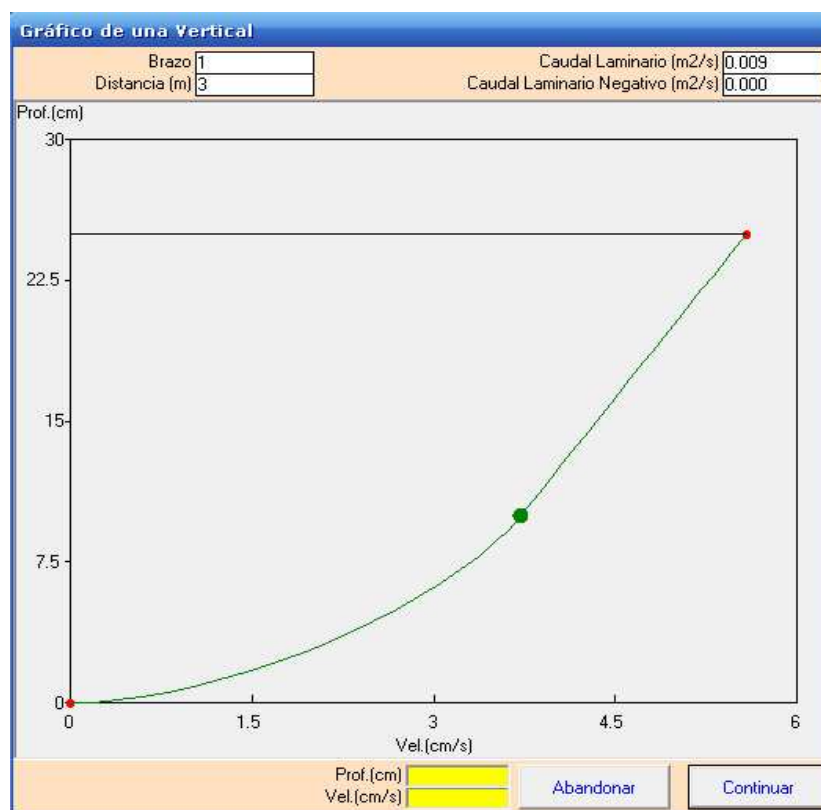


FIGURA 3.22.- Distribución de velocidades en una vertical.

Formulario Hydraccess del Aforo

Fecha/Hora Escogida: 10/08/2011 16:50

Cota escogida (cm): 79 cm

Fecha/Hora Inicial: 10/08/2011 16:50

Fecha/Hora Final: 10/08/2011 17:15

Cota Inicial: 79 cm

Cota Final: 79 cm

Cota Mínima: cm

Cota Máxima: cm

Posición Sección: km (Negativo Aguas Arriba, Positivo Aguas Abajo)

Autor(es) Aforo:

Autor Procesamiento:

Modo Procesamiento:

Lugar de Archivaaje:

Comentario:

Modo Operativo: Molinete en Varilla

Calculated Values (highlighted in yellow and circled in red):

- Caudal anterior: 0.8932 m3/s
- Caudal: 0.8932 m3/s
- Ancho: 14.75 m
- Profundidad Maxi: 0.79 m
- Sección Mojada: 7.472 m2
- Perímetro Mojado: 14.86 m
- Velocidad Media Sup.: 0.12 m/s

Buttons: Suprimir, Cancelar, Guardar

Footer: Ins. Fila, Sup. Fila, Modificar Aforo, Nuevo Aforo, Guardar, Calcular

FIGURA 3.23.- Tabla de resultados.

5. Cuando se ha terminado de procesar la información correspondiente a los aforos esta es exportada a Excel de acuerdo al formato que se muestra a en la figura 3.24, de esta forma es que el SENAMHI provee los datos necesarios para la realización de este trabajo.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	RESUMEN DE AFORO									
2										
3	Estación: OBRAJES							Cuenca: Bermejo		
4	Provincia: CERCADO							Sb Cuenca: Guadalquivir		
5	Rio : GUADALQUIVIR									
6										
7	Nº	FECHA	Escala (m)	Caudal (m3/s)	Area (m2)	Vel.Med. (m/s)	Ancho (m)	Pm	Rh	
8										

FIGURA 3.24.- Resumen de aforos.

El Anexo II.A muestra todos los datos de aforos de caudales en orden cronológico proporcionados por el SENAMHI.

3.3.3. Caudales de máximas crecidas.

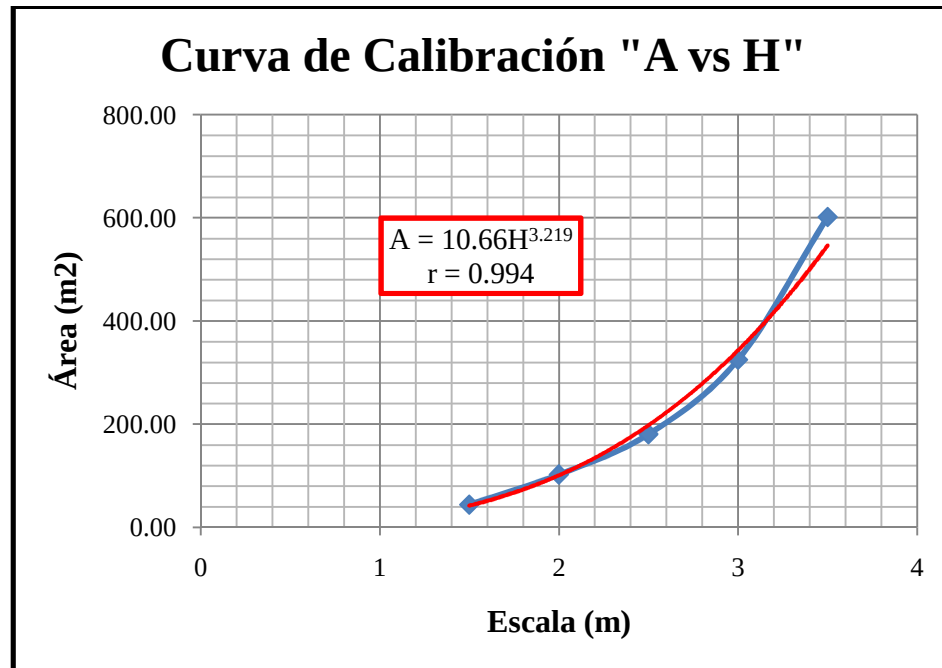
El SENAMHI proporciono el registro de máximas crecidas para el periodo 1983-2006, el cual fue obtenido mediante el limnógrafo, los mismos sólo contaban con fecha y con la lectura del tirante; para determinar los parámetros que se muestran en la figura 3.24 los mismos que son necesarios para aplicar el método de inverso, se utilizo el perfil tipo asumido como constante para todo el tramo en estudio y que se muestra en la figura 3.11; el mismo se dibujo en Auto-CAD y con la ayuda de este se determino el área y el perímetro para diferentes niveles como muestra la tabla 3.1, posteriormente se procedió a calibrar líneas de tendencia que relacionaran el tirante con sus respectivas áreas y perímetros las cuales se muestran en las gráficas 3.1 y 3.2, con la ayuda de estas gráficas se pudo determinar aproximadamente las propiedades geométricas de la sección para cada uno de los registros de máximas crecidas.

El Anexo II.B muestra todos los caudales de máximas crecidas registradas.

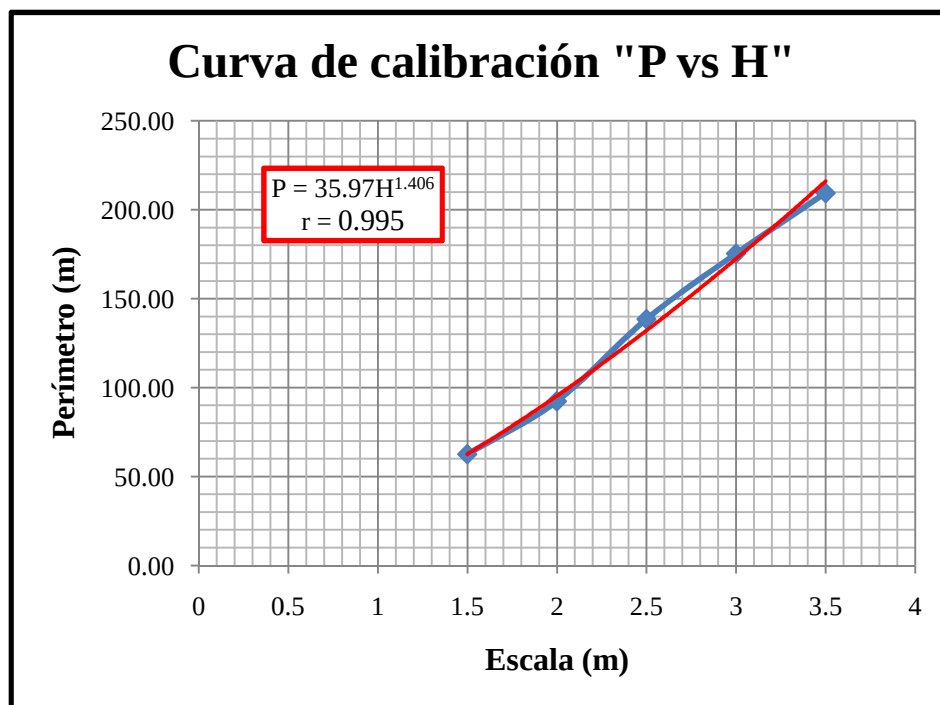
H (m)	A (m²)	P (m)
3.5	601.329	209.36
3	324.896	175.35
2.5	180.659	138.47
2	102.426	92.35
1.5	44.113	62.61

Fuente: elaboración propia.

TABLA 3.1.- Áreas hidráulicas y perímetros mojados para diferentes niveles de la sección media, determinadas en Auto-CAD.



GRÁFICA 3.1.- Línea de tendencia A vs H para determinar el área hidráulica de los niveles de máximas crecidas obtenidas con limnígrafo.

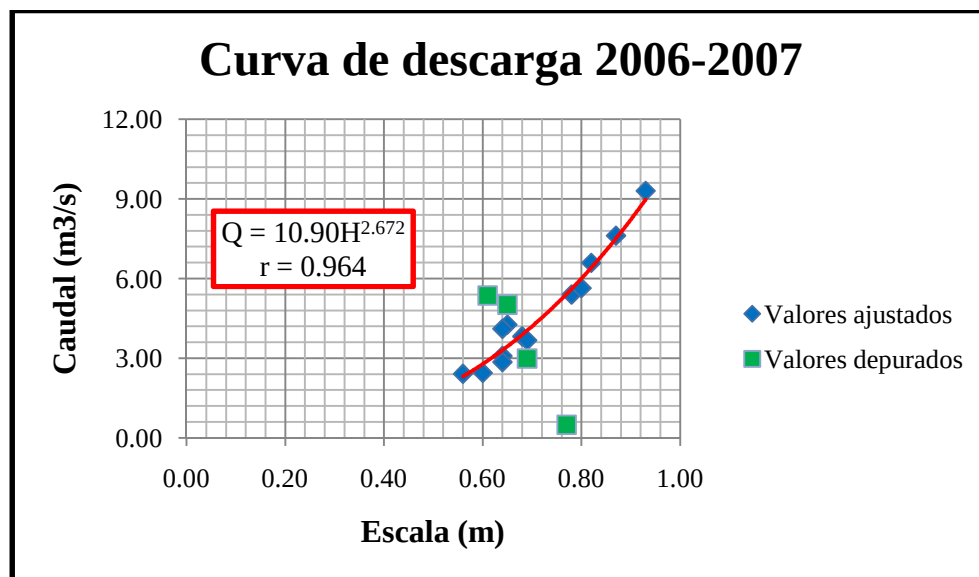


GRÁFICA 3.2.- Línea de tendencia P vs H para determinar el perímetro mojado de los niveles de máximas crecidas obtenidas con limnígrafo.

3.4. ANÁLISIS Y DEPURACIÓN DE DATOS.

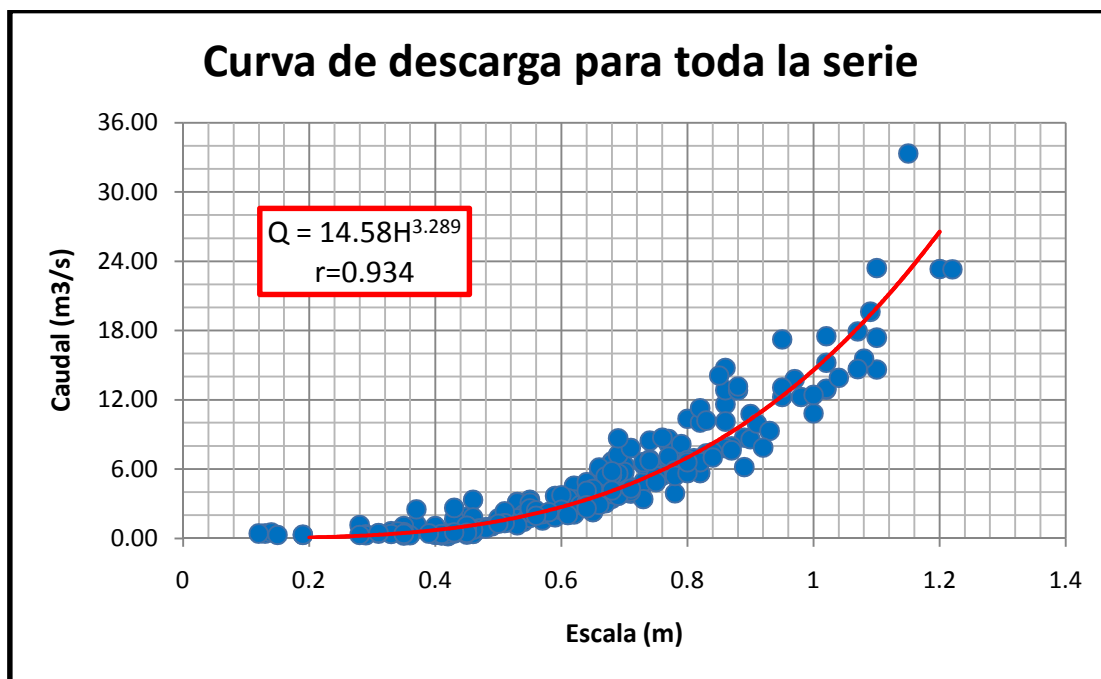
El análisis de la información proporcionada por el SENAMHI, se realizó separando primeramente los caudales aforados en época de lluvia, a los de época de estiaje, para esto se considero por ejemplo desde octubre del año 1 hasta mayo del año 2 como un periodo y desde octubre del año 2 hasta mayo del 3 como otro periodo y así sucesivamente para todo la serie de datos; se hizo de esta forma porque en el año hidrológico es en estos periodos de época de lluvias en donde el caudal sufre las variaciones y se provocan las crecidas que desbordan los márgenes del río y llegan al lecho mayor del mismo que es lo que se requiere para el desarrollo de este trabajo.

Una vez que se tenía separada la información en periodos se graficó la curva de descarga caudal vs escala (Q vs H) para cada uno de estos, luego se procedió a calibrar una curva de la forma potencial $Q=K \cdot H^n$, en la gráfica 3.3 se puede observar, que como era de esperarse, no todos los puntos cumplen con la tendencia, entonces simplemente se realizó la depuración de estos puntos, siendo los valores depurados para todo la serie considerada aproximadamente el 17 % de los datos; se hace notar que no se consideraron los años 1977 y 1978 (Anexo II.A) debido a que el año 77 como primer año de registro no cuenta con valores anteriores para generar un periodo de época de lluvias y el año 78 sólo cuenta con un aforo, por lo cual se plantea como año de partida a los aforos realizados en 1979.



GRÁFICA 3.3.- Depuración de valores.

Cuando ya se tuvo las curvas de descarga para cada uno de los periodos considerados se procedió a unir los mismos tomando en cuenta el orden cronológico de estos, realizando una nueva calibración cada vez que se añadía un periodo, de esta manera se determinó la curva de descarga para toda la serie de datos la cual se muestra en la gráfica 3.4.



GRÁFICA 3.4.- Curva de descarga para todo el periodo en estudio.

Con la curva de descarga determinada en función a los caudales aforados con molinete hidráulico la misma que se muestra en la gráfica 3.4 se determinaron los caudales de máximas crecidas introduciendo a ella los valores de tirantes registrados por el limnógrafo.

Se hace notar que el periodo desde octubre de 1984 hasta mayo de 1985 no se tomó en cuenta debido a que no cumple una tendencia entre si y tampoco se ajusta a ninguna de las tendencias cercanas.

3.5. ANÁLISIS DE SIMILITUD DE SECCIONES.

Para aplicar una ecuación de flujo uniforme (en este caso la ecuación de Manning), a cualquier cauce natural debe hacerse la suposición de que el flujo se comporta en régimen uniforme y permanente, de esta forma los resultados obtenidos son aproximados debido a que este tipo de flujo es poco común en los cauces naturales, principalmente en ríos.

Una de las principales características del flujo uniforme y permanente es que, el tirante se mantiene constante a lo largo de la longitud del canal; esta condición se cumple generalmente en canales artificiales y no así en los cursos naturales debido a los múltiples factores que condicionan el flujo; para analizar la similitud de las tres secciones y verificar si el tramo se encuentra en régimen uniforme se propone determinar los tirantes en las secciones aguas arriba (figura 3.8) y aguas abajo de la sección de aforo (figura 3.10), para luego compararlos con el tirante en la sección de aforo (figura 3.9) que sería el medido con el limnógrafo y por lo tanto el valor real en el tramo en estudio; para esto se aplicó el siguiente procedimiento:

Si consideramos la ecuación de Manning para las tres secciones en estudio tenemos lo siguiente:

$$V_1 = \frac{1}{n_1} R_1^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (3.7)$$

$$V_2 = \frac{1}{n_2} R_2^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (3.8)$$

$$V_3 = \frac{1}{n_3} R_3^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (3.9)$$

Como se trata de un tramo relativamente corto entre las secciones, asumimos que la velocidad media a lo largo del tramo en estudio es aproximadamente la misma entonces $V_1=V_2=V_3$, de donde obtenemos lo siguiente:

$$\frac{1}{n_1} R_1^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{n_2} R_2^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{n_3} R_3^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (3.10)$$

De la ecuación 3.10 si trabajamos con la pendiente media del tramo podemos considerar este valor como constante; además como el material del lecho del río y la vegetación en la planicie de inundación es similar en las tres secciones puede asumirse que el coeficiente de rugosidad determinado en cada sección es aproximadamente el mismo entonces $n_1 \approx n_2 \approx n_3$, de lo que nos queda lo siguiente:

$$R_1 = R_2 = R_3 \quad (3.11)$$

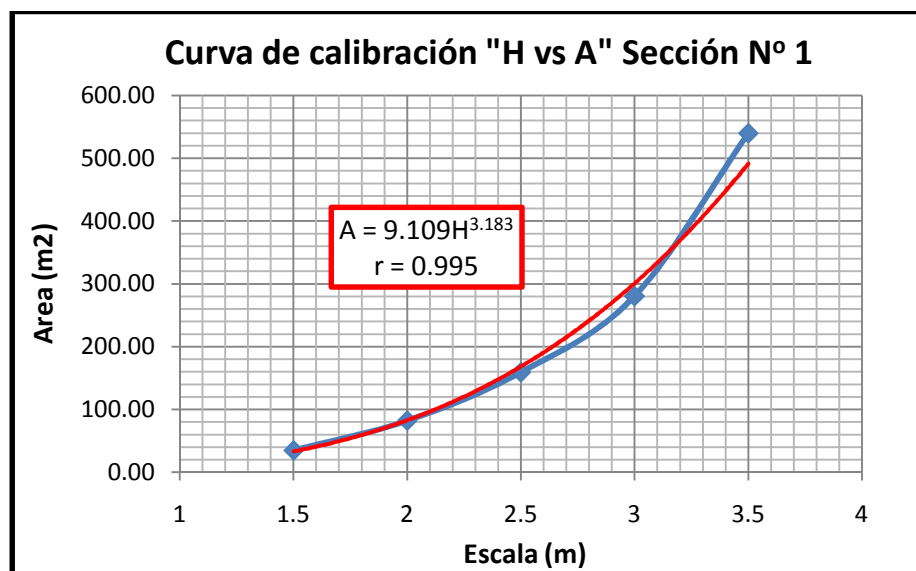
La ecuación 3.11 nos indica que si bien las secciones son geométicamente diferentes es decir, que para los mismos niveles de tirante se determinan diferentes valores de área hidráulica y perímetro mojado, en estas se requiere el mismo radio hidráulico para el flujo del caudal entonces el procedimiento que se siguió para determinar los tirantes en cada sección es el siguiente:

De la misma manera que se hizo para la sección media se determinó mediante AUTO-Cad el área hidráulica y perímetro mojado para diferentes niveles de tirante en las tres secciones, con las mismas se calibró las curvas de área y perímetro en función del tirante o escala, obteniéndose los siguientes resultados:

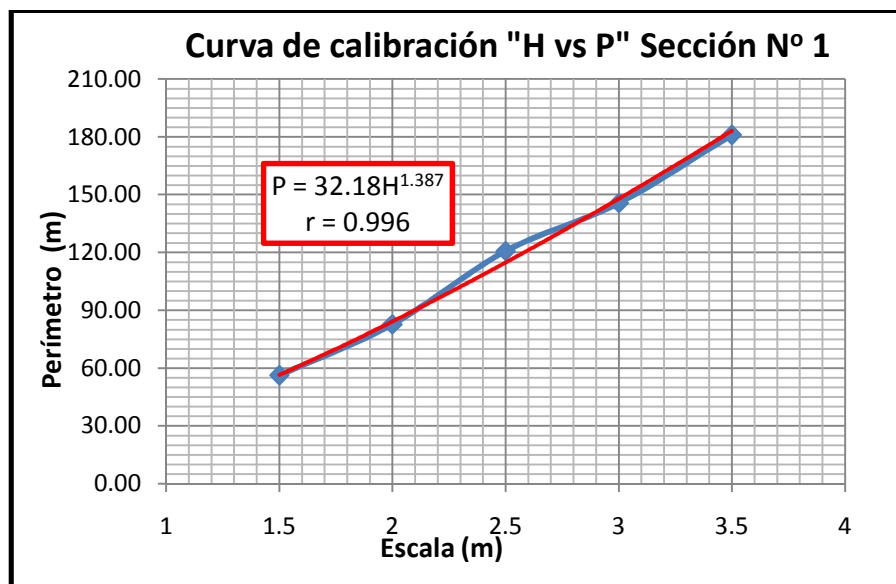
Sección N° 1			
H (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)
3.5	540.13	180.96	2.98
3	280.36	145.69	1.92
2.5	158.98	120.70	1.32
2	82.06	82.69	0.99
1.5	34.50	56.22	0.61

Fuente: elaboración propia.

TABLA 3.2.- Áreas hidráulicas y perímetros mojados para diferentes niveles de la sección N° 1, determinadas en Auto-CAD.



GRÁFICA 3.5.- Línea de tendencia A vs H correspondiente a la sección N° 1.



GRÁFICA 3.6.- Línea de tendencia P vs H correspondiente a la sección N° 1.

Sección N° 2			
H (m)	A (m ₂)	P (m)	R (m)
3.5	615.40	213.83	3.5
3	327.36	171.12	3
2.5	175.27	139.41	2.5
2	101.55	95.83	2
1.5	50.32	79.15	1.5

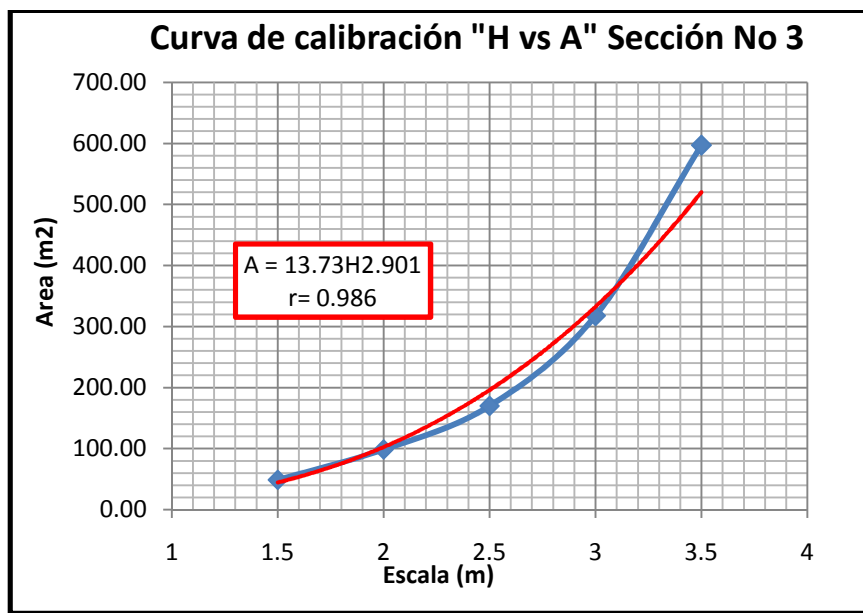
Fuente: elaboración propia.

TABLA 3.3.- Áreas hidráulicas y perímetros mojados para diferentes niveles de la sección N° 2, determinadas en Auto-CAD.

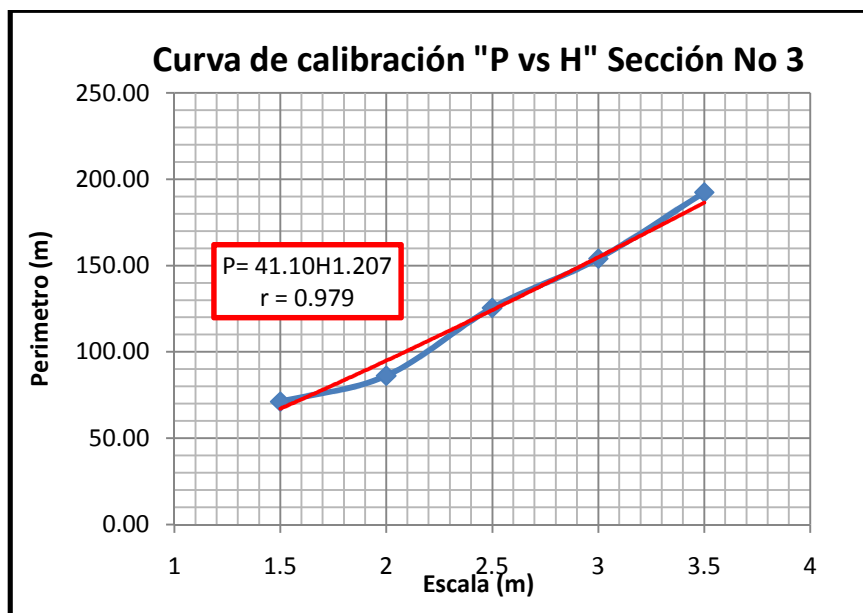
Sección N° 3			
H (m)	A (m ₂)	P (m)	R (m)
3.5	601.33	209.36	2.87
3	324.90	175.35	1.85
2.5	180.66	138.47	1.30
2	102.43	92.35	1.11
1.5	44.11	62.61	0.70

Fuente: elaboración propia.

TABLA 3.4.- Áreas hidráulicas y perímetros mojados para diferentes niveles de la sección N° 3, determinadas en Auto-CAD.



GRÁFICA 3.7.- Línea de tendencia A vs H correspondiente a la sección N° 3.



GRÁFICA 3.8.- Línea de tendencia P vs H correspondiente a la sección N° 3.

Se sabe que el radio hidráulico es la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado, teniendo estos últimos en función del tirante de agua en cada sección se aplicó la siguiente relación:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{A\phi(H)}{P\phi(H)} \quad (3.12)$$

Considerando la calibración de curvas mostradas en las gráficas 3.5, 3.6, 3.7 y 3.8 se encontraron las siguientes relaciones para determinar el radio hidráulico:

$$R_1 = \frac{A_1}{P_1} = \frac{9.109 \cdot H_1^{3.183}}{32.18 \cdot H_1^{1.387}} \quad (3.13)$$

$$R_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{13.73 \cdot H_3^{2.901}}{41.10 \cdot H_3^{1.207}} \quad (3.14)$$

Simplificando las ecuaciones 3.13 y 3.14 y despejando el valor de los tirantes H_1 y H_3 nos quedan las siguientes expresiones:

$$H_1 = \left(\frac{R_1}{0.283} \right)^{\frac{1}{1.796}} \quad (3.15)$$

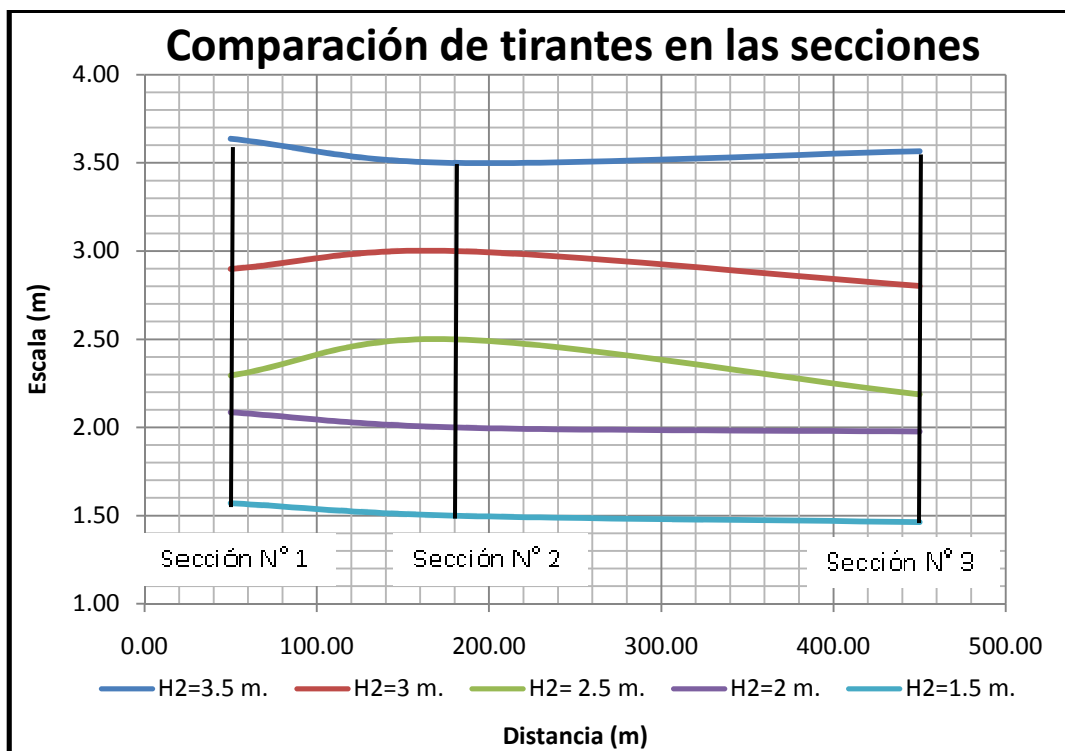
$$H_3 = \left(\frac{R_3}{0.334} \right)^{\frac{1}{1.694}} \quad (3.16)$$

Como ya se mencionó el flujo necesita el mismo radio hidráulico para circular por las diferentes secciones del tramo, entonces tomando como parámetro inicial los valores de radio hidráulico de la sección N° 2 mostrados en la tabla 3.3 se introdujo estos valores a las ecuaciones 3.15 y 3.16 determinado los siguientes resultados:

Sección N° 2				Tirantes		
H (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	H ₁ (m)	H ₂ (m)	H ₃ (m)
3.5	615.40	213.83	2.88	3.64	3.5	3.57
3	327.36	171.12	1.91	2.90	3	2.80
2.5	175.27	139.41	1.26	2.29	2.5	2.19
2	101.55	95.83	1.06	2.09	2	1.98
1.5	50.32	79.15	0.64	1.57	1.5	1.46

Fuente: elaboración propia.

TABLA 3.5.- Comparación de tirantes para las tres secciones del tramo en estudio.



GRÁFICA 3.9.- Comparación de los tirantes en las secciones del tramo en estudio.

La gráfica 3.9 muestra los tirantes para cada una de las secciones, en ella se puede observar que si bien los tirantes no se mantienen constantes a lo largo del tramo sus valores son muy cercanos y por lo tanto asumir una condición de flujo uniforme y permanente para realizar el cálculo del Coeficiente de Rugosidad de Manning nos daría resultados bastante aproximados y satisfactorios.

3.6.APLICACIÓN DEL MÉTODO INVERSO.

Una vez que contamos con todos los parámetros necesarios para la determinación del Coeficiente de Rugosidad por el método inverso como ser área hidráulica, perímetro mojado, caudal y pendiente media del tramo además de realizar la suposición de que el flujo es uniforme y permanente procedemos a realizar el siguiente cálculo:

Por ejemplo para el caudal de máxima crecida que tuvo lugar en febrero de 1988, contamos inicialmente con la lectura de escala que es igual a 1.75 metros, con la ayuda de la curva de descarga mostrada en la gráfica 3.4, determinamos aproximadamente el caudal que circuló por la sección en ese momento como se muestra a continuación:

$$Q = 14,58 * H^{3.289} \quad (3.17)$$

$$Q = 14.58 * H^{3.289} = 14.58 * 1.75^{3.289} = 91.86 \frac{m^3}{s}$$

Como se trata de un nivel obtenido mediante el limnógrafo hacemos uso de las líneas de tendencia “A vs H” y “P vs H” mostradas en las gráficas 3.1 y 3.2 respectivamente para determinar el área hidráulica y el perímetro mojado.

$$A = 10.66 * H^{3.219} \quad (3.18)$$

$$A = 10.66 * H^{3.219} = 10.66 * 1.75^{3.219} = 64.58 m^2$$

$$P = 35.97 * H^{1.406} \quad (3.19)$$

$$P = 35.97 * H^{1.406} = 35.97 * 1.75^{1.406} = 79.00 m$$

Como ya se mencionó se tiene en el tramo una pendiente media de 2.3 ‰ y sabiendo que el radio hidráulico es la relación entre área hidráulica y el perímetro mojado despejando de la ecuación de Manning el coeficiente de rugosidad se obtiene el siguiente resultado:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * S^{1/2} \quad (3.10)$$

$$n = \frac{1}{Q} * A * R^{2/3} * S^{1/2} \quad (3.10)$$

$$n = \frac{1}{91.86} * 64.58 * \left(\frac{64.58}{79.00}\right)^{\frac{2}{3}} * 0,0023^{\frac{1}{2}} = 0,0295.$$

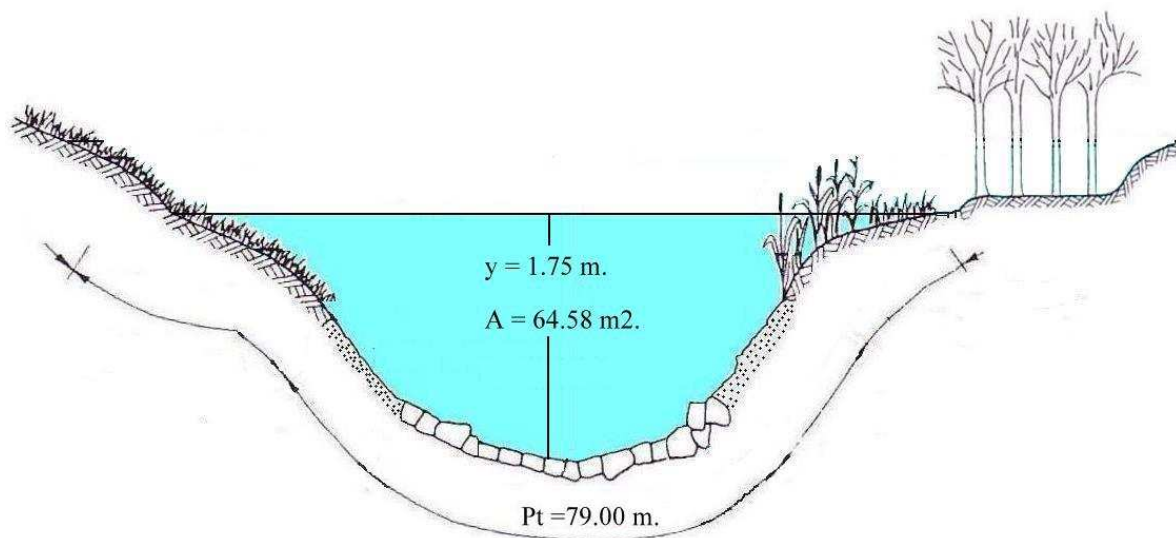


FIGURA 3.25.- Parámetros de la crecida ocurrida en febrero de 1988.

Siguiendo este procedimiento se determino el coeficiente de rugosidad para todos los caudales, al Anexo III.A muestra en orden descendente los coeficientes de rugosidad para los caudales aforados con molinete y el Anexo III.B de la misma forma muestra las rugosidades para los caudales de máximas crecidas obtenidos mediante el limnógrafo.

4.1. ANÁLISIS Y DEPURACIÓN DE RESULTADOS.

Para el análisis y la depuración de resultados se procedió a separar los caudales en dos grupos, el primero lo componen todos los caudales aforados por el método del molinete hidráulico y el segundo grupo lo componen los caudales de máximas crecidas medidos con el limnógrafo, a continuación se describe el procedimiento que se llevo a cabo para el análisis y depuración de los resultados en cada uno de estos grupos:

4.1.1. Caudales aforados con Molinete Hidráulico.

Para el análisis y depuración de los resultados correspondientes a los caudales aforados con molinete se les asignó la variable de “ n_p ” que corresponde al coeficiente de rugosidad del material del lecho del río y se siguió el siguiente procedimiento:

- 1) Una vez que se tuvo determinado el Coeficiente de Rugosidad de Manning para cada uno de los caudales aforados se procedió a ordenar estos de mayor a menor en función del valor de “ n ”, observándose inmediatamente que había varios valores que se alejaban de la tendencia general, que en la parte superior van desde 0.0428 hasta 0.4696 y en la parte inferior valores que están entre 0.0052 hasta 0.0140 estos valores fueron depurados debido a que están muy alejados de la mayoría de los resultados que se encuentran en el rango de 0.0210 hasta 0.0355; los valores depurados por el coeficiente de rugosidad junto con los depurados por la determinación de la curva de descarga se muestran en el Anexo III.A incisos a y b y los valores considerados para el estudio se muestran en el Anexo III.A. inciso c.
- 2) Luego de que se realizó la depuración de los resultados que no se encontraban en el rango aceptado, se procedió a determinar la media aritmética de todos los resultados que sí cumplían esta condición aplicando la siguiente fórmula:

$$n_m = \frac{\sum_{i=1}^N n_i}{N} \quad (4.1)$$

Donde:

n_{pm} = “ n ” media del lecho del río para toda la muestra considerada.

N = tamaño de la muestra.

El valor del coeficiente de rugosidad medio para la muestra es de:

$$n_{pm} = 0.0292$$

Considerado como el valor más representativo del Coeficiente de Rugosidad de Manning para el material del lecho del río.

- 3) A continuación se procedió a buscar los valores extremos encontrando el “ n_{pmax} ” y el “ n_{pmin} ” para los valores aforados por medio del Molinete Hidráulico, los cuales son:

“ n_p ” máximo								
Fecha	Escala (m)	Caudal (m ³ /s)	Área (m ²)	Vel.Med. (m/s)	Ancho (m)	Pm (m)	Rh (m)	" n_p "
26-08-08	0.54	0.739	1.28	0.578		4.58	0.280	0.0355
“ n_p ” mínimo								
Fecha	Escala (m)	Caudal (m ³ /s)	Área (m ²)	Vel.Med. (m/s)	Ancho (m)	Pm (m)	Rh (m)	" n_p "
17-02-81	1.20	23.323	18.22	1.280		43.55	0.42	0.0210

Fuente: elaboración propia.

TABLA 4.1.- Valores extremos del Coeficiente de Rugosidad de Manning correspondientes al lecho del río.

De la tabla 4.1 se puede observar el efecto inverso que se da en el Coeficiente de Rugosidad de Manning, es decir el valor máximo de “ n ” corresponde a uno de los caudales mínimos y el valor mínimo de “ n ” corresponde a uno de los caudales máximos, al analizar estos valores se hace evidente la disminución de la resistencia al flujo a medida que aumenta el caudal por la sección de aforo; se hace notar que, de los caudales aforados mediante el molinete, ninguno llega a la planicie de inundación siendo estas variaciones en los resultados propias sólo del material del lecho del río.

- 4) Se calculó el valor de la desviación típica o desviación estándar para la matriz de resultados, para esto se uso la desviación estándar poblacional que tiene la siguiente forma:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}_m)^2}{n}} \quad (4.2)$$

Donde:

S = desviación estándar poblacional.

$\bar{x}_m$ = media aritmética de los resultados.

n = tamaño de la muestra.

La desviación estándar es un valor que nos informa sobre la dispersión de los datos respecto al valor de la media aritmética; cuanto mayor sea su valor mas dispersos estarán los datos. El valor de la desviación estándar para la matriz de resultados es de:

$$S_p = 0.00405$$

El valor de la desviación estándar nos muestra que la matriz de resultados asumida tiene poca variación en respecto a sus valores máximos y mínimos.

- 5) Una vez que se determinó la desviación estándar y tomando el valor de la media aritmética se procedió a determinar el intervalo de confianza de la muestra aplicando las fórmulas que se muestran a continuación:

$$\text{Límite superior} = n_m + S \quad (4.3)$$

$$\text{Límite inferior} = n_m - S \quad (4.4)$$

Aplicando las ecuaciones 4.3 y 4.4 se obtuvo con precisión los límites superior e inferior en los cuales varia el valor de la Rugosidad de Manning de los caudales aforados mediante molinete, los mismos corresponden al material del lecho del río y toman los siguientes valores:

$$\text{Límite superior} = 0.0332$$

$$\text{Límite inferior} = 0.0251$$

Entonces el intervalo de confianza o el rango en que varia el coeficiente de rugosidad de Manning para el lecho del río se encuentra entre 0.0251 hasta 0.0332.

4.1.2. Caudales de Máximas Crecidas.

Para el análisis y depuración de los resultados correspondientes a los Caudales de Máximas Crecidas se le asignó la variable " n_T " que corresponde a la Rugosidad de Manning que considera tanto el material del lecho del río como la planicie de inundación y se siguió el siguiente procedimiento:

- 1) En el caso de los caudales de máximas crecidas no se hizo necesario realizar ninguna depuración de resultados, ya que, en estos caudales se observa un comportamiento ideal del flujo debido a que el limnógrafo sólo mide la altura o el nivel de la escala o tirante de agua y todos los demás parámetros como ser: caudal, área hidráulica y perímetro mojado son determinados a través de calibración de curvas y en función de la altura de la escala obtenida mediante el limnógrafo.
- 2) Para realizar un mejor análisis de los resultados en los caudales de máximas crecidas se consideró los valores de escala o tirante a partir de los 1.50 metros, debido a que a este nivel la influencia de la planicie de inundación es considerable; en los valores de tirante desde 1.20 m hasta 1.49 m se puede observar que el Coeficiente de Rugosidad de Manning parte desde un valor de 0.0192 que corresponde a un tirante de 1.20 m y llega a un valor de 0.0244 para un tirante de 1.48 m, de esta forma se puede observar que en este caso existe un comportamiento inverso al de los caudales aforados por molinete, es decir, que a medida que aumenta el tirante y el caudal en la sección el Coeficiente de Rugosidad también aumenta, este comportamiento se mantiene inalterable hasta los Caudales de Máximas Crecidas extremas y se debe a que al aumentar el tirante también aumenta el perímetro mojado y de a poco el flujo de caudales ingresa a la llamada planicie de inundación; el Anexo III.B muestra los valores de " n " de Manning determinados en función de los caudales de máximas crecidas.
- 3) A continuación, con los valores del coeficiente de rugosidad de Manning para las máximas crecidas desde 1.50 m de tirante de agua, se procedió a buscar los valores extremos es decir " n_{Tmax} " y el " n_{Tmin} " los cuales se muestran a continuación:

“n _T ” máximo								
Fecha	Escala (m)	Caudal (m ³ /s)	Área (m ²)	Vel.Med. (m/s)	Ancho (m)	Pm (m)	Rh (m)	"n _T "
mar-93	3.50	897.84	601.33	1.49		209.36	2.872	0.0649
“n _T ” mínimo								
Fecha	Escala (m)	Caudal (m ³ /s)	Área (m ²)	Vel.Med. (m/s)	Ancho (m)	Pm (m)	Rh (m)	"n _T "
dic-86	1.50	55.33	39.32	1.41		63.61	0.618	0.0247

Fuente: elaboración propia.

TABLA 4.2.- Valores extremos del coeficiente de rugosidad de Manning correspondientes a la rugosidad de todo el sistema.

En la tabla 4.2 se puede observar a grandes rasgos, la influencia del Coeficiente de Rugosidad de la planicie de inundación en la rugosidad total del sistema, a medida que aumenta el tirante se ve que la rugosidad total también aumenta bruscamente llegando a un valor máximo de 0.0649, este valor se aleja con una gran diferencia de los demás resultados y por esta razón no se lo tomó en cuenta para los cálculos posteriores como ser la media aritmética y la desviación estándar pero se lo menciona en este punto como el valor máximo extraordinario para la muestra.

- 4) Posteriormente se procedió a determinar el coeficiente de rugosidad medio para la planicie de inundación aplicando la ecuación (4.1); determinándose el siguiente valor:

$$n_{Tm} = 0.0328$$

Este valor representa el coeficiente de rugosidad medio para todo el perfil transversal de la sección es decir, este valor considera el material del lecho del río y la planicie de inundación.

- 5) Aplicando la ecuación (4.2) se determinó la desviación estándar poblacional que toma el siguiente valor:

$$S_T = 0.00678$$

Este valor nos muestra que aunque la variación de los resultados respecto a la media aritmética es pequeña, esta es mayor a la de los caudales aforados mediante el Molinete Hidráulico.

- 6) Luego, de la misma manera que se hizo para los caudales aforados con el Molinete Hidráulico, se determinó el intervalo de confianza aplicando las ecuaciones (4.3) y

(4.4) para determinar el límite superior e inferior respectivamente, los cuales son los siguientes:

$$\text{Límite superior} = 0.0396$$

$$\text{Límite inferior} = 0.0261$$

Este intervalo de confianza o rango nos indica que el coeficiente de rugosidad total que toma en cuenta tanto el lecho del río como la planicie de inundación varía entre 0.0261 hasta 0.0396.

4.2. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD PONDERADO.

En el apartado anterior se mencionó que se les asigna a los valores de coeficiente de rugosidad determinadas en función de los caudales aforados con el Molinete Hidráulico la denominación de “ n_p ”, que corresponde al coeficiente de rugosidad del material del lecho del río; a las rugosidades determinadas en función a los caudales de máximas crecidas que son los medidos con limnógrafo, se les asigna la denominación de “ n_T ” correspondiente a la rugosidad total del sistema es decir, aquella que es afectada por el material del lecho del río y la planicie de inundación; el valor de “ n_p ” corresponde íntegramente a la rugosidad del lecho del río debido a que los tirantes en los caudales aforados no llegan a los niveles de la planicie de inundación, esto considera todo el material granular y fino que se encuentra en el lecho menor del cauce como se muestra en la figura 4.1; los valores determinados a partir de los caudales de máximas crecidas son las rugosidades totales de todo el perímetro mojado de la sección transversal que esta en función de los tirantes y en las máximas crecidas si alcanzan la planicie de inundación y toda la vegetación que se encuentra en esta como se ve en la figura 4.2; de esta forma queda como incógnita el valor de la rugosidad de la planicie de inundación “ n_i ”, es por eso que se propone despejar este valor de la rugosidad total aplicando a la inversa el criterio de la rugosidad ponderada propuesta por Horton y Einstein, el procedimiento aplicado se describe a continuación:

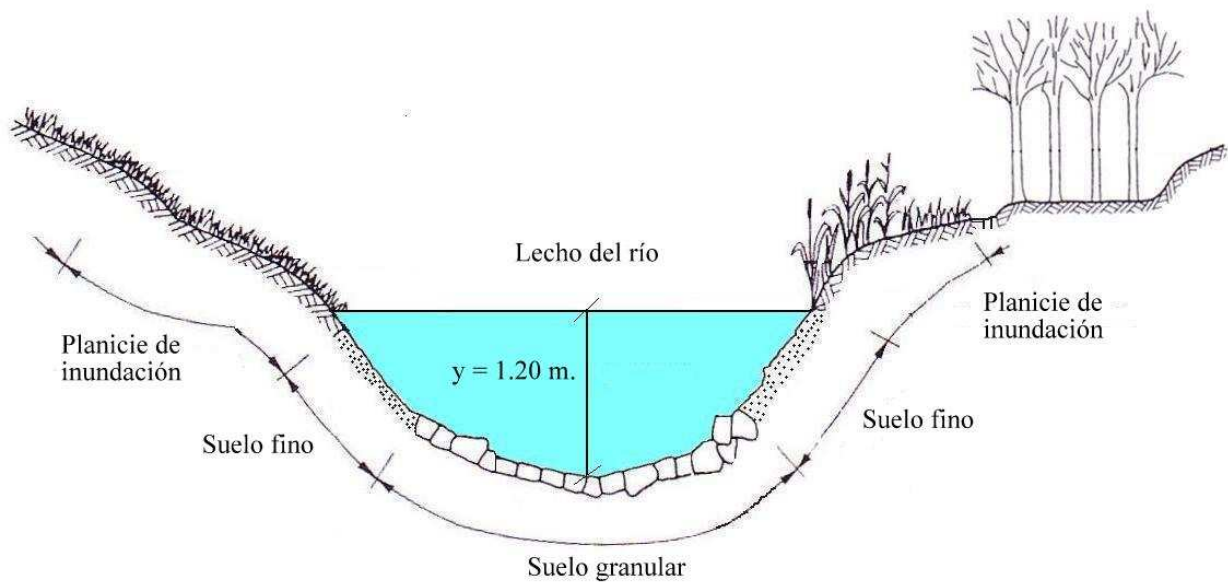


FIGURA 4.1.- Nivel de aguas que circula en el lecho menor del río sin alcanzar la planicie de inundación.

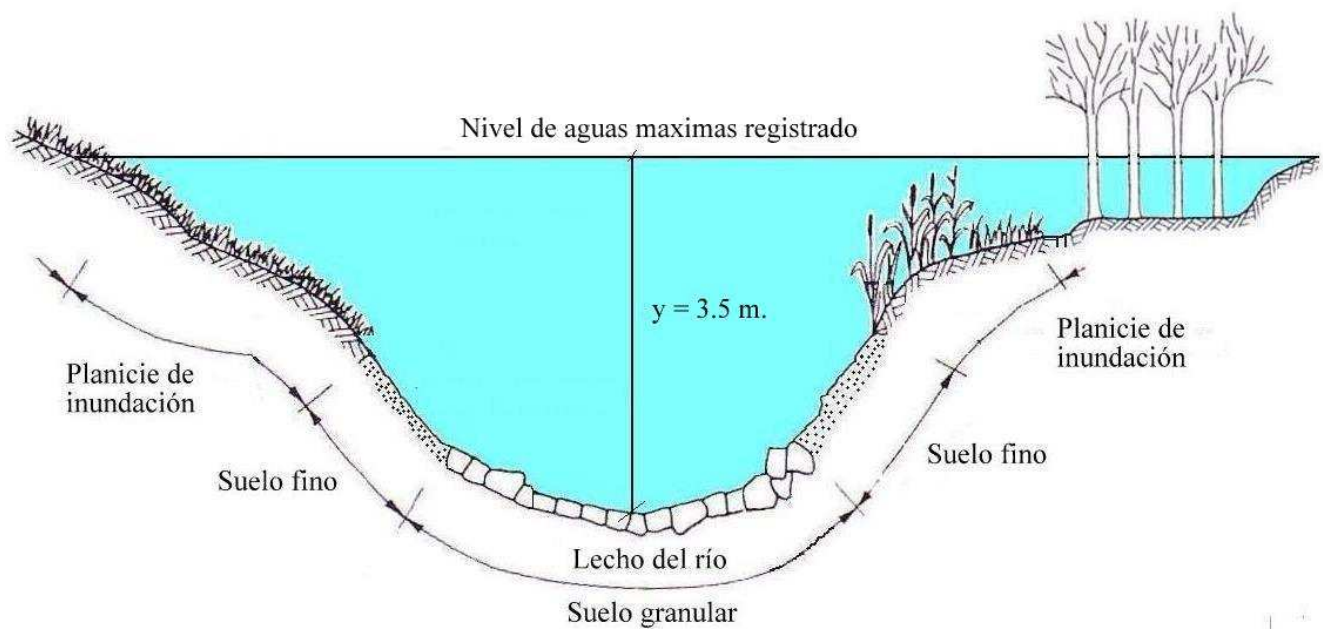


FIGURA 4.2.- Flujo de caudales en la planicie de inundación para el nivel de aguas máximas registrado.

1. Consideremos la ecuación fundamental de la rugosidad ponderada propuesta por Horton y Einstein que es la siguiente:

$$n_T = \left[\frac{P_1 \cdot n_1^{3/2} + P_2 \cdot n_2^{3/2} + \dots + P_N \cdot n_N^{3/2}}{P} \right]^{2/3} \quad (4.5)$$

En la ecuación (4.5) el valor de “ n_T ” es la rugosidad ponderada o la rugosidad total de todo el perímetro mojado que en nuestro caso sería la determinada en función de los caudales de máximas crecidas, “ P_1 ” y “ n_1 ” serían los equivalentes al perímetro mojado y el coeficiente de rugosidad del lecho del río por lo que se les asignara las variables de “ P_p ” y “ n_p ” las cuales corresponden a los valores calculados en función de los caudales aforados mediante el molinete hidráulico, “ P_2 ” y “ n_2 ” corresponden al perímetro y a la rugosidad de la planicie de inundación y para mejor entendimiento se les asignara las variables de “ P_I ” y “ n_I ” reemplazando las variables tenemos que la ecuación (4.5) queda de la siguiente forma:

$$n_T = \left[\frac{P_p \cdot n_p^{3/2} + P_I \cdot n_I^{3/2}}{P} \right]^{2/3} \quad (4.6)$$

Donde P es el perímetro mojado total de la sección transversal y es igual a:

$$P = P_p + P_I \quad (4.7)$$

2. En la ecuación (4.6) sabemos el valor de “ n_T ” corresponde a las rugosidades determinadas en función a las máximas crecidas y de los mismos valores conocemos el perímetro total “ P ” de la sección que corresponde a esa rugosidad, además sabemos que los valores de “ P_p ” y “ n_p ” corresponden a los valores determinados en función de los caudales aforados con el molinete y aplicando la ecuación (4.7) podemos despejar el valor de “ P_I ”, entonces el problema radica en determinar el valor del coeficiente de rugosidad en la planicie de inundación “ n_I ” y como se conocen todas las demás variables simplemente se procedió a despejar este de la ecuación (4.6) quedando como se muestra a continuación:

$$n_I = \left[\frac{P \cdot n_T^{3/2} - P_p \cdot n_p^{3/2}}{P_I} \right]^{2/3} \quad (4.8)$$

Despejando de la ecuación (4.7) el valor de “ P_I ” e introduciendo esta en la ecuación (4.8) esta queda de la siguiente forma:

$$n_I = \left[\frac{P \cdot n_T^{3/2} - P_P \cdot n_P^{3/2}}{P - P_P} \right]^{2/3} \quad (4.9)$$

3. Con el fin de simplificar los cálculos a los resultados que están en función de los caudales aforados con el molinete se los asumió como constantes y se les dio los siguientes valores:

Escala (m)	Área (m2)	P_P (m)	R_h (m)	" n_P "
1.20	18.22	43.55	0.42	0.0292

Fuente: elaboración propia

TABLA 4.3.- Parámetros del lecho menor del río.

Para un valor de tirante de 1.20 m que se plantea como el límite entre el lecho del río y la planicie de inundación se les asignó los valores respectivos de área hidráulica y perímetro mojado que corresponden a la lectura máxima de los caudales aforados con molinete y como valor de coeficiente de rugosidad del lecho se asumió el valor medio como más representativo de la muestra, la figura 4.3 muestra los parámetros del lecho del río mostrados en la tabla 4.3.

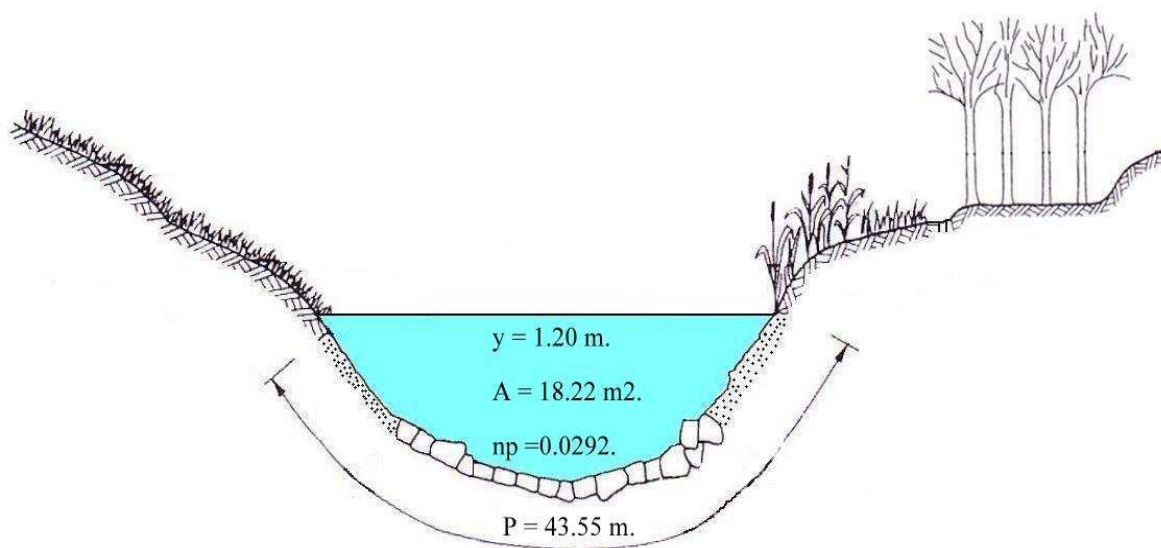


FIGURA 4.3.- Parámetros del lecho del río.

4. Definidos los valores correspondientes al material del lecho del río se procedió a determinar los valores de la rugosidad de la planicie de inundación como se muestra a continuación:

Por ejemplo si consideramos el caudal de máxima crecida registrado en el mes de febrero de 1988 el cual cuenta con los siguientes parámetros:

FECHA	Escala (m)	Caudal (m3/s)	Área (m2)	Vel.Med. (m/s)	Ancho (m)	Pm (m)	Rh (m)	"n _T "
feb-88	1.75	91.86	64.58	1.42		79.00	0.817	0.0295

Fuente: elaboración propia.

TABLA 4.4.- Parámetros determinados para el caudal de máxima crecida ocurrido en Febrero de 1988.

La figura 4.4 muestra gráficamente los parámetros mencionados en la tabla 4.4.

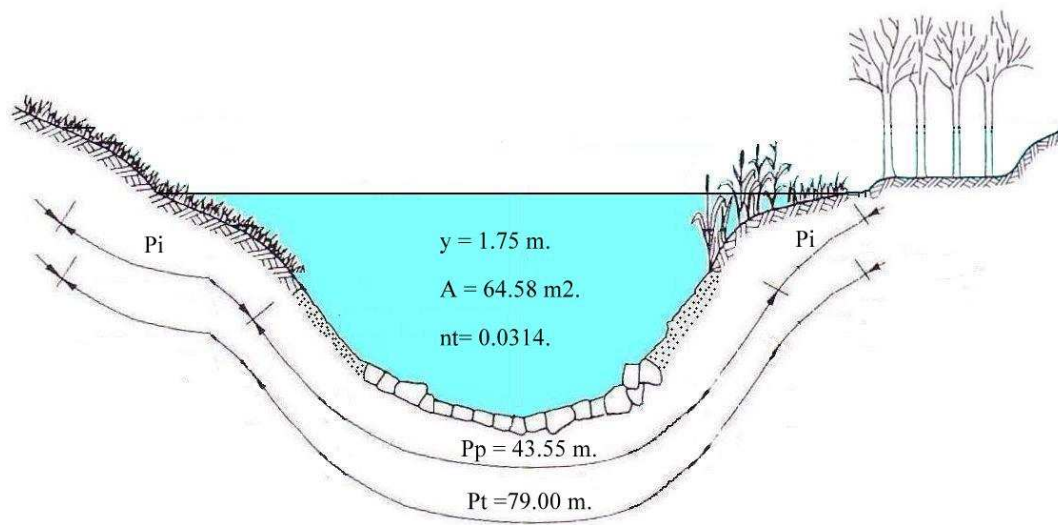


FIGURA 4.4.- Parámetros determinados para el caudal de máxima crecida ocurrido en Febrero de 1988.

Aplicando la ecuación (4.9) a los valores mostrados en las tablas 4.3 y 4.4 tenemos lo siguiente:

$$n_l = \left[\frac{P \cdot n_T^{3/2} - P_p \cdot n_p^{3/2}}{P - P_p} \right]^{2/3} = \left[\frac{79.00 \cdot 0.0295^{3/2} - 43.55 \cdot 0.0292^{3/2}}{79.00 - 43.55} \right]^{2/3}$$

De donde obtenemos un valor para coeficiente de rugosidad de la planicie de inundación de:

$$n_I = 0.0298$$

El Anexo IV muestra los valores calculados para el coeficiente de rugosidad de la planicie de inundación.

5. Si observamos el resultado de la Rugosidad de Manning para la planicie de inundación mostrada como ejemplo se puede ver que toma el valor de 0.0298 y si lo comparamos con la rugosidad total del perímetro mojado de la sección esta tiene el valor de 0.0295, se puede observar que hay un incremento en la rugosidad, debido a que como estamos trabajando con rugosidades ponderadas y en la planicie de inundación el valor de la rugosidad y el perímetro mojado son mayores a las de el lecho del río el valor de la rugosidad tiende a incrementarse, es decir, que como el valor de la rugosidad en el lecho del río es menor esta tiende a disminuir el valor total de la rugosidad es por esto que en los valores de la rugosidad de Manning para la planicie de inundación mostrados en el Anexo IV se ve que estos en su mayoría superan el valor de la rugosidad total de la sección transversal.
6. De la misma manera que para los caudales aforados mediante el molinete y los medidos con el limnígrafo se buscaron los valores extremos que son los siguientes:

“n _I ” máximo									
Fecha	Escala (m)	Caudal (m ³ /s)	Área (m ²)	Vel.Med. (m/s)	Ancho (m)	Pm (m)	Rh (m)	"n _T "	“n _I ”
mar-93	3.50	897.84	601.33	1.49		209.36	2.872	0.0649	0.0726
“n _I ” mínimo									
Fecha	Escala (m)	Caudal (m ³ /s)	Área (m ²)	Vel.Med. (m/s)	Ancho (m)	Pm (m)	Rh (m)	"n _T "	“n _I ”
dic-86	1.50	55.33	39.32	1.41		63.61	0.618	0.0247	0.0131

Fuente: elaboración propia.

TABLA 4.5.- Valores extremos de la rugosidad de la planicie de inundación.

De los valores mostrados en la tabla 4.5 se puede observar que a medida que aumenta el perímetro mojado de la sección transversal el coeficiente de rugosidad también lo hace, en esta tabla se puede notar claramente la influencia de la vegetación presente en la planicie de inundación debido a que la rugosidad “n_I”

primeramente va aumentando poco a poco hasta que llega a un punto donde aumenta bruscamente hasta llegar al valor máximo extremo de 0.0726 para un perímetro de 209.36 m. en el cual con seguridad el agua que fluye en la sección transversal ya llego a la superficie donde existe vegetación mucho más densa y hasta la presencia de arboles de tamaño medio.

7. Para determinar los parámetros como ser media aritmética, desviación estándar e intervalo de confianza se siguió el mismo procedimiento de los casos anteriores, aplicando las ecuaciones (4.1), (4.2), (4.3) y (4.4) se obtuvo los siguientes resultados en el mismo orden mencionado:

$$n_{Im} = 0.0336$$

$$S_I = 0.01135$$

$$\text{Límite superior} = 0.0450$$

$$\text{Límite inferior} = 0.0223$$

De esta manera se determinó que el coeficiente de rugosidad para la planicie de inundación esta en el rango de 0.0223 a 0.0450.

4.3. CORRELACIONES Y GRAFICAS.

4.3.1. Coeficiente de Correlación de Pearson.

Para determinar el grado de correlación entre las variables propuestas se hizo uso del Coeficiente de Correlación de Pearson, “r”, el cual permite saber si el ajuste de la nube de puntos a la curva de regresión obtenida es satisfactorio. Se define como el cociente entre la covarianza y el producto de las desviaciones típicas (raíz cuadrada de las varianzas).

$$r = \frac{V_{xy}}{\sqrt{V_x \cdot V_y}} = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_x^2 \cdot S_y^2}} = \frac{S_{xy}}{S_x \cdot S_y} \quad (4.10)$$

Teniendo en cuenta el valor de la covarianza y las varianzas, se puede evaluar mediante cualquiera de las dos expresiones siguientes:

$$r = \frac{\frac{\sum x_i \cdot y_i}{n} - \bar{x} \cdot \bar{y}}{\sqrt{\left(\frac{\sum x_i^2}{n} - \bar{x}^2\right) \cdot \left(\frac{\sum y_i^2}{n} - \bar{y}^2\right)}} \quad (4.11)$$

$$r = \frac{n \sum x_i \cdot y_i - \sum x_i \sum y_i}{\sqrt{[n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2] \cdot [n \sum y_i^2 - (\sum y_i)^2]}} \quad (4.12)$$

Actualmente no es necesario determinar manualmente el coeficiente de correlación de Pearson debido a que programas computacionales como ser Microsoft Excel nos determinan este valor directamente.

4.3.1.1. Propiedades del coeficiente de correlación de Pearson.

Sus propiedades son las siguientes:

- El coeficiente de correlación, “r”, presenta valores entre -1 y +1.
- Cuando “r” es próximo a 0, no hay correlación entre variables. La nube de puntos esta muy dispersa o bien no es una curva adecuada para la nube de puntos.
- Cuando “r” es cercano a +1, hay una buena correlación positiva entre variables según el modelo escogido y la curva de regresión que se determine tendrá pendiente positiva, será creciente.
- Cuando “r” es cercano a -1, hay una buena correlación negativa entre variables según el modelo escogido y la curva de regresión que se determine tendrá pendiente negativa, será decreciente.

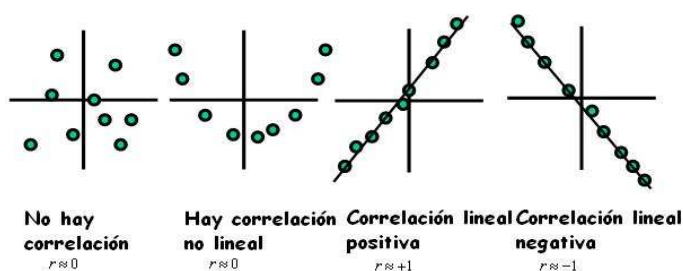


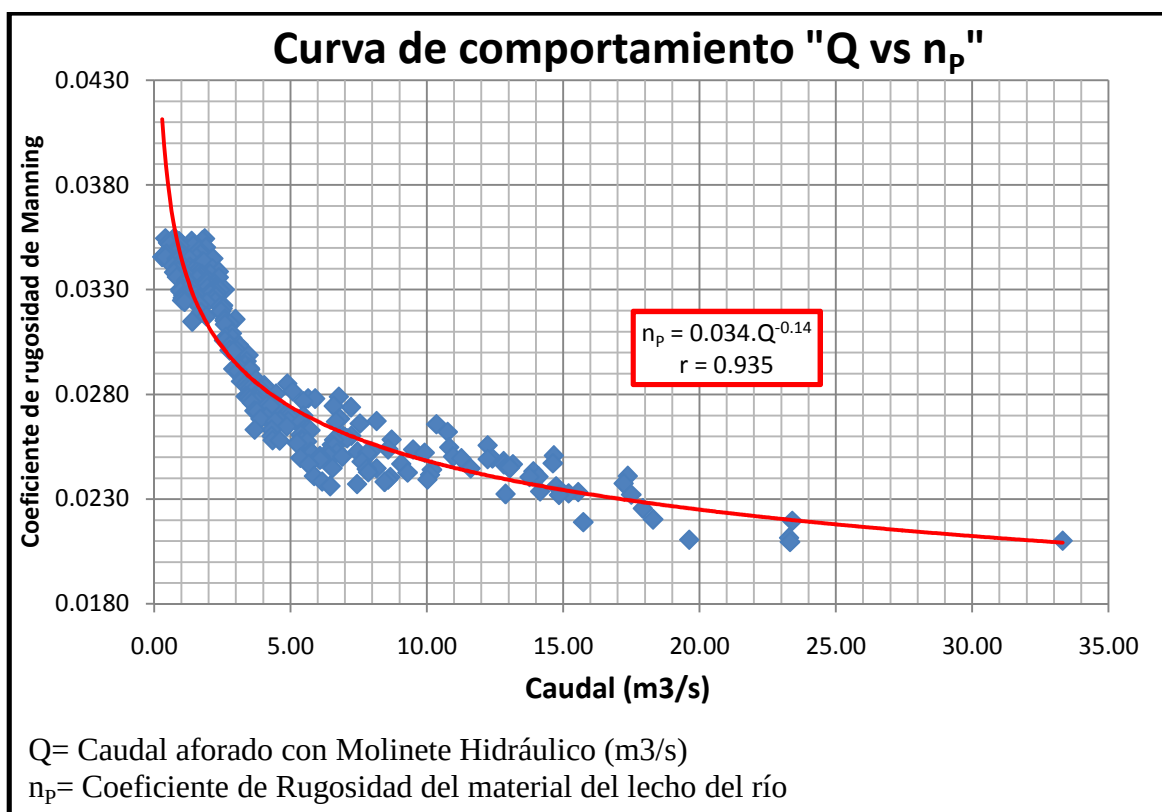
FIGURA 4.5.- Representación gráfica de una correlación lineal.

La figura 4.7 muestra un ejemplo de correlación lineal.

4.3.2. Análisis de correlaciones de los resultados.

Con el fin de poder entender y visualizar mejor el comportamiento de las variables estudiadas se trazo una serie de graficas y curvas de calibración en función de los resultados obtenidos, la primera de estas graficas es la relación existente entre el caudal que circula por el cauce y el coeficiente de rugosidad de Manning las cuales se muestran a continuación:

4.3.2.1. Comportamiento del coeficiente de rugosidad del lecho del río “ n_p ” en función del caudal.

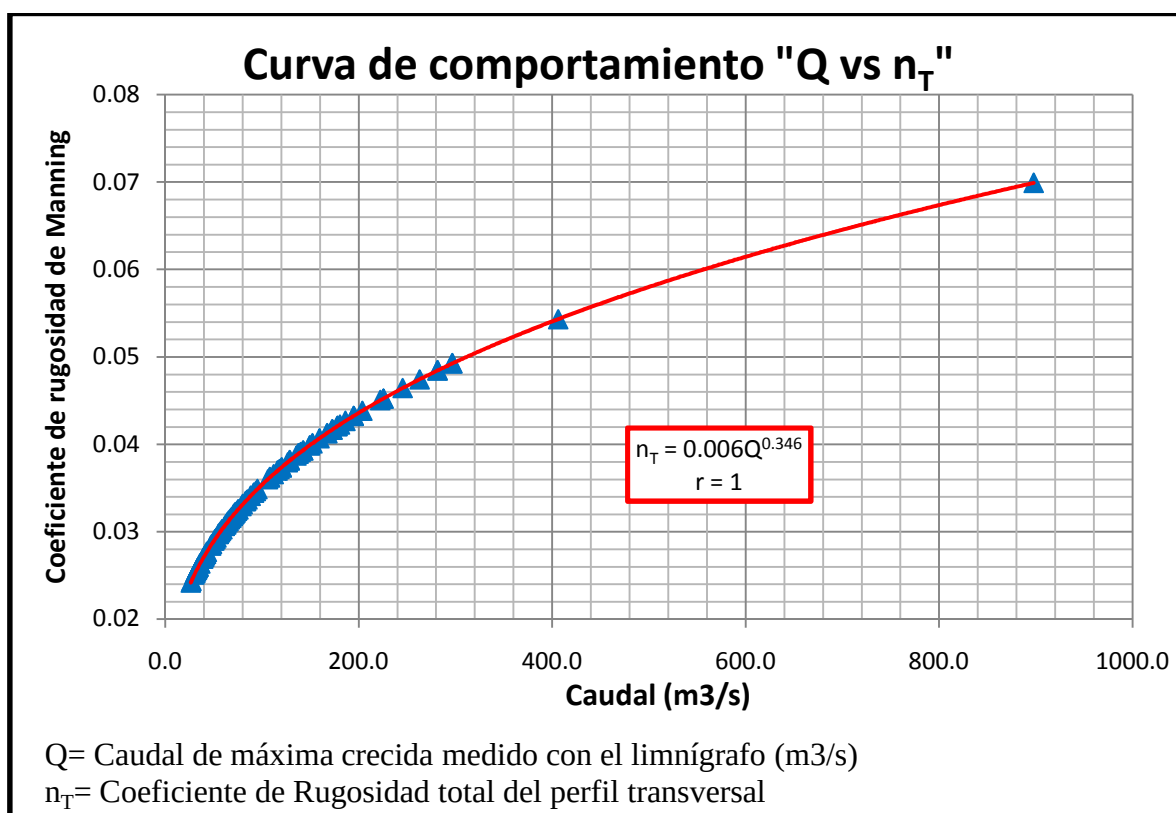


GRÁFICA 4.1.- Curva de comportamiento “Q vs n_p ” correspondiente a los coeficientes de rugosidad del material del lecho del río.

La gráfica 4.1 muestra la relación existente entre el caudal que circula por la sección del cauce y el coeficiente de rugosidad del material del lecho del río, esta se calibra con mayor precisión a una curva potencial la cual como se muestra en la gráfica se ajusta con

coeficiente de correlación del 93.5%, esta gráfica es del tipo decreciente y en ella se puede observar que el “n” de Manning parte con valores altos de hasta 0.035 para los caudales mínimos y llega a valores de 0.020 en los caudales máximos aforados; al observar esta gráfica se hace evidente la disminución de la influencia de la rugosidad al flujo, es decir, a medida que aumenta la fuerza de circulación del flujo la resistencia a este va disminuyendo notablemente, se hace notar que los caudales aforados con el molinete hidráulico no circulan aun por la planicie de inundación.

4.3.2.2. Comportamiento del Coeficiente de Rugosidad total de la sección transversal “ n_T ” en función del caudal.

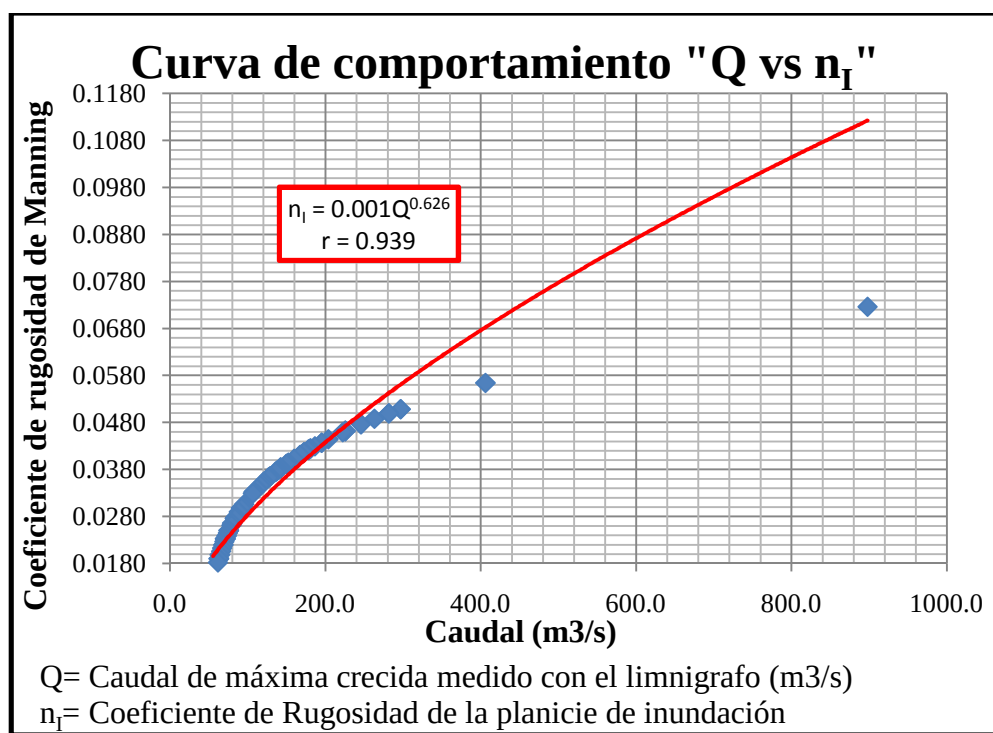


GRÁFICA 4.2.- Curva de comportamiento “Q vs n_T ” correspondiente a los coeficientes de rugosidad del lecho del río y de la planicie de inundación.

En la gráfica 4.2 se muestra el comportamiento del coeficiente de rugosidad de Manning que considera tanto el material del lecho del río como la planicie de inundación determinados en función a los caudales de máximas crecidas, esta se ajusta perfectamente a

una curva potencial con una correlación del 100% como se muestra en la gráfica, este comportamiento es ideal y se debe a que todos los valores de máximas crecidas son producto de calibración de curvas en función del tirante de agua medidos con el limnógrafo; en la gráfica se puede observar que esta es creciente y representa un efecto inverso al producido en los caudales aforados con el molinete, es decir, que parte de valores mínimos y a medida que aumenta el tirante y el caudal este llega a la planicie de inundación en donde la rugosidad adicional de esta provoca un crecimiento brusco del valor de la rugosidad total llegando al valor máximo de 0.0649 para el caudal máximo medido que ocurre a un tirante de 3.5 m.

4.3.2.3. Comportamiento del Coeficiente de Rugosidad de la planicie de inundación “ n_I ” en función del caudal.

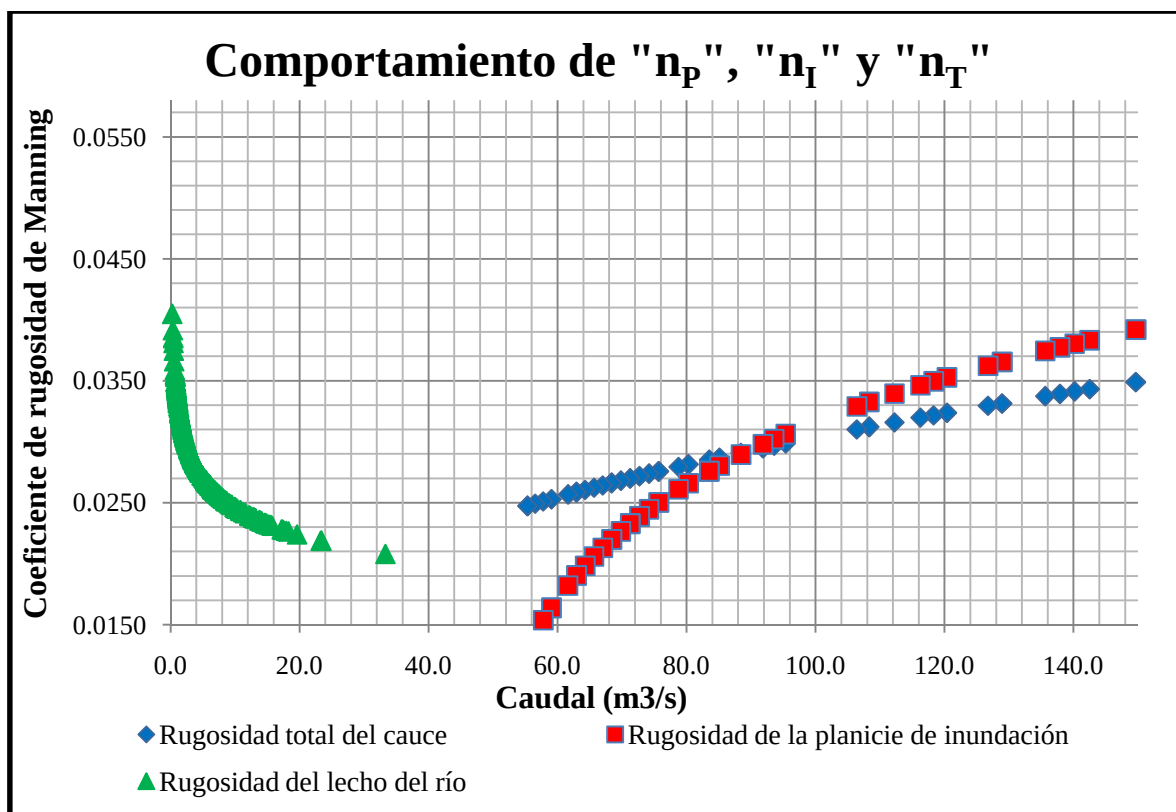


GRÁFICA 4.3.- Curva de comportamiento “Q vs n_I ” correspondientes a los coeficientes de rugosidad de la planicie de inundación.

En la gráfica 4.3 se muestra el comportamiento de los coeficientes de rugosidad de la planicie de inundación determinados por el criterio de rugosidad ponderada, esta se ajusta a

una curva potencial con un coeficiente de correlación del 93.9%, en la gráfica se puede observar que hasta ciertos valores estos cumplen con la tendencia establecida separándose de esta los valores máximos de rugosidad, al igual que los valores de la rugosidad total obtenidos en función de las máximas crecidas se puede observar que esta gráfica es del tipo creciente y a medida que aumenta el tirante y el caudal que circula por la sección de aforo el Coeficiente de Rugosidad también se incrementa proporcionalmente.

4.3.2.4. Comportamiento de los Coeficientes de Rugosidad “ n_p ”, “ n_I ” y “ n_T ”.



GRÁFICA 4.4.- Curva de comportamiento entre sí de los coeficientes de rugosidad total “ n_T ”, del material del lecho del río “ n_p ” y de la planicie de inundación “ n_I ”.

En la gráfica 4.4 se puede observar la relación que existe entre los diferentes coeficientes de rugosidad determinados, los cuales son: el coeficiente de rugosidad del lecho del río “ n_p ” (color verde en la gráfica), la rugosidad de la planicie de inundación “ n_I ” (color rojo en la gráfica) y la rugosidad total del perfil de la sección “ n_T ” (color azul en la gráfica); en ella se puede observar que el coeficiente de rugosidad del lecho del río tiene un comportamiento

decreciente partiendo de sus valores máximos para los caudales mínimos y llegando a los valores mínimos para los caudales máximos; en el Coeficiente de Rugosidad total del cauce y la rugosidad de la planicie de inundación se puede notar que tienen un comportamiento creciente observándose que los valores de la rugosidad total del cauce parte de valores mayores que el coeficiente de la planicie de inundación para después comportarse inversamente, los valores del coeficiente de rugosidad de la planicie de inundación en su mayoría son mayores que los determinados para la rugosidad total del cauce debido a que el valor de la rugosidad del lecho del río al ser menor que la de la planicie de inundación tiende a disminuir al valor total de la rugosidad.

4.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

Para realizar la comparación de los resultados se proponen distintas tablas en donde se puede observar los valores de rugosidad de Manning recomendados por distintos autores y encontradas en diferentes libros las cuales son las siguientes:

- Según Woodward publicado en su libro *Hydraulics of steady flow in open channels*.

Corrientes Naturales	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente	0.027-0.033
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente, algo de vegetación	0.030-0.040
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia	0.035-0.050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados	0.060-0.080
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados, vegetación densa	0.100-0.200
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña	0.050-0.080
Áreas de inundación adyacentes al canal ordinario	0.030-0.020

Fuente: *Hydraulics of steady flow in open channels* de S.M. Woodward

TABLA 4.6.- Valores de “n” obtenidos de *Hydraulics of steady flow in open channels* de S. M. Woodward.

- Según Horton, valores publicados en el libro “Hidráulica” del Coronel Trueba.

Superficie	Condiciones de las paredes			
	Perfectas	Buenas	Medianamente buenas	Malas
Corrientes naturales				
Limpios, bordos, rectos , llenos sin hendiduras ni charcos profundos	0.025	0.028	0.030	0.033
Limpios, bordos, rectos, llenos sin hendiduras ni charcos profundos; pero algo de hierba y piedra	0.030	0.033	0.035	0.040
Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio	0.033	0.035	0.040	0.045
Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio; de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente	0.040	0.045	0.050	0.055
Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio; algo de hierba y piedras	0.035	0.040	0.045	0.050
Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio; de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente, en secciones pedregosas	0.045	0.050	0.055	0.060
Ríos con tramos lentos, cauce enhierbado o con charcos profundos	0.050	0.060	0.070	0.080
Playas muy enhierbadas	0.075	0.100	0.125	0.150

Fuente: Hidráulica del Coronel Samuel Trueba

TABLA 4.7.- Valores de “n” dados por Horton, para ser usados en las fórmulas de Kutter y de Manning en corrientes naturales.

➤ Según Kutter Publicado en el Manual de hidráulica de H. W. King..

Tipo de conducción	"n"	Tipo de conducción	"n"
Madera bien cepillada	0.009	Mampostería concertada	0.017
Cemento puro	0.010	Canales excavados en grava firme	0.02
Mortero de cemento con 1/3 de arena	0.011	Canales y ríos en buenas condiciones	0.025
Madera sin cepillar	0.012	Canales y ríos con yerba y piedras	0.030
Sillera u obra de ladrillo bien colocado	0.013	Canales y ríos en malas condiciones	0.035
Obra basta de ladrillo	0.015		

Fuente: Manual de Hidráulica de H. W. King.

TABLA 4.8.- Valores de “n” para diferentes canales según Kutter tomado del Manual de Hidráulica de H. W. King.

- Según Horton, publicado en el libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow

Condiciones del canal			"n"
Material del lecho	Tierra	n_0	0.020
	Corte con roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderada		0.010
	Severa		0.020
Variación de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Poco cambiante		0.005
	Frecuentemente cambiante		0.010-0.015
Presencia de obstáculos	Despreciable	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severa		0.040-0.060
Vegetación	Poca	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Mucha		0.020-0.030
	Excesiva		0.040-0.060
Curvatura	Poca	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severa		1.300

Fuente: Hidráulica de canales abiertos de Ven Te Chow

TABLA 4.9.- Valores para seleccionar el “n” de Manning según Horton.

Se realizó una comparación entre los valores obtenidos mediante el método inverso para la rugosidad del lecho del río y los valores propuestos en tablas por los distintos autores ya mencionados, la cual se muestra a continuación:

4.4.1. Comparación de resultados para el Coeficiente de Rugosidad del lecho del río “ n_p ”.

Como ya se mencionó los resultados para la rugosidad del lecho del río determinados con lo caudales aforados con molinete son los siguientes:

$$\text{Media aritmética } n_{pm} = 0.0292$$

$$\text{Límite superior} = 0.0332$$

$$\text{Límite inferior} = 0.0251$$

Las comparaciones de resultados que se llevaron a cabo son las siguientes:

4.4.1.1. Según los valores recomendados por Horton en el libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow.

Para realizar la comparación de los resultados con los valores recomendados por Horton en el libro Hidráulica de canales abiertos de Ven Te Chow se asumió como rango para nuestro cauce los valores de 0.020 y 0.028 correspondientes a tierra y grava gruesa, del material del lecho (tabla 4.9), analizando el número de valores que entran en este rango de 274 valores en total, cumplen con esta tendencia 128 lo cual representa el 46.72% de los resultados; además se puede observar que el valor medio de los resultados es de 0.0292 que se encuentra muy cercano al valor de grava gruesa que es el material que predomina en nuestra sección como lo muestra la fotografía 4.1; en relación a los límites superior e inferior se puede mencionar que si bien están un poco alejados estos son aceptables debido a que en las tablas recomendadas en la literatura se asume un tipo de suelo uniforme para el lecho del río y si bien en nuestra sección predomina la grava gruesa también se puede observar la presencia de rocas y suelos finos lo cual sin duda altera el valor de la rugosidad.

La gráfica 4.5 muestra la relación que existe entre los coeficientes de rugosidad determinados por el método inverso y los valores recomendados por Ven Te Chow.



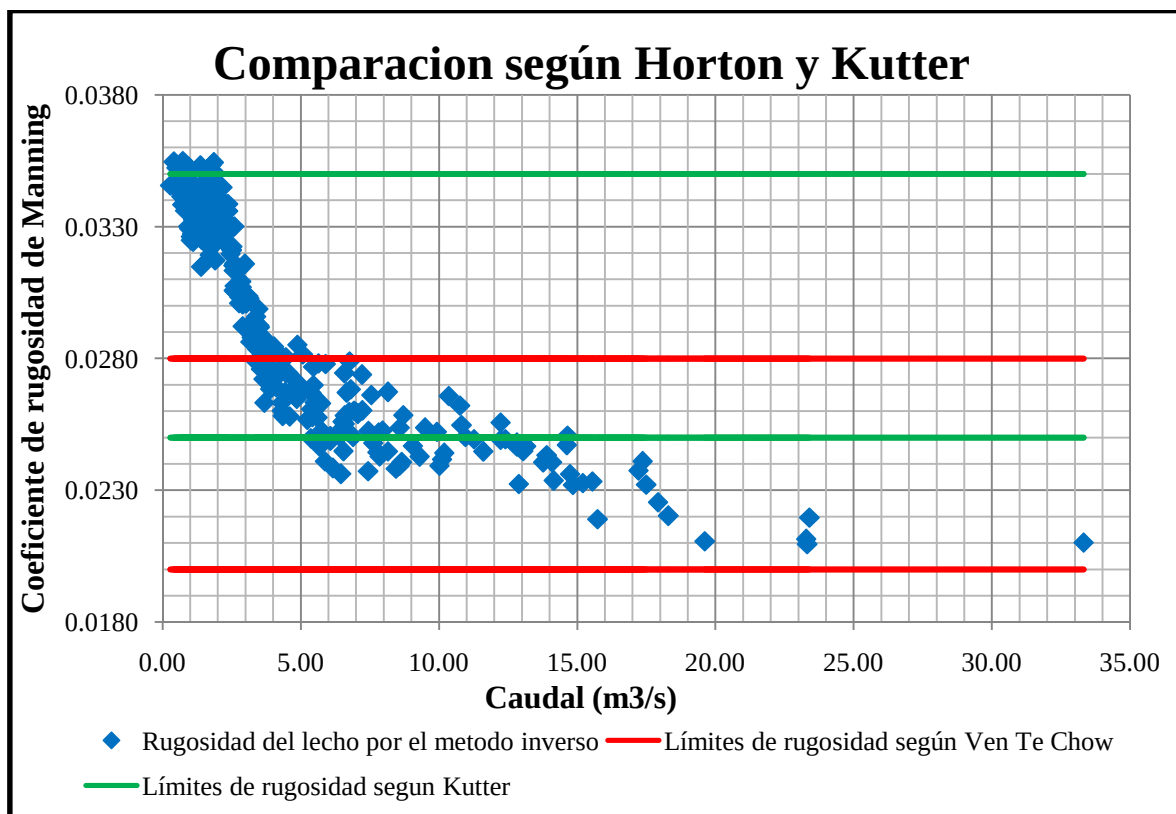
FOTOGRAFÍA 4.1.- Material predominante en el lecho del río.

4.4.1.2. Según los valores recomendados por Kutter.

Para realizar la comparación de los resultados con los valores recomendados por Kutter (tabla 4.8) se asumió los valores de: 0.025 como límite inferior el cual corresponde a: “canales y ríos un buenas condiciones” y 0.035 como límite superior el cual corresponde a: “canales y ríos en malas condiciones, además intermedio a estos se encuentra el valor de 0.030 que es propio de “canales y ríos con hierba y piedra” el cual precisamente es el tipo de sección en la que se desarrollo este trabajo; analizando la cantidad de resultados que se encuentran en el rango mencionado se pudo determinar que el 75.55% de estos cumplen con esta tendencia lo cual es un porcentaje muy satisfactorio, además de esto se puede observar que el valor mas representativo de la muestra que es la media aritmética es de 0.0292 que es muy cercano al valor de “canales y ríos con piedra y hierba” que es el que mas se asemeja a las características de nuestra sección; en relación a los limites superior e

inferior obtenidos para los resultados se ve que en el inferior prácticamente es el mismo que el asumido y superior presenta una diferencia muy pequeña, en general se puede decir que los resultados obtenidos por el método inverso son similares a los recomendados por Kutter en el Manual de hidráulica de H. W. King.

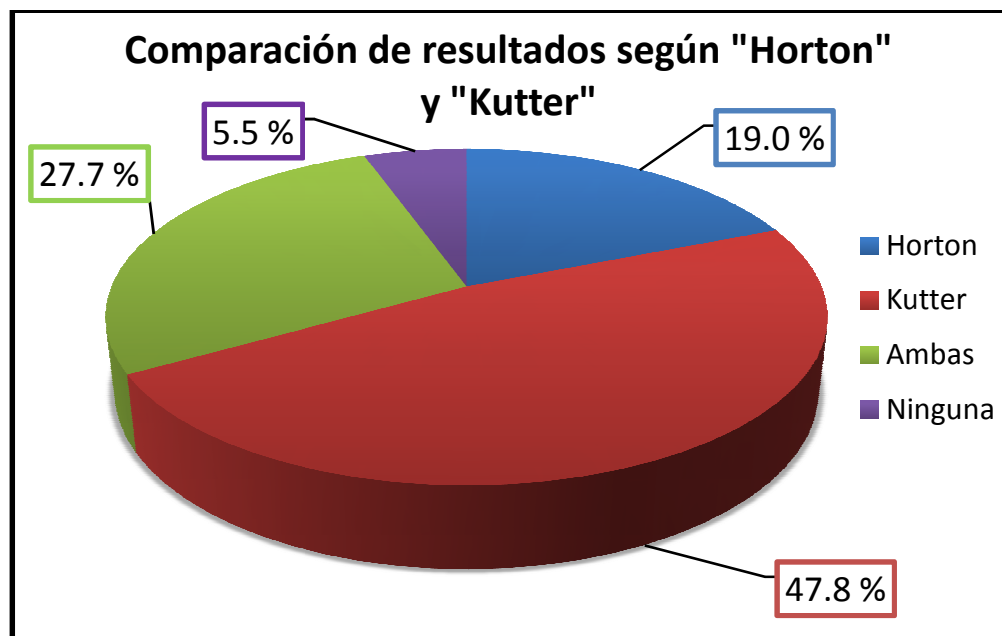
La gráfica 4.5 muestra la relación que existe entre los coeficientes de rugosidad determinados por el método inverso y los valores recomendados por Kutter.



GRÁFICA 4.5.- Gráfica de comparación de la rugosidad del lecho del río obtenida por el método inverso, con los valores recomendados por Horton en el libro de Ven Te Chow y Kutter.

En la gráfica 4.5 se puede observar que los resultados obtenidos por el método inverso se ajustan satisfactoriamente a los valores recomendados por Kutter y medianamente a los valores recomendados por Horton en libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow.

Como un resumen de la comparación de resultados para los valores recomendados por Horton extraídos del libro “Hidráulica de canales abiertos de Ven Te Chow” y los recomendados por Kutter se propone la siguiente grafica:



GRÁFICA 4.6.- Resumen de la comparación de resultados de la rugosidad del material del lecho del río con los valores recomendados por “Horton” y “Kutter”

La grafica 4.6 indica que, el 19% de los resultados se encuentra únicamente en el rango asumido para los valores recomendados por Horton que es de 0.020 a 0.028; 47.8 % se encuentran en el rango asumido para los valores recomendados por Kutter que es de 0.025 a 0.035, el 27.7% cumple con ambas tendencias dándonos un total de 94.5% quedando únicamente el 5.5% que son los resultados que no cumplen con ninguna de las tendencias asumidas.

4.4.1.3. Según los valores recomendados por Horton en el libro “Hidráulica” del Coronel Samuel Trueba.

La comparación entre los resultados obtenidos aplicando el método inverso con los valores recomendados por Horton, mostrados en tabla 4.7, se realizó considerando lo siguiente:

En la tabla se observa que los valores de rugosidad están en función de la condición de las paredes dándonos como opciones paredes perfectas, buenas, medianamente buenas y malas,

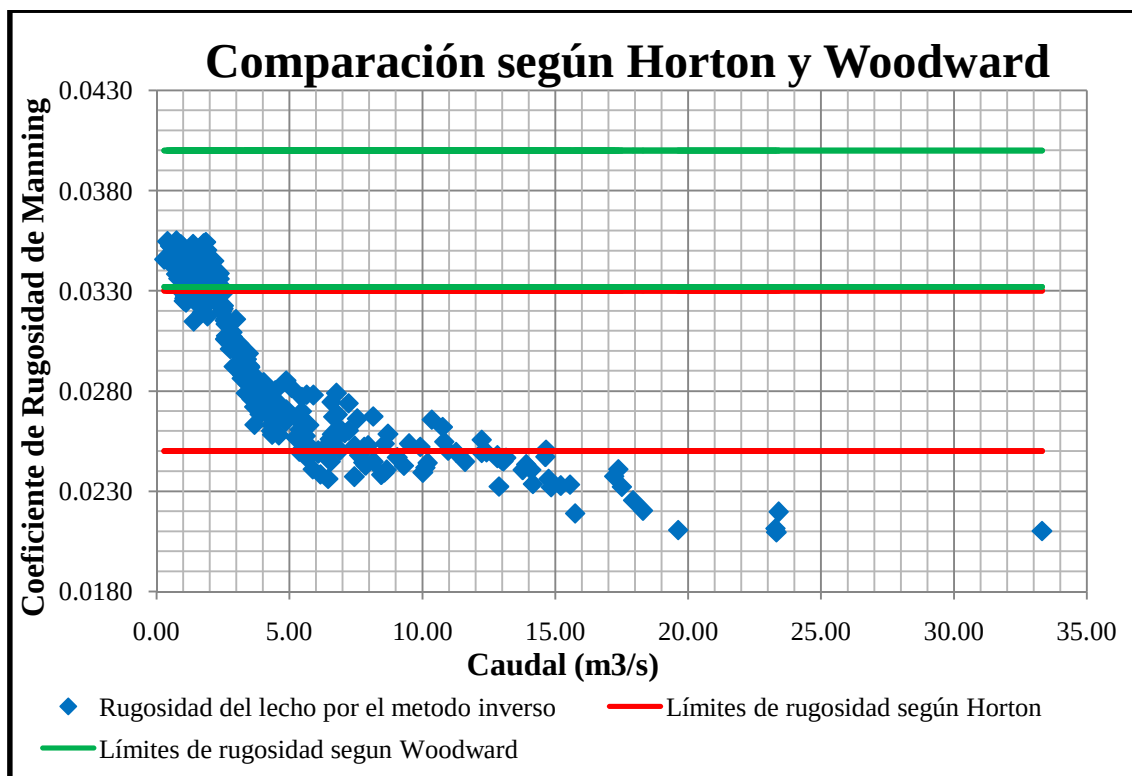
para realizar la comparación de los resultados se considero los valores extremos que corresponden a paredes perfectas y malas debido a que de esta forma abarcaríamos todos los tipos de condición de las paredes; analizando sólo el tipo de superficie descrita por el autor la que aparentemente mejor encajaría con el tramo en estudio seria la de corrientes naturales “Limpios, bordos, rectos, llenos sin hendiduras ni charcos profundos; pero algo de hierba y piedra”, analizando con este tipo de superficie que tiene una rugosidad de 0.030 para paredes perfectas y 0.040 para paredes malas se determinó que 122 valores cumplen con esta tendencia lo cual representa el 44.53% de los resultados; si realizamos el análisis con los valores recomendados para el primer tipo de superficie que es “Limpios, bordos, rectos, llenos sin hendiduras ni charcos profundos” la cual tiene valores extremos de 0.025 y 0.033 vemos que 149 valores cumplen con esta tendencia lo que representa el 54.38% de los resultados, en este tipo de superficie la media aritmética correspondería a una condición de pared entre buena y medianamente buena; los limites superior e inferior determinados en función de la media aritmética y la desviación estándar son prácticamente los mismos que los valores extremos para este tipo de superficie; los resultados de la rugosidad del lecho del río se ajustan de buena manera a los valores recomendados por Horton en la tabla 4.7.

La gráfica 4.7 muestra la relación que existe entre los coeficientes de rugosidad determinados por el método inverso y los valores recomendados por Horton.

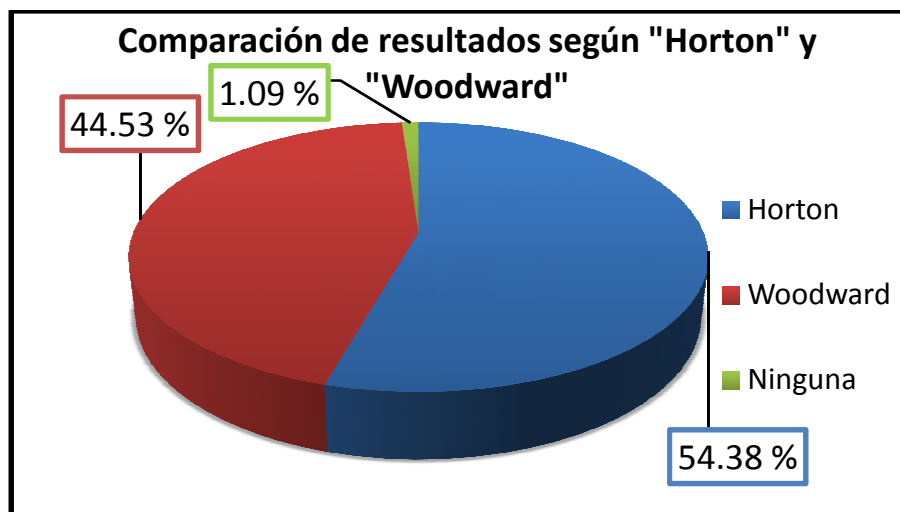
4.4.1.4. Según los valores recomendados por Woodward.

Según los Valores de “n” obtenidos del libro *Hydraulics of steady flow in open channels* de S. M. Woodward los valores recomendados que mejor se ajustan a los resultados son los de corrientes naturales “Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente, algo de vegetación” en las cuales la rugosidad se encuentra entre 0.030 y 0.040 encontrándose en este rango 122 valores lo cual corresponde al 44.53% de los resultados, la media aritmética se encuentra fuera del rango considerado pero cercana al valor mínimo de 0.030, los limites superior e inferior determinados para los resultados se encuentran alejados del rango propuesto por lo cual llegamos a la conclusión de que los resultados del tramo en estudio no se ajustan de buena manera a los valores propuesto por Woodward.

La gráfica 4.7 muestra la relación que existe entre los coeficientes de rugosidad determinados por el método inverso y los valores recomendados por Woodward.



GRÁFICA 4.7.- Gráfica de comparación de la rugosidad del lecho del río obtenida por el método inverso, con los valores recomendados por Horton y Woodward.



GRÁFICA 4.8.- Resumen de la comparación de resultados de la rugosidad del material del lecho del río con los valores recomendados por "Horton" y "Woodward".

La gráfica 4.8 indica que el 54.38% de los resultados se encuentran en el rango de los valores recomendados por Horton extraídos del libro “Hidráulica” del Coronel Samuel Trueba que es de 0.025 a 0.033, el 44.53% se encuentran en el rango de los valores recomendados por Kutter que es de 0.030 a 0.040, quedando simplemente el 1.09% que son los resultados que no cumplen con ninguna de las tendencias consideradas.

En general los resultados del coeficiente de rugosidad del material del lecho del río se ajustan de buena manera a los rangos recomendados por los autores considerados.

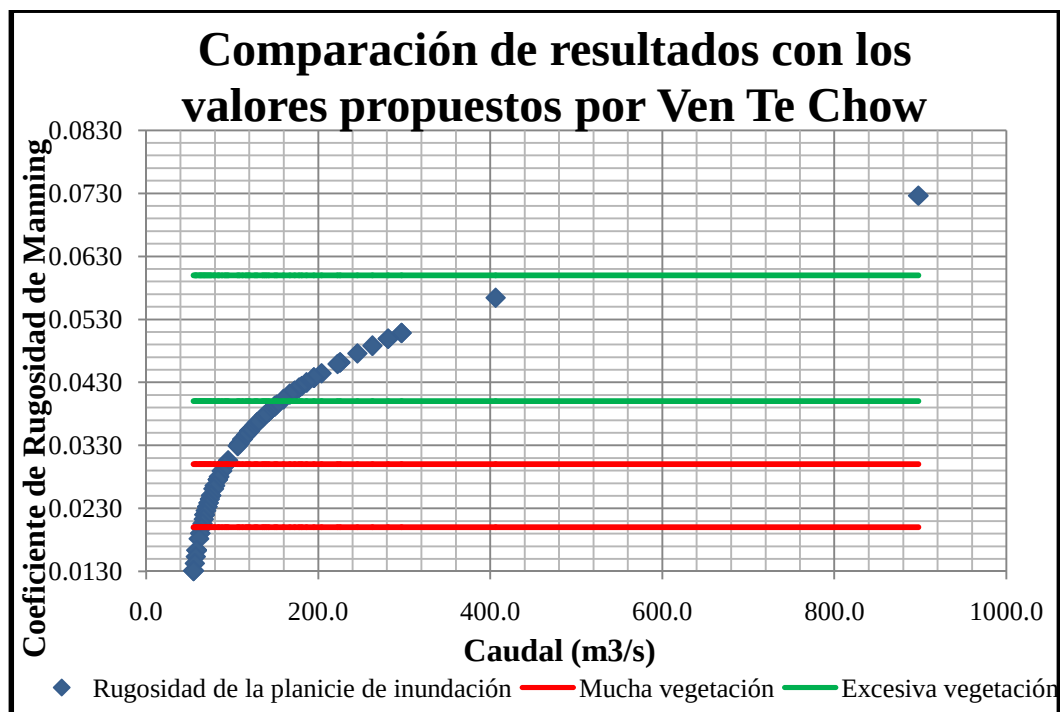
4.4.2. Comparación de resultados para el coeficiente de rugosidad de la planicie de inundación “ n_f ”.

La comparación de los resultados de rugosidad para la planicie de inundación se realizó de la siguiente forma:

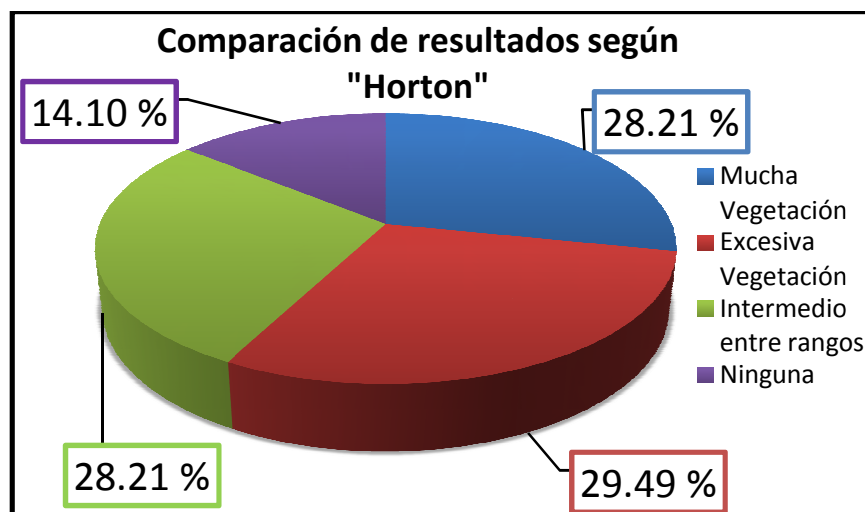
4.4.2.1. Según los valores recomendados por Horton extraída del libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow.

La tabla propuesta por Horton (tabla 4.9) en el libro “Hidráulica de canales abiertos” es una de las mas completas debido a que en ella considera diferentes tipos de condiciones que afectan al valor de la rugosidad como ser: material del lecho del río, grado de irregularidad, variación de la sección transversal, presencia de obstáculos, vegetación y curvatura; se realizó la comparación de resultados considerando dos rangos, el primero correspondiente a mucha vegetación que tiene rugosidades entre 0.020 y 0.030, el segundo correspondiente a excesiva vegetación con valores de rugosidad entre 0.040 y 0.060; analizando los resultados con los rangos mencionados se pudo determinar que 28.21% de los resultados se encuentran en el rango de 0.020 y 0.030 y el 29.49% se encuentran en rango de 0.040 y 0.060, encontrando que 28.21% de los resultados se encuentran entre 0.030 y 0.040 que es el límite superior del primer rango con el límite inferior del segundo rango en el cual también se encuentra la media aritmética para la muestra que es de 0.0336; analizando estos porcentajes se llega a la conclusión de que los resultados de los coeficientes de rugosidad para la planicie de inundación del tramo en estudio se ajustan a los valores propuestos por Ven Te Chow, en la gráfica 4.6 se puede observar la relación entre los resultados de la

rugosidad de Manning para la planicie de inundación con los valores recomendados en la tabla 4.9.



GRÁFICA 4.9.- Gráfica de comparación de la rugosidad de la planicie de inundación obtenida por el método inverso, con los valores recomendados Ven Te Chow.



GRÁFICA 4.10.- Resumen de la comparación de resultados de la rugosidad de la planicie de inundación con los valores recomendados por "Horton" en el libro "Hidráulica de canales".

La gráfica 4.10 nos indica que el 28.21% de los resultados se encuentran en el rango de mucha vegetación que tiene límites entre 0.020 y 0.030; 29.49% se encuentran en el rango de excesiva vegetación que tiene límites entre 0.040 y 0.060; 28.21% se encuentran entre el límite superior del primer rango (0.030) y el límite inferior del segundo rango (0.040) quedando sólo el 14.10% que son los valores que no se encuentran en ninguna de las tendencias consideradas.

4.4.2.2. Según los valores recomendados por Kutter.

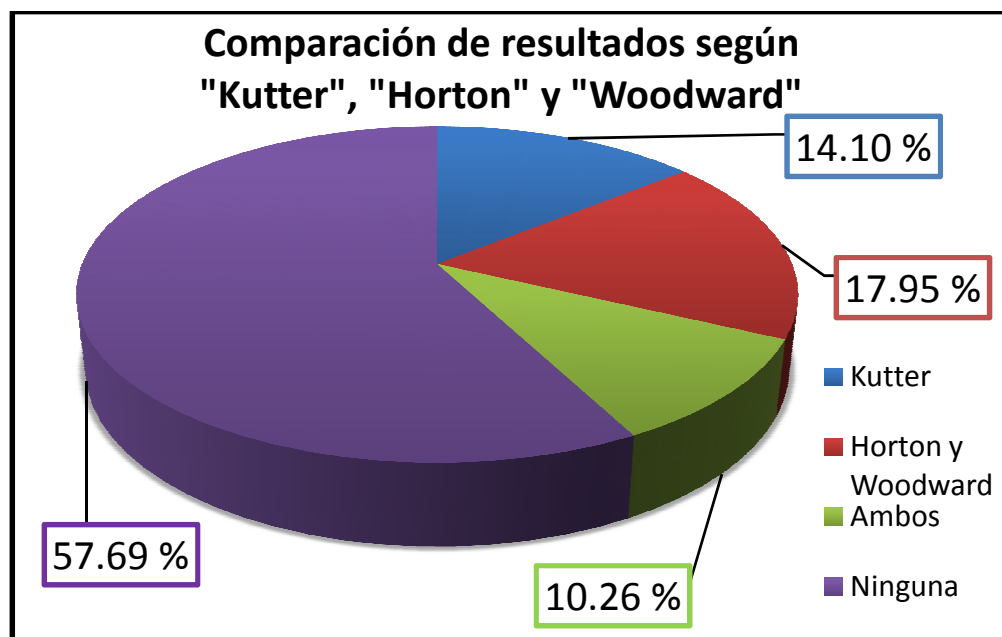
Para realizar la comparación de resultados según los valores recomendados por Kutter se asumió el rango de 0.025 y 0.035 que corresponde a: “Canales y ríos en malas condiciones” y “Canales y ríos en buenas condiciones” respectivamente, analizando los resultados en este rango se encontró que sólo el 24.36% de estos cumplen con esta tendencia lo cual es un porcentaje mínimo, debido a que en la tabla recomendada por Kutter (tabla 4.8) sólo considera las características del lecho del río y no toma en cuenta la planicie de inundación.

4.4.2.3. Según los valores recomendados por Horton y Woodward.

Para la comparación de resultados en función de las tablas recomendadas por Horton y Woodward se asumió el mismo rango que es el de 0.030 y 0.040 que corresponde a corrientes naturales “Limpios, bordos, rectos, llenos sin hendiduras ni charcos profundos; pero algo de hierba y piedra” en los valores recomendados por Horton y a corrientes naturales “Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente, algo de vegetación” para la tabla recomendada por Woodward, analizando los resultados en función a este rango se encontró que 29.49 % de estos se encuentran en este lo cual es porcentaje muy pequeño y se debe a que al igual que en la tabla mencionada por Kutter las tablas recomendadas por Horton y Woodward sólo consideran las condiciones del material del lecho del río y no la planicie de inundación, así que se llega a la conclusión de que los resultados no se ajustan a los valores recomendados por Horton y Woodward.

La gráfica 4.11 muestra un resumen de la comparación de los resultados según los rangos asumidos de los valores propuestos por Horton, Kutter y Woodward, en ella se puede observar que 14.10% de los resultados se ajustan al rango asumido para los valores recomendados por Kutter que es de 0.025 a 0.035, 17.95% se ajustan al rango asumido de

los valores recomendados por Horton y Woodward que es de 0.030 a 0.040, encontrándose que el 10.26% cumplen con ambas tendencias quedando un 57.69% que no se ajusta a ninguna de ellas por lo cual, se llega a la conclusión de que los resultados de la rugosidad para la planicie de inundación no tienen un buen ajuste con los valores recomendados por Horton, Kutter y Woodward.



GRÁFICA 4.11.- Resumen de la comparación de resultados de la rugosidad de la planicie de inundación con los valores recomendados por “Horton”, “Kutter” y “Woodward”.

La tabla 4.10 muestra un resumen de la comparación de los resultados obtenidos mediante el método inverso con los propuestos por los distintos autores considerados.

Según:	Material del lecho del río	Planicie de inundación
Ven Te Chow	0.020 - 0.028	0.020 - 0.040
Horton	0.025 - 0.033	0.030 - 0.040
Kutter	0.025 - 0.035	
Woodward	0.030 - 0.040	0.030 - 0.040
Método inverso	0.0251 - 0.0332	0.0224 - 0.0449

Fuente: elaboración propia.

TABLA 4.10.- Resumen de la comparación de resultados obtenidos mediante el método inverso con los recomendados por algunos autores.

En la tabla 4.10 se puede observar que en general los valores obtenidos mediante el método inverso se asemejan a los recomendados por los autores considerados principalmente en la rugosidad del material del lecho del río; en las rugosidades de la planicie de inundación se ajustan mejor a los valores recomendados por Horton en el libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow debido a que es el único que considera un tipo de suelo con cobertura vegetal.

4.4.3. Comparación de los resultados con el método Cowan.

A partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrollo un procedimiento para estimar el valor de “ n ”. Mediante el cual este valor puede calcularse por:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m_5 \quad (4.13)$$

Los valores mencionados en la ecuación (4.13) son los mismos que propuso Horton en el libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow y se muestran en la tabla 4.9, donde “ n_0 ” es un valor básico de “ n ” para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados, “ n_1 ” es un valor que debe agregarse a “ n_0 ” para corregir el efecto de las rugosidades superficiales, “ n_2 ” es un valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal, “ n_3 ” es un valor para considerar las obstrucciones, “ n_4 ” es un valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo, y “ m_5 ” es un factor de corrección de los efectos por meandros en el canal.

Al establecer el valor de “ n_1 ”, se considera que el grado de irregularidad es suave para superficies comparables con la mejor obtenible en los materiales involucrados; menor para canales artificiales bien dragados, con taludes laterales ligeramente erosionados o socavados en canales artificiales o canales de drenaje; moderado para canales mediana o pobremente dragados, taludes laterales moderadamente derrumbados o erosionados de canales artificiales o canales de drenaje; y severos para bancas muy derrumbadas de cauces naturales o con taludes laterales muy erosionados o muy derrumbados en canales artificiales o canales de drenaje, y canales artificiales excavados en roca con superficies deforme, con entrantes y salientes irregulares.

Para el caso de nuestro tramo adoptamos el valor de grado de irregularidad suave entonces $n_1=0.000$.

Al establecer el valor de “ n_2 ” se considera que el carácter de las variaciones en tamaño y forma de la sección transversal es gradual cuando el cambio en el tamaño o en la forma ocurre de manera gradual, poco cambiante cuando las secciones grandes y pequeñas se alternan ocasionalmente o cuando los cambios en la forma causan el cambio de la corriente principal de un lado al otro, y frecuentemente cambiante cuando las secciones grandes y pequeñas se alternan con frecuencia o cuando los cambios en la forma causan frecuentes cambios de la corriente principal de un lado a otro.

Para nuestro caso asumimos el valor de $n_2=0.005$ correspondiente a una variación de la sección transversal poco cambiante.

Al establecer el valor de “ n_3 ” se consideran la presencia y las características de obstrucciones como depósitos de basura, palos, raíces expuestas, cantos rodados y troncos caídos y atascados. Se debe tener en cuenta que las condiciones consideradas en los pasos anteriores no deben ser reevaluadas o tenidas en cuenta más de una vez. Para juzgar el efecto relativo de las obstrucciones, se debe considerar lo siguiente: hasta que punto las obstrucciones ocupan o reducen el promedio de área mojada, la naturaleza de las obstrucciones (objetos puntiagudos o angulares inducen mayor turbulencia que objetos curvos o con superficies lisas), y la posición y el espaciamiento, transversal y longitudinal, de las obstrucciones en tramo bajo consideración.

Asumimos un valor de $n_3=0.010$ correspondiente a obstrucciones menores.

Al establecer el valor de “ n_4 ” se considera el grado del efecto de la vegetación:

- 1) Poca, para condiciones comparables a lo siguiente: a) crecimientos densos de pastos o malezas flexibles, donde la profundidad promedio de flujo es de dos o tres veces la altura de la vegetación, y b) varas flexibles de plantas jóvenes, como sauce, matas de algodón o cedro salado, donde la profundidad promedio de flujo es tres a cuatro veces la altura de vegetación.

- 2) Media, para condiciones comparables a las siguientes: a) césped cuando la profundidad promedio de flujo es una a dos veces la altura de la vegetación, b) pastos con tallo, malezas o plantas jóvenes con cubierta moderada cuando la profundidad promedio de flujo es dos a tres veces la altura de la vegetación, y c) crecimientos de matorrales, moderadamente densos, similares a sauces de uno o dos años, durante la estación invernal, a lo largo de los taludes laterales de un canal sin vegetación importante a lo largo del fondo del canal, cuando el radio hidráulico es mayor que dos pies.
- 3) Mucha, para condiciones comparables con las siguientes: a) prados de césped cuando la profundidad promedio es más o menos igual a la altura de la vegetación, b) sauces o plantas de algodón de ocho a diez años de edad durante la estación invernal, con crecimiento intermedio de malezas y matorrales, sin vegetación en el follaje, cuando el radio hidráulico es mayor que dos pies, y c) matorrales de sauces de aproximadamente un año de edad durante la estación de crecimiento, con intercalaciones de algunas malezas con follaje completo a lo largo de los taludes laterales sin vegetación importante a lo largo del fondo del canal, cuando el radio hidráulico es mayor que dos pies.
- 4) Excesiva, para condiciones comparables a las siguientes: a) pastos cuando la profundidad promedio del flujo es menor que la mitad de la altura de la vegetación, b) matorrales de sauces de mas menos un año de edad durante la estación de crecimiento, con crecimientos intercalados de malezas con follaje completo a lo largo de los taludes laterales o crecimientos densos de plantas de hojas anchas en el fondo del canal, con cualquier de radio hidráulico hasta 10 o 15 pies, y c) arboles en la estación de crecimiento con intercalaciones de malezas o matorrales, todos con follaje completo, con cualquier valor de radio hidráulico hasta 10 o 15 pies.

Asumimos el valor de $n_4=0.020$ correspondiente a mucha vegetación.

Al establecer el valor de “ m_5 ”, el grado de los efectos por meandros o curvaturas depende de la relación entre la longitud con meandros y la longitud recta del tramo del canal. Los meandros se consideran menores para relaciones de 1 a 1.2, apreciables para relaciones de 1.20 a 1.5, y severos para relaciones de 1.5 y mayores.

Nuestro tramo es prácticamente recto por lo que se asume el valor de $m_5=1$.

Introduciendo los valores mencionados a la ecuación (4.13) se obtiene el siguiente resultado:

$$n = (0.028 + 0.0 + 0.005 + 0.010 + 0.020) * 1 = 0.063$$

El cual es muy cercano a 0.0649 que es el valor máximo determinado para los caudales de máximas crecidas.

Al aplicar el método de Cowan para determinar el valor de “ n ”, deben considerarse algunos aspectos. El método no considera el efecto del sedimento en suspensión y la carga del lecho. Los valores dados en la tabla 4.9 se desarrollaron a partir de un estudio de 40 a 50 casos de canales pequeños y moderados. Por consiguiente el método es cuestionable cuando se aplica a canales grandes cuyos radios hidráulicos exceden 15 pies.

4.5. APLICACIÓN DE LAS RUGOSIDADES DE MANNING OBTENIDAS POR EL MÉTODO INVERSO.

Como comprobación de las rugosidades obtenidas por el método inverso se realizó el cálculo del caudal que circula por la sección transversal del tramo aplicando el método descrito a continuación:

Primero se separo el flujo que circula por el lecho del río del flujo que circula por la planicie de inundación identificando los parámetros geométricos de cada uno de estos.

Los parámetros del lecho del río para un tirante de 1.20, que es el límite del lecho del río con la planicie de inundación son los siguientes:

Escala (m)	Área (m2)	Pm (m)
1.20	18.22	43.55

Fuente: elaboración propia.

TABLA 4.11.- Parámetros geométricos del lecho del río.

Por ejemplo, los parámetros de la crecida ocurrida en febrero de 1983 son los siguientes:

FECHA	Escala (m)	Caudal (m3/s)	Área (m2)	Vel.Med. (m/s)	Pm (m)
feb-93	2.10	167.32	116.14	1.44	102.09

Fuente: elaboración propia.

TABLA 4.12.- Parámetros de la crecida ocurrida en el mes de febrero de 1983.

La figura 4.6 muestra como se realizó la separación de los caudales del lecho del río y de la planicie de inundación.

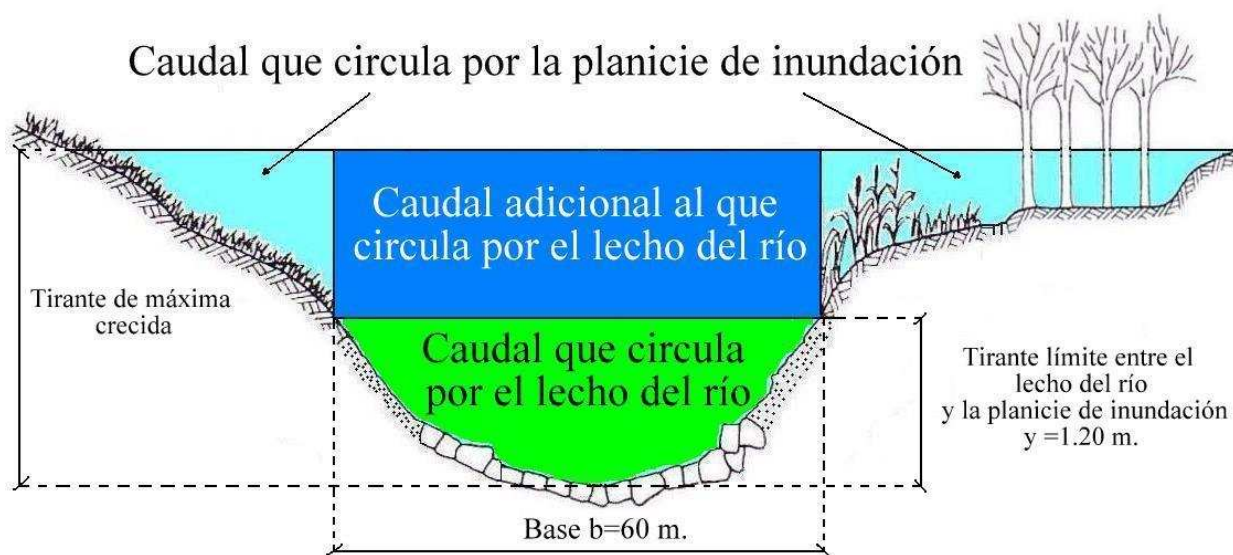


FIGURA 4.6.- Flujo de caudales por el lecho del río y la planicie de inundación.

Los parámetros geométricos del caudal que circula por el lecho del río se determinaron de la siguiente forma:

Se asumió una base constante de 60 m y se determinó el área y perímetro adicionales a los parámetros del lecho del río los cuales son los siguientes:

$$\text{Área adicional} = (2.10 - 1.20) * 60 = 54.0 \text{ m}^2.$$

$$\text{Perímetro adicional} = (2.10 - 1.20) * 2 = 1.80 \text{ m}.$$

Estas áreas y perímetros se los suma a los valores del lecho del río mostrados en la tabla 4.11, obteniendo los siguientes valores:

$$\text{Área del caudal que circula por el lecho del río} = 18.22 + 54.0 = 72.22 \text{ m}^2.$$

$$\text{Perímetro del caudal que circula por el lecho del río} = 43.55 + 1.80 = 45.35\text{m.}$$

Estos valores son los que son afectados por la rugosidad del lecho del río; los valores del caudal que circula por la planicie de inundación se los obtuvo por simple diferencia con los parámetros geométricos de las crecidas mostradas en la tabla 4.12 obteniendo los siguientes resultados:

$$\text{Área de inundación} = 116.14 - 72.22 = 43.92 \text{ m}^2.$$

$$\text{Perímetro de inundación} = 102.09 - 43.55 = 58.54 \text{ m.}$$

A continuación se procedió a determinar el caudal que circula por cada una de estas secciones, para lo cual se aplicó la ecuación de Manning por separado a los valores del lecho del río y a los de la planicie de inundación; el caudal que circula por el lecho del cauce se lo determinó con el coeficiente de rugosidad medio que tiene un valor de 0.0292 y para determinar el caudal que circula por la planicie de inundación se usó el valor de 0.0305 para los tirantes de 1.50 hasta 2.20 metros y el valor de 0.0508 para los tirantes de 2.23 hasta 3.50 metros, se hizo de esta manera debido a que a medida que aumenta el tirante la vegetación que abarca el caudal es mas abundante y por lo tanto la rugosidad aumenta; los resultados obtenidos aplicando la ecuación de Manning son los siguientes:

Considerando la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{Caudal por el lecho del río } (Q_P) = \frac{1}{n_P} \cdot A_P \cdot \left(\frac{A_P}{P_P}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_P = \frac{1}{0.0292} \cdot 72.22 \cdot \left(\frac{72.22}{45.35}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0.0023^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_P = 161.75 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\text{Caudal por la planicie de inundación } (Q_I) = \frac{1}{n_I} \cdot A_I \cdot \left(\frac{A_I}{P_I}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_I = \frac{1}{0.0305} * 43.92 * \left(\frac{43.92}{58.54}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.0023^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_I = 57.06 \text{ m}^3/\text{s}$$

Obteniendo un valor total de caudal de:

$$\text{Caudal total } (Q_T) = 161.75 + 57.06 = 218.81 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}.$$

Además se realizó el cálculo del caudal para diferentes coeficientes de rugosidad propuestos en las tablas estos son 0.025, 0.028, 0.030 y 0.033; obteniéndose los siguientes resultados:

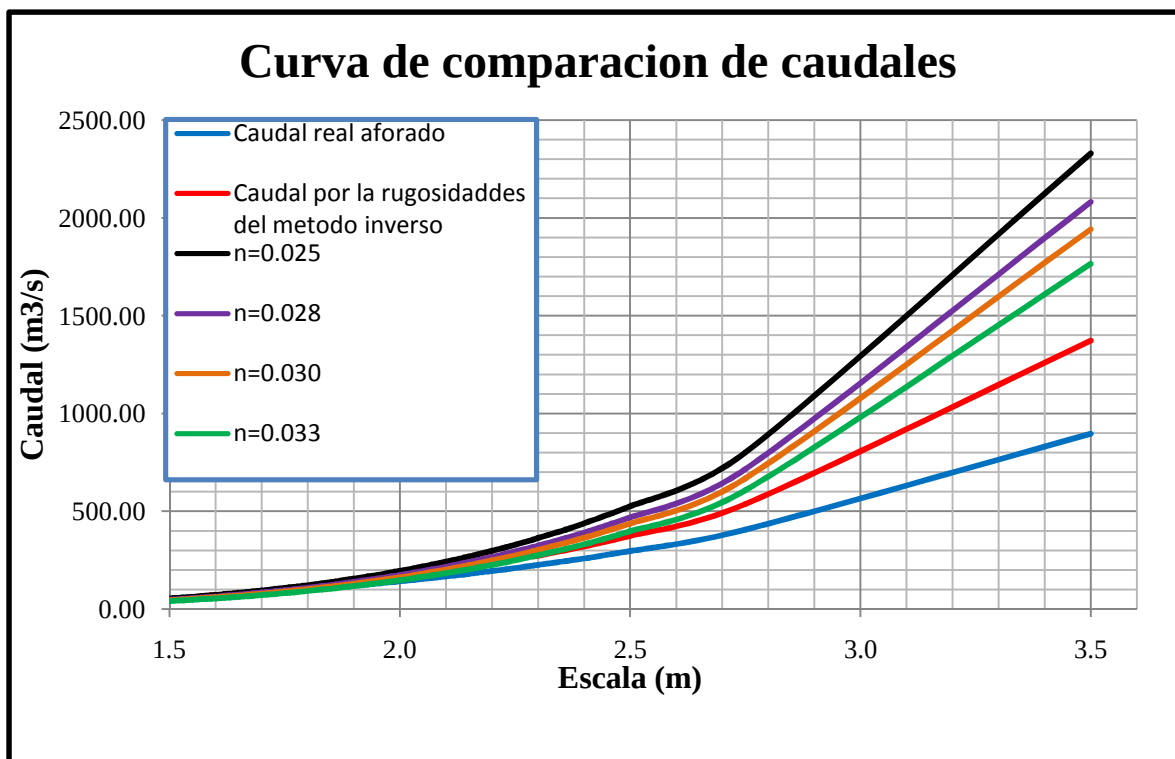
$$Q_{n=0.025} = \frac{1}{0.025} * 116.14 * \left(\frac{116.14}{102.09}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.0023^{\frac{1}{2}} = 242.79 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}.$$

$$Q_{n=0.028} = \frac{1}{0.028} * 116.14 * \left(\frac{116.14}{102.09}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.0023^{\frac{1}{2}} = 216.78 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}.$$

$$Q_{n=0.030} = \frac{1}{0.030} * 116.14 * \left(\frac{116.14}{102.09}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.0023^{\frac{1}{2}} = 202.33 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}.$$

$$Q_{n=0.033} = \frac{1}{0.033} * 116.14 * \left(\frac{116.14}{102.09}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.0023^{\frac{1}{2}} = 183.94 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}.$$

La gráfica 4.12 muestra la relación que existe entre los caudales aforados con el limnígrafo, los caudales determinados en función de las rugosidades obtenidas por el método inverso y los caudales determinados en función a los valores de rugosidad mas comunes propuestos por diferentes autores, en ella se puede observar que los valores determinados separando los caudales que fluyen por el lecho del río con los de la planicie de inundación se asemejan mucho más a los caudales reales que son los medidos con el limnígrafo, debido a que los autores no consideran la rugosidad de la planicie de inundación y consideran como constante el valor total de la rugosidad.



GRÁFICA 4.12.- Curva de comparación de caudales determinados para distintas rugosidades.

El Anexo V muestra los caudales determinados con los coeficientes de rugosidad determinados por el método inverso y con las rugosidades propuestas en tablas.

CONCLUSIONES.

Las conclusiones a las que se llegó al término de este trabajo son las siguientes:

- Se demostró que si bien un cauce natural (en este caso un río), no se comporta en una condición estricta de flujo uniforme y permanente, asumir esta condición nos da resultados bastante aproximados y que pueden considerarse como satisfactorios.
- Se determinó el valor del coeficiente de rugosidad de Manning tanto para el material del lecho del río como para la planicie de inundación, demostrando que este valor está muy lejos de comportarse como una constante y por el contrario, es afectado por múltiples factores.
- Observando los coeficientes de rugosidad del material del lecho del río, se determinó que, la influencia de la resistencia al flujo de este va disminuyendo a medida que aumenta el caudal y el tirante en la sección; se pudo apreciar que esta rugosidad es más importante en tirantes bajos y que si bien, en tirantes altos su valor no es despreciable este reduce considerablemente en su importancia.
- En las rugosidades determinadas en función de los caudales de máximas crecidas, que son las rugosidades totales del sistema, se observó que tienen un comportamiento inverso al de las del material del lecho del río, es decir, que el coeficiente de Manning decrece cuando el caudal comienza a aumentar, pero crece súbitamente cuando el caudal llega a la llamada planicie de inundación, donde es afectada por la rugosidad adicional producida por la vegetación que se encuentra en esta planicie.
- Las rugosidades de la planicie de inundación determinadas por el criterio de la rugosidad ponderada, tienen un comportamiento similar al de las rugosidades totales, es decir su valor crece a medida que aumenta el caudal que circula por la planicie de inundación, en estos valores se ve que en su mayoría son superiores al valor de la rugosidad total y se llega a la conclusión, de que este comportamiento es

debido a que se esta trabajando con rugosidades ponderadas y siendo el valor de la rugosidad del lecho del río menor que el de la planicie de inundación, esta tiende a disminuir el valor total del coeficiente de Manning.

- Realizando la comparación de resultados se demostró, que de las tablas propuestas por los autores considerados en este trabajo la más completa y que mejor se ajusta a las condiciones del tramo estudiado es la de Horton propuesta en libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow (tabla 4.9), debido a que considera diferentes condiciones del canal o cauce.
- Este estudio demuestra que no es aconsejable la determinación de caudales en cauces naturales aplicando de manera “automática” o “mecánica” la ecuación de Manning para cualquier condición que no sea analizada en el contexto de la cuenca, en este caso se demostró que es mucho más preciso separar el flujo que circula por el lecho del río del que circula por la planicie de inundación determinando independientemente los caudales con sus respectivas rugosidades para sumarlos posteriormente.
- El término del presente trabajo está dirigido a aportar pautas que ayuden a comprender el comportamiento del coeficiente de rugosidad de Manning y puedan ser utilizadas en futuras investigaciones; a la conclusión de este se demostró que el “n” de Manning es un valor que varia directamente en función del caudal y el tirante de agua; se espera que las graficas y los resultados determinados en función del método inverso ayuden y alienten a los lectores a determinar valores del coeficiente de rugosidad de Manning afectados por más factores de los que se considero para este estudio, de manera que la determinación del caudal en los ríos del valle central de Tarija no sea un problema mayor principalmente en los caudales de crecidas.

RECOMENDACIONES.

Al término del presente trabajo se plantean las siguientes recomendaciones:

- Si bien se hace referencia que la tabla que mejor se ajusta a los resultados del tramo en estudio es la de Horton (tabla 4.9), sería un error despreciar las demás tablas propuestas por los autores considerados, en lugar de eso se recomienda que cuando se apliquen estos valores se pueda realizar algunas verificaciones como por ejemplo un aforo, para así determinar el margen de error que existe entre el caudal real aforado y el caudal determinado.
- Es recomendable realizar la aplicación del método en más de un tramo sobre el mismo río, para de esta manera tener un rango de comparación entre los mismos resultados.
- Para aplicar los resultados determinados en este trabajo se debe tener en cuenta lo siguiente: en este caso no se considero varios factores que afectan el valor de la Rugosidad de Manning como por ejemplo las irregularidades en el tramo o las obstrucciones, entonces se considera que el valor real de “n” es aun mayor, por lo que se debe tener en cuenta que los resultados que se obtengan a partir de los coeficientes mostrados en este trabajo son aproximados.

Para una buena aplicabilidad del método inverso de la ecuación de Manning en futuras investigaciones, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Se recomienda aplicar el método en tramos lo más rectos posibles para evitar la turbulencia del flujo y de esta manera garantizar que este se comporte de manera aproximada a las características del régimen uniforme y permanente.
- Es recomendable trabajar con ríos en donde se encuentre un material del lecho más o menos uniforme ya que, diferentes tipos de suelo provocarían diferentes resistencias al flujo y los valores de rugosidades serán difíciles de identificar y asociar a un tipo de suelo en específico.

- Se debe buscar tramos en donde se tenga la mayor cantidad de planicie de inundación debido a que, mientras mayor sea esta y mayor sea la vegetación el efecto del aumento de la resistencia al flujo será mejor observado.
- Se debe tener en cuenta que en el lugar debe instalarse una estación hidrométrica, ya que es imposible aforar el caudal de crecidas con el molinete y estos valores son los que más nos interesan, pues son los que llegan al nivel de inundación.
- Es importante determinar la pendiente del cauce cada vez que se realice un aforo con molinete e inmediatamente después de una crecida para analizar la influencia de esta en el coeficiente rugosidad y no considerarla como constante para toda la serie de datos.

BIBLIOGRAFIA.

- ARGANIS, Maritza Liliana. Fuentes Mariles, Óscar A. Franco, Víctor. “Ponderación del coeficiente n de Manning de las márgenes de un río”. Instituto de Ingeniería, Facultad de Ingeniería de la UNAM. Publicado en la revista Tlálloc AMH, Asociación Mexicana de Hidráulica, febrero-octubre 2007.
<http://www.amh.org.mx/tlaloc>
- C. Dr. LEÓN MÉNDEZ, Alcides Ing. Estopiñán Pérez, Armando. “Hidráulica de canales”. Editorial P. y Educación.
- DUQUE GUZMÁN, Lina Marcela. “Coeficiente de Manning”.
<http://fluidos.eia.edu.co>
- GÁLVEZ RIVERIN, Héctor Ernesto. Camacho Salazar, Wilde Roberto. “Modernización de la enseñanza y aprendizaje en la asignatura de Hidráulica II”, trabajo dirigido por adscripción, presentado para obtener el diploma académico de licenciatura en ingeniería civil. Universidad Mayor de San Simón, Facultad de Ciencias y Tecnología, carrera de Ingeniería Civil. Cochabamba-Bolivia mayo de 2006.
- Ing. SALMÓN CARRILLO, Víctor Hugo. “Introducción a la hidráulica”.
- Ing. MELÉNDEZ ROBEDILLO, José M. Ing. Torrez Pérez, Marta. “Simulación hidráulica en canales naturales. Estudio comparativo entre la formula de Manning y el método ruso”. Asociación y colegio oficial de ingenieros técnicos forestales.
http://www.forestales.net/archivos/forestal/pdfs%2033/simulacion_hidraulica.pdf
- OSÍO YÉPEZ, Mónica G. Valencia Ventura, Federico F. Guevara, Edilberto. Cartaya, Humberto “Calculo del coeficiente de rugosidad n de Manning en los grandes ríos de Venezuela”. Universidad de Carabobo. Valencia, Venezuela.
<http://redalyc.uaemex.mx>

- PASTORA, Deyman Vladimir. “Evaluación de la formula de Manning en el río Ostua”. Noviembre de 2010. <http://www.sica.int/busqueda>
- RUBERTO, Alejandro R., Carreras, Juan M., Depettris, Carlos A. “Estudio exploratorio de la sensibilidad del coeficiente de rugosidad en un río de llanura”. Departamento de Hidráulica, Facultad de Ingeniería, UNNE. <http://www1.unne.edu.ar>
- RUBERTO, Alejandro R. Gabazza, Sonia E. Pilar, Jorge V. Carreras, Juan M. Depettris, Carlos A. “Determinación de la rugosidad en un río de llanura. Estudio de caso: Río Tapenaga, provincias de Chaco y Santa Fe”. Departamento de Hidráulica, Facultad de Ingeniería, UNNE.
- TRUEBA Samuel, Coronel. “Hidráulica”. Compañía Editorial Continental S.A. México. D.F.
- VILLON B, Máximo. “Hidráulica de canales”. Editorial Tecnología de Costa Rica.
- VEN TE CHOW. “Hidráulica de canales abiertos”. Editorial McGraw-Hill. Santa Fe de Bogotá-Colombia, 1994.