

## **ESTIMACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE RESISTENCIA, TRANSPORTE DE SEDIMENTOS Y CAUDAL DOMINANTE, EN EL DISEÑO DE UN ENCAUZAMIENTO CON FLUJO HIPERCONCENTRADO**

**Luis G. Castillo Elsitdié<sup>1</sup>** Jefe de Proyectos de TYP  
Madrid-España  
**Florentino Santos García<sup>2</sup>** Asesor de TYP  
Madrid-España  
**Juan Ojeda Couchoud** Dpto. de Hidráulica de TYP  
Madrid-España

**Pedro Calderón López** Jefe de Área del Servicio Hidráulico  
Santa Cruz de Tenerife-España  
**José María Medina Hernández** Jefe de Servicio del Servicio Hidráulico  
Santa Cruz de Tenerife-España

### **RESUMEN**

El barranco de Las Angustias constituye el drenaje natural de la Caldera de Taburiente y se encuentra situado en la Isla de La Palma (Isla Canarias). La espectacularidad de la morfología de la caldera, causada por un fuerte proceso erosivo le ha conferido la declaración de parque nacional.

El aprovechamiento de los caudales que anualmente discurren por el barranco se ha visto obstaculizado por la concentración de los recursos en un número escaso de avenidas con elevados caudales, altas velocidades y gran proporción de transporte de materiales sólidos, cuyo índice por  $\text{km}^2$  es superior en un 14% a lo registrado a nivel mundial.

Para la captación de las avenidas se ha previsto construir dos tomaderos tipo tirolés. En este sentido, fue necesario previamente estimar la capacidad de transporte de sedimentos en el barranco, constituyendo elementos fundamentales del análisis, el muestreo del material del fondo del cauce, la estimación de los coeficientes de resistencia para flujos macrorrugosos (tanto en fondo móvil como en fondo fijo), los límites de aplicación de las distintas formulaciones de transporte de sedimentos, la determinación del caudal dominante del barranco y su encauzamiento.

#### **1. INTRODUCCIÓN**

El barranco de Las Angustias constituye el drenaje natural de la Caldera de Taburiente y se encuentra situado en la Isla de La Palma (Isla Canarias). La cuenca tiene una superficie de unos  $56 \text{ km}^2$  y posee la mayor aportación de agua de todo el archipiélago ( $25 \text{ hm}^3/\text{año}$ ). La espectacularidad de la morfología de la caldera, causada por un fuerte proceso erosivo, le ha conferido la declaración de parque nacional. El régimen de precipitaciones, la extensión y calidad agrícola de los terrenos, junto con el trabajo de los habitantes del Valle de Aridane han propiciado la existencia de la más rica superficie cultivada de Canarias con más de  $2.000 \text{ ha}$ , dedicadas sobre todo al plátano, con una importancia radical en la economía insular y del archipiélago. El ingenio, tenacidad y esfuerzo de los palmeros ha permitido captar, conducir y distribuir las aguas tan necesarias para la demanda de la zona, obtenidas de nacientes, galerías, pozos y tomaderos. Sin embargo la insuficiencia de los recursos y la escasa capacidad de regulación provocan la sobreexplotación de los pozos costeros, de los que se extraen unos  $16 \text{ hm}^3$  anuales, generando problemas de salinidad y contaminación. Frente a ello existen unos recursos superficiales, que en forma de avenidas torrenciales puntuales, discurren por el barranco de Las Angustias y que no se ha conseguido captar más que en una pequeña parte, a pesar de tener constancia de intentos desde hace más de un siglo.

El aprovechamiento de los caudales que anualmente discurren por el barranco se ha visto obstaculizado por la singularidad de su problemática: (1) Morfología muy abrupta, con longitud del cauce muy corta y elevadas pendientes tanto del cauce como de las márgenes. (2) Régimen irregular

<sup>1</sup> Profesor Asociado de Obras Hidráulicas de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Privada Alfonso X El Sabio. Madrid. e-mail: lcastilloe@nexo.es

<sup>2</sup> Catedrático de Obras Hidráulicas de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

de precipitaciones, concentrados en muy pocos días al año. (3) Diferente permeabilidad de los materiales.

Estas características se traducen en la concentración de los recursos en un número escaso de avenidas con elevados caudales y velocidades, con una gran proporción de transporte de materiales sólidos. Esta problemática condiciona el tipo de aprovechamiento, eliminando la posibilidad de utilizar los sistemas habituales de captación (presa-embalse), ya que implicaría la sedimentación del embalse en unos pocos años. En este sentido se han venido realizando captaciones de hasta unos 2,5 m<sup>3</sup>/s, por medio de unas obras de toma denominadas “tomaderos”, los cuales tienen una analogía con las conocidas obras de captación tipo Tirolés o Caucasio, pero con menor eficiencia de captación. Los requerimientos de captación de las aguas de avenidas se cifran en 20 m<sup>3</sup>/s, para lo cual se ha previsto construir dos tomaderos distanciados unos 1.600 m uno del otro y con capacidad de captación de 13 m<sup>3</sup>/s cada uno, utilizando 3 m<sup>3</sup>/s en cada tomadero para labores de limpieza del sistema de captación. El agua captada se almacenaría en dos balsas (altura de cerradas: 18 m, volumen de almacenamiento: 0,5 hm<sup>3</sup> c/balsa) ubicadas lateralmente en la margen izquierda de los respectivos encauzamientos del barranco. La capacidad de diseño de los encauzamientos es de 1.000 m<sup>3</sup>/s, que es algo superior a la avenida de período de retorno de 1.000 años.

En este sentido, el Servicio Hidráulico de Santa Cruz de Tenerife, por medio de la empresa pública Viviendas Sociales e Infraestructuras de Canarias VISOCAN, convocó un Concurso Público para profundizar en el estudio y definir finalmente a nivel constructivo, las obras necesarias a ejecutar, del cual la Unión Temporal de Empresas TYPSA-3G (2000), resultó ganadora.

## 2. ESTUDIO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

El orden de magnitud del material erosionado en la Caldera ha sido estimado que varía de 0,90 a 1,25 hm<sup>3</sup>/año, suponiendo una pérdida superficial generalizada de la Caldera entre 1,5 cm a 2 cm anuales, lo que supone una tasa de erosión media de 16.666 m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/año, valor muy superior a lo registrado en la literatura a nivel mundial.

Estudios y trabajos anteriores [PYPSA (1984)] han llegado a estimar que la tasa anual de transporte de sedimentos (maximalista) es de unos 427.217 m<sup>3</sup>, valor que representaría una concentración de sedimentos en peso con respecto al caudal interanual (Q<sub>1,4</sub>=121 m<sup>3</sup>/s) de un 2,72%, si este evento se produjera en media unas doce (12) veces al año. Esta tasa de transporte de sedimentos de 7.120 m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup> representaría unas cuatro (4) veces los valores máximos registrados a nivel mundial. Sin embargo, el flujo real en el barranco de Las Angustias, aunque se caracteriza por ser de tipo torrencial con grandes cantidades de materiales sólidos, parece que debería tener una concentración en peso y una capacidad de transporte de sedimentos muy inferiores a los valores estimados previamente, debiéndose posiblemente dicha desviación a las siguientes causas:

- Curvas granulométricas distorsionadas por un deficiente muestreo.
- Subestimación de los valores del coeficiente de resistencia de Manning.
- Utilización de la formulación de Einstein-Brown fuera del rango de validez.

### 2.1 Métodos de cálculo de transporte de sedimentos

Desde el punto de vista de la fuente de sedimentos, el transporte puede dividirse en la carga de lavado “wash load” que comprende el material muy fino y se transporta en suspensión, y la carga de material de fondo “bed load” que se transporta por el fondo y en suspensión, dependiendo del tamaño del sedimento y de la velocidad de flujo.

Las principales propiedades del sedimento y de su transporte son el tamaño característico del sedimento, su forma, densidad, velocidad de sedimentación, porosidad y concentración. El estado de movimiento incipiente del sedimento para un fondo plano se cuantifica a partir del criterio de tensión de corte de Shields, resultando su evaluación menos precisa cuando se producen formas de lecho. Las investigaciones en la evaluación del transporte de sedimentos se vienen realizando durante décadas sin obtener todavía una ecuación realmente satisfactoria que interrelacione adecuadamente las propiedades del fluido y del sedimento. Esto se debe principalmente a la complejidad del problema, incluyendo el efecto de las distintas formas del lecho sobre el modo y magnitud del transporte de fondo, la naturaleza estocástica del problema y la dificultad de verificar las investigaciones de laboratorio en prototipo. Sin embargo se vienen realizando sustanciales avances. La mayoría de las aproximaciones utilizadas se pueden reducir a una correlación entre el parámetro del transporte de sedimentos  $\Phi$  y un parámetro de flujo  $\Psi$ :

$$\Phi = \frac{q_s}{D^{3/2} \sqrt{g\Delta}} \quad (1)$$

$$F_{rd}^2 = \frac{1}{\Psi} = \frac{U_*^2}{\Delta g D} \quad (2)$$

Donde:  $q_s$  es el transporte total de fondo ( $m^3/sm$ );  $\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho = 1,65$  densidad específica del sedimento;  $D$  tamaño característico del sedimento (m);  $U^* = \sqrt{\tau_0 / \rho} = \sqrt{gRS_0}$  velocidad de corte (m/s);  $S_0$  pendiente longitudinal del fondo.

El valor  $F_{rd}^2$  es el cuadrado del Número de Froude Densimétrico y equivale al inverso del parámetro de flujo  $\Psi$ . En general el transporte de sedimentos de fondo  $q_s$  varía con la potencia de la velocidad  $V^n$ , donde  $n$  puede variar entre 3 y 6; requiriéndose por tanto, un buen conocimiento del campo de velocidades.

## 2.2 Formulaciones utilizadas en el cálculo de transporte de sedimentos

De la gran diversidad de formulaciones existentes para el cálculo del transporte de sedimento, se han seleccionado las que en principio mejor se podrían adaptar a las condiciones del barranco de Las Angustias; sin embargo, teniendo siempre en cuenta las condiciones geomorfológicas muy particulares de nuestro barranco. Así, siguiendo las recomendaciones generales de Simons y Sentürk (1992) y Graf (1984), las siguientes fórmulas han sido seleccionadas para nuestro análisis: Colby (1964), Meyer-Peter and Müller (1948), Ackers-White (1990), Engelund-Hansen (1967), Yang (1976), Einstein-Barbarosa (1952). La ecuación de Einstein-Brown (1950) constituye un procedimiento simplificado del método general de Einstein y se incluye en el estudio actual, dado que fue el principal método de cálculo utilizado en el trabajo de PYPESA (1984). En el Cuadro 1 se recogen dichas formulaciones, junto con los principales parámetros de cálculo.

## 2.3 Información básica para el cálculo del transporte de sedimentos

La información básica necesaria es de dos tipos, una de tipo granulométrico del material del lecho del cauce (diámetros característicos) y, otra de tipo hidráulico, a través de las características de flujo. Una información adicional para poder determinar la carga de lavado "wash load" es la medición de la concentración de sedimentos en suspensión, pero que no ha sido posible realizar en esta fase de estudio. Las características de flujo se interrelacionan con las características granulométricas del material del fondo del lecho del cauce a través de los coeficientes de resistencia y, cuyo acoplamiento con las formulaciones clásicas de transporte de sedimentos, aún no está resuelto para el caso de flujos macrorugosos.

## 2.4 Muestreo del material del fondo del cauce y obtención de las curvas granulométricas representativas

Se ha intentado seguir las técnicas de muestreo volumétrico, extrayendo del cauce un cierto volumen de material subsuperficial. Primero se retira la capa superficial en un espesor comparable al tamaño de la mayor partícula observada en la superficie (y que el flujo haya sido capaz de transportar).

El volumen muestreado debe ser representativo del material granular del cauce, para lo cual se sigue el criterio de que la mayor partícula extraída no represente más del 1% en peso de toda la muestra. Se han tomado tres muestras en tres sitios distintos (C-1, C-5 y C-10), cuyos pesos totales fueron de 51.671 kg, 13.568 kg y 30.519 kg, respectivamente. En cada muestra se ejecutó el método del cuarteo, tantas veces como fue necesario, obteniéndose la fracción sobre la cual se realizó el tamizado estándar de las partículas menores a 80 mm; así: C-1=29,132 kg; C-5=29,956 kg y C-10=32,860 kg, para finalmente obtener las curvas granulométricas respectivas.

Dada la similitud de las curvas, se procedió a obtener una única curva granulométrica media características de las partículas menores a 80 mm.

Puesto que el tamaño de partículas que pueden ser transportados de acuerdo con el criterio de Shields (corregido por el fenómeno de acorazamiento), es de 0,60 m para el caudal interanual ( $Q_{1,4}=121 m^3/s$ ) y de 1,30 m para el milenario ( $Q_{1,000}= 850 m^3/s$ ); se procedió a construir una curva granulométrica ampliada para incluir las partículas mayores a 80 mm. Para esto, las partículas encontradas dentro de la muestra con tamaño superior a 80 mm y hasta unos 2.260 mm fueron medidas y contabilizadas. Finalmente, se incluyeron únicamente las partículas hasta un diámetro equivalente de 1.230 mm.

Las tres curvas granulométricas ampliadas (con la respectiva corrección en peso) se promediaron para obtener una **curva granulométrica ampliada media característica de las partículas hasta 1200 mm**.

AUTOR	FÓRMULA	OBSERVACIONES
Colby (1964)	$g_{BTmax} = 1,13U^{3,326}$ ; $g_{BTmin} = 0,46U^{3,326}$ $0,1mm \leq D_{50} \leq 1mm$	$U$ – velocidad media del flujo $d$ – calado del flujo
Meyer-Peter Müller (1948)	$\gamma \left(\frac{K_s}{K_r}\right)^{3/2} R_s I = 0,047\gamma'_s D_m + 0,25\gamma_s'^{2/3} \rho^{1/3} \left(\frac{g_{BT}}{\gamma_s}\right)^{2/3}$ ; $K_r = \frac{26}{D_{90}^{1/6}}$ $K_s = \frac{B^{2/3} K_m K_w}{\{K_w^{3/2} (B + 2d) - K_m^{3/2} 2d\}^{2/3}}$ ; $K_m = 1/n$ ; $K_w$	$g_{BT}$ = Transporte unitario total de fondo en peso (T/ms) $q_{bv}$ = Transporte unitario total de fondo en volumen (m <sup>3</sup> /ms)
Ackers-White (1990)	$g_{BT} = \gamma_s K D_{35} U \left(\frac{U}{U_*}\right)^n \left(\frac{F_*}{F_{*c}} - 1\right)^m$ Si $1 \leq D_* \leq 60$ : $K = \exp\{2,79 \ln(D_*) - 0,426(\ln D_*)^2 - 7,967\}$ $n = 1 - 0,56 \log D_*$ ; $F_{*c} = (0,23 / \sqrt{D_*}) + 0,14$ ; $m = (6,83 / D_*) + 1,67$ $K = \exp\{2,79 \ln(D_*) - 0,426(\ln D_*)^2 - 7,967\}$ $F_* = (U_*^n / \sqrt{g\Delta D}) \{U / (\sqrt{32} \log(10d / D))\}^{1-n}$ ; $D_* = D_{35} \cdot \left(\frac{g \cdot \Delta}{v^2}\right)^{1/3}$	<b>El método se aplica si:</b> $D_* \geq 1$ y $F_* \leq 8$ Si $D_* > 60$ : $n=0$ ; $m=1,78$ $F_{*c}=0$ , $17$ ; $K=0,025$ $\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{0,5}$ $D = D_{35}$ si $\sigma_g > 3$ $D = D_{50}$ si $\sigma_g \leq 3$
Engelund-Hansen (1967)	$g_{BT} = 0,05\gamma_s U^2 \tau_*^{3/2} \left(\frac{D_{50}}{g\Delta}\right)^{1/2}$	<b>El método se aplica si:</b> $Re_* = \frac{U_* D_{50}}{\nu} \geq 12$ $D_{50} \geq 0,15mm$ ; $\sigma_g \leq 2$
Yang (1976)	<b>Transporte de arenas:</b> $g_{BT} = 0,001 \cdot U \cdot d \cdot \exp\left\{11,8929 - 0,153 \cdot L_n\left(\frac{\omega \cdot D_m}{\nu}\right) - 0,297 \cdot L_n\left(\frac{U_*}{\omega}\right) + \left[1,78 - 0,1563 \cdot L_n\left(\frac{\omega \cdot D_m}{\nu}\right) - 0,2085 \cdot L_n\left(\frac{U_*}{\omega}\right)\right] \cdot L_n\left(\frac{U \cdot S}{\omega}\right)\right\}$ <b>Transporte de gravas:</b> $g_{BT} = 0,001 \cdot U \cdot d \cdot \exp\left\{15,3836 - 0,633 \cdot L_n\left(\frac{\omega \cdot D_m}{\nu}\right) - 4,816 \cdot L_n\left(\frac{U_*}{\omega}\right) + \left[2,784 - 0,1327 \cdot L_n\left(\frac{\omega \cdot D_m}{\nu}\right) - 0,1228 \cdot L_n\left(\frac{U_*}{\omega}\right)\right] \cdot L_n\left(\frac{U \cdot S}{\omega} - \frac{U_c \cdot S}{\omega}\right)\right\}$	Si $1,2 < \frac{U_* D}{\nu} < 70$ $\frac{U_c}{w} = \frac{2,5}{\log(U_* D / \nu) - 0,06} + 0,66$ Si $70 \leq \frac{U_* D}{\nu}$ ; $\frac{U_c}{w} = 2,05$
Einstein-Barbarossa (1952)	$i_B g_{Bi} = \Phi_* i_b \gamma_s (g\Delta D_i^3)^{1/2}$ ; $g_{BT} = g_B + g_{BS}$ $i_S g_{BSi} = i_B g_{Bi} \{P_E I_1 + I_2\}$ ; $i_{BT} g_{BTi} = i_B g_{Bi} \{1 + P_E I_1 + I_2\}$ $g_{BT} = \sum_{i=1}^n i_{BTi} g_{BTi}$ ; $\Psi_* = \xi Y (\beta / \beta_x)^2 \Psi'$ ; $\xi = f(D/X)$ ; $Y = f(D_{65} / \delta')$ $X = 0,77\Delta'$ si $\Delta' / \delta' > 1,8$ ; $X = 1,39\delta'$ si $\Delta' / \delta' < 1,8$ ; $\beta = \log 10,06 = 1,025$ $\beta_x = \log(10,6X / \Delta')$ ; $\Psi' = \Delta(D_i / R I)$ ; $E = a / d$ ; $a = 2D_i$ ; $z = w / (K\beta U_*')$ <b>Nota:</b> Las integrales se calculan por medio de sus respectivos ábacos. No se incluye todos los valores de los diferentes parámetros. Para una descripción completa ver Simons and Sertürk (1992) y Graf (1984).	$P_E = 2,303 \log \frac{30,2d}{\Delta}$ $I_1 = 0,216 \frac{E^{z-1}}{(1-E)^z} \int_0^1 \left(\frac{1-y}{y}\right)^z dy$ $I_2 = 0,216 \frac{E^{z-1}}{(1-E)^z} \int_0^1 \left(\frac{1-y}{y}\right)^z \ln(y) dy$ $\Delta' = \frac{K_s}{\chi}$ ; $K_s = D_{65}$ ; $\chi = f(K_s / \delta')$ $U_*' = \sqrt{gR'I}$
Einstein-Brown (1950)	$\Phi = f\left(\frac{1}{\Psi}\right)$ ; $\Phi = \frac{q_{bv}}{\gamma_s K \sqrt{g((\gamma_s / \gamma) - 1) D_s^3}}$ ; $\frac{1}{\Psi} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) D_s}$ ; $\Phi = \frac{g_{bw}}{K \sqrt{g\gamma'_s D_s^3}}$ si $1/\Psi > 0,9$ $\Phi = 40\left(\frac{1}{\Psi}\right)^3$ ; $K = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{gD_s^3((\gamma_s / \gamma) - 1)}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{gD_s^3((\gamma_s / \gamma) - 1)}}$	<b>El método se aplica si:</b> $0,19 \leq \tau_* \leq 1,00$ $\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) D_s}$ $\nu$ – viscosidad cinemática

**Cuadro 1.** Formulaciones de Transporte de Sedimentos utilizadas en el estudio

En las curvas granulométricas del estudio de PYPISA (1984), se eliminó arbitrariamente las partículas de tamaño superior a 100 mm (4 pulgadas) y se asumió que tenían un peso aproximado del 20% de la muestra. Sin embargo, aún considerando el  $D_{m\acute{a}x}=100$  mm de la curva granulométrica resultante del citado estudio, si aplicamos el criterio del muestreo volumétrico, necesitaríamos muestrear unos 100 kg y no únicamente los 50 kg de muestra obtenidos. Además, al desechar las partículas mayores de 100 mm sin medirlas ni contabilizarlas para su adecuada inclusión en la curva granulométrica, las citadas muestras no son representativas de la granulometría del cauce.

En el Cuadro 2 se recoge los diámetros característicos de las curvas granulométricas medias (hasta 80 mm y la ampliada hasta 1.200 mm); incluyéndose también los diámetros característicos de PYP SA (1984) y la corrección propuesta por los autores, debiendo notarse que de esta forma los diámetros característicos son muy similares con los correspondientes con la curva de hasta 80 mm.

La gran diferencia existente entre los diámetros característicos y que en principio son representativos del mismo cauce, se debe fundamentalmente al criterio de muestreo.

Una consecuencia inmediata de esta diferencia es su fuerte impacto en el cálculo del transporte de sedimentos, puesto que éste es inversamente proporcional con el diámetro de la partícula característica elevado a la tres medios:  $q_s \propto (1/D)^{3/2}$ .

Curva Granulométrica	D <sub>90</sub> (mm)	D <sub>84</sub> (mm)	D <sub>65</sub> (mm)	D <sub>50</sub> (mm)	D <sub>35</sub> (mm)	D <sub>16</sub> (mm)	D <sub>m</sub> (mm)
PYP SA (1984):	-	100	37	11,74	5,35	0,25	17,8
PYP SA corregida: TYP SA(1998)	50	31	14,1	6,5	3,5	0,18	15,6
Hasta 80 mm:	38	27	14,1	5,9	2,3	0,5	13,8
Hasta 1.200 mm:	1.000	870	420	28	9,5	1,3	370

**Cuadro 2.** Diámetros característicos de las diferentes curvas granulométricas

## 2.5 Estimación del coeficiente de resistencia de Manning en fondo móvil

El cálculo de las características de flujo para un caudal determinado depende fundamentalmente, a parte de la sección transversal y la pendiente longitudinal, del coeficiente de resistencia.

Dada la gran cantidad de transporte de sedimentos y de los tamaños considerados en el arrastre, nos enfrentamos ante un problema de macrorrugosidad. Así, en el caso del caudal con período de retorno de mil años, los valores geométricos principales del tramo del barranco en estudio (ancho inferior de la sección=b=33 m; cajero izquierdo=1:0,49 (V:H); cajero derecho=1:1,74 (V:H); pendiente longitudinal=0,0392) y la curva media característica ampliada a 1200 mm, tenemos que:  $D_{84} \cong 0,870$  m;  $Q=1.000$  m<sup>3</sup>/s;  $y=3,86$  m;  $R=3,20$  m.

Entonces nos encontramos con un problema de macrorrugosidad, puesto que  $y/D_{84} < 50$  ( $3,86/0,870=4,44 < 50$ ).

No se tiene en cuenta de forma explícita la resistencia por formas de fondo puesto que  $R_f/D_{50} < 2.000$  ( $3,20/0,028=114,29 < 2.000$ ), ni tampoco un posible incremento de la resistencia por la variación de la densidad y viscosidad del flujo debido a que la concentración de sedimentos es muy inferior al diez por ciento en peso (límite entre flujo hiperconcentrado y mud flow) [Wang (1994)].

Sin embargo sí se produce el fenómeno de acorazamiento puesto que la desviación típica granulométrica es extendida o bien graduada ( $\sigma_g > 3$ ); así, para las dos curvas características tenemos:

$$\sigma_g = \left( \frac{D_{84}}{D_{16}} \right)^{0,50} = \left( \frac{0,0130}{0,0005} \right)^{0,50} = 5,10 > 3; \quad \sigma_g = \left( \frac{D_{84}}{D_{16}} \right)^{0,50} = \left( \frac{0,87}{0,0013} \right)^{0,50} = 25,87 > 3$$

La cuantificación del coeficiente de resistencia se efectúa a partir de la nueva curva granulométrica característica extendida hasta 1.200 mm, puesto que en principio, es la curva granulométrica que mejor representa las características del cauce.

Existen diversa formulaciones para estimar el coeficiente de rugosidad en el caso de flujos macrorrugosos, cuyos fundamentos se basan en la integración de Keulegan (1938), a partir de la ley distribución media de velocidades del flujo turbulento, permanente y uniforme de Prandtl-Von Kármán, en canales rectos de frontera rígidas y rugosas. Estas ecuaciones se expresan de forma general como:

$$C^* = \frac{V}{V^*} = \left[ \frac{8}{f} \right]^{1/2} = \frac{2,3026}{\kappa} \log \left[ a \frac{R}{K_s} \right] \quad (3)$$

En donde:  $C^*$  es el coeficiente adimensional de Chézy ( $C^* = C / \sqrt{g}$ );  $g$  aceleración de la gravedad;  $V$  velocidad media del flujo;  $V^*$  velocidad asociada al esfuerzo cortante ( $V^* = \sqrt{\tau_0 / \rho}$ );  $\rho$  y  $\gamma$  densidad y peso específico del agua;  $\tau_0$  esfuerzo cortante medio producido por el flujo en las paredes y fondo del canal ( $\tau_0 = \gamma R S_0$ );  $R$  radio hidráulico de la sección transversal del canal;  $S_0$  pendiente del lecho (en flujo uniforme es igual al gradiente hidráulico  $S_w$  y a la línea de energía  $S_f$ );  $f$  factor de fricción de Darcy-Weisbach;  $\kappa$  constante de Von Kármán en agua limpia ( $\approx 0,407$ );  $a$  coeficiente de forma (depende de la geometría de la sección transversal del canal);  $K_s$  rugosidad equivalente de los granos de arena de Nikuradse.

En canales de fondo móvil, además de la acción de la gravedad y de la resistencia de la superficie, influye en la resistencia al flujo, el transporte de sedimentos y la resistencia de forma (ondulaciones o configuraciones de la superficie del lecho). Sin embargo, en ríos rectos y constituidos por material grueso, en los que el transporte de sedimentos no produce ondulaciones apreciables en el cauce, podemos utilizar la ecuación de Keulegan.

La rugosidad equivalente se suele expresar en términos de un diámetro característico de la granulometría del cauce,  $D_n$ ; así,  $K_s = \alpha_n D_n$ , en la que  $\alpha_n$  es el factor adimensional de textura o rugosidad equivalente relativa, que depende de las condiciones del flujo y de la disposición y tamaño representativo de las asperezas del cauce. Si en la ecuación de Keulegan se reemplazan los principales valores, se obtiene la siguiente formulación:

$$C^* = \frac{V}{V^*} = \left[ \frac{8}{f} \right]^{1/2} = 5,657 \log \left[ \frac{R}{D_n} \right] + A_n \quad (4); \quad A_n = 5,657 \log \left[ \frac{a}{\alpha_n} \right] \quad (5)$$

A continuación se presentan las formulaciones utilizadas para el cálculo de la resistencia al flujo en cauces rugosos de pendiente fuerte, indicándose el intervalo de validez de inmersión relativa. En las formulaciones que no cuentan con expresiones explícitas para el cálculo del coeficiente de Manning se ha utilizado la relación de Strickler:  $n = R^{1/6} / C$ .

AUTOR	FÓRMULA	OBSERVACIONES
Limerinos (1970)	$C^* = 5,657 \log \left[ \frac{R}{D_{84}} \right] + 3,281$ $0,90 \leq \frac{R}{D_{84}} \leq 68,55$	$n = \frac{0,1129R^{1/6}}{2 \log \left[ \frac{R_b}{D_{84}} \right] + 1,160}$ R – Radio hidráulico total
	$C^* = 5,657 \log \left[ \frac{R}{D_{50}} \right] + 0,990$ $1,90 \leq \frac{R}{D_{50}} \leq 177$	
Bathurst (1985)	$C^* = 5,62 \log \left[ \frac{d}{D_{84}} \right] + 4$ $0,3 \leq \frac{d}{D_{84}} \leq 50$	0,4% $\leq S_0 \leq$ 4%
Fuentes y Aguirre (1991)	$C^* = 5,657 \log \left[ \frac{d}{D_{50}} \right] + 1,333 + 0,737 \left[ \frac{1}{d/D_{50}} \right]$ $0,3 \leq \frac{d}{D_{50}} \leq 77$	d- calado del flujo 0,001% $\leq S_0 \leq$ 6,55%
García Flores (1996)	Régimen Supercrítico:	$n = \frac{0,111d^{1/6}}{2 \log \left[ \frac{d}{D_{84}} \right] + 1,2849}$ Rb – Radio hidráulico del fondo
	$C^* = 5,756 \log \left[ \frac{d}{D_{84}} \right] + 3,698$ $0,3 \leq \frac{d}{D_{84}} \leq 100$	
	$C^* = 5,756 \log \left[ \frac{R_b}{D_{50}} \right] + 1,559$ $0,6 \leq \frac{R_b}{D_{50}} \leq 200$	
	Régimen Subcrítico:	
	$C^* = 5,756 \log \left[ \frac{d}{D_{84}} \right] + 2,2794$ $0,3 \leq \frac{d}{D_{84}} \leq 100$	$n = \frac{0,111d^{1/6}}{2 \log \left[ \frac{d}{D_{84}} \right] + 0,7919}$
	$C^* = 5,756 \log \left[ \frac{R_b}{D_{50}} \right] + 0,2425$ $0,6 \leq \frac{R_b}{D_{50}} \leq 200$	

**Cuadro 3.** Formulaciones del coeficiente de resistencia en fondo fijo de flujos macrorugosos

En el Cuadro 4 se indican los coeficientes de resistencia de Manning en fondo móvil, calculados como media aritmética de los valores obtenidos con las formulaciones de macrorugosidad, para los diferentes caudales circulantes en el Barranco de Las Angustias, en un tramo inmediatamente aguas

arriba de la futura captación. El coeficiente de Manning  $n=0,088$ , correspondiente al caudal interanual ( $Q_{1,4}=121 \text{ m}^3/\text{s}$ ), es muy superior al valor estimado por PYPASA (1984) para un caudal similar ( $Q=145 \text{ m}^3/\text{s}$ ), en donde  $n=0,0205$ ; valor totalmente infravalorado para las condiciones físicas reales del barranco de Las Angustias.

Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	n	v (m/s)	y (m)	A ( $\text{m}^2$ )	P (m)	R (m)	Nº de Froude
50	0,104	1,68	0,87	29,70	35,73	0,831	0,58 R.subcrítico
121	0,088	2,61	1,35	46,41	37,20	1,248	0,73 R.subcrítico
500	0,068	5,14	2,70	97,23	41,43	2,347	1,04 R. crítico
1000	0,062	6,93	3,86	144,20	45,06	3,20	1,19 R.supercrítico

**Cuadro 4.** Coeficientes de resistencia y principales parámetros hidráulicos

## 2.6 Análisis de resultados del cálculo de transporte de sedimentos

En el Cuadro 5 se resumen todos los resultados en (T/s), obtenidos con los siete métodos de cálculo, para las dos curvas granulométricas características y los cuatro caudales de análisis. Recordamos que los métodos de cálculo presentados no cuantifican el transporte de material fino o de lavado "wash load".

	Curva hasta 80 mm				Curva hasta 1200 mm			
	Q = 50 m3/s	Q = 121 m3/s	Q = 500 m3/s	Q = 1000 m3/s	Q = 50 m3/s	Q = 121 m3/s	Q = 500 m3/s	Q = 1000 m3/s
1. Meyer-Peter y Muller	0,13	0,49	2,74	5,54	-	-	0,70	6,43
2. Ackers-White	0,03	0,13	0,99	2,34	0,01	0,07	0,73	1,77
3. Engelund-Hansen	1,54	7,21	79,06	245,67	0,33	1,52	16,66	51,77
4. Einstein-Brown	206	697	4634	11745	19,99	67,70	450,28	1141
5. Einstein-Barbarossa	0,05	0,32	1,38	6,66	1E-05	6E-05	0,10	0,43
6. Yang	0,89	2,51	11,75	23,59	1,75	4,26	16,07	29,67
7.1. Colby (máximos)	0,21	0,95	8,63	23,33	0,21	0,95	8,63	23,33
7.2. Colby (mínimos)	0,08	0,39	3,51	9,50	0,08	0,39	3,51	9,50
<b>8. Media (T/s)</b>	<b>0,23</b>	<b>0,80</b>	<b>4,83</b>	<b>11,83</b>	<b>0,08</b>	<b>0,35</b>	<b>2,74</b>	<b>8,29</b>

**Cuadro 5.** Transporte de sedimentos con diferentes métodos y curvas granulométricas características

Se observa que los resultados ofrecidos por los métodos de Einstein-Brown y Engelund-Hansen son muy superiores que los obtenidos con los otros métodos y, esto se debe, a que los valores de cálculo se salen fuera del rango de aplicación de dichas fórmulas. Además, el método de Yang también presenta problemas en su rango de aplicación en la curva ampliada hasta 1.200 mm. Por esta razón, no se tienen en cuenta éstos métodos a la hora de realizar la promediación. PYPASA (1984) realizó el cálculo con el método de Einstein-Brown, careciendo por tanto de validez dichos resultados.

El método de Meyer-Peter y Müller no cuantifica el transporte de fondo en suspensión. En todo caso los valores obtenidos con este método se sitúan en torno al valor medio de los métodos considerados en dicha promediación. También, no es de aplicación dicha fórmula en los dos primeros caudales analizados en el caso de la curva ampliada hasta 1.200 mm; tal como se indica en el cuadro resumen. En el caso de la curva característica hasta 80 mm, la promediación del transporte de sedimentos cae dentro de los límites de transporte máximo y mínimo de Colby, lo cual nos indica que estos resultados serían en principio razonables. En cuanto a la curva característica ampliada hasta 1.200 mm, la media aritmética cae ligeramente por debajo del valor de transporte mínimo de Colby, debiéndose esto principalmente a que los métodos de Ackers-White y Einstein-Barbarossa subestiman el cálculo del transporte de sedimentos, dado los inusuales grandes tamaños de los diámetros característicos y, posiblemente, dichos métodos de cálculo no son adecuados para predecir el transporte a esta escala de tamaños.

En todo caso, debemos recordar que el método de Colby nos da la capacidad máxima y mínima de transporte en función de la velocidad media y basado en las envolventes de transporte hasta un  $D_{50}=1 \text{ mm}$ . En este caso los  $D_{50}$  son iguales a 6 mm y 28 mm, respectivamente, con lo que se puede

suponer que los límites del transporte máximo y mínimo deberían ser inferiores a los propuestos por Colby. De esta forma, podemos afirmar que el transporte de sedimentos para los diferentes caudales se encontrarían entre los valores calculados con las dos curvas granulométricas características, hasta 80 mm y ampliada a 1.200 mm.

### 3. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DOMINANTE

Desde un punto de vista geomorfológico el caudal dominante o formativo es aquel que determina la geometría del cauce de aguas altas. Desde el punto de vista de la teoría del régimen, se busca sustituir la variabilidad del régimen anual de caudales por un caudal equivalente. Al volumen de sedimentos transportado en un año contribuyen los caudales de aguas altas por sus altos caudales sólidos (a pesar de su corta duración), pero también aportan los caudales medios por su larga duración (a pesar del bajo caudal sólido transportado). Dado que es el transporte de sedimentos de fondo quien modela el cauce, se define como caudal dominante a aquel que fluyendo como caudal constante todo el año transportaría el mismo volumen de sedimentos de fondo total. En general, el caudal dominante corresponde con la máxima avenida ordinaria, es decir, a una avenida con un período de retorno entre 1 y 2 años [Richards (1982)]. Sin embargo, en el caso de ríos torrenciales e inestables desde el punto de vista hidrológico (como es el caso del barranco de Las Angustias), el caudal dominante podría incluso llegar a corresponder a un período de retorno de 7 años, tal como ocurre en algunos ríos mediterráneos [Martín Vide (1997)].

Para caracterizar el número de eventos equivalentes, de forma que se pudiera estimar en valores medios cuántas veces se presenta cada uno de ellos en un año característico y poder ajustar así el transporte sólido correspondiente; se procedió a su contabilización a partir de los datos hidrológicos conocidos. De esta manera, se hallaron los días en los que se daba un suceso y se obtuvo su equivalente en eventos de hidrogramas con una base de 6 h (tiempo de concentración de la cuenca de 3 h). Los resultados obtenidos se resumen a continuación en el Cuadro 6:

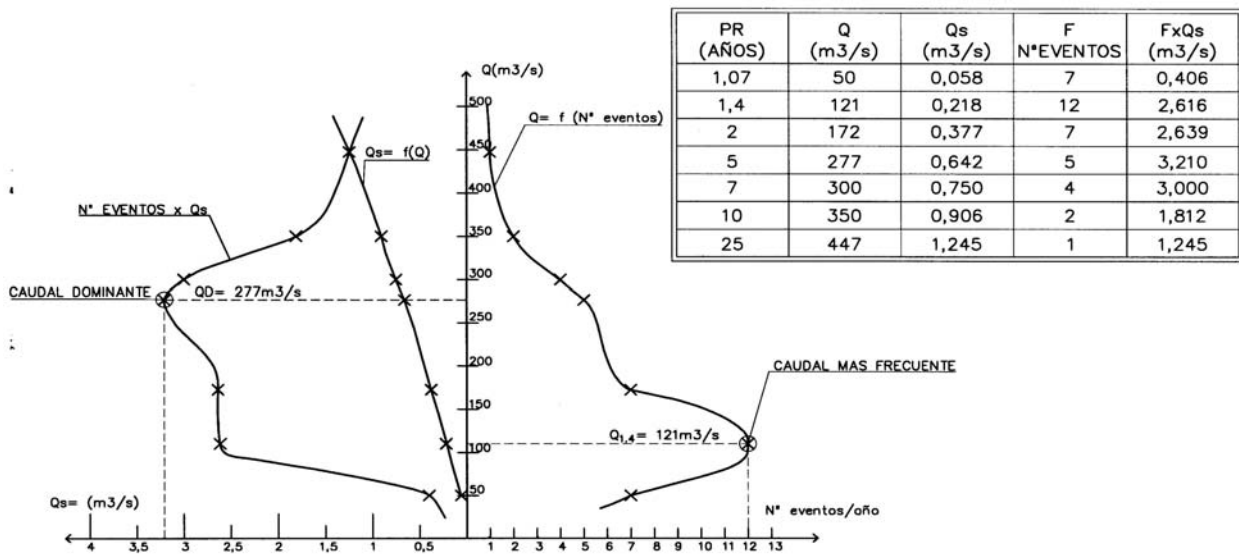
PERÍODO DE RETORNO	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)	Nº de días en los que se da el suceso	Nº de años de la muestra	Días/año medio en los que se da el suceso	Eventos equivalentes de 6 h
1,07	50	51	27	1,89	7
1,4	121	80	27	2,97	12
2	172	47	27	1,75	7
<b>5</b>	<b>277</b>	<b>34</b>	<b>27</b>	<b>1,25</b>	<b>5</b>
7	300	23	27	0,85	4
10	350	11	27	0,40	2
25	447	5	27	0,74	1

**Cuadro 6.** Número de eventos equivalentes correspondientes a diferentes caudales

El número de eventos por año se ha estimado que varían entre los 7 eventos correspondientes al caudal  $Q_{1,07}=50$  m<sup>3</sup>/s, pasando por los 12 eventos del caudal interanual  $Q_{1,4}=121$  m<sup>3</sup>/s, hasta los eventos estrictos a partir del período de retorno de 25 años. En la Figura 1 se presenta las relaciones "Caudales líquidos-Nº de Eventos" y "Caudales Líquidos-Caudales Sólidos"; así como la curva producto resultante. Podemos observar que el caudal con más frecuencia de presentación corresponde al caudal interanual  $Q_{1,4}=121$  m<sup>3</sup>/s, en tanto que el caudal dominante corresponde con el caudal de período de retorno de 5 años  $Q_D=Q_5=277$  m<sup>3</sup>/s, puesto que es el caudal que presenta mayor transporte ( $Q_s=3,210$  m<sup>3</sup>/s), con una tasa de  $34.668$  m<sup>3</sup>.

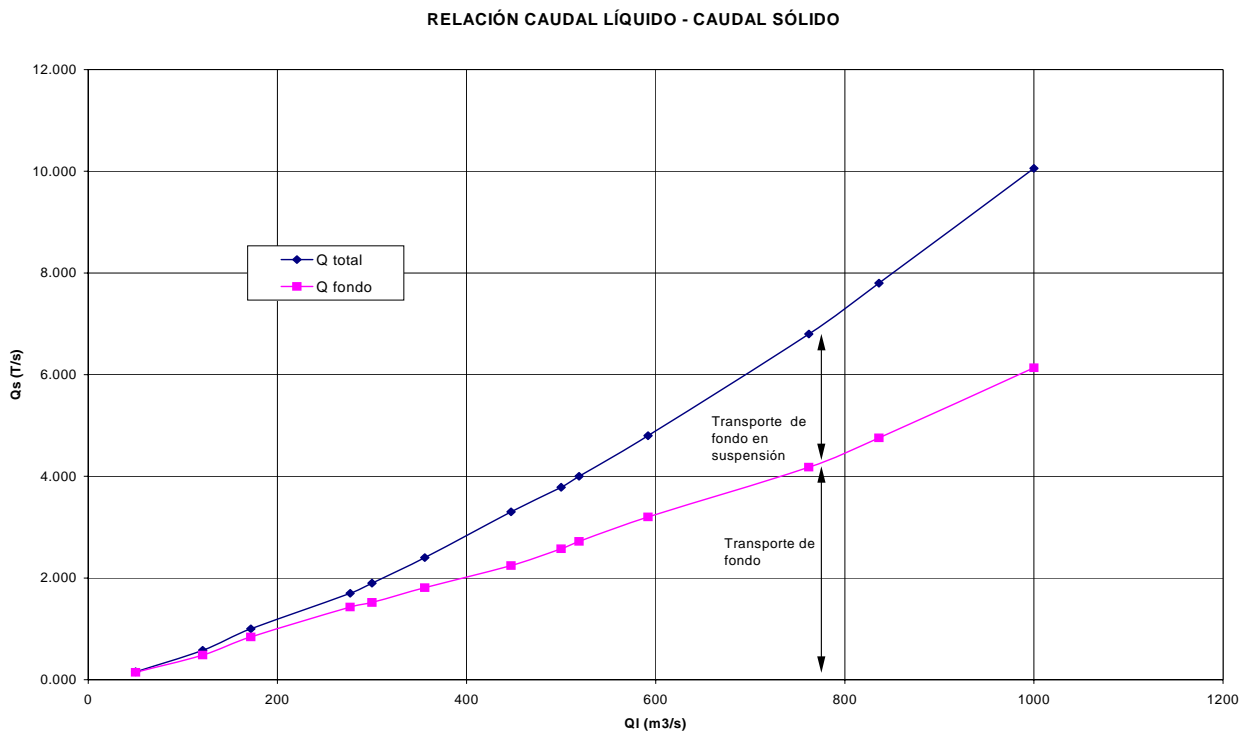
Quizás éste sea un valor más representativo de la tasa de transporte de sedimentos anual del barranco de Las Angustias, hasta la zona de captación de La Viña ( $A=49$  km<sup>2</sup>), con lo que se tendría un índice de unos  $867$  m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>, valor que sería un 14% superior a lo registrado por Ven Te Chow (1966), que para cuencas entre  $26$  y  $260$  km<sup>2</sup> se establece en  $762$  m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>. De esta forma podemos concluir que del millón de metros cúbicos ( $25.000$  m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/año), considerado como tasa de erosión total anual, únicamente una parte son transportados por el barranco, dependiendo de los caudales de avenida que se presenten. Dado que la capacidad del transporte de sedimentos del barranco es inferior a la tasa de erosión de la cuenca, podemos concluir que a la altura de la futura cerrada del tomadero de La Viña, el cauce se encuentra en un proceso de agradación o acreción.





**Figura 1.** Caudales líquidos-Nº de eventos y Caudales líquidos-Caudales sólidos

El transporte de fondo y el de fondo en suspensión se ha obtenido mediante el método de Einstein-Barbarossa. En la Figura 2 se observa que para los caudales más bajos, el transporte de fondo es mucho mayor que el de suspensión (84% al 6% para un caudal de  $Q_{1,4}=121 \text{ m}^3/\text{s}$ , proporción que va incrementándose hasta llegar al 61% y 39% para el caudal  $Q_{1,000}=836 \text{ m}^3/\text{s}$ , proporciones que están en concordancia con lo observado en los flujos macrorregosos [García (2000)].



**Figura 2.** Transporte de fondo y transporte de fondo en suspensión

En el Cuadro 7 se puede observar que la concentración de sedimentos en peso en el barranco de Las Angustias varía entre un 0,48% para el caudal interanual ( $Q_{1,4}=121 \text{ m}^3/\text{s}$ ), pasando por un 0,61% para el caudal dominante ( $Q_5=277 \text{ m}^3/\text{s}$ ), llegando a alcanzar un 0,93% para el caudal milenario ( $Q_{1000}=836 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

PERÍODO DE RETORNO	CAUDAL LÍQUIDO (m <sup>3</sup> /s)	CAUDAL SÓLIDO EN PESO Q <sub>s</sub> (T/S)			CONCENTRACIÓN EN PESO (%)	VOLUMEN TOTAL ANUAL	
		FONDO	SUSPENS.	TOTAL		(m <sup>3</sup> /s)	(T)
1,4	121	0,484	0,092	0,577	0,48	28.194	74.714
<b>5</b>	<b>277</b>	<b>1,428</b>	<b>0,272</b>	<b>1,700</b>	<b>0,61</b>	<b>34.668</b>	<b>91.870</b>
10	350	2,016	0,384	2,400	0,69	19.562	51.840
50	519	2,720	1,280	4,000	0,77	16.302	43.200
500	762	4,148	2,652	6,800	0,89	27.713	73.440
1.000	836	4,758	3,042	7,800	0,93	31.789	84.240

**Cuadro 7.** Principales resultados del cálculo del transporte de sedimentos

#### 4. ENCAUZAMIENTO

Como ya se ha indicado, el flujo hiperconcentrado del barranco de Las Angustias no permite disponer de una tipología clásica de captación presa-embalse, puesto que aproximadamente en seis años se colmataría, dado que el volumen útil en La Viña es de 610.575 m<sup>3</sup>. De esta forma, la solución propuesta es derivar los caudales (Q=13 m<sup>3</sup>/s, disponiendo 3 m<sup>3</sup>/s para un lavado continuo del sistema) a través de una obra de captación tipo tirolés, decantándose los caudales captados a través de un desarenador tipo Dufour-Bieri e incorporándose posteriormente en una balsa de almacenamiento; dejándose pasar los restantes caudales de avenidas a través de un encauzamiento. El inicio del encauzamiento se sitúa a la cota 237, que supone la coronación de la presa situada como sección de control del mismo. Esta presa o grada de control posee dieciocho (18) metros de altura y un ancho en coronación de dos (2) metros. El paramento de aguas arriba se encuentra enterrado, de forma que la coronación se enrasa con el cauce, transitando el agua por el paramento de aguas abajo hacia el canal del encauzamiento. El talud del paramento de aguas arriba es de 1(V):0,3(H) y el de aguas abajo 1(V):1,3(H). La anchura del cauce en este punto es de 57,50 m. Una vez superada la grada, a cota 222, comienza el canal del encauzamiento. A partir de este punto se dota al encauzamiento de una pendiente constante e igual al 3,88%.

El primer tramo es recto de 59,25 m de longitud, en el que se mantiene la anchura inicial de 57,50 m. Este tramo conduce a una transición en la cual el canal se estrecha hasta una anchura de 16,00 m, que es el valor del ancho del canal en la mayor parte de su desarrollo. Este tramo de cambio de anchura en la sección mide 107,36 m y comienza a la cota 219,70, para acabar a la 215,52.

A partir de este punto, el encauzamiento mantiene una sección constante, ancho de solera de 16 m y forma trapezoidal. El talud del cajero izquierdo se adapta al de la balsa, transcurriendo pegado al mismo, sobre el repié de hormigón poroso, cuya altura es siempre mayor que la lámina de agua en el encauzamiento. El talud del cajero derecho es más vertical, ajustándose a la topografía del barranco, manteniendo un valor medio de 1(V):0,7(H). La longitud total de este tramo es de 527,73 m, siempre siguiendo a la forma de la balsa, hasta la cota 195 en la que se hace la restitución al río.

La determinación de los perfiles de flujo se han determinado con el conocido modelo de régimen gradualmente variado y unidimensional del Cuerpo de Ingenieros de La Armada de Estados Unidos HEC-RAS (1998). Las principales variables hidráulicas (velocidad, esfuerzo cortante y calado) y tipo de flujo son fundamentales a la hora de definir el tipo de protección y altura del encauzamiento; pero a la vez la determinación de estas variables depende de la estimación del coeficiente de resistencia.

Puesto que el flujo a presentarse es de tipo hiperconcentrado y con elevadas velocidades y esfuerzos de corte, el encauzamiento dispone de un revestimiento de hormigón de 1m de espesor (HA-25), constituyendo la parte exterior una máscara de hormigón de alta resistencia con humo de sílice (HAR-55), de 0,30 m de espesor en cajeros y 0,50 m en solera.

La estimación del coeficiente de resistencia del flujo hiperconcentrado con fondo rígido se ha realizado con la formulación propuesta en Nalluri (1992):

$$\lambda_s = 0,851\lambda_0^{0,86} C_v^{0,04} D_{gr}^{0,03} \quad (6)$$

En donde:  $\lambda_s$  es el factor de resistencia en fondo rígido de Darcy-Weisbach con transporte de sedimentos;  $\lambda_0$  factor de resistencia en fondo rígido de Darcy-Weisbach con agua clara;  $C_v$  concentración volumétrica de sedimentos;  $D_{gr}$  factor adimensional del tamaño del grano. Para la aplicación de la fórmula anterior se requiere primero estimar  $\lambda_0$  y  $C_v$ . El coeficiente de resistencia de

Manning para la protección del encauzamiento con hormigón correspondería a un valor medio  $n=0,014$ , con lo cual el factor de resistencia con agua clara sería:  $\lambda_0 = \frac{n^2 \cdot 8 \cdot g}{R^{1/3}} = 0,0118$ .

La energía proporcionada por la fase sólida, por unidad de volumen y por unidad de distancia en la dirección de aguas abajo y en forma adimensional según Wang y Wang (1994), para el valor de  $C_v=0,0036$  ( $C_p=0,0093$  en peso) y la pendiente correspondiente al tramo en estudio ( $S=0,388$ ) es:  $\frac{E_d}{\gamma} = C_v \cdot S = 0,00014 < 0,004$ ; valor muy inferior al límite entre flujo hiperconcentrado y flujo de barros y escombros (mudflow).

El coeficiente de viscosidad cinemática del agua con concentración de sedimentos se ha estimado a partir de la formulación recogida en Graf (1984):

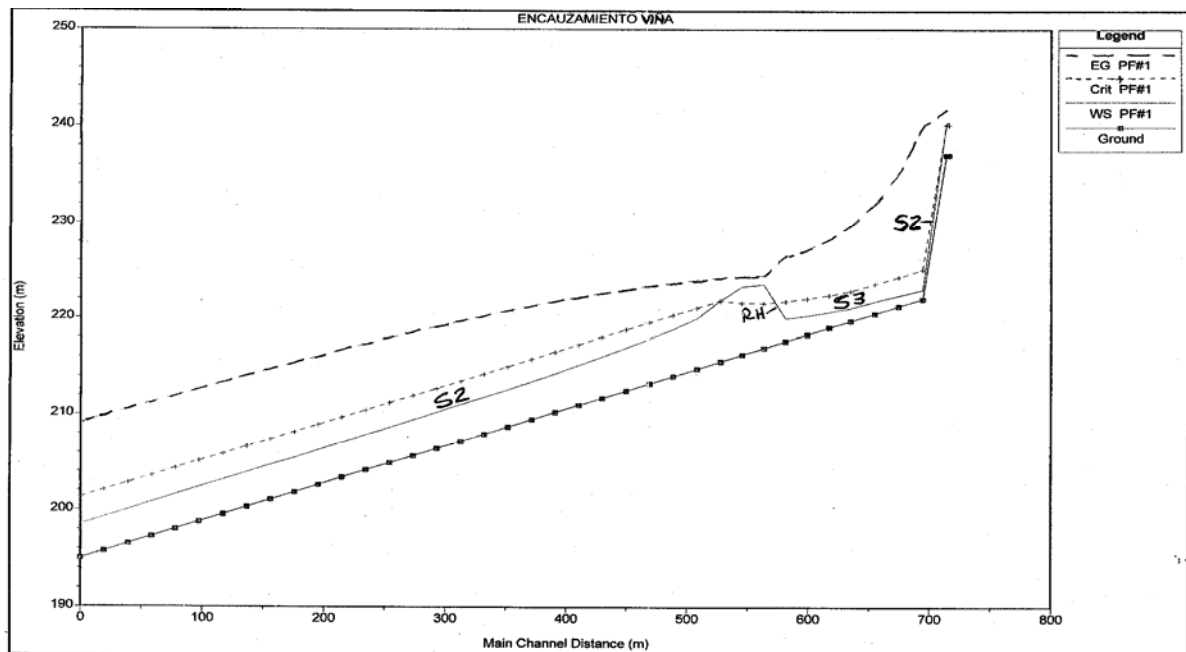
$$\frac{v_s}{v} = 1 + K_e C_v + K_2 C_v^2 \quad (7)$$

En donde  $v$  es el coeficiente de viscosidad cinemática del agua limpia (para  $T=20$  °C  $v \cong 1,27 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s);  $K_e$  constante de viscosidad de Einstein ( $\cong 2,5$ );  $K_2$  coeficiente de interacción de las partículas ( $\cong 2$ ). De esta forma,  $v_s = 1,282 \cdot 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s, valor que resulta prácticamente sin cambio para el nivel de concentración de sedimentos existente.

El valor adimensional del tamaño del grano correspondiente al  $D_{50}=0,028$  m es:

$$D_{gr} = \left[ \frac{(s-1) \cdot g}{v_s^2} \right]^{1/3} \cdot D_{50} = 600,183. \text{ Resultando finalmente que } \lambda_s = 0,0228 \text{ y } n_s = R^{1/6} \sqrt{\frac{\lambda_s}{8 \cdot g}} = 0,020.$$

Debido al factor de incertidumbre existente en todos los parámetros de cálculo, y siempre desde un punto de vista conservador, se ha adoptado para el caudal de diseño del encauzamiento ( $Q=1.000$  m<sup>3</sup>/s) un valor del coeficiente de resistencia medio de Manning en fondo fijo de  $n=0,025$ ; que como se puede observar, resulta un valor de resistencia muy inferior al correspondiente con fondo móvil ( $n=0,062$ ).



**Figura 3.** Perfiles de flujo en el encauzamiento de La Viña para un  $Q=1.000$  m<sup>3</sup>/s y  $n=0,025$

En la Figura 3 se indica los perfiles: lámina de agua, calado crítico y línea de energía para el caudal de diseño del encauzamiento ( $Q=1.000$  m<sup>3</sup>/s). Se puede observar que en el tramo inicial se produce una curva de remanso tipo fuerte S2 desde las condiciones críticas hasta alcanzar el calado supercrítico  $y_1=0,95$  m, para a continuación aumentar el calado a través de una curva fuerte S3, hasta alcanzar el calado conjugado supercrítico  $y_2^*=2,31$  m correspondiente al calado subcrítico  $y_2=6,60$  m, produciéndose en ese instante un resalto hidráulico de unos 20 m de longitud. A continuación el

calado vuelve a disminuir por medio una curva fuerte S2 hasta alcanzar el calado supercrítico  $y=3,49$  m a la salida del encauzamiento. Las velocidades varían entre 4,37 m/s (tramo en régimen lento, unos 36 m) y 18 m/s en el calado supercrítico al pie de la grada.

## 5. CONCLUSIONES

- En este artículo se ha insistido en la importancia que tiene el muestreo en el cálculo del transporte de sedimentos. Así, los diámetros característicos que reflejan una curva granulométrica de un cierto tramo de un determinado cauce, sobrevalorarán o subvalorarán las estimaciones de su capacidad de transporte, de acuerdo con la verdadera representatividad de la muestra; puesto que dicha capacidad de transporte es inversamente proporcional al diámetro característico de la muestra, elevado a la tres medios. En el mismo sentido se ha discutido sobre la estimación del coeficiente de resistencia en los flujos macrorugosos, puesto que una infravaloración de dicho coeficiente, sobrevalorará el cálculo del transporte de sedimentos.
- También se llama la atención en el rango de validez de las distintas formulaciones; así como las limitaciones para su aplicación en cauces con grandes diámetros característicos, tal como ocurre en el barranco de Las Angustias.
- El cálculo del caudal dominante es un factor importante para la estimación del transporte de fondo y por tanto, de la modelación del cauce.
- Para similares condiciones de flujo, el coeficiente de resistencia en fondo fijo es del orden de 2,5 veces el coeficiente de resistencia en fondo móvil. Esta diferencia tiene una gran repercusión económica en el diseño del encauzamiento puesto que la altura mínima del repié de hormigón poroso y del hormigón de alta resistencia se fija en función del nivel de lámina de agua en el encauzamiento.
- Finalmente, se recomienda realizar muestreos de transporte de fondo, aforos líquidos y sólidos, con el objeto de contrastar los resultados obtenidos en esta fase de estudio.

## 6. REFERENCIAS

- Bathurst, J.C. (1985).** "Flow resistance of large scale roughness". Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 111(4), 1103-1122.
- Fuentes, R. and Aguirre-Pe, J. (1991).** "Resistance to flow in steep rough streams". Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 116, November.
- García Flores, M. (1996).** "Resistencia al flujo en ríos de montaña". IAHR. XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Guayaquil, Ecuador. Vol. 4. PP 105-116.
- García, M. H. (2000).** Notas de Curso: "Mecánica del Transporte de Sedimentos con Aplicación a la Ingeniería Fluvial". E.T.S. de Ingenieros de Caminos de la Universidad de Castilla-La Mancha. Ciudad Real, 26 al 30 de Junio de 2000.
- Graf, W.H. (1984).** "Hydraulics of Sediment Transport". Water Resources Publications, LLC. Colorado, USA.
- Keulegan, G. H. (1938).** "Laws of turbulente flow in open channels". Journal Res. at the Nat. Bureau of Standards, 21, Research Paper RP 1151, 707-741.
- Limerinos, J.T. (1970).** "Determination of the Manning coefficient for measured bed roughness in natural channels". Water Supply Paper 1898-B. United States Geological Survey, Washington, D.C. (1970).
- Martin Vide, J.P. (1997).** "Ingeniería fluvial". Politex. Area d'Enginyeria Civil. Ed. UPC. Barcelona.
- PYPSA (1984).** "Anteproyecto de obras de aprovechamiento de los recursos hidráulicos del Barranco de Las Angustias. (Isla de La Palma)". Servicio de Obras Hidráulicas de Santa Cruz de Tenerife.
- Nalluri Chandra (1992).** "Extended data on sediment transport in rigid bed rectangular channels". Journal of Hydraulic Research, Vol. 30, N06. Pp. 851-856. The Netherlands.
- TYPASA-3G (2000).** "Proyecto de la presa de La Viña. Isla de La Palma". Servicio Hidráulico de Santa Cruz de Tenerife.
- Richards, K.S. (1982).** "Rivers, Form and Process in Alluvial Channels". Methuen, London.
- Simons, D.B. and Sentürk F. (1992).** "Sediment transport technology. Water and sediment dynamics". Water Resources Publications. Colorado, USA.
- Ven Te Chow (1964).** "Hanbook of Applied Hydrology". McGraw-Hill. New York.
- Wan, Z. y Wan, Z. (1994).** "Hyperconcentrated Flow". I.A.H.R. Monograph Series, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherland.