

#### 4.3 CÁLCULOS HIDRÁULICOS EN EL CANAL DE DERIVACIÓN

En los cálculos que se realizarán a continuación se utilizará la fórmula de Manning:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1}{n} \times (R_h)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- $V(m/s)$ : Velocidad del agua.
- $A(m^2)$ : Área mojada.
- $Q(m^3/s)$ : Caudal circulante.
- $n(adimensional)$ : Coeficiente de Manning.
- $R_h(m)$ : El Radio hidráulico relaciona el área mojada (parte del área de la sección transversal de un curso de agua en movimiento que se encuentra bajo la superficie del agua, expresada en  $m^2$ ) con el perímetro mojado (parte del contorno de la sección transversal en contacto con el agua expresado en  $m$ ).
- $I(adimensional)$ : Pendiente.

##### 4.3.1 Canal existente

➤ *Capacidad, pendiente y pérdida de altura*

Antes de calcular la capacidad del canal es necesario conocer su geometría. Se trata de un canal de hormigón de 1,44 m de anchura, 1 m de altura y pendiente variable en sentido longitudinal. Tras interpolar las líneas de nivel se obtiene la siguiente tabla que permite representar la altimetría del canal existente. Los últimos 3 puntos kilométricos no se han considerado en la pendiente media del canal existente, puesto que se trata del tramo final que conecta con el antiguo molino y tiene una pendiente muy pronunciada; dicho tramo tiene una longitud de 43 metros. Tras la salida del molino el

agua se encuentra prácticamente a la elevación de la lámina de agua del canal de retorno, 720 ms.n.m) \*.

PK	Cota (m)	Pendiente	PK	Cota (m)	Pendiente
0+000	735,11		0+846	728,425	
		-0,0035			-0,011
0+082	734,82		1+030	726,401	
		-0,0025			-0,0147
0+208	734,51		1+097	725,415	
		-0,0205			-0,001
0+318	732,258		1+164	725,35	
		-0,0019			-0,0087
0+455	732		1+262	724,5	
		-0,0225			-0,0013
0+491	731,189		1+315	724,429	
		-0,0009			-0,0858
0+534	731,15		1+320*	724	
		-0,002			-1
0+642	730,935		1+322*	722	
		-0,0009			-0,0417
0+739	730,85		1+358*	720,5	

Figura 6 – PK, cota de coronación y pendiente del canal existente

Pendiente media del canal existente	-0,0081
Pérdida de salto	≈10,5 m

Figura 7 – Resumen “PK, cota de coronación y pendiente del canal existente”

Para el cálculo de la capacidad del canal existente se utilizará la fórmula de Manning:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1}{n} \times (R_h)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Según dicha fórmula cuanto mayor es la pendiente del canal, mayor es el caudal que puede circular a través de él. Es por ello que se estudiará la capacidad del canal en el tramo con menor pendiente; este tramo es aquel entre los puntos kilométricos 0+491 y 0+534 cuyas cotas son 731,189 y 731,150 ms.n.m respectivamente. La pendiente de este

tramo es de 0,0009. (Dicha pendiente también se encuentra entre los puntos kilométricos 0+642 y 0+739).

De modo que, sabiendo los datos de la sección del canal y suponiendo 10 cm de resguardo, podemos calcular su capacidad:

- Sección del canal: 1,44 m de ancho y 1 m de altura.
- Resguardo: 0,1 m.<sup>1</sup>
- n: Puesto que el material del canal es hormigón, se supondrá un valor de 0,015 correspondiente a una calidad del material regular, del lado de la seguridad.

$$A = 1,44 \text{ m}^2$$

$$A_{mojada} = (1 - 0,1) \times 1,44 = 1,296 \text{ m}^2$$

$$P_m = 2 \times 0,9 + 1,44 = 3,24 \text{ m}$$

$$I = \frac{731,150 - 731,189}{534 - 491} = \frac{-0,039}{43} = -0,0009$$

Despejando el caudal y sustituyendo en la ecuación, obtenemos la capacidad del canal:

$$Q = A \times \frac{1}{n} \times \left( \frac{A_{mojada}}{P_{mojado}} \right)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} = 1,44 \times \frac{1}{0,015} \times \left( \frac{1,296}{3,24} \right)^{\frac{2}{3}} \times (0,0009)^{\frac{1}{2}} = 1,5635 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto el canal tiene suficiente capacidad, puesto que nuestro caudal de diseño se encuentra en un rango entre 0,7 y 0,9 m<sup>3</sup>/s.

---

<sup>1</sup> Celso Penche, Manual de Pequeña Hidráulica (1998), 138. (Versión actualizada de “Layman’s Handbook on how to develop a Small Hydro Syte” publicado en 1993 por la Dirección General de Energía de la Comisión de las Comunidades Europeas).

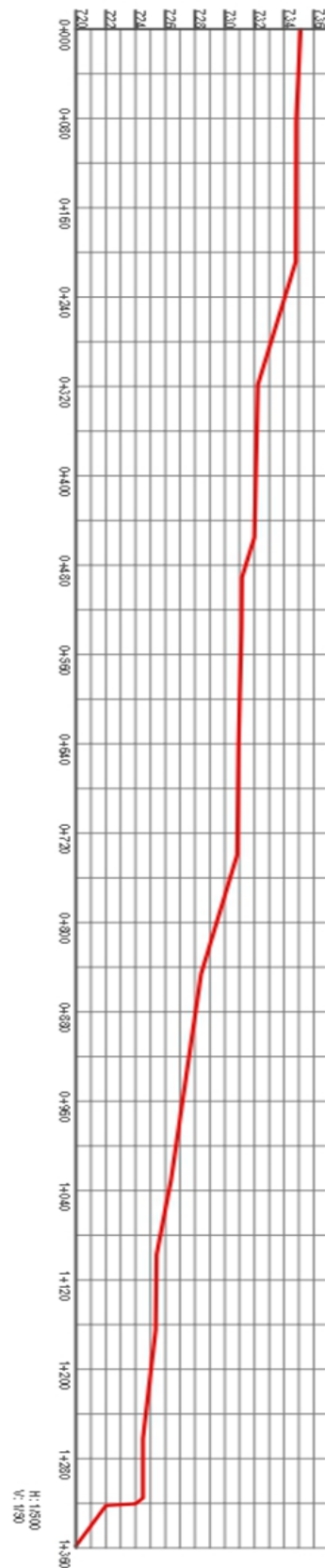


Figura 8 – Cota de coronación del canal existente(ms.n.m) con respecto al PK.

➤ *Influencia de la pendiente sobre el tipo de régimen*

El régimen del agua puede ser supercrítico (régimen rápido) o subcrítico (régimen lento). Si la altura normal del agua se encuentra por debajo de la altura crítica se trata de un régimen rápido. Si por el contrario, la altura normal del agua se encuentra por encima de la altura crítica, el régimen es subcrítico. Suponiendo que circulan por el canal  $0,9 \text{ m}^3/\text{s}$ , la altura crítica es:

$$h_{\text{Crítica}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

Donde:

- $q(\text{m}^2/\text{s})$ : Caudal dividido por el ancho de la sección.
- $g(\text{m}/\text{s}^2)$ : Aceleración de la gravedad.

$$\sqrt[3]{\frac{\left(\frac{0,9}{1,44}\right)^2}{9,81}} = 0,3414 \text{ m}$$

Se puede hallar la pendiente a partir de la cual se pasa de un régimen lento a un régimen rápido, o viceversa, dado un determinado caudal. Para ello se utilizará la ecuación de Manning:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1}{n} \times (R_h)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = B \times h_{\text{Crítica}} \times \frac{1}{n} \times \left( \frac{h_{\text{Crítica}} \times B}{2 \times h_{\text{Crítica}} + B} \right)^{\frac{2}{3}} \times I_{\text{Crítica}}^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- $Q(\text{m}^3/\text{s})$ : Se tomará  $0,9 \text{ m}^3/\text{s}$  como referencia.
- $B(\text{m})$ : El ancho del canal es de  $1,44 \text{ m}$ .



- $n(adimensional)$ : Puesto que el material del canal es hormigón, se supondrá un valor de 0,015 correspondiente a una calidad del material regular, del lado de la seguridad.
- $h_{crítica} = 0,3414 \text{ m}$
- $I_{crítica}(adimensional)$ : Pendiente crítica.

Sustituyendo:

$$0,9 = 1,44 \times 0,3414 \times \frac{1}{0,015} \times \left( \frac{0,3414 \times 1,44}{2 \times 0,3414 + 1,44} \right)^{\frac{2}{3}} \times I_{Crítica}^{\frac{1}{2}}$$

$$I_{Crítica} = 5,302 \times 10^{-3}$$

Por lo tanto, para un caudal de  $0,9 \text{ m}^3/\text{s}$ :

$$I(\text{pendiente del canal}) > 5,302 \times 10^{-3} \text{ Régimen rápido}$$

$$I(\text{pendiente del canal}) < 5,302 \times 10^{-3} \text{ Régimen lento}$$

Es por ello por lo que se instalan rápidas y disipadores de energía que lo que pretenden básicamente es que el régimen rápido ocurra y se disipe en dichas estructuras y no a lo largo de todo el canal, de modo que se minimicen las pérdidas.

➤ *Determinación de la cota de la solera en el PK 0+000 del canal existente*

Al interpolar las líneas de nivel del terreno para determinar la altimetría del antiguo canal, se obtiene que en el PK 0+000, el canal se encuentra a la cota 735,11 ms.n.m (Estos resultados pueden encontrarse en el anejo 4.3.1). Dichos resultados se obtuvieron observando el trazado en planta, por ello, se desconocía si la cota 735,11 m correspondía a la cota de coronación del canal o a la cota de la base del mismo. Tras una visita de campo se comprobó que en la toma el canal no sobresale del terreno, es decir, que la solera del canal está un metro por debajo del terreno. Teniendo en cuenta esto se

confirma que la elevación de la solera del canal existente en la toma es 734,11 ms.n.m. A efectos de cálculo, la elevación de la solera en la toma de agua se considerará la misma debido a su proximidad.

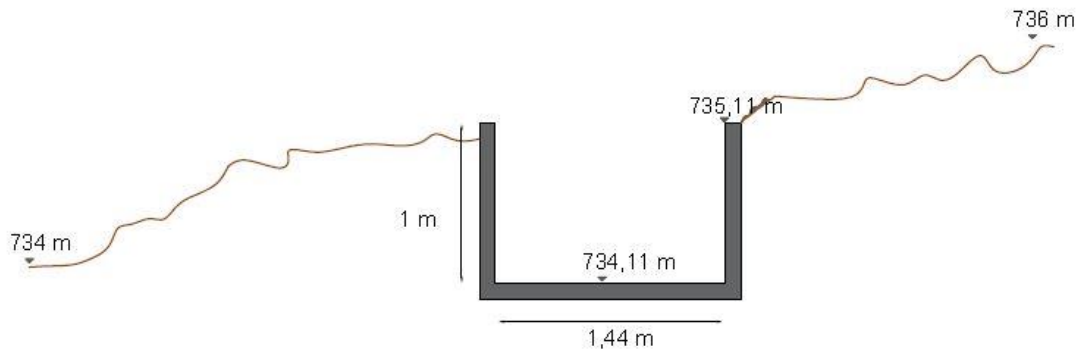


Figura 9 – Determinación de la cota de la solera en el canal existente.

#### 4.3.2 Nuevas conducciones hidráulicas hasta la cámara de carga

##### 4.3.2.1 Alternativa 1

###### ➤ Tubería subterránea

A continuación, se mostrarán los cálculos para el diseño de una tubería con capacidad suficiente como para transportar  $0,9 \text{ m}^3/\text{s}$  con un porcentaje de llenado de la tubería del 80%, de modo que el agua fluya en lámina libre. En base a estos cálculos se decidirá qué tipo de tubería se quiere instalar.

Para calcular el diámetro de la tubería se utilizará la fórmula de Manning:

$$Q = A \times \frac{1}{n} \times (R_h)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Ahora se mostrará cómo se calcula el área y el perímetro mojado:

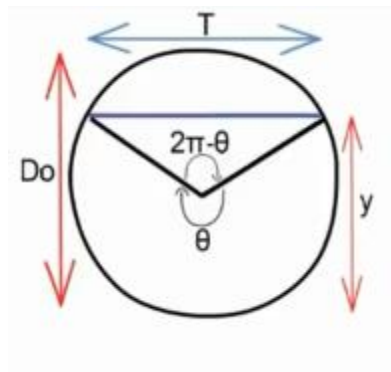


Figura 10 – Parámetros que intervienen en el cálculo del flujo en lámina libre en tubería

- T(m): Espejo de agua.
- D<sub>o</sub>(m): Diámetro de la tubería
- Y(m): Calado
- $\theta$ (radianes): Este ángulo depende del porcentaje de llenado de la tubería. Si un porcentaje del 100% supondría un flujo en presión, se harán los cálculos para un llenado del 80%, de manera que se garantice la lámina libre del agua.

Por ello debe cumplirse que:

$$\frac{Y}{D_o} = 0,8$$

Una vez se sabe la relación entre el calado y el diámetro, se puede calcular  $\theta$  con la siguiente expresión:

$$\theta = 2 \times \arccos\left(1 - \frac{Y}{r_o}\right)$$

(Siendo  $r_o$  el radio de la tubería)

Teniendo en cuenta que  $r_o$  e Y son el radio de la tubería y el calado respectivamente, se tiene que:

$$\theta = 2 \times \arccos(1 - 1,6) = 4,4286 \text{ radianes}$$

El área mojada total se puede descomponer como suma de dos áreas:



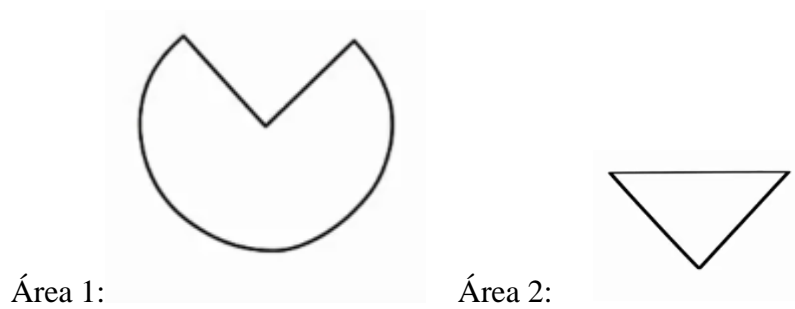


Figura 11 – Descomposición de áreas utilizadas para la simplificación del cálculo del flujo en lámina libre en tubería

El área de una sección circular es:

$$A_{\text{círculo}} = \pi \times r^2$$

Por lo tanto, si ésta es el área correspondiente a un ángulo de giro de  $2\pi$  radianes, el área correspondiente a un ángulo de giro  $\theta$  (Área 1) es:

$$\text{Área 1} = A_{\theta} = \frac{\theta \times \pi \times r^2}{2 \times \pi} = \frac{\theta \times r^2}{2}$$

Para calcular el área 2, se calcula como el área de un triángulo:

$$\begin{aligned} \text{Área 2} &= \frac{1}{2} \times \text{Base} \times \text{Altura} = \frac{1}{2} \times T \times \text{Altura} \\ A_{\text{mojada}} &= \text{Área 1} + \text{Área 2} = \frac{D_o^2}{8} \times (\theta - \text{Sen}\theta) \end{aligned}$$

El perímetro de una sección circular es:

$$P_{\text{círculo}} = 2 \times \pi \times r$$

Así, si éste es el perímetro correspondiente a un ángulo de giro de  $2\pi$  radianes, el perímetro correspondiente a un ángulo de giro  $\theta$  es:

$$P_{\theta} = \frac{\theta \times 2 \times \pi \times r}{2 \times \pi} = \theta \times r$$

El radio hidráulico es el cociente entre el área y el perímetro mojados:

$$R_H = \frac{A_{mojada}}{P_{mojado}} = \frac{A_1 + A_2}{P_{\theta}} = \frac{D_o}{4} \times \left(1 - \frac{\text{Sen}\theta}{\theta}\right)$$

Finalmente, sustituyendo en la fórmula de Manning, se obtiene la siguiente expresión de donde se despejará el diámetro de la tubería:

$$Q = \frac{D_o^2}{8} \times (\theta - \text{Sen}\theta) \times \frac{1}{n} \times \left(\frac{D_o}{4} \times \left(1 - \frac{\text{Sen}\theta}{\theta}\right)\right)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

- $Q(m^3/s)$ : Se diseñará para un caudal de  $0,9m^3/s$
- $\theta(\text{radianes}) = 4,4286$
- $n(\text{adimensional})$ : 0,011 para tubería RIB LOC<sup>2</sup>
- $I(\text{adimensional})$ : Se colocará una pendiente mínima del 0,001.

$$0,9 = \frac{D_o^2}{8} \times (4,4286 - \text{Sen}(4,4286)) \times \frac{1}{0,011} \times \left(\frac{D_o}{4} \times \left(1 - \frac{\text{Sen}(4,4286)}{4,4286}\right)\right)^{\frac{2}{3}} \times 0,001^{\frac{1}{2}}$$

La solución de esta ecuación daría un diámetro de  $1,01025 m \approx 1010 mm$  y una velocidad media de 1,3092 m/s. No obstante, debido a que estas tuberías van a estar enterradas bajo tierra y no son tan fácilmente reparables como podría serlo un canal a cielo abierto, se optaría por una alternativa más flexible. Esta solución consistiría en instalar 2 tuberías de 1100 mm. Por lo calculado anteriormente se puede afirmar que cada una de ellas tiene la capacidad suficiente como para transportar  $0.9 m^3/s$ , lo cual permite que funcionen las dos tanto simultánea como alternativamente. Funcionando alternativamente el régimen de llenado es del 66% aproximadamente.

---

<sup>2</sup> Según la Normativa para Obras de Saneamiento de la ciudad de Valencia (Año 2004), debería tomarse un Coeficiente de Manning de 0,010. Se ha decidido incrementar a 0,011 para estar del lado de la seguridad.

Esta opción quizá sea un poco más onerosa, pero, en el caso de que sea necesario realizar tareas de mantenimiento permitiría no tener que interrumpir la producción de electricidad, ya que una única tubería podría seguir trasegando todo el caudal.

Cabe mencionar que dos tuberías de menor tamaño podrían tener capacidad suficiente, pero dándole un tamaño algo mayor, se facilita también la accesibilidad al interior de ésta por si fuese necesario.

Por esa razón, se propone instalar 2 tuberías:

$$Do = 1,1 \text{ m (Cada una)}$$

$$V = \frac{Q}{A} = 1,344 \frac{\text{m}}{\text{s}} \text{ (Funcionando alternativamente)}$$

$$V = \frac{Q}{A} = 1,14 \frac{\text{m}}{\text{s}} \text{ (Funcionando conjuntamente)}$$

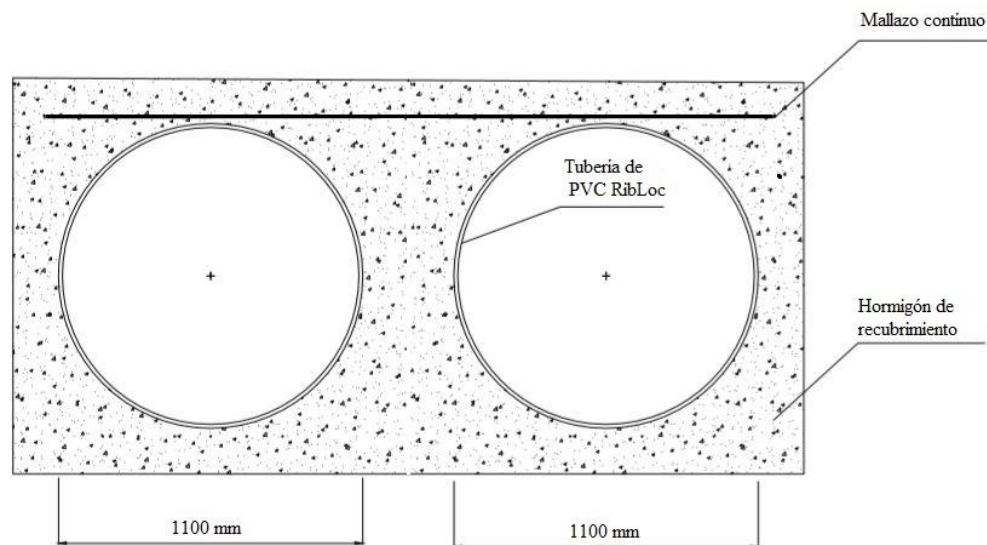


Figura 12 — Sección de la conducción subterránea del canal en derivación

### ➤ Canal a cielo abierto

En el siguiente apartado se muestran los criterios seguidos para el diseño del nuevo canal artificial y se sugieren las dimensiones del mismo.

Según la ecuación de Manning, la capacidad de transporte de un canal aumenta con el radio hidráulico o con la disminución del perímetro mojado. Según esto, la sección más eficiente debería de ser la semicircular, pero a nivel constructivo puede ser difícil de ejecutar (a no ser que se utilicen piezas prefabricadas). En una sección rectangular se acumulan más fácilmente restos de material indeseables en las esquinas interiores y es más complicado de limpiar; dándole un ligero talud de 1H:5V se consigue resolver este problema. Dentro de los canales trapezoidales es el semihexágono el que puede transportar un mayor caudal por unidad de sección transversal, puesto que no se transportarán caudales elevados no se ha considerado necesario el uso de esta sección. Por tal motivo, se propone una sección trapezoidal con una ligera inclinación de las paredes verticales, 1H:5V. En cuanto al resguardo, se dejarán 10 cm como mínimo según se indica en el Manual de Pequeña Hidráulica<sup>3</sup>. A continuación se muestran los parámetros a partir de los cuales se diseñará el canal:

- $Q(m^3/s)$ : La capacidad del canal será de  $0,9m^3/s$ .
- $n(adimensional)$ : Puesto que el material del canal será hormigón, se tomará un valor de 0,015.
- $I(adimensional)$ : Se le dará una pendiente de 0,001 m/m.
- $Z$  (Talud pared vertical):  $1H/5V=0,2$
- $B(m)$ : Ancho de la solera.
- $h(m)$ : Altura de la lámina de agua.

Utilizando la fórmula de Manning para una sección trapezoidal se puede expresar en función de la altura del mismo y el ancho de la solera:

$$Q = A \times \frac{1}{n} \times (R_h)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

---

<sup>3</sup> Celso Penche, Manual de Pequeña Hidráulica (1998), 138. (Versión actualizada de “Layman’s Handbook on how to develop a Small Hydro Syte” publicado en 1993 por la Dirección General de Energía de la Comisión de las Comunidades Europeas).

$$A = (B + Z \times h) \times h$$

$$R_h = \frac{(B + Z \times h) \times h}{B + 2 \times h \times \sqrt{Z^2 + 1}}$$

Sustituyendo:

$$0,9 = (B + 0,2 \times h) \times h \times \frac{1}{0,015} \times \left( \frac{(B + 0,2 \times h)}{B + 2 \times h \times \sqrt{0,2^2 + 1}} \right)^{\frac{2}{3}} \times 0,001^{\frac{1}{2}}$$

En la siguiente tabla se muestran algunas secciones con capacidad suficiente para transportar el agua de manera segura, sin desbordamientos y bajo las condiciones descritas anteriormente.

Para un resguardo de 10 cm como mínimo:

Ancho de la base (m)	Altura del canal (m)	Altura del agua (m)
0,8	1	0,9
0,9	1	0,823
1	0,9	0,757
1,2	0,8	0,654
1,3	0,8	0,613
1,4	0,7	0,578

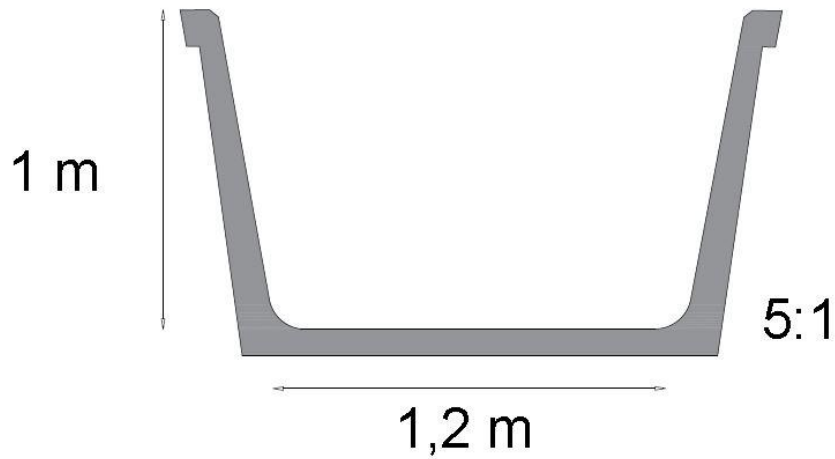
Figura 13 – Secciones posibles para el nuevo canal a cielo abierto.

Para garantizar que no haya desbordamientos se seleccionarán las siguientes medidas:

Ancho de la base (m)	Altura del canal (m)	Altura del agua (m)
1,2	1	0,654

Figura 14 – Dimensiones escogidas para el canal a cielo abierto

Detalle de la sección:



*Figura 15 – Sección escogida para el nuevo canal a cielo abierto*

#### 4.3.2.2 Alternativa 2

Puesto que el caudal de diseño será el mismo, se ha decidido hacer idéntico el canal a cielo abierto propuesto en el apartado anterior. Pueden encontrarse los cálculos en el anejo 4.3.2.1.

#### 4.3.2.3 Alternativa 3

El diseño de la conducción subterránea y el del nuevo canal a cielo abierto es el mismo que el calculado en la alternativa 1 puesto que tienen el mismo caudal de diseño. Pueden encontrarse los cálculos en el anejo 4.3.2.1.

#### 4.3.3 Pérdidas hidráulicas desde la toma de agua hasta la cámara de carga

De acuerdo Ven Te Chow (1959)<sup>4</sup>, en hidráulica elemental, la energía total del agua de cualquier línea de corriente que pasa a través de una sección de canal puede

---

<sup>4</sup> Ven Te Chow, Hidráulica de Canales Abiertos, 39-40.

expresarse como la altura total en metros de agua, que es igual a la suma de la elevación por encima del nivel de referencia, la altura de presión y la altura de velocidad.

Puesto que se trata de un canal de pendiente baja, la energía total de una sección A es aproximadamente:

$$H = Z_A + Y_A + \alpha \times \frac{V_A^2}{2 \times g}$$

Donde  $Z_A$  es la elevación del punto A (punto que se supondrá en la solera del canal) por encima del plano de referencia (nivel del mar).  $Y_A$  es el calado del agua en la sección transversal.  $V_A$  será la velocidad media del flujo en dicha sección transversal. Y  $\alpha$  es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución no uniforme en la sección transversal.

De acuerdo con el principio de conservación de energía, la altura de energía total en la sección 1 localizada aguas arriba debe ser igual a la altura de energía total en la sección 2 localizada aguas abajo, más las pérdidas de energía entre las dos secciones ( $h_f$ ):

$$Z_1 + Y_1 + \alpha \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = Z_2 + Y_2 + \alpha \times \frac{V_2^2}{2 \times g} + h_f$$

Para el cálculo de las pérdidas de altura hasta la cámara de carga ( $h_f$ ), se tendrán en cuenta las pérdidas de altura debidas a la propia pendiente del canal y las debidas a los cambios de sección, rejillas, etc.

Las pérdidas debidas a los cambios de sección se aproximarán siguiendo el siguiente criterio: en las frenadas, es decir, en aquellos puntos en los que el cambio de sección implique una disminución de la velocidad, las pérdidas serán el 100% de la diferencia de altura de velocidad. Por otro lado, en las aceleraciones, es decir, en aquellos puntos en los que el cambio de sección implique un aumento de la velocidad, se tomará un valor de pérdidas de altura entre el 5 y el 10% de la diferencia de las alturas de velocidad. A veces se toma directamente el 5% de la altura de velocidad mayor. Esto explica por qué los cambios de sección se diseñan de manera que el agua lleve una velocidad lo más parecida



posible tanto en una sección como en otra. No obstante, es difícil igualar estas velocidades exactamente, y conviene que el agua se acelere en los cambios de sección en vez de que se frene. Lo realmente importante es que la energía en la sección de aguas arriba sea mayor que la energía mínima en la sección aguas abajo. Es por ello que, por prudencia, en ocasiones se hacen unos pequeños saltos poco mayores que las pérdidas en los cambios de sección con el objetivo de asegurarse que la energía aguas arriba de la transición, sea mayor que la energía aguas abajo. En el caso de estudio estos pequeños saltos no valen la pena hacerlos puesto que el salto disponible es pequeño y se quiere conservar la mayor altura posible.

#### *4.3.3.1 Alternativa 1*

A continuación, se calcularán las pérdidas debidas a la pendiente de fricción del tramo:

Tramo 1: PK 0+000\_PK 0+217

La pendiente media en este tramo es de  $3 \times 10^{-3}$ , por lo que la pérdida de altura  $\Delta h_1$  es igual a  $217 \text{ m} \times 3 \times 10^{-3} = 0,65 \text{ m}$ .

Tramo 2: PK 0+217\_PK 0+307

La pendiente escogida para dicho tramo es de 0,001 m/m, es por ello que la pérdida de altura  $\Delta h_2$  correspondiente a dicha pendiente será  $90 \times 10^{-3} = 0,09 \text{ m}$ .

Tramo 3: PK 0+307\_PK 1+067

Puesto que dicho canal tendrá una pendiente de 0,001 m/m, las pérdidas en dicho tramo  $\Delta h_3$ , son  $760 \times 10^{-3} = 0,76 \text{ m}$ .

$$\Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 = 1,5 \text{ m}$$



Los cambios de sección se dan en los siguientes puntos del trazado:

1. En la embocadura, es decir, de la toma de agua al canal preexistente.
2. En el cambio de sección del canal preexistente a la conducción subterránea.
3. En el paso de la conducción subterránea al nuevo canal artificial.
4. En la entrada en la cámara de carga, es decir, en el ensanchamiento.

Para el cálculo de las pérdidas en la embocadura se considerará el 5% de la altura de velocidad mayor. Esta velocidad es la correspondiente a la velocidad en régimen normal del canal existente ( $V_{mediaT1}$ ), pues la velocidad de agua en la toma es muy baja debido a la presencia del azud. Teniendo en cuenta las características descritas en el anejo 4.3.1, y utilizando la fórmula de Manning, se tiene que:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1}{n} \times (R_h)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Datos :			
Caudal (Q):	0.9	m <sup>3</sup> /s	
Ancho de Solera (b):	1.44	m	
Talud (Z):	0		
Rugosidad (n):	0.015		
Pendiente (S):	0.003	m/m	

Resultados :			
Tirante Normal (y):	0.4162 m	Perimetro (p):	2.2724 m
Area Hidraulica (A):	0.5993 m <sup>2</sup>	Radio Hidraulico (R):	0.2637 m
Espejo de Agua (T):	1.4400 m	Velocidad (v):	1.5017 m/s
Numero de Froude (F):	0.7432	Energia Especifica (E):	0.5311 m·kg/kg
Tipo de Flujo:	F.Subcritico		



Figura 16 – Cálculos con respecto al antiguo canal.

Por lo tanto,  $V_{mediaT1} = 1,5017 \text{ m/s}$ , y las pérdidas son:

$$\Delta h'_1 = \frac{5}{100} \times \frac{V_{mediaT1}^2}{2 \times g} = \frac{5}{100} \times \frac{1,5017^2}{2 \times 9,81} = 0,00575 \text{ m}$$

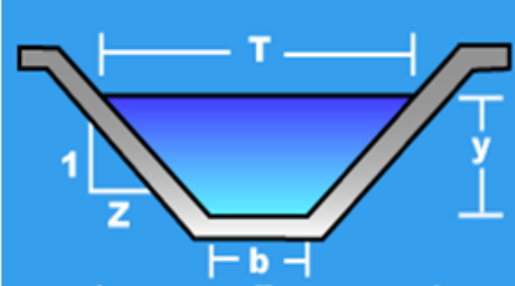
La velocidad en régimen normal del canal existente es  $1,5017 \text{ m/s}$ , y tras este canal el agua pasa a través de una conducción subterránea con una velocidad aproximada de:  $V_{Tramo2} = 1,344 \text{ m/s}$ ; esta velocidad es aquella asociada al transporte de  $0,9 \text{ m}^3/\text{s}$  con un porcentaje de llenado del 66%. Los cálculos referentes a la velocidad del agua en la tubería subterránea pueden encontrarse en el anejo 4.3.2.

Puesto que el agua se frena al entrar en la tubería, para la estimación de las pérdidas en el cambio de sección del canal preexistente a dicha tubería RIB LOC, las pérdidas de energía supondrán el 100% de la diferencia de altura de velocidad:

$$\Delta h'_2 = \frac{V_{mediaT1}^2}{2 \times g} - \frac{V_{Tramo2}^2}{2 \times g} = \frac{1,5017^2}{2 \times g} - \frac{1,344^2}{2 \times g} = 0,0229 \text{ m}$$

A continuación se calcula la velocidad correspondiente en régimen normal del nuevo canal artificial ( $V_{Tramo3}$ ), Teniendo en cuenta las características descritas en el anejo 4.3.1 y utilizando la fórmula de Manning, resulta:

Datos :			
Caudal (Q):	0.9	m <sup>3</sup> /s	
Ancho de Solera (b):	1.2	m	
Talud (Z):	0.2		
Rugosidad (n):	0.015		
Pendiente (S):	0.001	m/m	



Resultados :			
Tirante Normal (y):	0.6540	m	
Area Hidraulica (A):	0.8704	m <sup>2</sup>	
Espejo de Agua (T):	1.4616	m	
Numero de Froude (F):	0.4278		
Tipo de Flujo:	F.Subcrítico		
Perimetro (p):	2.5340	m	
Radio Hidraulico (R):	0.3435	m	
Velocidad (v):	1.0340	m/s	
Energia Especifica (E):	0.7085	m·kg/kg	

Figura 17 – Cálculos con respecto al nuevo canal a cielo abierto.

Por lo ello,  $V_{mediaT3} = 1,0340 \text{ m/s}$ , y las pérdidas serían:



$$\Delta h'_3 = \frac{V_{mediaT2}^2}{2 \times g} - \frac{V_{Tramo3}^2}{2 \times g} = \frac{1.344^2}{2 \times g} - \frac{1.034^2}{2 \times g} = 0,0376 \text{ m}$$

$$\Delta h'_1 + \Delta h'_2 + \Delta h'_3 = 0,066 \approx 0,1$$

(Se ha decidido aproximar estas pérdidas a 10 cm por tratarse de un valor muy bajo).  
Se considerarán unas pérdidas de 10 cm debido a las rejillas de la toma de agua y de la cámara de carga. En resumen:

$$h_f = \Delta h_T + \Delta h'_T + \text{rejillas} = 1,5 + 0,1 + 0,1 = 1,7 \text{ m}$$

#### 4.3.3.2 Alternativa 2

##### ➤ Alternativa 2.1

A continuación se calcularán las pérdidas debidas a la pendiente de fricción del tramo:

Tramo 1: PK 0+000\_PK 0+700

En el anejo 4.3.1, ya se calcularon las pérdidas de altura en el canal existente,  $\Delta h_1 = 4,23 \text{ m}$

Tramo 2: PK 0+700\_PK 1+023

La pendiente escogida para dicho tramo es de 0,001 m/m; es por ello que la pérdida de altura  $\Delta h_2$  correspondiente a dicha pendiente será  $324 \times 10^{-3} = 0,324 \text{ m}$

$$\Delta h_1 + \Delta h_2 = 4,554 \text{ m}$$

Los cambios de sección se dan en los siguientes puntos del trazado:

1. En la embocadura, es decir, de la toma de agua al canal preexistente.
2. En el cambio de sección del canal preexistente al canal a cielo abierto.
3. En la entrada en la cámara de carga, es decir, en el ensanchamiento.

Las pérdidas en la embocadura serán las mismas que se calcularon en 4.3.3.1 para la alternativa 1:

$$\Delta h'_1 = \frac{5}{100} \times \frac{V_{mediaT1}^2}{2 \times g} = \frac{5}{100} \times \frac{1,5017^2}{2 \times 9,81} = 0,00575 \text{ m}$$

La velocidad en régimen normal del canal existente es de  $1,5017 \text{ m/s}$ , y tras este canal el agua pasa por la nueva conducción a cielo abierto con una velocidad aproximada de:  
 $V_{Tramo 2} = 1,034 \text{ m/s}$

Por lo ello, puesto que el agua se frena, para la estimación de las pérdidas en el cambio de sección del canal se supondrá el 100% de la diferencia de altura de velocidad:

$$\Delta h'_2 = \frac{V_{mediaT1}^2}{2 \times g} - \frac{V_{Tramo2}^2}{2 \times g} = \frac{1,5017^2}{2 \times g} - \frac{1,034^2}{2 \times g} = 0,0604 \text{ m}$$

$$\Delta h'_1 + \Delta h'_2 = 0,066 \approx 0,1$$

(Se ha decidido aproximar estas pérdidas a 0,1 m por tratarse de un valor muy bajo).

Se considerarán unas pérdidas de 10 cm debido a las rejillas de la toma de agua y de la cámara de carga.

$$h_f = \Delta h_T + \Delta h'_T + \text{rejillas} = 4,554 + 0,1 + 0,1 = 4,754 \text{ m}$$



➤ *Alternativa 2.2*

A continuación se calcularán las pérdidas debidas a la pendiente de fricción del tramo:

Tramo 1: PK 0+000\_PK 0+700

La pendiente escogida para dicho tramo es de 0,001 m/m, es por ello que la pérdida de altura  $\Delta h_1$  correspondiente a dicha pendiente será de  $700 \times 10^{-3} = 0,7 \text{ m}$

Tramo 2: PK 0+700\_PK 0+1003

La pendiente escogida para dicho tramo es de 0,001 m/m; es por ello que la pérdida de altura  $\Delta h_2$  correspondiente a dicha pendiente será  $303 \times 10^{-3} = 0,303 \text{ m}$

$$\Delta h_1 + \Delta h_2 = 1,003 \text{ m}$$

Las pérdidas localizadas y las pérdidas en las rejillas serán las mismas que las calculadas anteriormente en el anejo 4.3.3.2 para la alternativa 2.1, por lo que, las pérdidas de altura totales desde la toma hasta la cámara de carga son:

$$h_f = \Delta h_T + \Delta h'_T + \text{rejillas} = 1,003 + 0,1 + 0,1 = 1,203 \text{ m}$$

*4.3.3.3 Alternativa 3*

A continuación se calcularán las pérdidas debidas a la pendiente de fricción:

Tramo 1: PK 0+000\_PK 0+280

La pendiente media en este tramo es de  $3 \times 10^{-3}$ , por lo que la pérdida de altura  $\Delta h_1$  es igual a  $280 \times 10^{-3} = 0,28 \text{ m}$ .

## Tramo 2: PK 0+280\_PK 1+040

La pendiente escogida para dicho tramo es de 0,001 m/m; es por ello que la pérdida de altura  $\Delta h_2$  correspondiente a dicha pendiente será  $760 \times 10^{-3} = 0,76 \text{ m}$

$$\Delta h_1 + \Delta h_2 = 1,04 \text{ m}$$

Los cambios de sección se dan en los siguientes puntos del trazado:

1. En la embocadura, es decir, de la toma de agua al canal subterráneo.
2. En el cambio de sección del canal subterráneo al canal a cielo abierto.
3. En la entrada en la cámara de carga, es decir, en el ensanchamiento.

Para el cálculo de las pérdidas en la embocadura se calcularán de manera similar a como se hizo en el anejo 4.3.3.1. Se considerará el 5% de la altura de velocidad mayor. Esta velocidad es la correspondiente a la velocidad en régimen normal del canal subterráneo ( $V_{mediaT1}$ ), pues la velocidad de agua en la toma es muy baja debido a la presencia del azud. Teniendo en cuenta las características de la tubería subterránea descritas en el anejo 4.3.2, la  $V_{mediaT1} = 1,344 \text{ m/s}$ ; y las pérdidas son:

$$\Delta h'_1 = \frac{5}{100} \times \frac{V_{mediaT1}^2}{2 \times g} = \frac{5}{100} \times \frac{1,344^2}{2 \times 9,81} = 0,0046 \text{ m}$$

La velocidad en régimen normal del tramo subterráneo es de  $1,334 \text{ m/s}$ , y tras este tramo, el agua sale a cielo abierto con una velocidad aproximada de:  $V_{Tramo2} = 1,034 \text{ m/s}$ . (Los cálculos respectivos a esta velocidad se encuentran en el anejo 4.3.2).

Puesto que el agua se frena, para la estimación de las pérdidas en el cambio de sección, las pérdidas de energía supondrán el 100% de la diferencia de altura de velocidad:

$$\Delta h'_2 = \frac{V_{mediaT1}^2}{2 \times g} - \frac{V_{Tramo2}^2}{2 \times g} = \frac{1,344^2}{2 \times g} - \frac{1,034^2}{2 \times g} = 0,0099 \text{ m}$$

$$\Delta h'_1 + \Delta h'_2 = 0,00999 \approx 0,05$$

(Se ha decidido aproximar estas pérdidas a 5 cm por tratarse de un valor muy bajo).  
Se considerarán unas pérdidas de 10 cm debido a las rejillas de la toma de agua y de la cámara de carga.

$$h_f = \Delta h_T + \Delta h'_T + \text{rejillas} = 1,04 + 0,05 + 0,1 = 1,19 \text{ m}$$

#### 4.3.3.4 Elevación del agua en la cámara de carga y estimación del salto bruto

Volviendo a la ecuación inicial, teniendo en cuenta que la altura de referencia es el nivel del mar, que el coeficiente que tiene en cuenta la distribución no uniforme en la sección transversal es 1, y que la altura de velocidad en la toma es de unos 10 cm mientras que en la cámara de carga es prácticamente nula, se tiene que:

$$Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2 \times g} = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2 \times g} + h_f$$

$$Z_1 (\text{Altura de la solera sección 1}) = 734,11$$

$$Y_1 (\text{Calado en la sección 1}) = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{V_1^2}{2 \times g} \approx 0,1 \text{ m}$$

$$\frac{V_2^2}{2 \times g} \approx 0 \text{ m}$$

$$Z_2 (\text{Altura de la solera sección 2})$$

$$Y_2 (\text{Calado en la sección 2})$$

$$h_f = \Delta h_T + \Delta h'_T + \text{rejillas}$$

Sustituyendo y arreglando la expresión, la cota de la lámina de agua se quedaría en función de las pérdidas calculadas anteriormente:

$$734,11 + 0,39 + 0,1 = (Z_2 + Y_2) + 0 + h_f$$

$$(Z_2 + Y_2) = 734,11 + 0,39 + 0,1 - h_f$$

En resumen:

	$h_f$ (m)	Altura de la lámina de Agua en la cámara de carga $Z_2 + Y_2$ (m)	Salto bruto desde la cámara de carga (m)
<b>Alternativa 1</b>	1,7	732,9	$732,9 - 720 = 12,9$
<b>Alternativa 2.1</b>	4,754	729,846	$729,846 - 720 = 9,846$
<b>Alternativa 2.2</b>	1,203	733,397	$733,397 - 720 = 13,397$
<b>Alternativa 3</b>	1,19	733,41 m	$733,41 - 720 = 13,41$

Figura 18 – Resumen de las pérdidas hidráulicas, la elevación del agua en la cámara de carga y del salto bruto para cada alternativa