Hidráulica e Hidrología: Exámenes del curso 2015-2016

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Jaime García Palacios

Eduardo Martínez Olmos

Isabel Granados García

2015

Otros autores que han colaborado en esta obra son:

- Francisco Laguna Peñuelas
- Cristian Ponce Farfán
- Luis Garrote de Marcos
- Eduardo Martínez Marín

Los autores agradecen las mejoras, correcciones y contribuciones que puedan mejorar el siguiente contenido:

jaime.garcia.palacios@upm.es

Contents

Exámenes del curso 2015-2016 I

1.1 Parcial de Octubre de 2015

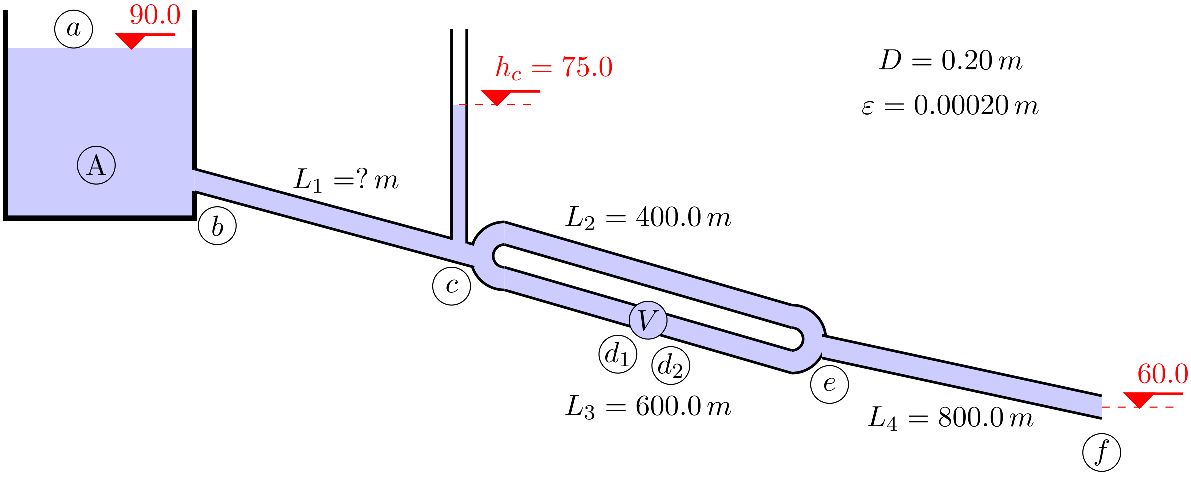
Ejercicio 1

En el esquema de la figura, el depósito 1 tiene una cota de 90.0 m y el final de la conducción sale a la cota 60.0 m. Todos los diámetros son de 0.20 m y la rugosidad 0.00020 m. Las longitudes de los tramos 2, 3 y 4 son respectivamente $L_2 = 400.0$ m, $L_3 = 600.0$ m y $L_4 = 800.0$ m. El tramo 1 está enterrado y se desconoce su longitud exacta. Para averiguarla se ha cerrado la válvula V a mitad de la tubería 3 y se ha medido la cota piezométrica en el punto c, resultando $h_c = 75.0$ m. Se pide:

1. Determinar el caudal circulante, la longitud de la tubería 1 y la f de Darcy de la tubería.
2. Dibujar, y acotar la cota piezométrica en todos los puntos de la conducción de (a á f).

   Manteniendo la f de Darcy del apartado anterior para los siguientes apartados, se abre la válvula V completamente cuyo coeficiente de carga localizada en esta posición es $\varphi = 1.40$
3. Caudal circulante por cada una de las tuberías.
4. Dibujar y acotar la cota piezométrica en todos los puntos de la conducción de (a á f)

Tómese $g = 9.81\ m/s^2$ y la viscosidad dinámica del agua $\nu = 1 \cdot 10^{-6}\ s^2/m$



Test.

1. Obtener la pendiente de pérdidas $I =$ Ans $-$

2. Obtener la f de darcy $f =$ Ans $-$

3. Velocidad en la tubería con la válvula cerrada $V =$ Ans m/s

4. Caudal circulante con la válvula cerrada $Q =$ Ans m^3/s

5. Longitud de la tubería 1 $L_1 =$ Ans m

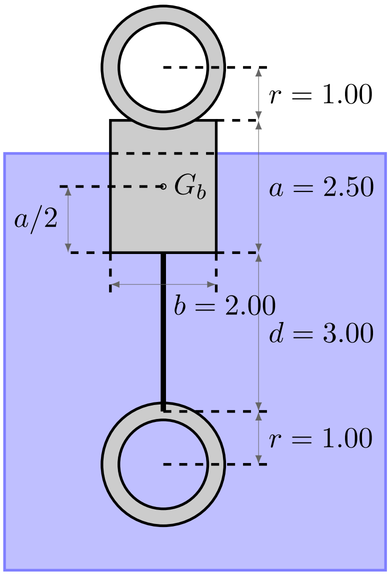
6. Caudal circulante en la tubería 1 con la válvula abierta $Q_1 =$ Ans m^3/s

7. Caudal circulante en la tubería 1 con la válvula abierta $Q_2 =$ Ans m^3/s

8. Caudal circulante en la tubería 1 con la válvula abierta $Q_3 =$ Ans m^3/s

Ejercicio 2

La barcaza de la figura se puede asimilar a un paralelepípedo de dimensiones $a = 2.50$ m, $b = 2.00$ m, $L = 110.00$ m y peso P=10 tn situado a una distancia $d_{cdg} = 1.25$ m del fondo. Con ella se quieren transportar tubos de un emisario submarino de longitud $L_t = 10.00$ m, espesor $e = 0.20$ m, radio medio $r = 1.00$ m y densidad relativa del material $\rho' = 2.50$



- Calcular el brazo estabilizador de la barcaza sin carga.
- Calcular el brazo estabilizador cuando se coloca un tubo sobre la barcaza.
- Calcular el brazo estabilizador cuando se coloca un tubo sobre la barcaza y otro colgado mediante cables a una distancia de $d = 3$ m por debajo de la parte interior de la barcaza. Considerar que el tubo colgado se llena de agua en su interior

Tómese $g = vg$ m/s^2 y la densidad del agua $\rho = 1000$ kg/m3

Test.

1. Inercia del plano de flotación. I_f [ ] Ans m^4

2. Altura sumergida de la barcaza. Caso 1 x_1 [ ] Ans m

3. Volumen de carena. Caso 1 V_{c_1} [ ] Ans m^3

4. Distancia al metacentro. Caso 1 $\overline{OM}$ [ ] Ans m

5. Brazo estabilizador. Caso 1 δ_1 [ ] Ans m

6. Altura sumergida de la barcaza. Caso 2 x_1 [ ] Ans m

7. Volumen de carena. Caso 2 V_{c_1} [ ] Ans m^3

8. Distancia al CDG. Caso 2 $\overline{OG}$ [ ] Ans m

9. Distancia al metacentro. Caso 2 $\overline{OM}$ [ ] Ans m

10. Brazo estabilizador. Caso 2 δ_1 [ ] Ans m

11. Altura sumergida de la barcaza. Caso 3 x_1 [ ] Ans m

12. Volumen de carena. Caso 3 V_{c_1} [ ] Ans m^3

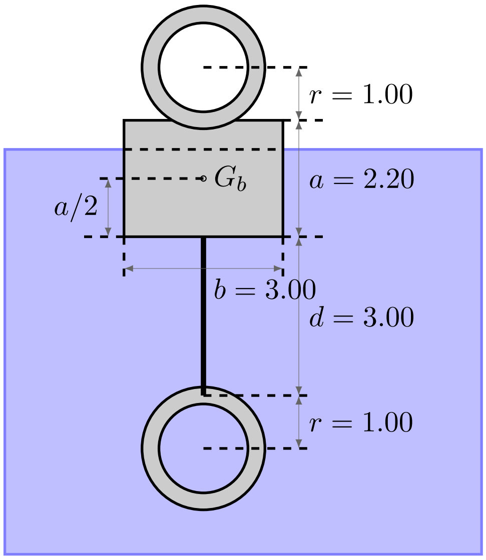
13. Distancia al CDG. Caso 3 $\overline{OG}$ [ ] Ans m

14. Distancia al metacentro. Caso 3 $\overline{OM}$ Ans m

15. Brazo estabilizador. Caso 3 δ_1 Ans m

Ejercicio 3

La barcaza de la figura se puede asimilar a un paralelepípedo de dimensiones $a = 2.20$ m, $b = 3.00$ m, $L = 110.00$ m y peso P=10 tn situado a una distancia $d_{cdg} = 1.10$ m del fondo. Con ella se quieren transportar tubos de un emisario submarino de longitud $L_t = 10.00$ m, espesor $e = 0.20$ m, radio medio $r = 1.00$ m y densidad relativa del material $\rho' = 2.50$



- Calcular el brazo estabilizador de la barcaza sin carga.
- Calcular el brazo estabilizador cuando se coloca un tubo sobre la barcaza.
- Calcular el brazo estabilizador cuando se coloca un tubo sobre la barcaza y otro colgado mediante cables a una distancia de $d = 3$ m por debajo de la parte interior de la barcaza. Considerar que el tubo colgado se llena de agua en su interior

Tómese $g = vg$ m/s^2 y la densidad del agua $\rho = 1000$ kg/m3

Test.

1. Inercia del plano de flotación. I_f Ans m^4

2. Altura sumergida de la barcaza. Caso 1 x_1 Ans m

3. Volumen de carena. Caso 1 V_{c_1} Ans m^3

4. Distancia al metacentro. Caso 1 $\overline{OM}$ Ans m

5. Brazo estabilizador. Caso 1 δ_1 Ans m

6. Altura sumergida de la barcaza. Caso 2 x_1 Ans m

7. Volumen de carena. Caso 2 V_{c_1} Ans m^3

8. Distancia al CDG. Caso 2 $\overline{OG}$ Ans m

9. Distancia al metacentro. Caso 2 $\overline{OM}$ Ans m

10. Brazo estabilizador. Caso 2 δ_1 Ans m

11. Altura sumergida de la barcaza. Caso 3 x_1 Ans m

12. Volumen de carena. Caso 3 V_{c_1} Ans m^3

13. Distancia al CDG. Caso 3 $\overline{OG}$ [ ] Ans [ ] m

14. Distancia al metacentro. Caso 3 $\overline{OM}$ [ ] Ans [ ] m

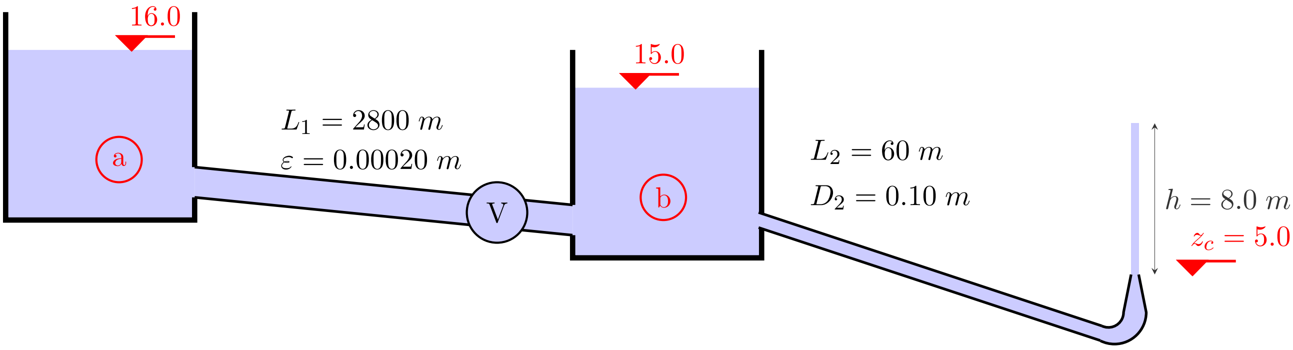
15. Brazo estabilizador. Caso 3 δ_1 [ ] Ans [ ] m

1.2 Final de Enero de 2016

Ejercicio 4

Desde un gran depósito a la cota $z_a = 16.0$ m se alimenta a otro más pequeño a la cota $z_b = 15.0$ m mediante una tubería de $L_1 = 2800$ m de longitud y la válvula V. Este segundo depósito alimenta a su vez a una fuente a través de una tubería de $D_2 = 0.10$ m de diámetro longitud $L_2 = 60$ m y rugosidad de $\varepsilon = 0.00020$ m, que finaliza en una boquilla, que sale verticalmente a la atmósfera a la cota $z_c = 5.0$ produciendo un chorro de $h = 8.0$ m de altura. Suponiendo que la boquilla ni el chorro tampoco tienen pérdidas de carga, determinar:

1. Caudal circulante y f de Darcy en la tubería de 10 cm de diámetro
2. Diámetro de la boquilla para alcanzar esa altura
3. Diámetro comercial (cada 10 mm) de la tubería que une ambos depósitos (utilizar f de Darcy de 0.018)
4. Coeficiente de pérdida de carga que hay que introducir en la válvula para que el caudal sea el justo.



Considerar la gravedad 9.81 m/s^2 y la viscosidad cinemática $\nu = 10^{-6}\ m^2/s$

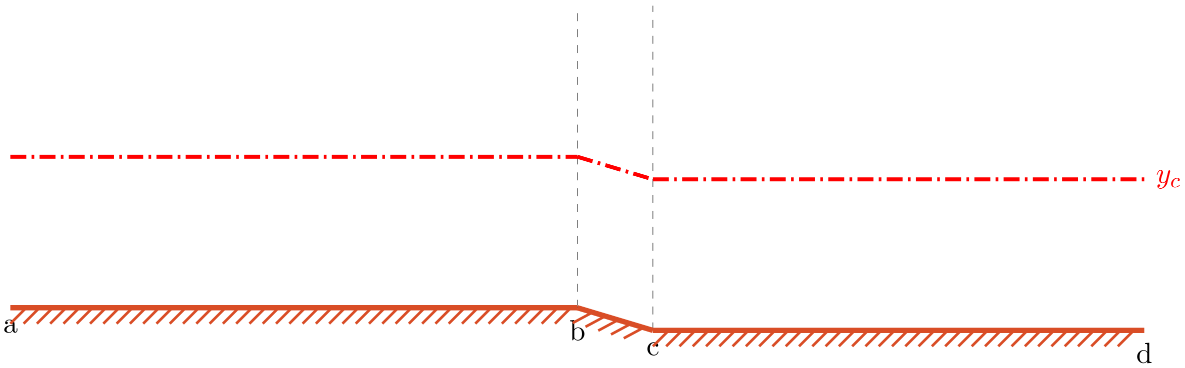
Test.

1. Caudal circulante	$Q =$	Ans	m^3/s
2. Pendiente de pérdidas	$I =$	Ans	$-$
3. Diámetro de la boquilla	$D_b =$	Ans	m
4. Diámetro comercial de la tubería	$D_{com} =$	Ans	m
5. Coeficiente de pérdida de carga entre tuberías	$\varphi =$	Ans	$-$

Ejercicio 5

Considere un canal rectangular indefinido en ambos sentidos con dos tramos de pendientes respectivas $I_{01} = 0.02$ y $I_{02} = 0.002$ que se unen a través de un escalón descendente de $\Delta z = 0.30\,m$. El ancho del canal es $b = 3.00\,m$, el número de Manning $n = 0.02$ y el caudal circulante de $Q = 10.00\,m^3/s$. Se pide

1. Calado crítico, calados uniformes, y clasificación de las pendientes
2. Dibujo de la lámina de agua sobre un croquis, acotando todos los puntos de interés e indicando el tipo de curvas de remanso que se forman
3. Pendiente mínima en el tramo 2 para que no haya cambio de régimen. Dibujar, acotando, un croquis de la lámina de agua en este caso e indicando las curvas de remanso que se forman
4. Con los datos iniciales del ejercicio, pendiente mínima en el tramo 1 para que el cambio de régimen se produzca en el escalón. Dibujar, acotando, un croquis de la lámina de agua e indicando las curvas de remanso que se forman



Por motivos prácticos, a la hora de resolver este ejercicio mediante este sistema, las preguntas se han modificado a las siguientes. De ésta forma se obtiene un procedimiento más ordenado de resolución.

Test.

1. Caudal unitario $q =$ ______ Ans m

2. Calado crítico $y_c =$ ______ Ans m

3. Calado uniforme en el tramo 1 $y_{u1} =$ ______ Ans m

4. Calado uniforme en el tramo 2 $y_{u2} =$ ______ Ans m

5. Número de Froude en el tramo 1 F_1 ______ Ans $-$

6. Número de Froude en el tramo 2 F_2 ______ Ans $-$

7. Calado conjugado del uniforme en el tramo 1 $y_{u1}^c =$ Ans m

8. Calado conjugado del uniforme en el tramo 2 $y_{u2}^c =$ Ans m

9. Tipo de pendiente en el tramo 1 [suave, fuerte] Ans

10. Tipo de pendiente en el tramo 2 [suave, fuerte] Ans

11. Ener. específica calado crítico $H_{y_c}^0 =$ Ans m

12. Ener. específica calado uniforme en el tramo 1 $H_{y_{u1}}^0 =$ Ans m

13. Ener. específica al otro lado del escalón (punto C) $H_{y_{uc}}^0 =$ Ans m

14. Calado de régimen rápido para esa energía $y_{uc}^0 =$ Ans m

15. Ener. específica calado uniforme en el tramo 2 $H_{y_{u2}}^0 =$ Ans m

16. Ener. específica al otro lado del escalón (punto b) $H_{y_{ub}}^0 =$ Ans m

17. Calado de régimen lento para esa energía $y_{ub} =$ Ans m

18. I_{min} en tramo 2 para que no haya cambio de régimen I_{min2} Ans $-$

19. I_{min} en tramo 1 para que el resalto sea en el escalón I_{min1} Ans $-$

Pulsar sobre la palabra ejercicio 5 al comienzo para ver la solución

Ejercicio 6

En el proyecto de un canal, situado en la provincia de Huelva, se necesita dimensionar la obra de paso sobre un arroyo, para lo cual hay que conocer el caudal de avenida correspondiente a un periodo de retorno 100 años. La cuenca tiene una extensión de 350 ha, una pendiente media del cauce del 4% y 6 km de longitud recorrido. La serie de precipitaciones máximas en 24 horas disponible es la siguiente:

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
P_{24} (mm)	65	71	55	35	22	49	30	45	14	17

Se pide:

1. Calcular el tiempo de concentración de la cuenca (1 punto)
2. Calcular la precipitación máxima en 24 horas asociada a un periodo de retorno de 100 años (2 puntos)
3. Aplicando el Método Racional (Instrucción de Carreteras 5.2.IC), calcular el coeficiente de escorrentía, sabiendo que en toda la extensión de la cuenca afloran pizarras devónicas con cubierta vegetal constituida por un pastizal de poca calidad, carente de arbolado (3 punto2)
4. Calcular la intensidad media de precipitación en mm/h correspondiente al tiempo de concentración (2 puntos)
5. Calcular el caudal punta de avenida para el que ha de dimensionarse la obra de fábrica del canal (2 puntos)

Fórmula de Témez: $t_c = 0.3\left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$

Lluvia en 24 horas: $P_{24} = 1.13 P_{diaria}$

Caudal punto del método racional: $Q = C \cdot I \cdot A \cdot K$

Retención máxima potencial: $S = 25.4\left(\frac{1000}{CN_{II}} - 10\right)$

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.58CN(II)}; \qquad CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

Intensidad de lluvia para el aguacero de duración 1 horas: $I_t = I_d\left(\frac{I_n}{I_d}\right)^{\frac{28^{0.1}-t^{0.2}}{28^{0.1}-1}}$

Ajuste de Gumbel $P = P_0 - \frac{1}{a}\ln\left[\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]$ con los parámetros:

n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n
8	0.4843	0.9043	36	0.5410	1.1313	64	0.5533	1.1793
10	0.4952	0.9497	38	0.5424	1.1363	66	0.5538	1.1814
12	0.5035	0.9833	40	0.5436	1.1413	68	0.5543	1.1834
14	0.5100	1.0095	42	0.5448	1.1458	70	0.5548	1.1854
16	0.5157	1.0316	44	0.5458	1.1499	80	0.5569	1.1938
18	0.5202	1.0493	46	0.5468	1.1538	90	0.5586	1.2007
20	0.5236	1.0628	48	0.5477	1.1574	100	0.5600	1.2065
22	0.5268	1.0754	50	0.5485	1.1607	150	0.5646	1.2253
24	0.5296	1.0864	52	0.5493	1.1638	200	0.5672	1.2360
26	0.5320	1.0961	54	0.5501	1.1667	300	0.5699	1.2479
28	0.5343	1.1047	56	0.5508	1.1696	400	0.5714	1.2545
30	0.5362	1.1124	58	0.5515	1.1721	500	0.5724	1.2588
32	0.5380	1.1193	60	0.5521	1.1747	750	0.5738	1.2651
34	0.5396	1.1255	62	0.5527	1.1770	1000	0.5745	1.2685

siendo: $a = \frac{\sigma_n}{\sigma}$; $P_0 = P_m - \frac{y_n}{\sigma_n}\sigma$; $\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1}\left(\sum_{i=1}^{n} P_i^2 - nP_m^2\right)}$

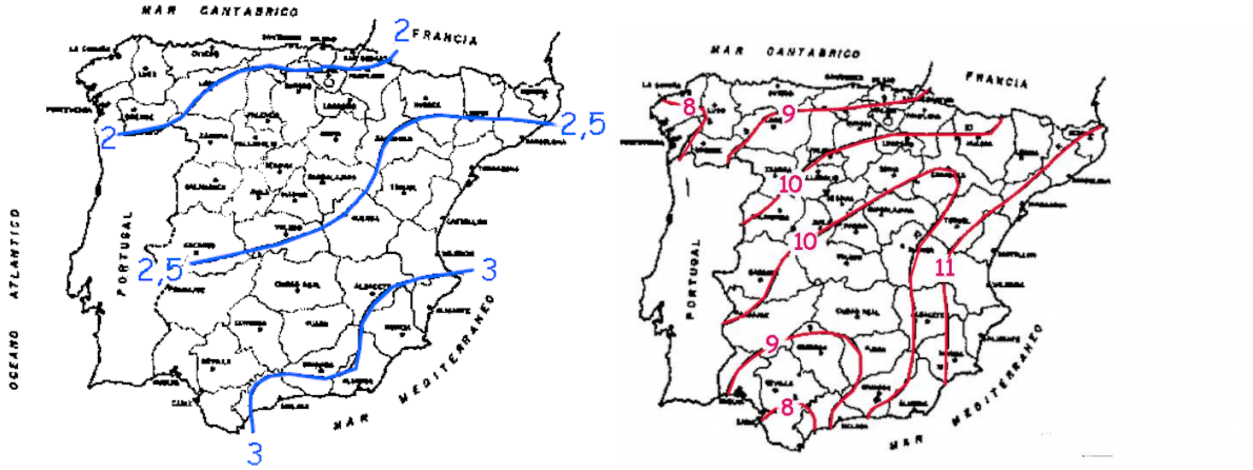


Figura 1.1: Coeficiente corrector del umbral de escorrentía y Mapa de isolíneas

Test.

1. Tiempo de concentración $t_c =$ Ans $-$

2. Lluvia máxima en 24 horas P_m Ans mm

3. Coeficiente de escorrentía $C =$ Ans $-$

4. Intensidad media de la precipitación $I_m =$ Ans mm/h

5. Caudal $Q =$ Ans m^3/s

Ejercicio 7

En el proyecto de un canal, situado en la provincia de Huelva, se necesita dimensionar la obra de paso sobre un arroyo, para lo cual hay que conocer el caudal de avenida correspondiente a un periodo de retorno 200 años. La cuenca tiene una extensión de 350 ha, una pendiente media del cauce del 4% y 6 km de longitud recorrido. La serie de precipitaciones máximas en 24 horas disponible es la siguiente:

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
P_{24} (mm)	65	71	55	35	22	49	30	45	14	17

Se pide:

1. Calcular el tiempo de concentración de la cuenca (1 punto)

2. Calcular la precipitación máxima en 24 horas asociada a un periodo de retorno de 100 años (2 puntos)

3. Aplicando el Método Racional (Instrucción de Carreteras 5.2.IC), calcular el coeficiente de escorrentía, sabiendo que en toda la extensión de la cuenca afloran pizarras devónicas con cubierta vegetal constituida por un pastizal de poca calidad, carente de arbolado (3 punto2)

4. Calcular la intensidad media de precipitación en mm/h correspondiente al tiempo de concentración (2 puntos)

5. Calcular el caudal punta de avenida para el que ha de dimensionarse la obra de fábrica del canal (2 puntos)

Fórmula de Témez: $t_c = 0.3\left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$

Lluvia en 24 horas: $P_{24} = 1.13P_{diaria}$

Caudal punto del método racional: $Q = C \cdot I \cdot A \cdot K$

Retención máxima potencial: $S = 25.4\left(\frac{1000}{CN_{II}} - 10\right)$

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.58CN(II)}; \qquad CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

Intensidad de lluvia para el aguacero de duración 1 horas: $I_t = I_d\left(\frac{I_n}{I_d}\right)^{\frac{28^{0.1}-t^{0.2}}{28^{0.1}-1}}$

Ajuste de Gumbel $P = P_0 - \frac{1}{a}\ln\left[\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]$ con los parámetros:

n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n
8	0.4843	0.9043	36	0.5410	1.1313	64	0.5533	1.1793
10	0.4952	0.9497	38	0.5424	1.1363	66	0.5538	1.1814
12	0.5035	0.9833	40	0.5436	1.1413	68	0.5543	1.1834
14	0.5100	1.0095	42	0.5448	1.1458	70	0.5548	1.1854
16	0.5157	1.0316	44	0.5458	1.1499	80	0.5569	1.1938
18	0.5202	1.0493	46	0.5468	1.1538	90	0.5586	1.2007
20	0.5236	1.0628	48	0.5477	1.1574	100	0.5600	1.2065
22	0.5268	1.0754	50	0.5485	1.1607	150	0.5646	1.2253
24	0.5296	1.0864	52	0.5493	1.1638	200	0.5672	1.2360
26	0.5320	1.0961	54	0.5501	1.1667	300	0.5699	1.2479
28	0.5343	1.1047	56	0.5508	1.1696	400	0.5714	1.2545
30	0.5362	1.1124	58	0.5515	1.1721	500	0.5724	1.2588
32	0.5380	1.1193	60	0.5521	1.1747	750	0.5738	1.2651
34	0.5396	1.1255	62	0.5527	1.1770	1000	0.5745	1.2685

siendo: $a = \frac{\sigma_n}{\sigma}$; $P_0 = P_m - \frac{y_n}{\sigma_n}\sigma$; $\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1}\left(\sum_{i=1}^{n} P_i^2 - nP_m^2\right)}$

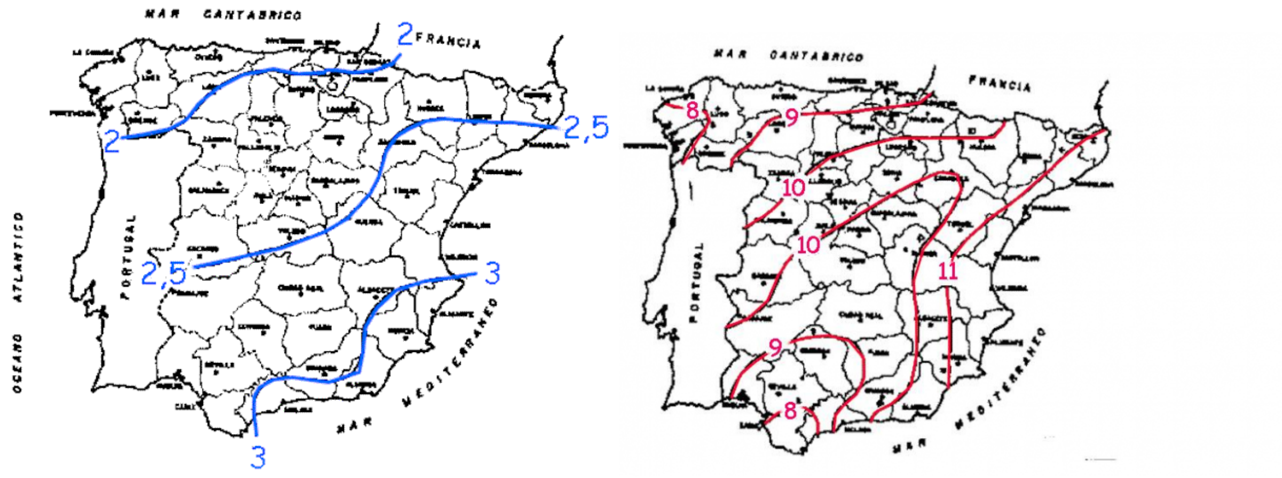


Figura 1.2: Coeficiente corrector del umbral de escorrentía y Mapa de isolíneas

Test.

1. Tiempo de concentración $t_c =$ [ ] Ans [ ] $-$

2. Lluvia máxima en 24 horas P_m [ ] Ans [ ] mm

3. Coeficiente de escorrentía $C =$ [ ] Ans [ ] $-$

4. Intensidad media de la precipitación $I_m =$ [ ] Ans [ ] mm/h

5. Caudal $Q =$ [ ] Ans [ ] m^3/s

Soluciones a los Ejercicios

Ejercicio 1

Conocida la cota piezométrica en c y en f, al estar la válvula cerrada, la tubería es única con diámetro $D = 0.20$ m y longitud $L_2 + L_4$. Como no se consideran pérdidas de carga localizadas, la diferencia de cotas equivale a la pérdida de carga continua, por tanto se puede calcular la pendiente de pérdidas en el tramo mediante

$$\Delta H_c = IL \quad \rightarrow \quad I = \frac{H_c}{L} = \frac{H_c}{L} \tag{1.1}$$

La velocidad se puede obtener a través de la expresión de la pérdida de carga continua:

$$\Delta H_c = I \cdot L = \frac{f}{D}\frac{v^2}{2g}L \qquad \rightarrow \qquad v = \frac{\sqrt{2gID}}{\sqrt{f}} = \frac{\omega}{\sqrt{f}} \tag{1.2}$$

con: $\omega = \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 0.0125 \cdot 0.20} = 0.22147$

La f se determina mediante la fórmula de Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log_{10}\left(\frac{\frac{\varepsilon}{D}}{3.715} + \frac{2.51}{R_e\sqrt{f}}\right) \tag{1.3}$$

siendo el número de Reynolds:

$$R_e = \frac{vD}{\nu} \tag{1.4}$$

Sustituyendo (1.2) y(1.4) en (1.3), se tiene:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log_{10}\left(\frac{\frac{\varepsilon}{D}}{3.715} + \frac{2.51\nu}{\omega D}\right) = -2\log_{10}(2.692E-04 + 5.667E-05) = 6.9740$$
$$f = \frac{1}{6.9740^2} = 0.02056 \tag{1.5}$$

Por tanto la velocidad y el caudal

$$v = \frac{0.22147}{\sqrt{0.02056}} = 1.5445\, m/s \quad \rightarrow \quad Q = V \cdot S = 1.5445\pi\frac{0.20^2}{4} = 1.5445 \cdot 0.0314 = 0.0485\, m^3/s \tag{1.6}$$

Finalmente la longitud de la tubería 1 se obtiene de aplicar Bernoulli entre a y c suponiendo que no hay pérdida de carga localizada en la salida del depósito

$$z_a = z_c + \frac{p_c}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + \frac{f}{D}\frac{v^2}{2g}L_1 \quad \rightarrow \quad L_1 = \frac{z_a - h_c - \frac{v^2}{2g}}{\frac{f}{D}\frac{v^2}{2g}} = \frac{90.0 - 75.0 - 0.1216}{\frac{0.02056}{0.20}0.1216} = 1190.27\, m \tag{1.7}$$

La cota piezométrica en a coincide con la de energía y la cota del depósito $h_a = 90.000$ m.

La cota piezométrica en b se obtiene restando el término de energía cinética $h_b = h_a - \frac{v^2}{2g} = 90.000 - 0.1216 = 89.878$ m.

La cota piezométrica en c es dato del problema $h_c = 75.000$ m

La cota piezométrica en d$_1$ (aguas arriba de la válvula), coincide con la de c y en d$_2$ (aguas abajo de la valvula), coincide con la de e

La cota piezométrica en e se consigue restando la pérdida de carga continua de c á e siguiendo el ramal sin válvula $h_e = h_c - \frac{f}{D}\frac{v^2}{2g}L_2 = 75.000 - \frac{0.02056}{0.20}0.1216 \cdot 400.0 = 70.000$ m.

La cota piezométrica en f coincide con la cota de salida del chorro a la atmósfera $h_f = 60.000$ m.

Para determinar los caudales en cada uno de los ramales del desdoblamiento, se igualan las pérdidas de carga entre ambos extremos para cada uno de los ramales y se aplica la continuidad

$$\Delta H = I_2 L_2 = I_3 L_3 + \varphi\frac{v_3^2}{2g} \quad\rightarrow\quad \frac{Q_2^2}{2gS^2}\frac{f}{D}L_2 = \frac{Q_3^2}{2gS^2}\left(\frac{f}{D}L_3 + \varphi\right)$$

$$Q_2^2\frac{0.02056}{0.20}400.0 = Q_3^2\left(\frac{0.02056}{0.20}600.0 + 1.40\right) \quad\rightarrow\quad 41.12\,Q_2^2 = 63.08\,Q_3^2 \quad\rightarrow\quad Q_2 = \sqrt{\frac{63.08}{41.12}}Q_3$$

$$Q_2 = 1.2386\,Q_3 \quad\rightarrow\quad Q_2 = \frac{1.2386}{1+1.2386} = 0.5533\,Q_1 \quad\rightarrow\quad Q_3 = \frac{1}{1+1.2386} = 0.4467\,Q_1 \tag{1.8}$$

Aplicando Bernoulli entre la superficie del depósito y la salida del tubo a la atmósfera siguiendo el ramal sin válvula

$$z_a = z_f + \frac{Q_1^2}{2gS^2}\left[1 + \frac{f}{D}\left(L_1 + 0.5533^2 L_2 + L_4\right)\right]$$

$$90.0 - 60.0 = 51.6418 Q_1^2\left[1 + \frac{0.02056}{0.20}\left(1190.27 + 0.5533^2 400.0 + 800.0\right)\right] \tag{1.9}$$

Resultando:

$$Q_1 = Q_4 = 0.0516\,m^3/s; \qquad Q_2 = 0.0285\,m^3/s; \qquad Q_3 = 0.0230\,m^3/s; \tag{1.10}$$

La cota piezométrica en a coincide con la de energía y la cota del depósito $h_a = 90.000$ m.

La cota piezométrica en b se obtiene restando el término de energía cinética $h_b = h_a - \frac{Q^2}{2gS^2} = 90.000 - 51.6418 = 89.863$ m.

La cota piezométrica en c se consigue restando la pérdida de carga continua de b á c $h_c = h_b - \frac{f}{D}\frac{Q_1^2}{2gS^2}L_1 = 89.863 - \frac{0.02056}{0.20}51.6418 \cdot 1190.27 = 71.308$ m

La cota piezométrica en d$_1$ (aguas arriba de la válvula) se consigue restando la pérdida de carga continua de c á d$_1$ $h_{d_1} = h_c - \frac{f}{D}\frac{Q_3^2}{2gS^2}\frac{L_3}{2} = 73.038 - \frac{0.02056}{0.20}51.6418 \cdot 0.4467^2 \cdot \frac{600.0}{2} = 72.192$

La cota piezométrica en d$_2$ (aguas abajo de la válvula) se consigue restando la pérdida de carga localizada en la válvula $h_{d_2} = h_{d_1} - \varphi\frac{Q_3^2}{2gS^2} = 72.192 - 1.40 \cdot 51.6418 \cdot 0.4467^2 = 72.154$

La cota piezométrica en e se consigue restando la pérdida de carga continua de c á e siguiendo el ramal sin válvula $h_e = h_c - \frac{f}{D}\frac{Q_1^2}{2gS^2}L_2 = 73.038 - \frac{0.02056}{0.20}51.6418 \cdot 400.0 = 71.308$ m.

La cota piezométrica en f coincide con la cota de salida del chorro a la atmósfera $h_f = 60.000$ m.

Válvula	a	b	c	d	d	e	f
Cerrada	90.000	89.878	75.000	75.000	70.000	70.000	60.000
Abierta	90.000	89.863	73.038	72.192	72.154	71.308	60.000

Tabla 1.1: Cotas piezométricas

Los resultados de las cotas piezométricas con válvula cerrada y abierta se resumen en la tabla 1.1

◄

Ejercicio 2

La primera condición de la flotación es que el empuje de Arquímedes iguale al peso de la barcaza

$$P = E_a \quad \rightarrow \quad P \cdot g = \gamma V_c \quad \rightarrow \quad P \cdot g = \rho \cdot g \cdot b \cdot L \cdot x$$
$$x = \frac{P}{\rho \cdot b \cdot L} = \frac{10000}{1000 \cdot 2.00 \cdot 10.00} = 0.5000\, m \tag{1.11}$$

siendo $V_c = b \cdot L \cdot x = 2.00 \cdot 10.00 \cdot 0.5000 = 10.00$ m^3 el volumen de carena, $P \cdot \rho = 98100.00$ N el peso de la barcaza.

Como $x = 0.5000 < a = 2.50$ no se hunde. Falta comprobar la segunda condición de la flotación. Para ello se utiliza el segundo Teorema de Euler:

$$\overline{OM} = \overline{OC} + \overline{CM} > \overline{OG} \quad \rightarrow \quad \frac{x}{2} + \frac{I_f}{V_c} > \frac{a}{2} \tag{1.12}$$

La inercia del plano de flotación respecto del eje perpendicular al plano del dibujo es:

$$I_f = \frac{1}{12} L b^3 = \frac{1}{12} 10.00 \cdot 2.00^3 = 6.667\, m^4 \tag{1.13}$$

Con lo que resulta:

$$\overline{CM} = \frac{I_f}{V_c} = \frac{6.667}{10.00} = 0.6667\, m \tag{1.14}$$

Finalmente el brazo estabilizador se obtiene mediante:

$$\delta = \overline{OC} + \overline{CM} - \overline{OG} = 0.2500 + 0.6667 - 1.2500 = -0.3333\, m \tag{1.15}$$

lo que implica que la flotación no es estable

Cuando se coloca el tubo encima de la barcaza, aumenta el peso, por tanto el volumen de carena necesario para la flotación y también la posición del cdg del conjunto tubo + barcaza. La nueva altura sumergida será

$$x_2 = \frac{P + P_{tubo}}{\rho \cdot b \cdot L} \tag{1.16}$$

siendo el peso del tubo $P_{tubo} = 2\pi \cdot r \cdot e \cdot \rho' \cdot \rho = 31415.93$ kg. Por tanto:

$$x_2 = \frac{10000 + 31415.93}{1000 \cdot 2.00 \cdot 10.00} = 2.0708\, m \tag{1.17}$$

El nuevo cdg se obtiene tomando momentos estáticos:

$$\overline{OG_2} = \frac{\overline{OG} \cdot P + (a + r)\, P_t}{P + P_t} = \frac{\frac{2.50}{2} 10000 + (2.50 + 1.00)\, 31415.93}{10000 + 31415.93} = 2.9567\, m \tag{1.18}$$

La inercia es la misma que en el caso anterior, el volumen de carena es $V_{c_2} = b \cdot L \cdot x_2 = 2.00 \cdot 10.00 \cdot 2.0708 = 41.42$ m^3, obteniéndose el nuevo brazo estabilizador con:

$$\delta = \overline{OC} + \overline{CM} - \overline{OG_2} = \frac{2.0708}{2} + \frac{6.667}{41.42} - 2.9567 = 1.0354 + 0.1610 - 2.9567 = -1.7604\, m \tag{1.19}$$

lo que implica que la flotación es menos estable que antes

Cuando se coloca un nuevo tubo abajo, el procedimiento es similar, pero como el tubo esta sumergido y con agua en su interior hay que considerar que el volumen que desaloja es el del propio material del tubo, resultando su peso sumergido

$$P_{sum} = 2\pi \cdot r \cdot e \left(\rho' - 1\right) \rho = 18849.56 \, kg \tag{1.20}$$

y el resto de ecuaciones:

$$x_3 = \frac{10000 + 31415.93 + 18849.56}{1000 \cdot 2.00 \cdot 10.00} = 3.0133 \, m > a = 2.50 \, m \quad \rightarrow \quad \text{Se hunde} \tag{1.21}$$

Si no se hubiera hundido la estabilidad sería:

$$\overline{OG_3} = \frac{\overline{OG} \cdot P + (a + r) \, P_t - (d + r) \, P_{sum}}{P + P_t + P_{sum}} = \tag{1.22}$$

$$\frac{\frac{2.50}{2} 10000 + (2.50 + 1.00) \, 31415.93 - (3.00 + 1.00) \, 18849.56}{10000 + 31415.93 + 18849.56} = 0.7808 \, m \tag{1.23}$$

El volumen de carena es $V_{c_3} = b \cdot L \cdot x_3 = 2.00 \cdot 10.00 \cdot 3.0133 = 60.27 \text{ m}^3$, obteniéndose el nuevo brazo estabilizador con:

$$\delta = \overline{OC} + \overline{CM} - \overline{OG_3} = \frac{3.0133}{2} + \frac{6.667}{60.27} - 0.7808 = 1.5066 + 0.1106 - 0.7808 = 0.8364 \, m \tag{1.24}$$

Obteniéndose que es estable.

◄

Ejercicio 3

La primera condición de la flotación es que el empuje de Arquímedes iguale al peso de la barcaza

$$P = E_a \quad \rightarrow \quad P \cdot g = \gamma V_c \quad \rightarrow \quad P \cdot g = \rho \cdot g \cdot b \cdot L \cdot x$$
$$x = \frac{P}{\rho \cdot b \cdot L} = \frac{10000}{1000 \cdot 3.00 \cdot 10.00} = 0.3333\, m \tag{1.25}$$

siendo $V_c = b \cdot L \cdot x = 3.00 \cdot 10.00 \cdot 0.3333 = 10.00$ m^3 el volumen de carena, $P \cdot \rho = 98100.00$ N el peso de la barcaza.

Como $x = 0.3333 < a = 2.20$ no se hunde. Falta comprobar la segunda condición de la flotación. Para ello se utiliza el segundo Teorema de Euler:

$$\overline{OM} = \overline{OC} + \overline{CM} > \overline{OG} \quad \rightarrow \quad \frac{x}{2} + \frac{I_f}{V_c} > \frac{a}{2} \tag{1.26}$$

La inercia del plano de flotación respecto del eje perpendicular al plano del dibujo es:

$$I_f = \frac{1}{12} L b^3 = \frac{1}{12} 10.00 \cdot 3.00^3 = 22.500\, m^4 \tag{1.27}$$

Con lo que resulta:

$$\overline{CM} = \frac{I_f}{V_c} = \frac{22.500}{10.00} = 2.2500\, m \tag{1.28}$$

Finalmente el brazo estabilizador se obtiene mediante:

$$\delta = \overline{OC} + \overline{CM} - \overline{OG} = 0.1667 + 2.2500 - 1.1000 = 1.3167\, m \tag{1.29}$$

Cuando se coloca el tubo encima de la barcaza, aumenta el peso, por tanto el volumen de carena necesario para la flotación y también la posición del cdg del conjunto tubo + barcaza. La nueva altura sumergida será

$$x_2 = \frac{P + P_{tubo}}{\rho \cdot b \cdot L} \tag{1.30}$$

siendo el peso del tubo $P_{tubo} = 2\pi \cdot r \cdot e \cdot \rho' \cdot \rho = 31415.93$ kg. Por tanto:

$$x_2 = \frac{10000 + 31415.93}{1000 \cdot 3.00 \cdot 10.00} = 1.3805\, m \tag{1.31}$$

El nuevo cdg se obtiene tomando momentos estáticos:

$$\overline{OG_2} = \frac{\overline{OG} \cdot P + (a + r)\, P_t}{P + P_t} = \frac{\frac{2.20}{2} 10000 + (2.20 + 1.00)\, 31415.93}{10000 + 31415.93} = 2.6929\, m \tag{1.32}$$

La inercia es la misma que en el caso anterior, el volumen de carena es $V_{c_2} = b \cdot L \cdot x_2 = 3.00 \cdot 10.00 \cdot 1.3805 = 41.42$ m^3, obteniéndose el nuevo brazo estabilizador con:

$$\delta = \overline{OC} + \overline{CM} - \overline{OG_2} = \frac{1.3805}{2} + \frac{22.500}{41.42} - 2.6929 = 0.6903 + 0.5433 - 2.6929 = -1.4594\, m \tag{1.33}$$

lo que implica que la flotación no es estable

Cuando se coloca un nuevo tubo abajo, el procedimiento es similar, pero como el tubo esta sumergido y con agua en su interior hay que considerar que el volumen que desaloja es el del propio material del tubo, resultando su peso sumergido

$$P_{sum} = 2\pi \cdot r \cdot e \left(\rho' - 1\right) \rho = 18849.56\, kg \tag{1.34}$$

y el resto de ecuaciones:

$$x_3 = \frac{10000 + 31415.93 + 18849.56}{1000 \cdot 3.00 \cdot 10.00} = 2.0088\, m \tag{1.35}$$

$$\overline{OG_3} = \frac{\overline{OG} \cdot P + (a + r)\, P_t - (d + r)\, P_{sum}}{P + P_t + P_{sum}} = \tag{1.36}$$

$$\frac{\frac{2.20}{2} 10000 + (2.20 + 1.00)\, 31415.93 - (3.00 + 1.00)\, 18849.56}{10000 + 31415.93 + 18849.56} = 0.5996\, m \tag{1.37}$$

El volumen de carena es $V_{c_3} = b \cdot L \cdot x_3 = 3.00 \cdot 10.00 \cdot 2.0088 = 60.27$ m^3, obteniéndose el nuevo brazo estabilizador con:

$$\delta = \overline{OC} + \overline{CM} - \overline{OG_3} = \frac{2.0088}{2} + \frac{22.500}{60.27} - 0.5996 = 1.0044 + 0.3733 - 0.5996 = 0.7782\, m \tag{1.38}$$

◄

Ejercicio 4

Para calcular el caudal circulante planteamos Bernoulli entre el depósito b y el punto más alto del chorro

$$z_b + \frac{P_b}{\gamma} + \frac{v_b^2}{2g} = z_d + \frac{P_d}{\gamma} + \frac{v_d^2}{2g} + \Delta H_l + \Delta H_c \tag{1.39}$$

de estos términos se tiene que en la superficie del depósito, cuando se trabaja en presiones relativas, $\frac{P_b}{\gamma} = 0$ y $v_b = 0$. En lo alto del chorro, no hay velocidad $v_d = 0$ y la presión es la atmosférica $\frac{P_d}{\gamma} = 0$. Si se considera que la salida del depósito b se hace sin pérdida de carga localizada y se utiliza Darcy para el cálculo de pérdidas de carga continuas en la conducción, se tiene:

$$\Delta H_c = I_2 \cdot L_2 \quad \rightarrow \quad z_b - z_d = \frac{f}{D_2}\frac{v_2^2}{2g}L_2 \tag{1.40}$$

siendo v_2 la velocidad en la tubería 2. La pendiente de pérdidas es conocida, y dada por:

$$I_2 = \frac{z_b - z_d}{L_2} = \frac{15.0 - 13.0}{60} = 0.0333; \quad \text{con: } z_d = z_c + h = 5.0 + 8.0 = 13.0\, m \tag{1.41}$$

Por tanto, la velocidad la podemos expresar como:

$$v_2 = \frac{\sqrt{2gI_2D_2}}{\sqrt{f}} = \frac{\sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 0.0333 \cdot 0.10}}{\sqrt{f}} = \frac{0.2557}{\sqrt{f}} \tag{1.42}$$

Para calcular la f de Darcy se utiliza la fórmula de Colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log_{10}\left(\frac{\frac{\varepsilon}{D_2}}{3.715} + \frac{2.51}{R_e\sqrt{f}}\right) \tag{1.43}$$

El número de Reynolds para la circulación en la tubería 2 es:

$$R_e = \frac{v_2 D_2}{\nu} \tag{1.44}$$

Sustituyendo la v_2 en el número de Reynolds y éste en la fórmula de Colebrook se llega a:

$$\begin{aligned}\frac{1}{\sqrt{f}} &= -2\log_{10}\left(\frac{\frac{\varepsilon}{D_2}}{3.715} + \frac{2.51\nu}{D_2\sqrt{2gI_2D_2}}\right)\\ \frac{1}{\sqrt{f}} &= -2\log_{10}\left(\frac{\frac{0.00020}{0.10}}{3.715} + \frac{2.51 \cdot 10^{-6}}{0.100.2557}\right) = 6.3924 \rightarrow f = 0.0245\end{aligned} \tag{1.45}$$

La velocidad se obtiene sustituyendo en la ecuación (1.42)

$$v_2 = \frac{\sqrt{2gI_2D_2}}{\sqrt{f}} = \frac{0.2557}{\sqrt{0.0245}} = 1.635\, m/s \tag{1.46}$$

El caudal será:

$$Q = v_2 S_2 = v_2 \pi \frac{D_2^2}{4} = 1.635\pi\frac{0.10^2}{4} = 0.0128\, m^3/s \tag{1.47}$$

El diámetro de la boquilla puede obtenerse con un Bernoulli entre la salida del chorro y la parte alta:

$$z_c + \frac{P_c}{\gamma} + \frac{v_c^2}{2g} = z_d + \frac{P_d}{\gamma} + \frac{v_d^2}{2g} + \Delta H_l + \Delta H_c \tag{1.48}$$

De todos estos términos, únicamente la velocidad de salida del chorro y la diferencia de cotas son distintos de cero, resultando:

$$z_d - z_c = h = \frac{v_c^2}{2g} \quad \rightarrow \quad v_c = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \cdot 9.818.0} = 12.528\, m/s \tag{1.49}$$

el diámetro de la boquilla será:

$$Q = v_c S_c = v_c \pi \frac{D_c^2}{4} \quad \rightarrow \quad D_c = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_c}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.0128}{\pi 12.528}} = 0.0361\, m \tag{1.50}$$

Para calcular el diámetro del tubo entre los dos depósitos se plantea Bernoulli entre sus superficies:

$$\begin{aligned} z_a + \frac{P_a}{\gamma} + \frac{v_a^2}{2g} &= z_b + \frac{P_b}{\gamma} + \frac{v_b^2}{2g} + \Delta H_l + \Delta H_c \\ z_a - z_b &= \frac{Q^2}{2gS_1^2}\left(1 + \frac{f}{D_1}L_1\right) = \frac{8Q^2}{g\pi^2 D_1^4}\left(1 + \frac{f}{D_1}L_1\right) \\ 16.0 - 15.0 &= \frac{8 \cdot 0.0128^2}{9.81 \cdot \pi^2 D_1^4}\left(1 + \frac{0.01800}{D_1}2800\right) \end{aligned} \tag{1.51}$$

cuya solución resulta:

$$D_1 = 0.233\, m \tag{1.52}$$

Como hay que adaptarse a los diámetros comerciales adoptamos el inmediatamente mayor $D_{com} =$ 0.240 m para asegurar que el caudal es al menos el demandado por el chorro y regulamos la diferencia en la válvula. Planteando de nuevo el Bernoulli entre ambos depósitos con el diámetro comercial y la pérdida de carga en la válvula:

$$\begin{aligned} z_a - z_b &= \frac{8Q^2}{g\pi^2 D_{com}^4}\left(1 + \varphi + \frac{f}{D_{com}}L_1\right) \\ \varphi &= \frac{(z_a - z_b)\, g\pi^2 D_{com}^4}{8Q^2} - 1 - \frac{f}{D_{com}}L_1 = \frac{(16.0 - 15.0)\, 9.81\pi^2 0.240^4}{8 \cdot 0.0128^2} - 1 - \frac{0.01800}{0.240}2800 = 32.579 \end{aligned} \tag{1.53}$$

◄

Ejercicio 5

Se calculan, ordenadamente, los valores más significativos en el canal

$$\text{Caudal unitario:} \quad q = \frac{Q}{b} = 3.33333 \, \frac{m^3}{s \cdot m} \tag{1.54}$$

$$\text{Calado crítico:} \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 1.04239 \, m \tag{1.55}$$

$$\text{Calado uniforme pendiente 1:} \quad I_{01} = \frac{n^2 Q^2 \left(b + 2y_{u1}\right)^{4/3}}{\left(b \cdot y_{u1}\right)^{10/3}} \quad \longrightarrow \quad y_{u1} = 0.74883 \, m \tag{1.56}$$

$$\text{Calado uniforme pendiente 2:} \quad I_{02} = \frac{n^2 Q^2 \left(b + 2y_{u2}\right)^{4/3}}{\left(b \cdot y_{u2}\right)^{10/3}} \quad \longrightarrow \quad y_{u2} = 1.72612 \, m \tag{1.57}$$

$$\text{Número Froude pendiente 1:} \quad F_1^2 = \frac{q^2}{g \cdot y_{u1}^3} = 1.64237 \tag{1.58}$$

$$\text{Número Froude pendiente 2:} \quad F_2^2 = \frac{q^2}{g \cdot y_{u2}^3} = 0.46928 \tag{1.59}$$

$$\text{Tipo pendiente en el tramo 1:} \quad fuerte \tag{1.60}$$

$$\text{Tipo pendiente en el tramo 2:} \quad suave \tag{1.61}$$

$$\text{Calado conjugado del uniforme en 1:} \quad y_{u1}^c = \frac{y_{u1}}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) = 1.4047 \, m \tag{1.62}$$

$$\text{Calado conjugado del uniforme en 2:} \quad y_{u2}^c = \frac{y_{u2}}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_2^2} - 1 \right) = 0.57124 \, m \tag{1.63}$$

Las energías específicas asociadas a los diferentes calados son:

$$\text{Calado crítico:} \quad H_{cr}^o = \frac{3}{2} y_c = 1.56358 \, m \tag{1.64}$$

$$\text{Calado uniforme en el tramo 1:} \quad H_{u1}^o = y_{u1} + \frac{q^2}{2gy_u^2} = 1.75876 \, m \tag{1.65}$$

$$\text{Calado uniforme en el tramo 2:} \quad H_{u2}^o = y_{u2} + \frac{q^2}{2gy_u^2} = 1.9162 \, m \tag{1.66}$$

Existe un régimen lento propagándose desde aguas abajo y un régimen rápido desde aguas arriba. Por lo tanto ha de producirse un resalto. Para saber su localización es necesario llegar con ambos regímenes uniformes hasta el escalón y calcular el calado resultante en el otro lado del mismo en ambos casos (y_{c1}, y_{b2} para los calados en c y b correspondientes los calados y_{u1}, y_{u2} respectivamente). Esos calados se compararán con los conjugados de los uniformes que se propagan en sentido contrario para ver que impulsión es mayor. En función de ello tendremos:

- Resalto en la pendiente 1 tras una curva F1 si $y_{b2} > y_{u1}^c$ y $y_{c1} > y_{u2}^c$
- Resalto en la pendiente 2 tras una curva S3 si $y_{c1} < y_{u2}^c$ y $y_{b2} < y_{u1}^c$
- Resalto en el escalón

A continuación se obtienen los calados al lado contrario del escalón cuando se propagan ambos regímenes uniformes. Para ello se debe tener en cuenta la relación de energías específicas entre ambos lados del escalón:

$$H_c^o = H_b^o + \Delta z \tag{1.67}$$

Por tanto:

$$H_{c1}^o = H_{u1}^o - \Delta z = 1.75876 + 0.30 = 2.05876\,m \tag{1.68}$$
$$H_{b2}^o = H_{u2}^o + \Delta z = 1.9162 - 0.30 = 1.6162\,m \tag{1.69}$$

El calado se obtiene de la resolución de la ecuación de tercer grado siguiente:

$$H^o = y + \frac{q^2}{2gy^2} \tag{1.70}$$

De las tres soluciones de esta ecuación, se descarta la negativa, y para el calado y_{b2} se utiliza la de régimen lento, mientras que para el punto y_{c1} la de régimen lento ya que ambas propagaciones permiten pasar el escalón sin necesidad de cambio de régimen. Resultando;

$$H_{c1}^o = y_{c1} + \frac{q^2}{2gy_{c1}^2} = 2.05876 = y_{c1} + \frac{3.33333^2}{2\cdot 9.81 y_{c1}^2} \quad \rightarrow \quad y_{c1} = 0.62946\,m \tag{1.71}$$
$$H_{b2}^o = y_{b2} + \frac{q^2}{2gy_{b2}^2} = 1.6162 = y_{b2} + \frac{3.33333^2}{2\cdot 9.81 y_{b2}^2} \quad \rightarrow \quad y_{b2} = 1.25881\,m \tag{1.72}$$

Como se comprueba que $y_{b2} = 1.25881 < y_{u1}^c = 1.4047$ y $y_{c1} = 0.62946 < y_{u2}^c = 0.57124$ implica que el resalto se produce en el escalón

Esta solución puede verse en la figura 1.3

Para que no haya cambio de régimen en el tramo 2 la pendiente, para el caudal circulante, deber ser fuerte. La mínima pendiente que cumple esto es la crítica que puede obtenerse sustituyéndose el valor del calado crítico en la fórmula del calado uniforme:

$$I_c = \frac{n^2 Q^2 \left(b + 2y_c\right)^{4/3}}{\left(b \cdot y_c\right)^{10/3}} = \frac{0.02^2 10.00^2 \left(3.00 + 2\cdot 1.04239\right)^{4/3}}{\left(3.00 \cdot 1.04239\right)^{10/3}} = 7.82084 \cdot 10^3 \tag{1.73}$$

En este caso se tiene que régimen uniforme en el primer tramo ($y_{u1} = 0.74883$ m), se desciende el escalón, resultando el calado $y_{c1} = 0.62946$ m, desde ahí se forma una curva de remanso del tipo F3 hasta alcanzar el uniforme del tramo 2 ($y_{u2'} = y_{c2} = 1.04239$ m)

La integración de la curva de remanso puede verse en la tabla 1.2, y el gráfico con la solución en la figura 1.4

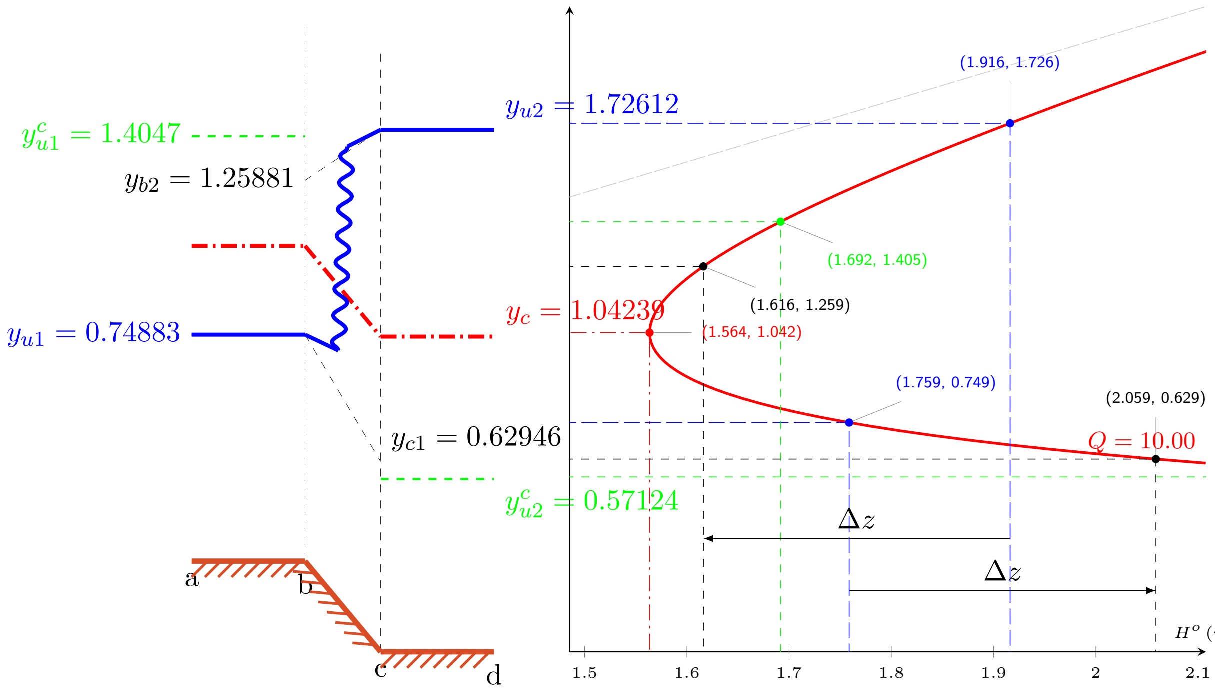


Figura 1.3: Croquis de la solución del apartado 2

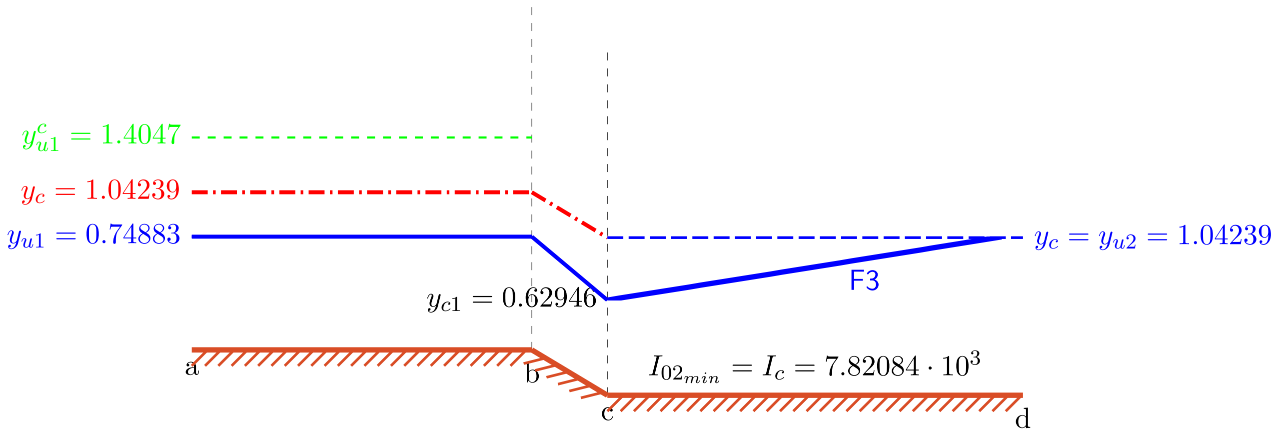


Figura 1.4: Croquis de la solución para el apartado 3

y	R_H	v	H^0	$I \cdot 100$	ΔH	$I_m \cdot 100$	Δx	x
0.6295	0.4434	5.2952	2.0593	3.3171	0	0	0	0
0.7121	0.4829	4.681	1.8295	2.3135	0.2298	2.8153	11.3023	11.3023
0.7947	0.5195	4.1945	1.6919	1.6852	0.1376	1.9994	11.3035	22.6058
0.8773	0.5535	3.7995	1.6135	1.2706	0.0784	1.4779	11.2673	33.8731
0.9599	0.5853	3.4726	1.5748	0.9852	0.0387	1.1279	11.1908	45.0639
1.0425	0.615	3.1974	1.5638	0.7819	0.011	0.8836	10.8353	55.8992

Tabla 1.2: Curva de remanso del tipo F3 en la segunda pendiente

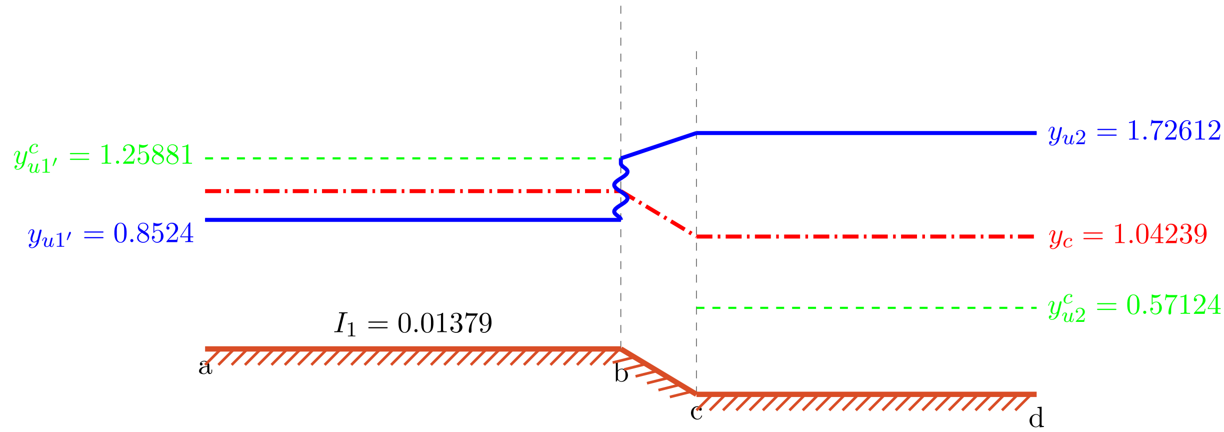


Figura 1.5: Croquis de la solución del apartado 4

El resalto se producirá en el escalón a partir de que el valor del calado conjugado del nuevo uniforme en el tramo 1 $y^c_{u1'}$ coincida con el valor correspondiente a pasar el escalón propagando desde el regimen lento aguas abajo y_{u2}. Ese calado ya se había obtenido y es $y_{b2} = 1.25881\,m = y^c_{u1'}$).

Por tanto el nuevo calado uniforme $(y_{u1'})$ se obtiene mediante:

$$y_{u1'} = \frac{y^c_{u1'}}{2}\left(\sqrt{1 + 8F^c_{u1'}nn^2} - 1\right) = \frac{y^c_{u1'}}{2}\left(\sqrt{1 + 8\frac{Q^2}{gb^2{y^c_{u1'}}^3}} - 1\right)$$
$$y_{u1'} = \frac{1.25881}{2}\left(\sqrt{1 + 8\frac{10.00^2}{9.81 \cdot 3.00^2 \cdot 1.25881^3}} - 1\right) = 0.8524\,m \tag{1.74}$$

Con ese calado se calcula la pendiente.

$$I_1 = \frac{n^2Q^2\,(b + 2y'_{u1})^{4/3}}{(b \cdot y'_{u1})^{10/3}} = \frac{0.02^2 10.00^2\,(3.00 + 2 \cdot 0.8524)^{4/3}}{(3.00 \cdot 0.8524)^{10/3}} = 0.01379 \tag{1.75}$$

Pendientes menores provocan que el resalto se situé mas hacia la izquierda tras una curva de remanso F1. El croquis de esta solución puede verse en la figura 1.5

Ejercicio 6

El tiempo de concentración de la cuenca se obtiene operando con:

$$t_c = 0.3\left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76} = 0.3\left(\frac{9}{0.04^{0.25}}\right)^{0.76} = 2.16\,\text{horas} \tag{1.76}$$

La precipitación máxima en 24 horas asociada a un período de retorno de 100 años se obtiene con los datos de la tabla:

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Total
P_{24}	65	71	55	35	22	49	30	45	14	17	403
P_{24}^2	4225	5041	3025	1225	484	2401	900	2025	196	289	19811

Aplicamos el ajuste de Gumbel:

$$n = 10 \text{ datos} \quad \rightarrow \quad y_n = 0.4952 \quad \rightarrow \quad \sigma_n = 0.9497 \tag{1.77}$$

$$P_m = \frac{836}{11} = 76 \tag{1.78}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(P_i^2 - n \cdot P_m^2\right)} = \sqrt{\frac{1}{9}\left(19811 - 10 \cdot 40.3^2\right)} = 19.92 \tag{1.79}$$

$$\frac{1}{a} = \frac{\sigma}{\sigma_n} = \frac{19.92}{0.9447} = 20.97 \tag{1.80}$$

$$P_0 = P_m - \frac{y_n}{\sigma_n} = 40.3 - \frac{0.4952}{0.9497}19.92 = 29.91 \text{ mm} \tag{1.81}$$

Para un periodo de retorno de 100 años la P_{max} en 24 horas será:

$$P = P_0 - \frac{1}{a}\ln\left[\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right] = 60.35 - 31.34\ln\left[\ln\left(\frac{100}{100-1}\right)\right] = 126.37 \text{ mm} \tag{1.82}$$

Para resolver el tercer apartado se aplica el método racional con el coeficiente de escorrentía. Para ello se obtiene que para las pizarras el terreno es impermeable por lo que estamos en suelo del grupo D. El pastizal es una pradera pobre, y la pendiente del 4% es superior al 3%. Entrando en la tabla se obtiene que $P_0^i = 6$ mm

El coeficiente corrector para Huelva es de 2.75 $\rightarrow$ $P_0 = 6 \cdot 2.75 = 16.50$ mm

Resultando el coeficiente de concentración:

$$C = \frac{(P_d - P_0)(P_d + 23P_0)}{(P_d + 11P_0)^2} = \frac{(126.37 - 16.50)(126.37 + 23 \cdot 16.50)}{(126.37 + 11 \cdot 16.50)^2} = 0.58 \tag{1.83}$$

La intensidad media de la precipitación correspondiente al tiempo de concentración se obtiene a partir de la intensidad media de la lluvia en 24 horas:

$$I_d = \frac{P_{24}}{24} = \frac{127.37}{24} = 5.26 \text{ mm/h} \tag{1.84}$$

la intensidad media de precipitación para el tiempo de concentración de $t_c = 2.16$ horas:

$$I_{t_c} = I_d \left(\frac{I_n}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - t_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \tag{1.85}$$

El valor de $\frac{I_n}{I_d}$ obtenido del mapa de España para Huelva es 9, resultando:

$$I_{t_c} = 5.26 \cdot 9^{\frac{28^{0.1} - 2.16^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} = 30.34 \text{ mm/h} \tag{1.86}$$

Finalmente el caudal resulta:

$$Q = \frac{CIA}{300} = \frac{0.58 \cdot 30.34 \cdot 350}{300} = 20.53\, m^3/s \tag{1.87}$$

con I en mm/h y A en ha

◄

Ejercicio 7

El tiempo de concentración de la cuenca se obtiene operando con:

$$t_c = 0.3\left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76} = 0.3\left(\frac{9}{0.04^{0.25}}\right)^{0.76} = 2.16\,\text{horas} \tag{1.88}$$

La precipitación máxima en 24 horas asociada a un período de retorno de 200 años se obtiene con los datos de la tabla:

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Total
P_{24}	65	71	55	35	22	49	30	45	14	17	403
P_{24}^2	4225	5041	3025	1225	484	2401	900	2025	196	289	19811

Aplicamos el ajuste de Gumbel:

$$n = 10 \text{ datos} \quad \rightarrow \quad y_n = 0.4952 \quad \rightarrow \quad \sigma_n = 0.9497 \tag{1.89}$$

$$P_m = \frac{836}{11} = 76 \tag{1.90}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(P_i^2 - n \cdot P_m^2\right)} = \sqrt{\frac{1}{9}\left(19811 - 10 \cdot 40.3^2\right)} = 19.92 \tag{1.91}$$

$$\frac{1}{a} = \frac{\sigma}{\sigma_n} = \frac{19.92}{0.9447} = 20.97 \tag{1.92}$$

$$P_0 = P_m - \frac{y_n}{\sigma_n} = 40.3 - \frac{0.4952}{0.9497}19.92 = 29.91 \text{ mm} \tag{1.93}$$

Para un periodo de retorno de 200 años la P_{max} en 24 horas será:

$$P = P_0 - \frac{1}{a}\ln\left[\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right] = 60.35 - 31.34\ln\left[\ln\left(\frac{200}{200-1}\right)\right] = 140.96 \text{ mm} \tag{1.94}$$

Para resolver el tercer apartado se aplica el método racional con el coeficiente de escorrentía. Para ello se obtiene que para las pizarras el terreno es impermeable por lo que estamos en suelo del grupo D. El pastizal es una pradera pobre, y la pendiente del 4% es superior al 3%. Entrando en la tabla se obtiene que $P_0^i = 6$ mm

El coeficiente corrector para Huelva es de 2.75 $\rightarrow$ $P_0 = 6 \cdot 2.75 = 16.50$ mm

Resultando el coeficiente de concentración:

$$C = \frac{(P_d - P_0)(P_d + 23P_0)}{(P_d + 11P_0)^2} = \frac{(140.96 - 16.50)(140.96 + 23 \cdot 16.50)}{(140.96 + 11 \cdot 16.50)^2} = 0.62 \tag{1.95}$$

La intensidad media de la precipitación correspondiente al tiempo de concentración se obtiene a partir de la intensidad media de la lluvia en 24 horas:

$$I_d = \frac{P_{24}}{24} = \frac{140.96}{24} = 5.87 \text{ mm/h} \tag{1.96}$$

la intensidad media de precipitación para el tiempo de concentración de $t_c = 2.16$ horas:

$$I_{t_c} = I_d \left(\frac{I_n}{I_d}\right)^{\frac{28^{0.1}-t_c^{0.1}}{28^{0.1}-1}} \tag{1.97}$$

El valor de $\frac{I_n}{I_d}$ obtenido del mapa de España para Huelva es 9, resultando:

$$I_{t_c} = 5.87 \cdot 9^{\frac{28^{0.1}-2.16^{0.1}}{28^{0.1}-1}} = 33.86 \text{ mm/h} \tag{1.98}$$

Finalmente el caudal resulta:

$$Q = \frac{CIA}{300} = \frac{0.62 \cdot 33.86 \cdot 350}{300} = 24.5\, m^3/s \tag{1.99}$$

con I en mm/h y A en ha

◄

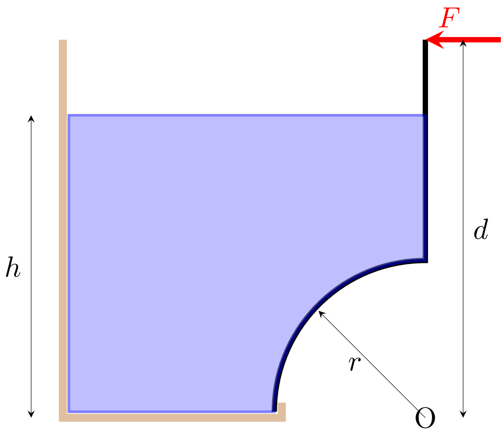
Exámenes del curso 2015-2016

I

1.1 Final de Julio de 2016

Ejercicio 1

La compuerta de la figura de ancho $b = 1.0\ m$ en la dirección perpendicular al dibujo gira sobre el punto o en sentido horario. Tiene un tramo curvo de radio $r = 2.0\ m$ y una altura sobre la parte inferior de la compuerta de $d = 5.0\ m$. Se quiere evitar que se abra para niveles de aguar inferiores a $h = 4.0\ m$. Se pide:



- Dibujar, acotando, las presiones sobre la compuerta
- Calcular la fuerza F que hay que ejercer para que no se abra antes de llegar al máximo nivel de agua h permitido
- Calcular las resultantes de empujes, horizontal y vertical, que realizan las presiones de agua sobre la compuerta.

Test.

1. Fuerza necesaria para mantener cerrada la compuerta: F [ ] Ans N

2. Empuje horizontal total sobre la compuerta: E_H [ ] Ans N

3. Empuje vertical total sobre la compuerta: E_V [ ] Ans N

Ejercicio 2

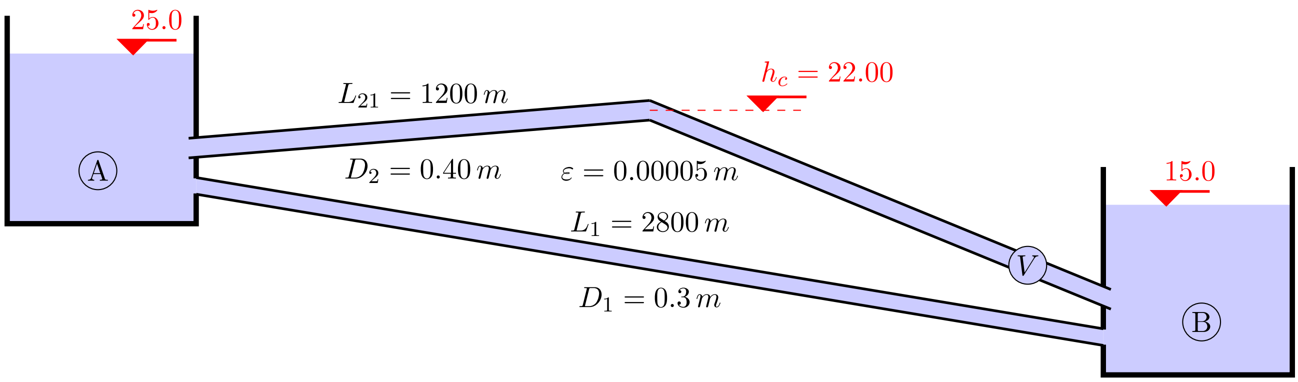
Entre el depósito A a la cota 25 m y el B a la cota 15 m, existe una tubería de 2800 m de longitud, diámetro 0.3 m y rugosidad 0.05 mm.

1. Calcular la f de Darcy y el caudal circulante.

Para aumentar la capacidad se decide poner una nueva tubería entre ambos depósitos de igual longitud y diámetro 0.4 m con un punto alto a la cota 22 m y a una distancia de 1200 m del depósito A y una válvula a la entrada de B. Suponiendo que la f de Darcy en ambas tuberías es la del primer caso, y que no se quiere tener presiones relativas en la nueva tubería menores de 1 m, determinar:

1. Caudal circulante por la antigua tubería.
2. Caudal circulante por la nueva tubería.
3. Pérdida de carga localizada necesaria que hay que dar a la válvula para cumplir el requisito de presiones relativas.
4. Dibujar las líneas de energía en ambas tuberías, acotándolas en sus puntos más característicos.

Tómese $g = 9.81\ m/s^2$, la viscosidad dinámica del agua $\nu = 1 \cdot 10^{-6}\ s^2/m$ y la presión atmosférica de 10.33 m.c.a.



Test.

1. Obtener la pendiente de pérdidas $I =$ ______ Ans $-$

2. Obtener la f de darcy $f =$ ______ Ans $-$

3. Velocidad en la tubería antigua $v_1 =$ ______ Ans m/s

4. Caudal circulante por la tubería antigua $Q_1 =$ ______ Ans m^3/s

5. Velocidad en la tubería nueva $v_2 =$ ______ Ans m/s

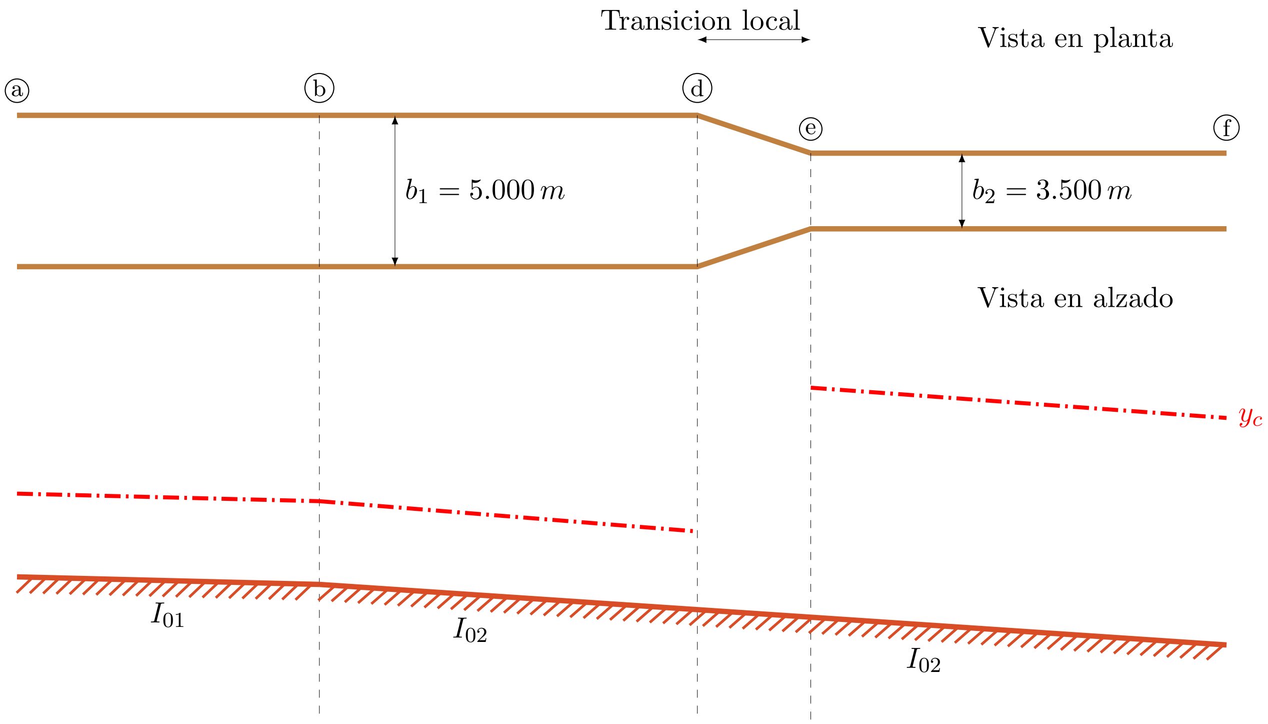
6. Caudal circulante por la tubería nueva $Q_2 =$ Ans m^3/s

7. Perdida de carga localizada en la válvula $\Delta H_l =$ Ans m^3/s

Ejercicio 3

Un canal rectangular, indefinido, de ancho $b_1 = 5.000\,m$ con una pendiente de $I_{01} = 0.0020$, número de Manning de $n = 0.020$ por el que circula un caudal de $Q = 10.000\,m^3/s$, tiene un cambio de pendiente a $I_{02} = 0.0200$. A una distancia de 100 m tras el cambio de pendiente se produce un ensanchamiento pasando el ancho a $b_1 = 3.500\,m$, manteniendo la misma pendiente I_{02}. Calcular:

1. Calados uniformes, críticos y conjugados de los uniformes
2. Dibujar el perfil de la lámina de agua, indicando el tipo de curvas de remanso que se forman, y acotando los calados en los puntos característicos a lo largo de todo el recorrido
3. Justificar el comportamiento del cambio de sección sobre las curvas de energía específica



Por motivos prácticos, a la hora de resolver este ejercicio mediante este sistema, las preguntas se han modificado a las siguientes. De ésta forma se obtiene un procedimiento más ordenado de resolución.

Test.

1. Caudal unitario en la sección ancha (SA) q_1 [ ] Ans m

2. Caudal unitario en la sección estrecha (SE) q_2 [ ] Ans m

3. Calado crítico en la (SA) y_{c_1} [ ] Ans m

4. Calado crítico en la (SE) y_{c_2} [ ] Ans m

5. Calado uniforme en el tramo 1 y_{u_1} Ans m

6. Calado uniforme en el tramo 2 y_{u_2} Ans m

7. Calado uniforme en el tramo 3 y_{u_3} Ans m

8. Calado conjugado del uniforme en el tramo 1 $y^c_{u_1}$ Ans m

9. Calado conjugado del uniforme en el tramo 2 $y^c_{u_2}$ Ans m

10. Calado conjugado del uniforme en el tramo 3 $y^c_{u_3}$ Ans m

11. Pendiente en el tramo 1 [suave, fuerte] Ans

12. Pendiente en el tramo 2 [suave, fuerte] Ans

13. Pendiente en el tramo 3 [suave, fuerte] Ans

14. Ener. específica calado crítico (SA) $H^0_{y_{c_1}}$ Ans m

15. Ener. específica calado crítico (SE) $H^0_{y_{cb}}$ $H^0_{y_{c_3}}$ Ans m

16. Ener. específica calado uniforme tramo 1 $H^0_{y_{u_1}}$ Ans m

17. Ener. específica calado uniforme tramo 2 $H^0_{y_{u_2}}$ Ans m

18. Ener. específica calado uniforme tramo 3 $H^0_{y_{u_3}}$ Ans m

19. Tipo de curva de remanso en el tramo 1 Ans

20. Tipo de curva de remanso en el tramo 2 (izq) Ans

21. Tipo de curva de remanso en el tramo 2 (der) Ans

22. Tipo de curva de remanso en el tramo 3 Ans

23. Calado tras el cambio de sección aguas arriba y_5 Ans m

Pulsar sobre la palabra ejercicio 3 al comienzo para ver la solución

Soluciones a los Ejercicios

Ejercicio 1

Para la obtención del peso específico podemos trabajar por metro de ancho de compuerta haciendo el cálculo independiente del ancho b de la compuerta.

Para el cálculo de la fuerza, se toman momentos en 0. En este punto la parte curva de la compuerta no produce empujes, resultando el equilibrio de momentos:

$$M = 0 = E_{H_1} d_{E_{H_1}} - F \cdot d \quad \rightarrow \quad F = \frac{E_{H_1} d_{E_{H_1}}}{d} \tag{1.1}$$

El empuje horizontal en ese tramo resulta:

$$E_{H_1} = \frac{1}{2}\gamma z^2 = \frac{1}{2} 9810 \cdot 2.00^2 = 19620.00\, N \tag{1.2}$$

siendo $z = h - r = 4.0 - 2.0 = 2.00$ m la longitud del tramo recto de compuerta.

Y su brazo al punto O:

$$d_{E_{H_1}} = r + \frac{1}{3}h = 2.0 + \frac{1}{3}4.0 = 2.6667\, m \tag{1.3}$$

Resultando:

$$F = \frac{19620.00 \cdot 2.6667}{5.0} = 10464.00\, N \tag{1.4}$$

Utilizando la hipótesis de Poincaré para el empuje horizontal y vertical:

$$E_H = \frac{1}{2}\gamma h^2 = \frac{1}{2} 9810 \cdot 4.0^2 = 78480.00\, N \tag{1.5}$$

El empuje vertical equivale al peso del volumnen de agua por encima de la vertical de la compuerta

$$E_v = \gamma \left(rh - \frac{\pi r^2}{4} \right) = 9810 \left(2.0 \cdot 4.0 - \frac{\pi 2.0^2}{4} \right) = 47660.97\, N \tag{1.6}$$

◄

Ejercicio 2

Conocida la cota piezométrica en A y en B, se plantea Bernoulli entre ambos depósitos

$$z_a + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_a^2}{2g} = z_b + \frac{p_b}{\gamma} + \frac{v_b^2}{2g} + \frac{f}{D}\frac{v_1^2}{2g}L_1 + \frac{v_1^2}{2g} \tag{1.7}$$

siendo v_1 la velocidad en la tubería 1

Aplicando las condiciones que se tienen en la superficie de ambos depósitos:

$$\frac{p_a}{\gamma} = \frac{p_b}{\gamma} = 0\,; \qquad \frac{v_a^2}{2g} = \frac{v_b^2}{2g} = 0 \tag{1.8}$$

se llega a:

$$z_a - z_b = I_1 L_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad \rightarrow \quad v_1 = \sqrt{\frac{2g\,(z_a - z_b)}{\frac{f}{D_1} + 1}} \tag{1.9}$$

Para resolver el problema inicialmente se desprecian las pérdidas de carga localizadas en la entrada al depósito B. En este caso, la diferencia de cotas equivale a la pérdida de carga continua, por tanto se puede calcular la pendiente de pérdidas en el tramo mediante:

$$\Delta H_c = I_1 L_1 \quad \rightarrow \quad I_1 = \frac{H_c}{L_1} = \frac{z_a - z_b}{L_1} = \frac{25.0 - 15.0}{2800} = 0.0036\,m \tag{1.10}$$

La velocidad inicial se puede obtener a través de la expresión de la pérdida de carga continua:

$$\Delta H_c = I_1 \cdot L_1 = \frac{f}{D_1}\frac{v_1^2}{2g}L_1 \qquad \rightarrow \qquad v_1 = \frac{\sqrt{2gI_1D_1}}{\sqrt{f}} = \frac{\omega}{\sqrt{f}} \tag{1.11}$$

con: $\omega = \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 0.0036 \cdot 0.3} = 0.1450$

La f se determina mediante la fórmula de Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log_{10}\left(\frac{\frac{\varepsilon}{D_1}}{3.715} + \frac{2.51}{R_e\sqrt{f}}\right) \tag{1.12}$$

siendo el número de Reynolds:

$$R_e = \frac{v_1 D_1}{\nu} \tag{1.13}$$

Sustituyendo (1.11) y(1.13) en (1.12), se tiene:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log_{10}\left(\frac{\frac{\varepsilon}{D_1}}{3.715} + \frac{2.51\nu}{\omega D_1}\right) = -2\log_{10}\left(0.00004 + 0.00006\right) = 7.9780$$

$$f = \frac{1}{7.9780^2} = 0.01571 \tag{1.14}$$

Con esta f puede obtenerse un nuevo valor de la velocidad considerando las pérdidas de carga localizadas en B entrando en la expresión (1.9), lo que resulta:

$$v_1 = \sqrt{\frac{2g\,(z_a - z_b)}{\frac{f}{D_1}L_1 + 1}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9.81\,(25.0 - 15.0)}{\frac{0.01571}{0.3}2800 + 1}} = 1.1567\,m/s \tag{1.15}$$

Con esta velocidad se puede calcular un nuevo número de Reynolds

$$R_e = \frac{v_1 D_1}{\nu} = \frac{1.1567 \cdot 0.3}{10^{-6}} = 345835 \tag{1.16}$$

Entrando en la fórmula de Colebrook, e iterando se obtiene una nueva f de Darcy

$$\begin{aligned} \frac{1}{\sqrt{f}} &= -2\log_{10}\left(\frac{\frac{0.00005}{0.3}}{3.715} + \frac{2.51}{345835}7.9780\right) = 7.9763 \\ \frac{1}{\sqrt{f}} &= -2\log_{10}\left(\frac{\frac{0.00005}{0.3}}{3.715} + \frac{2.51}{345835}7.9763\right) = 7.9764 \end{aligned} \tag{1.17}$$

Podría repetirse de nuevo este cálculo y se convergería a un resultado dado por una velocidad de $v_1 = 1.1526$, un $f = 0.01572$ y el caudal

$$Q_1 = v_1 S_1 = 1.1526\pi\frac{0.3^2}{4} = 1.1526 \cdot 0.071 = 0.0815\, m^3/s \tag{1.18}$$

Cuando se tiene el desdoblamiento el caudal que circula por la tubería antigua es el mismo. En la tubería nueva hay que imponer la condición de presión relativa mínima de 1.00 m. Planteando Bernoulli entre el depósito A y el punto alto:

$$z_a + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_a^2}{2g} = z_c + \frac{p_c}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{f}{D}\frac{v_2^2}{2g}L_{21} \tag{1.19}$$

Aplicando las condiciones de contorno:

$$z_a - z_c = \frac{p_c}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{v_2^2}{2g}\frac{f}{D}L_{21} \tag{1.20}$$

y despejando la velocidad:

$$v_2 = \sqrt{\frac{2g\left(z_a - z_c - \frac{p_c}{\gamma}\right)}{\frac{f}{D_1}L_{21} + 1}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9.81\,(25.0 - 22.00 - 1.00)}{\frac{0.01572}{0.40}1200 + 1}} = 0.9027\, m/s \tag{1.21}$$

Resultando el caudal:

$$Q_2 = v_2 S_2 = 0.9027\pi\frac{0.40^2}{4} = 0.9027 \cdot 0.126 = 0.1134\, m^3/s \tag{1.22}$$

La pérdida de carga localizada se obtiene del Bernoulli entra A y B para este caudal:

$$z_a = z_b + \frac{v_2^2}{2g}\left(\frac{f}{D}L_1 + \varphi + 1\right) \tag{1.23}$$

Despejando:

$$\varphi = \frac{2g}{v_2^2}(z_a - z_b) - \frac{f}{D_2}L_1 - 1 = \frac{2 \cdot 9.81}{0.9027^2}(25.0 - 15.0) - \frac{0.01572}{0.40}2800 - 1 = 129.7408 \tag{1.24}$$

Con lo que la pérdida de carga localizada será:

$$\Delta H_l = \varphi \frac{v_2^2}{2g} = \varphi \frac{0.9027^2}{2 \cdot 9.81} = 5.3887\,m \tag{1.25}$$

La línea de energía de la primera tubería va desde la superficie libre del depósito A hasta un valor de $\frac{v_1^2}{2g} = 15.0677\,m$ antes de entrar en B y se representa en rojo.

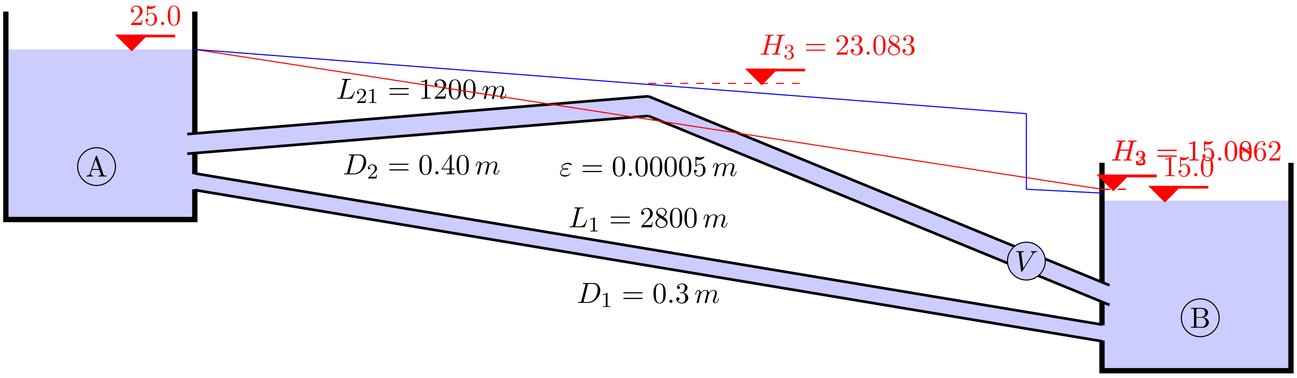
En la segunda tubería también se sale de la superficie libre de A, pasa un metro mas el término de velocidad en esa tubería por encima del punto C ($22 + 1 + \frac{v_2^2}{2g} = 23.0415\,m$) y se continúa con esa pendiente hasta llegar a la válvula. Si suponemos que la válvula está un metro antes de la entrada en B, la cota de la línea de energía en ese punto será:

$$H_{v1} = z_a - \frac{v_2^2}{2g}\frac{f}{D_2}(L-1) = 25.0 - \frac{0.9027^2}{2 \cdot 9.81}\frac{0.01572}{0.40}2799 = 20.4319\,m \tag{1.26}$$

Despues de la válvula se tendrá la cota que resulta de restar a la anterior al pérdida de carga localizada

$$H_{v2} = H_{v1} - \Delta H_l = 15.0432\,m \tag{1.27}$$

Finalmente, antes de entrar en B, se tendría el término de velocidad en esta segunda tubería $\frac{v_2^2}{2g} = 0.0415\,m$



Finalmente las cotas piezométricas pueden verse en la figura

Ejercicio 3

Se calculan, ordenadamente, los valores más significativos en las tres zonas del canal

Caudal unitario: $q = \dfrac{Q}{b}$

$$q_1 = q_2 = 2.0000\,\frac{m^3}{s \cdot m}\,; \qquad q_3 = 2.8571\,\frac{m^3}{s \cdot m} \tag{1.28}$$

Calado crítico: $y_c = \sqrt[3]{\dfrac{q^2}{g}}$

$$y_{c1} = y_{c2} = 0.7415\,m\,; \qquad y_{c3} = 0.9406\,m \tag{1.29}$$

Calado uniforme: $I = \dfrac{n^2 Q^2 \left(b + 2y_u\right)^{4/3}}{\left(b \cdot y_u\right)^{10/3}}$

$$y_{u1} = 1.0797\,m\,; \qquad y_{u2} = 0.5045\,m\,; \quad y_{u3} = 0.6599\,m \tag{1.30}$$

Número Froude: $F^2 = \dfrac{q^2}{g \cdot y_u^3}$

$$F_1^2 = 0.5692\,; \qquad F_2^2 = 1.7820\,; \quad F_3^2 = 1.7019 \tag{1.31}$$

Tipo pendiente:

$$Suave\,; \qquad Fuerte\,; \quad Fuerte \tag{1.32}$$

Calado conjugado: $y_u^c = \dfrac{y_u}{2}\left(\sqrt{1 + 8F^2} + 1\right)$

$$y_{u1}^c = 0.4833\,m\,; \qquad y_{u2}^c = 1.0439\,m\,; \quad y_{u3}^c = 1.2921\,m \tag{1.33}$$

Las energías específicas asociadas a los diferentes calados son:

Calado crítico: $H_c^o = \dfrac{3}{2} y_c$

$$H_{c1}^o = 0.7249\,m\,; \qquad H_{c2}^o = 1.1123\,m\,; \qquad H_{c3}^o = 1.4109\,m \tag{1.34}$$

Calado uniforme: $H_u^o = y_u + \dfrac{q^2}{2 g y_u^2}$

$$H_{u1}^o = 1.2546\,m\,; \qquad H_{u2}^o = 1.3055\,m\,; \qquad H_{u3}^o = 1.6154\,m \tag{1.35}$$

Al tener pendiente suave en el primer tramo y pendiente fuerte en el segundo y tercero, en principio, cabría esperar un cambio de régimen de lento a rápido en el cambio de pendientes. Por tanto, ese punto (①) coincidiría con el calado crítico en los tramos 1 y 2 ($y_{c1} = y_{c2} = 0.7415\,m$). Podría ocurrir que en el estrechamiento se produjera un cambio de régimen y este llegara a afectar aguas arriba alcanzando el punto ⓑ . Dada la distancia existente entre ⓒ y ⓑ , y teniendo en cuenta que el tipo de curva sería una F1 que no suele ser muy extensa, esto se considera improbable, pero es algo que deberá comprobarse.

Aguas arriba de ① , al tener pendiente suave, se forma una curva de remanso S2 (tabla 1.1) hasta alcanzar en ② el régimen uniforme

Aguas abajo de ① se forma una curva de remanso del tipo F2, que aumenta su energía específica a medida que avanza hacia la derecha hasta ③ . El calado que alcanza esta curva al recorrer la distancia

y	R_H	v	H^0	$I \cdot 100$	ΔH	$I_m \cdot 100$	Δx	x
0.7415	0.5719	2.6972	1.1125	0.613	0	0	0	0
0.8091	0.6113	2.4719	1.1207	0.4711	-0.0082	0.5421	-2.397	-2.397
0.8767	0.6491	2.2813	1.1421	0.3704	-0.0214	0.4208	-9.692	-12.089
0.9443	0.6854	2.118	1.1731	0.2969	-0.031	0.3337	-23.1862	-35.2752
1.0119	0.7203	1.9765	1.2111	0.242	-0.038	0.2695	-54.6763	-89.9515
1.0795	0.7539	1.8527	1.2545	0.2001	-0.0434	0.2211	-205.6872	-295.6387

Tabla 1.1: Curva de remanso del tipo S2 a la izquierda de la transición

y	R_H	v	H^0	$I \cdot 100$	ΔH	$I_m \cdot 100$	Δx	x
0.7415	0.5719	2.6972	1.1125	0.613	0	0	0	0
0.6941	0.5433	2.8814	1.1175	0.7491	-0.005	0.6811	0.3791	0.3791
0.6467	0.5138	3.0926	1.1344	0.9296	-0.0169	0.8394	1.4561	1.8352
0.5993	0.4834	3.3372	1.1672	1.1742	-0.0328	1.0519	3.4596	5.2948
0.5519	0.4521	3.6238	1.2216	1.5138	-0.0544	1.344	8.2927	13.5875
0.5045	0.4198	3.9643	1.3059	1.9999	-0.0843	1.7569	34.6771	48.2646

Tabla 1.2: Curva de remanso del tipo F2 a la derecha de la transición

entre b y d ($L = 100\,m$) (no se utiliza el punto c para evitar confundir el subíndice con crítico) es del que se partiría para realizar la transición en régimen rápido. La tabla 1.1 permitiría obtener este calado.

Si la integración se realiza con 40 intervalos se llegaría a una longitud de 81.9442 m

Sin embargo, en principio, no es necesario integrar esta curva, ya que todos sus calados son superiores al uniforme ($y_{u2} = 0.5045\,m$) y con esta calado no se puede cruzar la transición sin cambio de régimen, para ello se requeriría un calado aun menor. Esta afirmación puede comprobarse al ver que la energía específica de régimen uniforme en el tramo 2 ($H^o_{u2} = 1.3055\,m$) es menor que la correspondiente al régimen crítico en el tramo 3 ($H^o_{c3} = 1.4109\,m$)

Ello implica que tiene que producirse un cambio de régimen en la transición. Por tanto desde el punto 4 se producen dos propagaciones. Una hacia aguas abajo, en régimen rápido, hasta alcanzar con una curva de remanso el punto 8 , y otra hacia aguas arriba, en régimen lento, que cruzará la transición alcanzando el punto 5 , y si es posible, avanzará hacia aguas arriba en el tramo 2 con una curva de remanso del tipo F1, perdiendo energía específica según avanza hacia la izquierda

A continuación se detalla el cálculo realizado para pasar la transición de 4 a 5 . La energía específica en 4 se corresponde con la de régimen crítico en la sección estrecha, y el calado de este punto es el crítico:

$$
\begin{aligned}
H^o_e &= H^o_{c2} = 1.1123\,m \\
y_1 &= y_{cb} = 0.7415\,m
\end{aligned}
\tag{1.36}
$$

y	R_H	v	H^0	$I \cdot 100$	ΔH	$I_m \cdot 100$	Δx	x
1.288	0.8501	1.5528	1.411	0.1198	0	0	0	0
1.2392	0.8285	1.6139	1.372	0.1339	0.039	0.1269	-2.0821	-2.0821
1.1904	0.8064	1.6801	1.3343	0.1504	0.0377	0.1422	-2.0293	-4.1114
1.1416	0.7837	1.7519	1.2981	0.1699	0.0362	0.1602	-1.9676	-6.079
1.0928	0.7604	1.8302	1.2636	0.193	0.0345	0.1815	-1.8972	-7.9762
1.044	0.7365	1.9157	1.2311	0.2207	0.0325	0.2069	-1.8125	-9.7887

Tabla 1.3: Curva de remanso del tipo F1 a la izquierda de la transición

y	R_H	v	H^0	$I \cdot 100$	ΔH	$I_m \cdot 100$	Δx	x
0.9406	0.6118	3.0376	1.4111	0.7106	0	0	0	0
0.8845	0.5875	3.2302	1.4166	0.8482	-0.0055	0.7794	0.4506	0.4506
0.8284	0.5622	3.449	1.435	1.0255	-0.0184	0.9369	1.7308	2.1814
0.7723	0.5358	3.6995	1.4702	1.258	-0.0352	1.1418	4.1016	6.283
0.7162	0.5082	3.9893	1.5278	1.5697	-0.0576	1.4139	9.8277	16.1107
0.6601	0.4793	4.3283	1.6154	1.9978	-0.0876	1.7838	40.518	56.6287

Tabla 1.4: Curva de remanso del tipo F2 a la derecha de la transición

Manteniendo esta energía pasamos el estrechamiento hacia aguas arriba en régimen lento, ya que ha habido cambio de régimen:

$$H^o_{c2} = 1.1123 = y_2 + \frac{q_1^2}{2gy_2^2} = \quad \longrightarrow \quad y_2 = 1.2880\, m \tag{1.37}$$

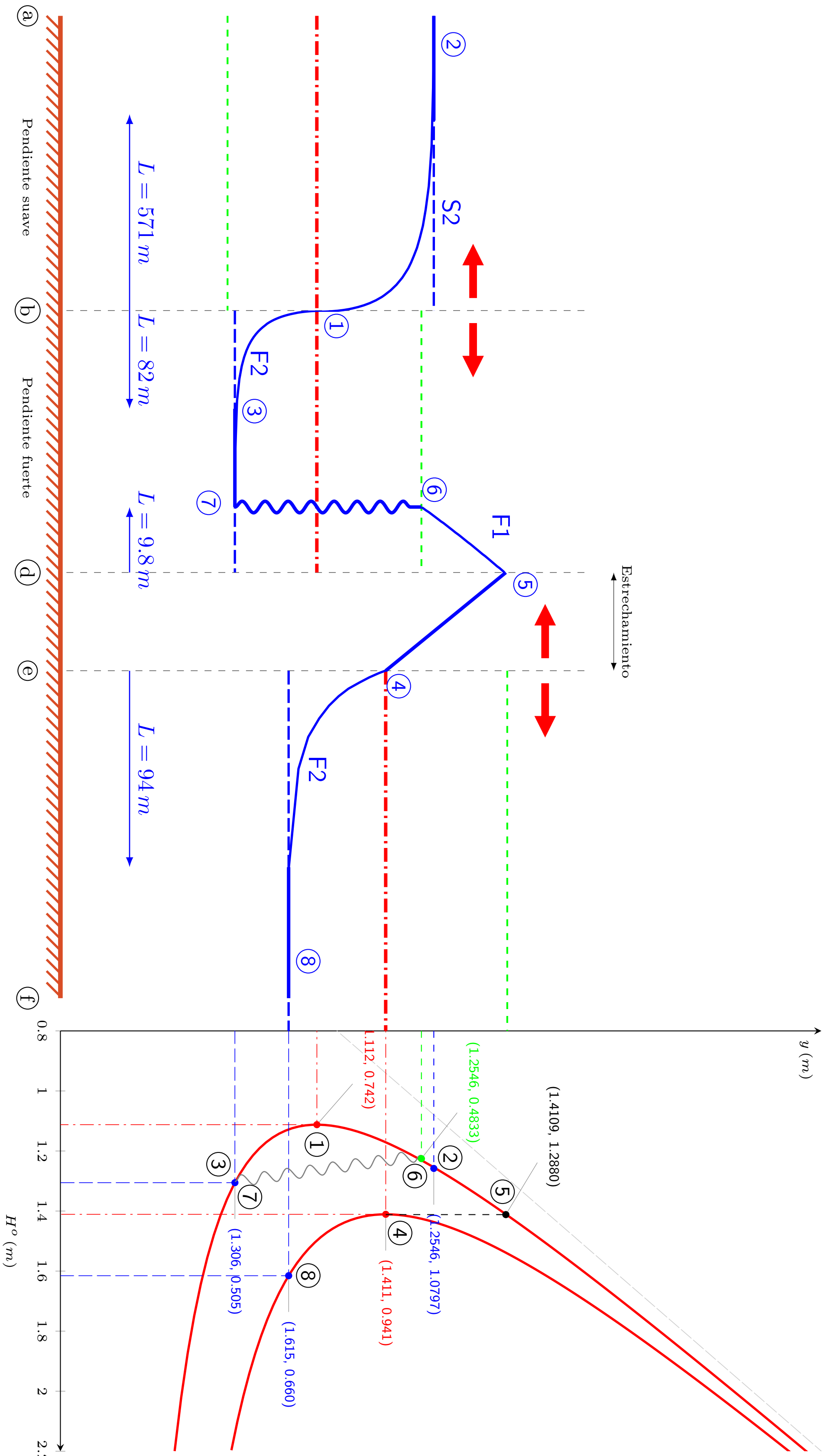
De las tres posibles soluciones de esta ecuación de tercer grado se ha seleccionado la de régimen lento por ser en este régimen la propagación.

Desde 5 se forma una curva de remanso del tipo F1 hasta alcanzar el conjugado del calado que desciende por el canal en el sentido de avance del flujo. Es decir, se deben integrar las curvas de remanso F2 desde 1 hacia aguas abajo y F1 desde 5 hacia aguas arriba, obtenido en cada una de ellas la impulsión para comprobar el punto de corte donde las impulsiones se igualan. Este será el punto donde se produzca el resalto.

La curva F2 ya se ha integrado en la tabla 1.1y tiene una longitud de 81.9442 m. Ahora se integra la curva F1 hasta su máximo posible que sería alcanzar el calado conjugado del uniforme en el tramo 2 (6).

La longitud resulta 91.7260 m. La suma de ambas curvas es menor de 100 m por lo que no interfieren entre sí. Por tanto el resalto se produce entre 7 y 6

Finalmente desde el calado crítico en la parte estrecha 4 se forma una curva de remanso que se desarrolla hacia aguas abajo hasta alcanzar el régimen uniforme en 8


Pendiente suave
Pendiente fuerte
Estrechamiento
$L = 571\,m$
$L = 82\,m$
$L = 9.8\,m$
$L = 94\,m$
S2
F2
F1
F2
$y\ (m)$
$H^o\ (m)$
(1.4109, 1.2880)
(1.2546, 0.4833)
(1.306, 0.505)
(1.615, 0.660)
(1.411, 0.941)

Esta es la solución

1er Apellido: 2º Apellido: Nombre: Número:

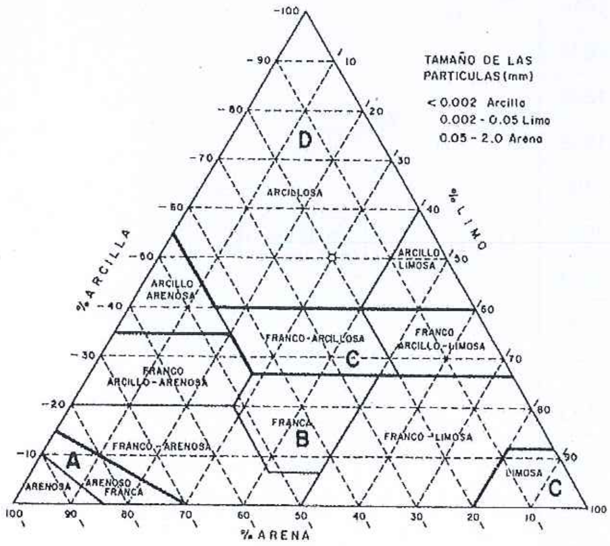
EJERCICIO PRÁCTICO 2 TIEMPO: 30 minutos

En la provincia de Huelva se encuentra situada la presa de Sotiel – Olivargas. Su cuenca vertiente es de 168 km^2, la longitud el cauce principal de 31 km, con altitud 900 m.s.n.m. en su inicio y 160 m.s.n.m. en la posición de la presa. La serie tipo de precipitaciones máximas diarias de dicha cuenca es la siguiente:

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$P_{\text{máx diaria}}$ (mm)	65	71	75	85	42	49	50	45	63	78	66

Se pide:

1. Calcular el tiempo de concentración de la cuenca.(1 punto)
2. Calcular la precipitación máxima en 24 horas de la serie. (1 punto)
3. Calcular la precipitación máxima en 24 horas asociada a un periodo de retorno de 100 años. (2 puntos)
4. Definir el **hietograma simétrico** de la tormenta de periodo de retorno 100 años y duración igual al tiempo de concentración, con intervalos de 45 minutos. (4 puntos)
5. Dibujar dicho hietograma. (2 puntos)



Estimación inicial del umbral de escorrentía Po (mm)

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE (%)	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	GRUPO DE SUELO A	B	C	D
Barbecho	≥3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	<3	R/N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	≥3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	<3	R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	≥3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	<3	R/N	34	21	14	12

Nota: N: denota según las curvas de nivel
R: denota cultivos según la línea de la máxima pendiente

Estimación inicial del umbral de escorrentía Po (mm)

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE (%)	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	GRUPO DE SUELO A	B	C	D
Rotación de cultivos pobres	≥3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	<3	R/N	30	19	13	10
Rotación de cultivos densos	≥3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	<3	R/N	47	25	16	13
Praderas	≥3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	*	33	18	13
		Muy buena	*	41	22	15
	<3	Pobre	58	25	12	7
		Media	*	35	17	10
		Buena	*	*	22	14
		Muy buena	*	*	25	16
Plantaciones regulares aprovechamiento forestal	≥3	Pobre	62	26	15	10
		Media	*	34	19	14
		Buena	*	42	22	15
	<3	Pobre	*	34	19	14
		Media	*	42	22	15
		Buena	*	50	25	16
Masas forestales (bosques, monte bajo, etc.).		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media	*	34	22	16
		Espesa	*	47	31	23
		Muy espesa	*	65	43	33

NOTA: – Los cálculos deberán estar claramente justificados. En caso contrario no se considerarán válidas las soluciones.
– Obligatorio entregar la hoja del enunciado.

1er Apellido: 2º Apellido: Nombre: Número:

Fórmula de Témez → $t_c = 0{,}3 \times \left(\frac{L}{S^{0,25}}\right)^{0,76}$

Retención máxima potencial → $S = 25{,}4 \times \left(\frac{1000}{CN(II)} - 10\right)$

$$CN(I) = \frac{4{,}2 \times CN(II)}{10 - 0{,}058 \times CN(II)}$$

$$CN\,(III) = \frac{23 \times CN(II)}{10 + 0{,}13 \times CN(II)}$$

Caudal punta método racional → Q = C I A K

Lluvia en 24 h → $P_{24} = 1{,}13\ P_{diaria}$

Coeficiente de escorrentía → $C = \frac{(P_d - P_o)\times(P_d + 23P_o)}{(P_d + 11P_o)^2}$

Intensidad de lluvia para el aguacero de duración t horas → $I_t = I_d \times \left(\frac{I_h}{I_d}\right)^{\frac{28^{0,1}-t^{0,1}}{28^{0,1}-1}}$

Ajuste de Gumbel → $P = P_0 - \frac{1}{a}\times Ln\left[Ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]$, con los parámetros:

n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n
8	0,4843	0,9043	36	0,5410	1,1313	64	0,5533	1,1793
10	0,4952	0,9497	38	0,5424	1,1363	66	0,5538	1,1814
12	0,5035	0,9833	40	0,5436	1,1413	68	0,5543	1,1834
14	0,5100	1,0095	42	0,5448	1,1458	70	0,5548	1,1854
16	0,5157	1,0316	44	0,5458	1,1499	80	0,5569	1,1938
18	0,5202	1,0493	46	0,5468	1,1538	90	0,5586	1,2007
20	0,5236	1,0628	48	0,5477	1,1574	100	0,5600	1,2065
22	0,5268	1,0754	50	0,5485	1,1607	150	0,5646	1,2253
24	0,5296	1,0864	52	0,5493	1,1638	200	0,5672	1,2360
26	0,5320	1,0961	54	0,5501	1,1667	300	0,5699	1,2479
28	0,5343	1,1047	56	0,5508	1,1696	400	0,5714	1,2545
30	0,5362	1,1124	58	0,5515	1,1721	500	0,5724	1,2588
32	0,5380	1,1193	60	0,5521	1,1747	750	0,5738	1,2651
34	0,5396	1,1255	62	0,5527	1,1770	1000	0,5745	1,2685

$$a = \frac{\sigma_n}{\sigma}$$

$$P_o = P_m - \frac{y_n}{\sigma_n}\times\sigma$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1}\times\left(\sum_{i=1}^{n} P_i^2 - nP_m^{\ 2}\right)}$$

COEFICIENTE CORRECTOR UMBRAL DE ESCORRENTÍA

MAPA DE ISOLÍNEAS

1er Apellido: 2º Apellido: Nombre: Número:

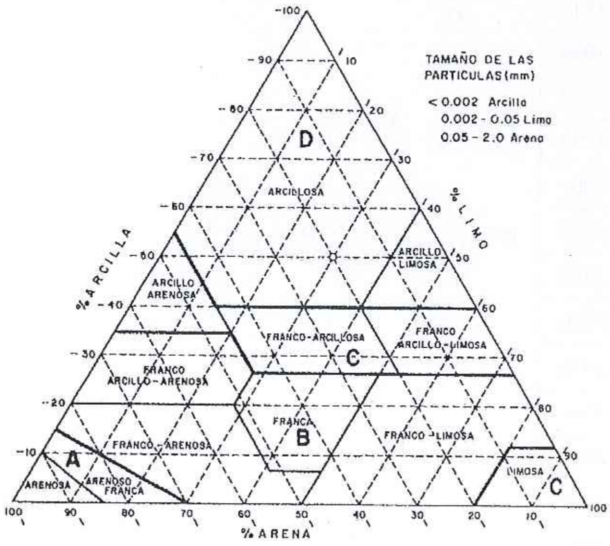
EJERCICIO PRÁCTICO 2 TIEMPO: 30 minutos

En la provincia de Huelva se encuentra situada la presa de Sotiel – Olivargas. Su cuenca vertiente es de 168 km^2, la longitud el cauce principal de 31 km, con altitud 900 m.s.n.m. en su inicio y 160 m.s.n.m. en la posición de la presa. La serie tipo de precipitaciones máximas diarias de dicha cuenca es la siguiente:

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$P_{\text{máx diaria}}$ (mm)	65	71	75	85	42	49	50	45	63	78	66

Se pide:

6. Calcular el tiempo de concentración de la cuenca.(1 punto)
7. Calcular la precipitación máxima en 24 horas de la serie. (1 punto)
8. Calcular la precipitación máxima en 24 horas asociada a un periodo de retorno de 100 años. (2 puntos)
9. Definir el **hietograma asimétrico** de la tormenta de periodo de retorno 100 años y duración igual al tiempo de concentración, con intervalos de 45 minutos. (4 puntos)
10. Dibujar dicho hietograma. (2 puntos)



Estimación inicial del umbral de escorrentía Po (mm)

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE (%)	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	GRUPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Barbecho	≥3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	<3	R/N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	≥3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	<3	R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	≥3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	<3	R/N	34	21	14	12

Nota: N: denota según las curvas de nivel
R: denota cultivos según la línea de la máxima pendiente

Estimación inicial del umbral de escorrentía Po (mm)

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE (%)	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	GRUPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Rotación de cultivos pobres	≥3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	<3	R/N	30	19	13	10
Rotación de cultivos densos	≥3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	<3	R/N	47	25	16	13
Praderas	≥3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	*	33	18	13
		Muy buena	*	41	22	15
	<3	Pobre	58	25	12	7
		Media	*	35	17	10
		Buena	*	*	22	14
		Muy buena	*	*	25	16
Plantaciones regulares aprovechamiento forestal	≥3	Pobre	62	26	15	10
		Media	*	34	19	14
		Buena	*	42	22	15
	<3	Pobre	*	34	19	14
		Media	*	42	22	15
		Buena	*	50	25	16
Masas forestales (bosques, monte bajo, etc.).		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media	*	34	22	16
		Espesa	*	47	31	23
		Muy espesa	*	65	43	33

NOTA: – Los cálculos deberán estar claramente justificados. En caso contrario no se considerarán válidas las soluciones.
– Obligatorio entregar la hoja del enunciado.

HIDRÁULICA E HIDROLOGÍA **Examen 4 - 07- 2016**

1er Apellido: 2º Apellido: Nombre: Número:

Fórmula de Témez → $t_c = 0{,}3 \times \left(\frac{L}{S^{0{,}25}}\right)^{0{,}76}$

Retención máxima potencial → $S = 25{,}4 \times \left(\frac{1000}{CN(II)} - 10\right)$

$$CN(I) = \frac{4{,}2 \times CN(II)}{10 - 0{,}058 \times CN(II)}$$

$$CN\ (III) = \frac{23 \times CN(II)}{10 + 0{,}13 \times CN(II)}$$

Caudal punta método racional → Q = C I A K

Lluvia en 24 h → $P_{24} = 1{,}13\ P_{diaria}$

Coeficiente de escorrentía → $C = \frac{(P_d - P_o)\times(P_d + 23P_o)}{(P_d + 11P_o)^2}$

Intensidad de lluvia para el aguacero de duración t horas → $I_t = I_d \times \left(\frac{I_h}{I_d}\right)^{\frac{28^{0,1} - t^{0,1}}{28^{0,1} - 1}}$

Ajuste de Gumbel → $P = P_0 - \frac{1}{a} \times \mathrm{Ln}\left[\mathrm{Ln}\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]$, con los parámetros:

n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n
8	0,4843	0,9043	36	0,5410	1,1313	64	0,5533	1,1793
10	0,4952	0,9497	38	0,5424	1,1363	66	0,5538	1,1814
12	0,5035	0,9833	40	0,5436	1,1413	68	0,5543	1,1834
14	0,5100	1,0095	42	0,5448	1,1458	70	0,5548	1,1854
16	0,5157	1,0316	44	0,5458	1,1499	80	0,5569	1,1938
18	0,5202	1,0493	46	0,5468	1,1538	90	0,5586	1,2007
20	0,5236	1,0628	48	0,5477	1,1574	100	0,5600	1,2065
22	0,5268	1,0754	50	0,5485	1,1607	150	0,5646	1,2253
24	0,5296	1,0864	52	0,5493	1,1638	200	0,5672	1,2360
26	0,5320	1,0961	54	0,5501	1,1667	300	0,5699	1,2479
28	0,5343	1,1047	56	0,5508	1,1696	400	0,5714	1,2545
30	0,5362	1,1124	58	0,5515	1,1721	500	0,5724	1,2588
32	0,5380	1,1193	60	0,5521	1,1747	750	0,5738	1,2651
34	0,5396	1,1255	62	0,5527	1,1770	1000	0,5745	1,2685

$$a = \frac{\sigma_n}{\sigma}$$

$$P_o = P_m - \frac{y_n}{\sigma_n} \times \sigma$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \times \left(\sum_{i=1}^{n} P_i^2 - nP_m^2\right)}$$

COEFICIENTE CORRECTOR UMBRAL DE ESCORRENTÍA

MAPA DE ISOLÍNEAS

Tiempo de concentración de la cuenca

$$S = \frac{900 - 160}{31000} = 2'38 \cdot 10^{-2}$$

$$t_c = 0'3 \times \left(\frac{L}{S^{0'25}}\right)^{0'76} = 0'3 \times \left(\frac{31}{(2'38 \cdot 10^{-2})^{0'25}}\right)^{0'76} = 8'29\,h$$

Ajuste de Gumbel

Año	$P_{max\ diaria}$	$P_{máx\ 24\ horas}$	$P_{máx\ 24\ horas}^2$
1	65	73,45	5.394,90
2	71	80,23	6.436,85
3	75	84,75	7.182,56
4	85	96,05	9.225,60
5	42	47,46	2.252,45
6	49	55,37	3.065,84
7	50	56,5	3.192,25
8	45	50,85	2.585,72
9	63	71,19	5.068,02
10	78	88,14	7.768,66
11	66	74,58	5.562,18
TOTAL	689	778,57	57.735,03

$P_{24} = 1'13 \times P_{diaria}$

$$P_m = \frac{689}{11} = 62'63\ mm$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1}\left(\Sigma P_i^2 - n P_m^2\right)} = \sqrt{\frac{1}{10}\left(57735'03 - 10 \cdot 62'63^2\right)} = 43'02$$

+ Parámetros ajuste de Gumbel

$n = 10$ — $y_n = 0'4952 \longrightarrow \sigma_n = 0'9497$

$n = 12$ — $y_n = 0'5035 \longrightarrow \sigma_n = 0'9833$

$\Downarrow$ $\Downarrow$

$y_n = 0'49935$ $\sigma_n = 0'9665$

$$\frac{1}{a} = \frac{\sigma}{\sigma_n} = \frac{43'02}{0'9665} = 44'51$$

$$P_o = P_m - \frac{y_n}{\sigma_n} \times \sigma = 44'51 - \frac{0'49935}{0'9665} \cdot 43'02 = 22'28\ mm$$

+ Para $T = 100$ años

$$P_{100} = P_o - \frac{1}{a} \ln\left(\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right) = 22'28 - 44'51 \ln\left(\ln\left(\frac{100}{100-1}\right)\right) = 227'03\ mm$$

Intensidad diaria

$$I_d = \frac{P_{24}}{24} = \frac{227'03}{24} = 9'46 \text{ mm/h}$$

Intensidad para t_c

$$\text{Intervalos} \Rightarrow \frac{8'29\,h \times 60\,min}{45\,min} = 11$$

→ El hidrograma se hace para 11 intervalos de 45 min !

45 min → 0'75 h

↓

Precipitación total caída en 0'75 h

0'75 h x 11 intervalos = 8'25 h

$$I_t = I_d \times \left(\frac{I_h}{I_d}\right)^{\frac{28^{0'1} - t^{0'1}}{28^{0'1} - 1}}$$

$$I_{8'25} = 9'46 \times 9^{\left(\frac{28^{0'1} - 8'25^{0'1}}{28^{0'1} - 1}\right)} = 23'08 \text{ mm/h}$$

Precipitación total del aguacero

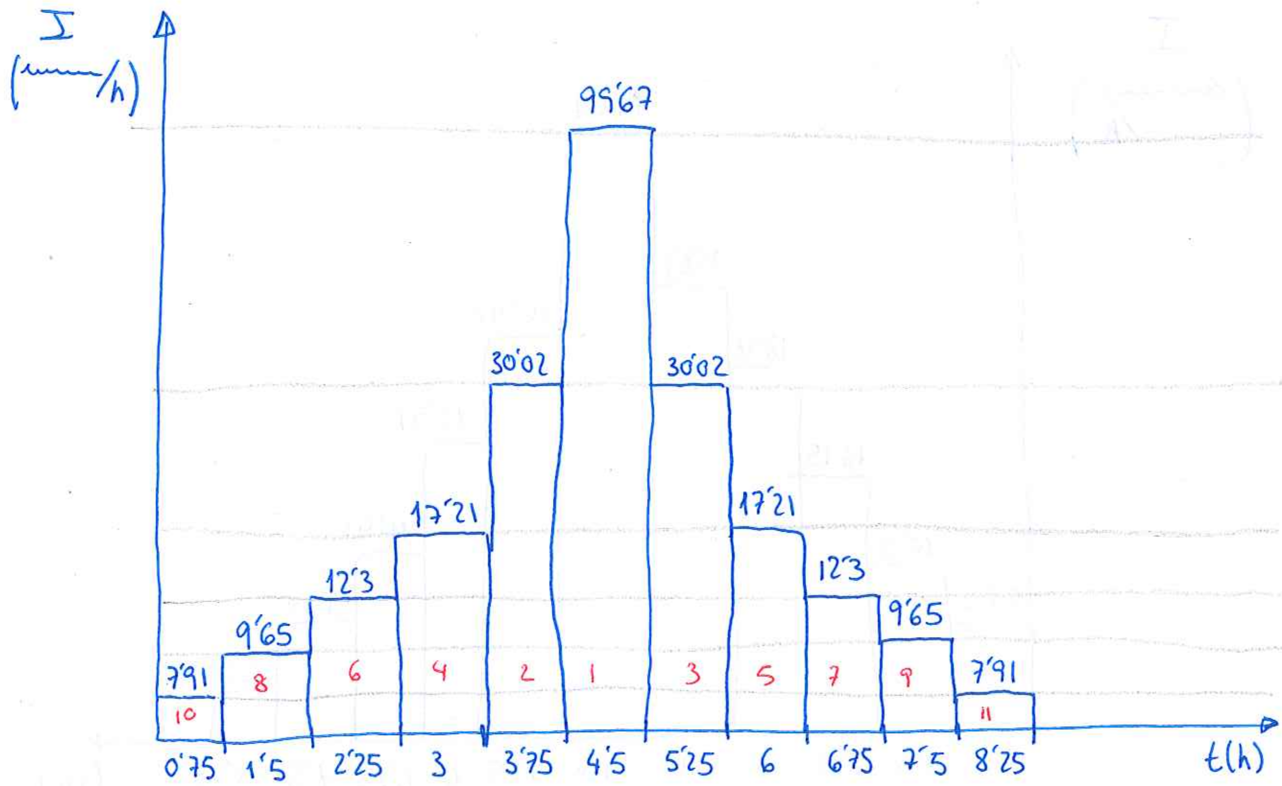
$$P_{8'25} = 23'08 \times 8'25 = 190'41 \text{ mm}$$

Hietograma simétrico

n	t(h)	I (mm/h)		H (mm/h)	P (mm)
1	0'75	99'67		$H_1 = I_1 = 99'67$	74'75
2	1'50	67'65			
3	2'25	53'24	$2H_3 = 3I_3 - I_1$	30'02	$2\times(30'02\times0'75) = 45'03$
4	3	44'66			
5	3'75	38'83	$2H_5 = 5I_5 - 3I_3$	17'21	$2\times(17'21\times0'75) = 25'81$
6	4'5	34'55			
7	5'25	31'25	$2H_7 = 7I_7 - 5I_5$	12'3	$2\times(12'3\times0'75) = 18'45$
8	6	28'62			
9	6'75	26'45	$2H_9 = 9I_9 - 7I_7$	9'65	$2\times(9'65\times0'75) = 14'47$
10	7'5	24'63			
11	8'25	23'08	$2H_{11} = 11I_{11} - 9I_9$	7'91	$2\times(7'91\times0'75) = 11'86$
					190'41 mm

$H \times 0'75 \Rightarrow P$

$$I_t = 9'46 \times 9^{\left(\frac{28^{0'1} - t^{0'1}}{28^{0'1} - 1}\right)}$$



Hietograma asimetrico

n	t(h)	I (mm/h)	H (mm/h)	Pluviograma H x 0'75h (mm)
1	0'75	99'67	$H_1 = I_1 = 99'67$	
2	1'5	67'65	$H_2 = 2I_2 - I_1 = 35'63$	
3	2'25	53'24	$H_3 = 3I_3 - 2I_2 = 24'42$	
4	3	44'66	$H_4 = 4I_4 - 3I_3 = 18'92$	
5	3'75	38'83	$H_5 = 5I_5 - 4I_4 = 15'51$	
6	4'5	34'55	$H_6 = 6I_6 - 5I_5 = 13'15$	
7	5'25	31'25	$H_7 = 7I_7 - 6I_6 = 11'45$	
8	6	28'62	$H_8 = 8I_8 - 7I_7 = 10'21$	
9	6'75	26'45	$H_9 = 9I_9 - 8I_8 = 9'09$	
10	7'5	24'63	$H_{10} = 10I_{10} - 9I_9 = 8'25$	
11	8'25	23'08	$H_{11} = 11I_{11} - 10I_{10} = 7'58$