

**CUERPO TÉCNICO
GRADO MEDIO
DE I.T.O.P.
JUNTA DE
ANDALUCÍA
EJEMPLOS
DOCUMENTACIÓN
1º EJERCICIO TEST
PRÁCTICO**



**O P O S I C I O N E S
C A M I N O S A N D A L U C Í A**

Índice:

1.- Documentos Teórico-Prácticos.

2.- Guías Rápidas.

**3.- Exámenes prácticos ITOP
JUNTA.**

**4.- Exámenes prácticos ICCP
Junta.**

**5.- Exámenes prácticos ITOP e
ICCP Estado.**

**6.- Supuestos prácticos
elaboración propia.**

EJEMPLOS DE DOCUMENTOS TEÓRICO – PRÁCTICOS

- **GEOTECNIA VIAL**
- **FORMULARIO BÁSICO**
- **ESQUEMA CÁLCULO
DRENAJE**

- **ACCIÓN.** Toda causa capaz de originar una sollicitación o efecto en la estructura o en sus elementos. En el ámbito de esta Guía, representan el esfuerzo que la estructura transmite al terreno a través del elemento de cimentación.
- **ARCILLA.** Fracción de suelo cuyas partículas tienen un tamaño aparente menor de 0,002 mm en los ensayos granulométricos por sedimentación.
- **ARENA.** Fracción de suelo cuyas partículas tienen un tamaño comprendido entre 0,08 mm y 2 mm. Fina hasta 0,2 mm; media hasta 0,6 mm; gruesa por encima de 0,6 mm.
- **CALICATA.** Excavación de pequeña profundidad realizada manualmente o con maquinaria.
- **COEFICIENTE DE MAYORACIÓN DE CARGAS.** Factor por el que se multiplican los valores representativos de las acciones para obtener los valores a utilizar en el cálculo.
- **COEFICIENTE DE MINORACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL TERRENO.** Coeficiente por el que se divide el valor estimado para una determinada propiedad resistente del terreno para obtener el valor a utilizar en los cálculos.
- **COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.** Relación entre la resistencia del terreno a lo largo de una superficie y la resistencia mínima necesaria para el equilibrio estricto según dicha superficie.
- **COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL HUNDIMIENTO.** Relación entre el valor de la carga que produce el hundimiento y el valor de la carga actuante.
- **COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO.** Relación entre los momentos estabilizadores y volcadores alrededor de un punto o eje de giro, en el análisis de un movimiento de giro cinemáticamente posible.
- **COLAPSO.** Reducción súbita de volumen que experimentan algunos suelos (suelos colapsables) al aumentar su humedad.
- **CONSOLIDACIÓN.** Proceso de reducción de volumen de los suelos saturados debido a la expulsión de agua. En sentido general también se aplica a cualquier proceso de densificación de los suelos o de aumento de su resistencia.
- **CORTO PLAZO.** Los suelos saturados (o casi saturados) y poco permeables ($k < 10^{-4}$ cm/s como referencia aproximada) experimentan un crecimiento de las presiones intersticiales al cargarlos. Se entiende que una situación es de «corto plazo» cuando el suelo, previamente cargado, no ha disipado las presiones intersticiales generadas por las cargas. (Véase «largo plazo»).

- **RESISTENCIA AL CORTE.** Tensión tangencial máxima que un suelo puede soportar sin alcanzar la rotura. Se distinguen varias situaciones:
 - «Con drenaje» o a «largo plazo». Corresponde a aquellas situaciones en las que, bien por unas buenas condiciones de drenaje, bien por el largo tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga, el terreno ha disipado los excesos de presión intersticial que hubieran podido generarse durante el proceso de carga.
 - «Sin drenaje» o a «corto plazo». Corresponde a aquellas situaciones en las que, bien por falta de drenaje, bien por el escaso tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga, existen en el terreno las mismas presiones intersticiales que se generarían si no existiese drenaje.
- **RESISTENCIA DE PICO.** Valor máximo de la resistencia alcanzada en un proceso de rotura con tensiones tangenciales monótonamente crecientes en el plano de rotura.
- **RESISTENCIA RESIDUAL.** Valor de la resistencia correspondiente a grandes deformaciones de deslizamiento en el plano de rotura de los suelos, cuando las partículas han sido reorientadas y, en general, la resistencia ha disminuido.
- **ROCA.** Agregado de minerales formando porciones continuas, de dimensiones superiores a 10 cm y cuya resistencia a compresión simple supera el umbral de 1 MPa.
- **SITUACIÓN DE PROYECTO.** Esquema simplificado de un problema real que se caracteriza por un período de tiempo durante el cual se puede considerar que los factores que afectan a la seguridad no varían, todo lo cual sirve de base para realizar los cálculos correspondientes. Es sinónimo de «situación de cálculo» según se define en la IAP.
- **SOLICITACIÓN.** En esta Guía se usa como sinónimo de acción.
- **SUELO.** Parte del terreno que se puede disgregar con cierta facilidad en fragmentos individuales de menos de 10 cm de dimensión máxima. La «facilidad» de disgregación puede calificarse mediante la resistencia a compresión simple que, en general, será inferior a 1 MPa.
- **SUELO COHESIVO.** Suelo que tiene cohesión apreciable pero inferior 0,5 MPa. Valores mayores son propios de las rocas. Normalmente, los suelos cohesivos tienen un porcentaje de finos superior al 15% y este valor se usará en esta Guía como identificador del carácter cohesivo.
- **SUELO GRANULAR.** Suelo formado esencialmente por fragmentos de roca de tamaño pequeño (< 10 cm), separados (sin cohesión) y con contenidos escasos de la fracción fina. Salvo especificación en contra, se entenderá que un suelo es granular cuando su contenido en finos sea menor que el 15%.

Al menos tres de esos «puntos de reconocimiento» serán explorados mediante sondeos y toma de muestras del terreno. Los otros puntos pueden reconocerse mediante penetrómetros continuos (estáticos preferentemente).

En los sondeos se deben tomar muestras suficientes para identificar el terreno (tipos de suelo atravesados, ensayos granulométricos y límites de Atterberg, etc.), y poder levantar perfiles longitudinales y transversales que identifiquen claramente los diferentes tipos de terreno, y las propiedades índice correspondientes.

La situación del nivel freático, en los casos de suelos blandos, resulta de especial importancia. Los sondeos de reconocimiento deben equiparse para poder medir el nivel piezométrico correspondiente y su evolución en el tiempo.

2.2. Caracterización Geotécnica.

Una vez conocida la configuración del terreno en la zona de estudio, debe procederse a caracterizar geotécnicamente cada una de las formaciones existentes. Esta caracterización se hará normalmente mediante ensayos «in situ», y/o mediante ensayos de laboratorio efectuados sobre muestras inalteradas. Para ello puede ser conveniente realizar algún sondeo adicional, una vez que se haya definido claramente y se hayan identificado cada uno de los tipos de suelo cuyas características intervienen en el proyecto de mejora.

En general, en el caso de suelos blandos, interesa conocer los siguientes aspectos:

- Resistencia al corte sin drenaje: Este dato puede obtenerse por varios procedimientos.
- Resistencia al corte en condiciones drenadas: Normalmente se obtendrá esta información mediante ensayos triaxiales CD o CU con medida de presiones intersticiales.
- Deformabilidad y permeabilidad: En suelos blandos resulta apropiada la realización de ensayos edométricos con muestras inalteradas.
- Resulta de especial importancia determinar la densidad seca y la humedad natural de todas las muestras que se ensayen. La toma de muestras específicas para determinar la humedad del suelo es siempre conveniente.

La caracterización geotécnica de cada una de las formaciones existentes, unida a la identificación realizada previamente, debe permitir la configuración de un «modelo» del terreno, que sirva para el cálculo posterior de cada una de las alternativas del tratamiento posibles. En ocasiones puede ser necesario preparar varios modelos planos representando distintas secciones de interés. Rara vez será necesario realizar un modelo tridimensional del terreno cuyo tratamiento de mejora se estudia.

2.3. Evaluación Previa del Problema.

Para poner de manifiesto la necesidad y adecuación de la mejora en su caso, debe analizarse la solución de construcción de la obra en cuestión en el caso de no tratar el terreno.

3.- ELECCIÓN DEL TIPO DE TRATAMIENTO.

Una vez identificada la necesidad de tratar el terreno para conseguir la mejora de algún aspecto, debe elegirse el procedimiento más adecuado de entre los existentes. Los aspectos que han de considerarse son:

- Tipo de problema que se pretende resolver.
- Tipo de terreno.
- Condicionantes de la obra (plazo y precio).

En el cuadro siguiente se reflejan los principales tratamientos de mejora en función del problema geotécnico identificado:

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		MEJORA DE			PROFUNDIDAD EFICAZ DEL TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESIS- TENCIA	DEFORMA- BILIDAD	PERMEA- BILIDAD	
Sustitución del terreno	Cualquier suelo problemático (suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables)		Sí	Sí	Sí	Moderada (normalmente menos de 3 m)
Compactación con rodillo	Cualquier terreno no saturado		Sí	Sí	No	Pequeña (normalmente menos de 1 m).
Precargas	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Hasta varias decenas de metros
Mechas drenantes	No	Sí	No	No	Sí	Hasta varias decenas de metros
Vibración profunda	Sí Vibroflotación	Sí Vibrosustitución	Sí	Sí	No	Normalmente hasta 15 m de profundidad
Compactación dinámica	Cualquier tipo		Sí	Sí	No	Véase epígrafe 7.2.4
Inyecciones	Impregnación (véase nota al pie)	No aplicable	Algo	Algo	Sí	Hasta más de 100 m
	Hidrofracturación: cualquier terreno		Algo	Sí	Sí	
	Desplazamiento: cualquier terreno		Sí	Sí	Sí	
Jet-grouting	Cualquier tipo		Sí	Sí	Sólo con columnas secantes	Normalmente menos de 20 m
Columnas de grava	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	Sí	Normalmente menos de 20 m
Columnas de suelo cemento	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 20 m
Claveteado o cosido del terreno	Suelos de consistencia media o superior		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 10 m

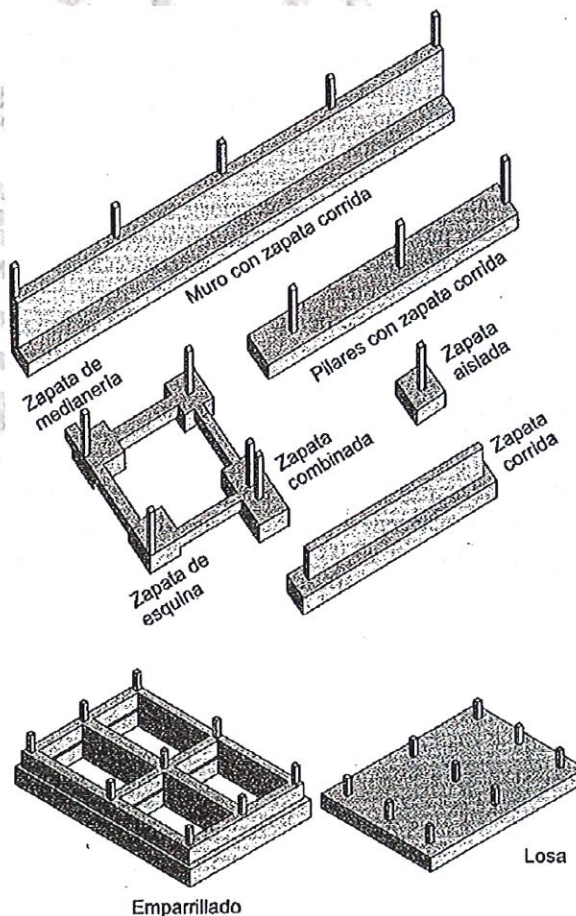
NOTA: La permeabilidad inicial del terreno que se requiere para poder impregnarlo, depende del producto inyectado:

Lechadas de cemento: $k_{\text{terreno}} > 10^{-2}$ cm/s
 Lechadas de microcemento: $k_{\text{terreno}} > 10^{-3}$ cm/s
 Geles y otros productos químicos: $k_{\text{terreno}} > 10^{-4}$ cm/s

4.- CIMENTACIONES DIRECTAS.

Como se ha dicho anteriormente, una cimentación directa es aquella que reparte las cargas de estructura en su plano horizontal de apoyo. En otras acepciones habituales a estas cimentaciones se les llama a veces superficiales, definiéndolas como aquellas cuyo plano o base de apoyo se sitúa a una profundidad igual o menor a 5 veces su anchura o dimensión mínima en planta.

Existen dos tipos fundamentales de cimentaciones directas: las zapatas y las losas. Las zapatas pueden ser individuales para un solo pilar o combinadas, recogiendo en una zapata varios pilares. Un caso particular de zapata combinada es la zapata corrida o continua, que recibe una serie de pilares alineados o un muro. Finalmente, un caso que se puede considerar intermedio entre las zapatas y las losas es el de la cimentación por medio de un emparrillado, que consiste en una serie de zapatas corridas, entrecruzadas en dos direcciones.



Definiciones Básicas

1. Presión total bruta (q_b): es la presión vertical total que actúa en la base de la cimentación (cociente entre la carga total y el área de la cimentación); incluye todas las componentes verticales: sobrecargas, peso de la estructura, peso del propio cimiento, etc.

2. Presión total neta (q_{neta}): es la diferencia entre q_b y la presión vertical total del terreno (q_0) al nivel de la base de la cimentación (sobrecarga de tierras); usualmente q_{neta} es el incremento de tensión vertical total a dicho nivel.

3. Presión efectiva bruta (q'_b): es la diferencia entre la presión total bruta y la presión intersticial (u) al nivel de la cimentación.

4. Presión efectiva neta (q'_{neta}): es la diferencia entre q'_b y la presión efectiva vertical (q'_0) debida a la sobrecarga de tierras al nivel de la cimentación (obsérvese que $q_{neta} = q'_{neta}$):

$$q'_{neta} = q'_b - q'_0 = (q_b - u) - (q_0 - u) = q_b - q_0 = q_{neta}$$

5. Presión de hundimiento (q_h , q'_h): es la presión vertical para la cual el terreno agota su resistencia al corte; puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas.

6. Presión admisible frente al hundimiento (q_{ad} , q'_{ad}): es la presión vertical para la cual se cuenta con un coeficiente de seguridad adecuado frente al hundimiento; puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas. Esta presión no tiene por qué ser la finalmente seleccionada como admisible para la estructura; así, aunque cuente con suficiente seguridad frente al hundimiento, no incluye ninguna limitación especial frente a los asentos, de forma que la estructura podría deformarse en exceso, aunque no se hunda.

7. Presión admisible de trabajo (q_{adt} , q'_{adt}): es la presión vertical admisible para una determinada estructura teniendo en cuenta no sólo la seguridad frente al hundimiento, sino también su tolerancia a los asentos; obviamente será igual o menor que q_{ad} puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas.

Condiciones que debe cumplir la cimentación

Estabilidad global

La estructura y su cimiento pueden fallar globalmente sin que se produzcan, antes, otros fallos locales. Este tipo de rotura es típico de cimentaciones en taludes o en medias laderas.

Estabilidad frente al hundimiento

Este fallo del terreno puede ocurrir cuando la carga actuante sobre el terreno, bajo algún elemento del cimiento, supera la carga de hundimiento.

Estabilidad frente al deslizamiento

El contacto de la cimentación con el terreno puede estar sometido a tensiones de corte. Si éstas superan la resistencia de ese contacto se puede producir el deslizamiento entre ambos elementos, cimentación y terreno.

Estabilidad frente al vuelco

El vuelco es típico de estructuras cimentadas sobre terrenos cuya capacidad portante es mucho mayor que la necesaria para sostener la cimentación, de otra forma, antes de producirse el vuelco se provocaría el hundimiento del cimiento.

Capacidad estructural del cimiento

Los esfuerzos en los elementos estructurales que componen el cimiento, igual que cualquier otro elemento estructural, pueden sobrepasar su capacidad resistente. Los estados límites últimos que, en ese sentido, deben considerarse son los mismos que con el resto de los elementos estructurales.

Características de la cimentación

La cimentación se definirá por sus dimensiones características tales como anchuras (B), longitudes (L), etc.

Las cimentaciones que no tengan formas rectangulares podrán asimilarse a rectángulos equivalentes para aplicar las fórmulas que aquí se indican para cimentaciones rectangulares.

La profundidad de cimentación (D) será una estimación del valor mínimo que razonablemente cabe esperar en cada situación de proyecto en alguno de los lados de la cimentación.

\emptyset	N_q	N_c	N_γ
20	6,399	14,834	2,948
21	7,070	15,814	3,495
22	7,821	16,882	4,134
23	8,661	18,047	4,878
24	9,603	19,322	5,745
25	10,661	20,719	6,758
26	11,853	22,253	7,940
27	13,198	23,940	9,323
28	14,719	25,801	10,941
29	16,442	27,858	12,839
30	18,399	30,137	15,068
31	20,629	32,668	17,691
32	23,174	35,486	20,784
33	26,089	38,634	24,439
34	29,436	42,159	28,771
35	33,292	46,118	33,916
36	37,748	50,579	40,048
37	42,914	55,622	47,376
38	48,926	61,343	56,166
39	55,949	67,857	66,745
40	64,185	75,302	79,528
41	73,885	83,845	95,036
42	85,359	93,691	113,935
43	98,997	105,09	137,074
44	115,287	118,348	165,547
45	134,848	133,849	200,771

Coefficientes de forma

Tras una serie muy cuidada de ensayo en modelo reducido en arena, De Beer (1970) dedujo las siguientes expresiones :

$$S_q = 1 + \frac{B^*}{L^*} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$S_c = S_q$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B^*}{L^*}$$

Coefficientes de inclinación

Las expresiones que proporcionan los valores de los coeficientes de inclinación se deben a Schultze (1952), Caquot y Odgaard entre otros:

$$i_q = (1 - 0,7 \cdot \text{tg} \delta)^3$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

para $\phi = 0$

$$i_q = 0,5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B^* \cdot L^* \cdot c}}\right)$$

$$i_\gamma = (1 - \text{tg} \delta)^3$$

δ = ángulo de desviación de la carga respecto a la vertical.

Nota: Cuando se puede asegurar cierta cohesión "c" en el contacto de la cimentación con el terreno se podrá tomar un ángulo "δ" menor, dado por la expresión:

$$\text{tg} \delta^* = \frac{\text{tg} \delta}{1 + \frac{B^* \cdot L^* \cdot c}{V \cdot \text{tg} \phi}}$$

Esta forma aproximada de considerar el efecto de la inclinación no debe utilizarse para inclinaciones del cimienta superiores al 10 %.

Influencia de las condiciones de agua sobre la capacidad de carga con drenaje

Las condiciones hidrogeológicas del terreno de cimentación tienen una importancia fundamental a la hora de determinar la capacidad de carga de las cimentaciones directas o superficiales.

5.- CIMENTACIONES PROFUNDAS.

La cimentación de puentes y otras estructuras en obras de carretera exige, en general, la transmisión de grandes cargas concentradas, por lo que en ocasiones la cimentación directa (zapatas superficiales) no es conveniente.

La presencia de espesores grandes de suelos blandos próximos a la superficie es una de las razones principales para proyectar una cimentación profunda, pero, además, existen otros motivos que pueden hacerla más recomendable. La previsión de posibles socavaciones en cauces fluviales o en zonas costeras o la presencia de heterogeneidades importantes (cavidades cársticas, por ejemplo) son también motivos frecuentes para elegir una cimentación profunda.

En todo caso, la elección del tipo de cimentación, superficial o profunda, debe hacerse lo antes posible, pues los reconocimientos geotécnicos necesarios para el Proyecto normalmente serán diferentes en uno y otro caso. Generalmente, tales reconocimientos, en caso de duda, deben permitir el proyecto de ambas alternativas.

Las pequeñas obras de fábrica y los terraplenes no suelen requerir cimentación profunda excepto en zonas de terrenos muy blandos. En esos casos se suelen realizar tratamientos de mejora del terreno, aunque también pueden realizarse pilotajes de sustentación, que suelen ser pilotes de pequeña capacidad unitaria espaciados regularmente.

Los tipos de cimentación profunda que pueden resultar en un determinado proyecto son muy variados, si bien, a efectos de ordenar las recomendaciones que siguen, pueden agruparse de la manera siguiente:

- a) **Pilotes aislados:** También denominados pila-pilote. Suelen ser elementos de gran capacidad portante que prolongan la estructura de la pila de apoyo dentro del terreno, hasta la profundidad requerida. Es una solución bastante extendida para puentes de luces moderadas. Se ha aplicado en muchas ocasiones con pilotes hincados.
- b) **Grupos de pilotes:** Es la solución más usual. La carga de la pila se transmite a varios pilotes a través de un encepado relativamente rígido, que enlaza sus cabezas.
- c) **Zonas pilotadas:** Pilotes regularmente espaciados que en ocasiones se usan para reducir asentos o mejorar la seguridad frente al hundimiento de losas, terraplenes etc. Suelen ser pilotes de escasa capacidad de soporte individual.

En cuanto a su forma de trabajo, los pilotes o los pilotajes pueden clasificarse en:

FJHC

Donde:

 Q_p = Resistencia unitaria por punta. α = Factor que depende del tamaño medio de los granos de arena y tiene el siguiente valor: $\alpha = 0,1$ MPa Arenas finas $D_{50} < 0,2$ mm $\alpha = 0,2$ MPa Arenas gruesas $D_{50} > 0,6$ mmpara valores intermedios de D_{50} , el valor de α puede interpolarse linealmente. N_{60} = Valor medio del índice N del ensayo SPT, promediado en la zona de la punta, normalizado a la energía estándar del 60%. f_d = Factor adimensional que tiene en cuenta el tamaño del pilote (diámetro D) y puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$f_d = 1 - D \cdot 1/3 \geq 2/3$$

La resistencia unitaria por fuste en suelos granulares puede considerarse igual al valor siguiente:

$$R_f = 2N_{60} \text{ (kPa)} \leq 90 \text{ kPa}$$

Donde:

 N_{60} = Valor del índice N del ensayo SPT (con las correcciones mencionadas), correspondiente a cada profundidad de cálculo.

Rozamiento Negativo

Normalmente la cabeza del pilote (o el encepado que une las cabezas, en los grupos de pilotes) asienta algo más que la superficie del terreno que lo circunda. Pero existen ocasiones en que ocurre lo contrario.

El terreno que circunda a los pilotes, puede asentarse más que éstos, cuando se colocan sobrecargas (rellenos de tierras) cerca de los pilotes después de haberlos construido, o cuando se construyen los pilotes antes de que el terreno se haya consolidado bajo el peso de rellenos o cargas, que previamente se hubieran podido colocar. En estos casos ha de considerarse la acción del rozamiento negativo.

El rozamiento negativo puede producirse también por rebajamientos del nivel freático, asentamientos en suelos arenosos poco densos a causa de vibraciones y por otros motivos menos frecuentes.

Dada la gran rigidez vertical de los pilotes, o de los grupos de pilotes, debe considerarse que existe posibilidad de rozamiento negativo siempre que, tras la construcción de los pilotes, pueda producirse un asiento significativo de la superficie del terreno. Un asiento de 1 cm puede producir ya efectos notables.

Como observamos, es el resultado de integrar una ley triangular de presiones según las fórmulas generales anteriormente expuestas. Su resultante está situada a una profundidad $\frac{2}{3} \cdot H$ desde la coronación del muro.

Si tenemos el caso particular en que $\beta = 0$ (superficie del terreno en el trasdós horizontal) se tiene:

$$\lambda'_h = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi}$$

$$\lambda'_v = 0$$

Volviendo a la nomenclatura inicial del apartado, tendríamos que para este caso particular el coeficiente de empuje activo sería:

$$K_a = \frac{(1 - \operatorname{sen} \varphi)}{(1 + \operatorname{sen} \varphi)}$$

Y el valor para el empuje sería el ya citado:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

Teoría de Rankine

La teoría de Rankine para el cálculo de empujes en terrenos granulares se basa en las hipótesis de que el terreno presenta superficie libre plana y está en el llamado estado Rankine, en el cual presenta dos series de superficies planas de rotura, formando ángulos de $45 \pm \varphi/2$ con la horizontal.

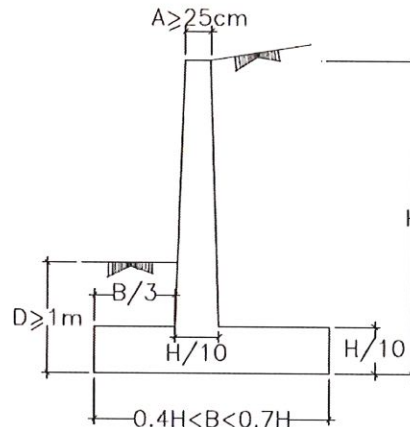
Para el caso particular de trasdós vertical, las componentes P_h y P_v de la presión a profundidad z vienen dadas por las expresiones:

$$P_h = \gamma \cdot z \cdot \lambda'_h$$

$$P_v = \gamma \cdot z \cdot \lambda'_v$$

Siendo:

$$\left. \begin{aligned} \lambda'_h &= \cos^2 \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \\ \lambda'_v &= \operatorname{sen} \beta \cdot \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \end{aligned} \right\}$$

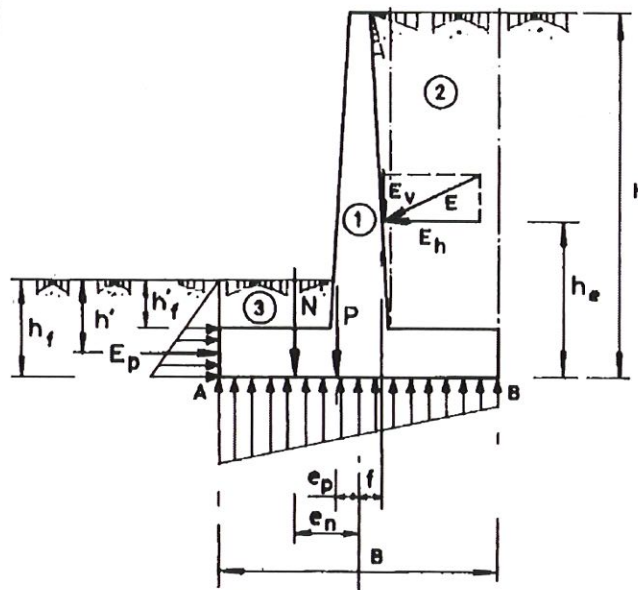


Tomando como dimensión de referencia la altura H del muro y siendo el trasdós vertical, la base del alzado tendrá una dimensión $H/10$, mientras que la coronación se realizará con una anchura igual o superior a 25 cm. En cuanto al cimiento, se procurará que la profundidad de cimentación sea igual o superior a 1 m; el canto del cimiento será de $H/10$, mientras que la dimensión B oscilará entre $0.4 \times H$ y $0.7 \times H$, de los que aproximadamente $B/3$ corresponderán a la puntera.

Comprobación al Deslizamiento

La fuerza que puede producir el deslizamiento es la componente horizontal del empuje activo E_h .

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son el rozamiento entre la base del muro y el terreno de cimentación, el eventual empuje pasivo E_p frente a la puntera del muro y la componente vertical del empuje activo E_v .



Resumen de Cálculo

DATOS

- Ángulo de rozamiento interno (φ)
- Ángulo de rozamiento tierras-muro (δ)
Como valor de δ puede tomarse:
 $\delta = \frac{2}{3}\varphi$
- Peso específico del terreno (γ)

DESARROLLO

□ **Introducción**

Las tierras empujan hacia abajo con un valor igual a su peso, y en sentido horizontal con un valor proporcional al peso de las tierras.

El valor del empuje horizontal de las tierras del trasdós de un muro varía proporcionalmente con la altura. Es decir, la ley de empujes es lineal, siendo mínima en coronación y máxima en la base.

La expresión general del empuje horizontal (E) a una profundidad H es, por tanto:

$E = K\gamma H$	E	[T/m ²]
	K	Coefficiente de empuje
	γ	[T/m ³]
	H	profundidad [m]

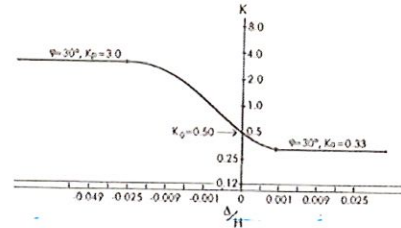
El coeficiente de empuje de las tierras varía con el comportamiento del muro que las sostiene. Más concretamente varía con los desplazamientos relativos entre el terreno y el muro, es decir:

- Si el muro es flexible y se "aleja" de las tierras el empuje se llama Activo.
- Si el muro empuja contra las tierras es decir que se "acerca", el empuje se llama Pasivo.
- Si el muro está fijo, por ejemplo porque está arriostrado, el empuje se llama Reposo.

Los valores del empuje son muy diferentes (hasta 10 veces) según se trate de uno u otro tipo. La forma de medirlo es mediante la deformación del muro y una idea de la variación se muestra en el gráfico, donde:



- las deformaciones (Δ) negativas indican que el muro empuja (Pasivo).
- las deformaciones (Δ) positivas indican que la tierra empuja (Activo).
- en los valores cercanos a $\Delta=0$ se encuentran los valores del Reposo.



□ **Empujes**

Los empujes dependen de la deformación γ , por tanto se puede tener un orden de magnitud del empuje si se conoce, de alguna forma, la deformabilidad de la coronación del muro.

- **Desplazamiento relativo entre el muro y el terreno**
Como orden de magnitud, se puede utilizar la siguiente regla:

- El empuje activo se moviliza para desplazamientos positivos del muro (hacia fuera) del orden de milésimas de la altura:

$$\Delta > \frac{H}{1000}$$

Por tanto, se moviliza en muros de contención (en ménsula).

- El empuje pasivo se moviliza para desplazamientos negativos del muro (hacia las tierras) del orden de centésimas de la altura:

$$\Delta > \frac{H}{100}$$

Por tanto, se moviliza en zonas de muros en las que existe un claro movimiento del muro hacia el terreno.

- El empuje al reposo se moviliza para desplazamientos intermedios entre ambos.

Por tanto, se moviliza en muros de sótano, es decir, coaccionados en coronación por un forjado.

PREPARA
www.oposiciones.com

FORMULARIO BÁSICO

1.- CARRETERAS

✚ Determinación de la categoría de firme (IMDp):

Fórmula:

$$IMDp = IMD \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{p}{100}\right) \cdot \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n \cdot \left(1 + \frac{ind}{100}\right)$$

Donde:

- IMD: IMD (en ambos sentidos)
- p: Porcentaje de pesados
- r: Tasa de crecimiento anual
- ind: Tráfico inducido (en puesta en servicio)
- n: Puesta en servicio: 5 años

Ejemplo:

- IMD: 15000
- p: 20%
- r: 2%
- ind: 15%
- n: 5 años

$$IMDp = 15000 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{20}{100}\right) \cdot \left(1 + \frac{2}{100}\right)^5 \cdot \left(1 + \frac{15}{100}\right) = 1904 \Rightarrow \text{categoría T1}$$

✚ Determinación de la deflexión de cálculo (dc):

Fórmula:

$$d_c = C_h \cdot C_t \cdot d_k$$

Donde:

- Ch: coeficiente de corrección por humedad
- Ct: coeficiente de corrección por temperatura
- dk: deflexión característica

- K_A (adimensional): factor reductor de la precipitación por área de la cuenca.
- P_0 (mm): umbral de escorrentía.

✚ Riesgo de aterramiento (i):

Fórmula:

$$i = \frac{L}{H} \cdot (J_0 \cdot \sqrt{\frac{b}{B} - j})$$

Donde:

- L (m): longitud del tubo
- H (m): altura del tubo
- J_0 (adimensional): pendiente del cauce
- j (adimensional): pendiente del tubo
- B (m): anchura del tubo
- b (m): dimensión mayor de entre la anchura natural del cauce y la del tubo

✚ Intensidad máxima por carril (se mide en vehículos ligeros equivalentes/hora/carril) para un determinado nivel de servicio (I_p):

Fórmula:

$$I_p = \frac{I}{PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p}$$

Donde:

- I: intensidad horaria por calzada (veh/h)
- PHF: factor de hora punta
- N: número de carriles por calzada
- f_{HV} : factor de ajuste por vehículos pesados
- f_p : factor de ajuste por población

✚ Factor de ajuste por vehículos pesados (f_{HV}):

Fórmula:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$$

Donde:

- P_T : proporción de vehículos pesados en tanto por uno
- E_T : equivalente de vehículos pesados
- P_R : proporción de vehículos de recreo en tanto por uno
- E_R : equivalente de vehículos de recreo

2.- FERROCARRILES

✚ Longitud de desvío para tangente dada (L):

Fórmula:

$$L = \frac{2a}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Donde:

- a: ancho de vía
- (alfa): ángulo entre la vía desviada y la directa en el cruzamiento del desvío

✚ Radio en metros en curva con peralte máximo (R):

Fórmula:

$$v = 4,5\sqrt{R}$$

Donde:

- v (km/h): velocidad

✚ Peralte teórico en milímetros (H):

Fórmula:

$$H = 13,7 \frac{v^2}{R}$$

Donde:

- v (km/h): velocidad
- R (m): radio

✚ Rampa característica en milímetros (R_c):

Fórmula:

$$R_c = i + \frac{800}{R}$$

Donde:

- i: pendiente en milésimas
- R (m): radio

✚ Limitación cinemática (en mm/m):

Fórmula:

$$\frac{dz}{ds} = \frac{\text{peralte (mm)}}{\text{longitud clotoide (m)}}$$

✚ Limitación dinámica (en mm/s):

Fórmula:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{ds}{dt} \cdot \frac{dz}{ds} = \text{velocidad (m/s)} \cdot \frac{\text{peralte (mm)}}{\text{longitud clotoide (m)}}$$

✚ Limitación de confort (en mm/s):

Fórmula:

$$\frac{dI}{dt} = \text{Insuficiencia (mm)} \cdot \frac{\text{velocidad (m/s)}}{\text{longitud clotoide (m)}}$$

✚ Variación máxima del ángulo vertical de giro en rad/s:

Fórmula:

$$\Phi = \frac{h}{a} \cdot \frac{v}{L}$$

Donde:

- h (mm): peralte
- a (mm): ancho entre ejes de carril
- v (m/s): velocidad
- L (m): longitud de clotoide

✚ Grado de saturación (a):

Fórmula:

$$a = \frac{N}{C_p}$$

Donde:

- N: número de circulaciones reales
- C_p: capacidad práctica

3.- COSTAS

✚ **Altura de ola en rotura en playas de pendiente suave (H_b):**

Fórmula:

$$\frac{H_b}{d_b} \cong 0,8$$

Donde:

- d_b (m): profundidad

✚ **Unidades phi de Wenworth de la arena:**

Fórmula:

$$D = 2^{-\phi}$$

$$\phi = -\log_2 D$$

Donde:

- D (mm): diámetro de la arena

✚ **Media y desviación típica de una determinada arena:**

Fórmulas:

$$M_\phi = \frac{\phi_{84} + \phi_{16}}{2}$$

$$\sigma_\phi = \frac{\phi_{84} - \phi_{16}}{2}$$

O bien, con datos ampliados:

$$M_\phi = \frac{\phi_{84} + \phi_{50} + \phi_{16}}{3}$$

$$\sigma_\phi = \frac{\phi_{84} - \phi_{16}}{4} + \frac{\phi_{95} - \phi_5}{6}$$

Nota: la desviación estándar tiene que ser siempre positiva.

- ✚ **Distribución Weibull para hallar la altura de ola significativa H_s que es superada en un número de años promedio T_r (período de retorno):**

Fórmula:

$$H_s = \beta \cdot \left(-\ln\left(\frac{1}{\lambda} \cdot T_r\right)\right)^{\frac{1}{\gamma}} + \alpha$$

- ✚ **Régimen medio a extremal:**

Fórmula:

$$H_{1/3} = \sigma_N y + \mu_N$$

$$\sigma_E = 0,4848 \cdot \sigma_N$$

$$\mu_E = 1,6449 \cdot \sigma_N + \mu_N$$

$$y = -\ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T_r}\right)\right)$$

- ✚ **Ley de Snell de la refracción:**

Fórmula:

$$\frac{\text{sen}\alpha_0}{\text{sen}\alpha_1} = \frac{L_0}{L_1}$$

- ✚ **Período (T) a partir del período pico (T_p):**

Fórmula:

$$T = 0,95T_p$$

- ✚ **Transformación de oleaje a indefinidas desde intermedias:**

Fórmula:

$$H_s(\text{indefinidas}) = H_s(\text{intermedias}) \cdot \frac{k_\alpha}{k_r}$$

Donde:

- K_α : coeficiente direccional
- k_r : coeficiente de refracción

4.- AGUAS

Pérdida de carga localizada:

Fórmula:

$$\Delta H = k \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

- K: coeficiente que varía
- v (m/s): velocidad
- g (m/s²): aceleración de la gravedad

Pérdida de carga continua:

Fórmula:

$$\Delta H = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} L$$

Donde:

- f: f de Darcy
- D (m): diámetro
- v (m/s): velocidad
- g (m/s²): aceleración de la gravedad
- L (m): longitud de la tubería

Colebrook:

Fórmula:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k/D}{3,715} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Donde:

- f: f de Darcy
- k: rugosidad absoluta
- Re: número de Reynolds

✚ Calado crítico en canal rectangular:

Fórmula:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$$

Donde:

- Q (m³/s): caudal
- b (m): anchura
- g (m/s²): aceleración de la gravedad

✚ Calado vertiente por aliviadero (h):

Fórmula:

$$Q = c_d \cdot L_u \cdot h^{3/2}$$

Donde:

- c_d: coeficiente de desagüe
- L_u: longitud útil

✚ Energía específica mínima:

Fórmula:

$$H_{min}^0 = \frac{3}{2} y_c$$

Donde:

- y_c (m): calado crítico

✚ Energía específica:

$$H_0 = y + \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

- y (m): calado
- v (m/s): velocidad
- g (m/s²): aceleración de la gravedad

+ Cierre rápido (Allievi):

Fórmula:

$$\Delta H = \frac{a \cdot v}{g}$$

Donde:

- v (m/s): velocidad del agua
- a (m/s): celeridad
- g (m/s²): aceleración de la gravedad

+ Longitud crítica:

Fórmula:

$$L = \frac{a \cdot T}{2}$$

Donde:

- a (m/s): celeridad
- T (s): período

+ Potencia suministrada por el motor de una bomba (en CV):

Fórmula:

$$N = \frac{Q \cdot \gamma \cdot H}{75 \cdot \eta}$$

Donde:

- Q (m³/s): caudal
- H (m): salto
- Eta: rendimiento

GUÍA SUPER RÁPIDA PARA USAR EL MÉTODO RACIONAL

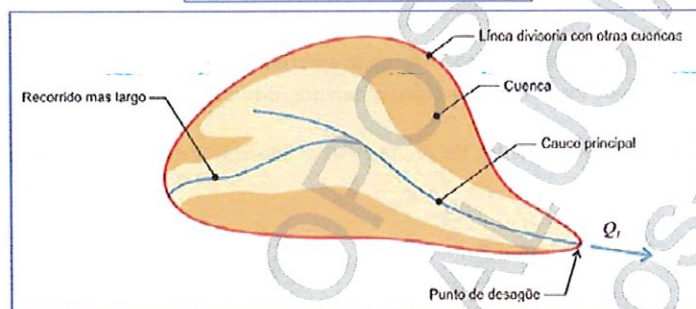
Los problemas de DRENAJE que nos pueden aparecer tanto en aguas como en carreteras generalmente van enfocados a calcular el Q que desagua la cuenca que estamos estudiando o que vamos a interceptar con una infraestructura, y por lo tanto es necesario obtenerlo para dimensionar una obra de drenaje.

Esta guía pretende resumir lo que aparece en la norma 5.2 IC de drenaje de forma rápida y sencilla, para no tener que acudir al texto legal, que a veces es algo farragoso.

El método a utilizar es el RACIONAL, es decir, el método que se aplica para calcular caudales en **cuenca que tienen una superficie menor a 50 km²** (Punto 2.1 de la Norma 5.2 IC, aprobada por ORDEN/FOM/298/2016, en su página 18893).

La fórmula del MÉTODO RACIONAL es la siguiente:

$$Q_T = \frac{I(T, t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3,6}$$



Dónde:

- Q_T (m³/s): Caudal máximo anual correspondiente al período de retorno T , en el punto de desagüe de la cuenca.
- $I(T, t_c)$ (mm/h): Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno considerado T , para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración t_c , de la cuenca.
- C (adimensional): Coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie considerada.
- A (km²): Área de la cuenca o superficie considerada.
- K_t (adimensional): Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.

Antes de entrar en números es importante que atender a varios aspectos:

- En la fórmula hay un 3,6 en el denominador, esto es porque queremos obtener el Q en m³/seg e introducimos el área de la cuenca en Km y la Intensidad en mm/h. Pero, si tienes todas las cifras en las mismas unidades, **no hay que poner el 3,6** (cuidado, es un fallo muy habitual). Por lo tanto, hay que tener mucho cuidado con las dimensiones cuando saquemos los parámetros.
- Si te fijas, la Intensidad de la precipitación es la relacionada con una duración equivalente al tiempo de concentración, que es el tiempo a partir del cual ya aporta caudal al desagüe toda la cuenca.
- El cálculo de caudales por este método es como las "matrioskas", te metes en una fórmula que te deriva a otra, y luego a otra, y luego a otra y así hasta no acabar. Por eso voy a desarrollar un esquema general del orden que hay que aplicar para tener una visión global del proceso y así ser más rápido en los cálculos.
- En caso de que no dé tiempo a resolver el ejercicio, es importante dejar por escrito al menos los pasos que se seguirían.
- A lo largo de la guía se avisa mediante un cuadro en amarillo de los parámetros que dependen del periodo de retorno (T), por si se tiene que hacer un cálculo para varios periodos de retorno poder hacerlo más rápido.
- Algunas gráficas o tablas se pueden ver en baja resolución en esta guía ya que están extraídas y pegadas de la propia norma 5.2 IC, por lo que se recomienda imprimir en grande y a color aquellas figuras que no se aprecien con la calidad suficiente.

OBTENCIÓN DE PARÁMETRO P_d (Apartado 2.2.2.2 de la Norma 5.2 IC y Documento de Máximas lluvias diarias del Ministerio de Fomento)

Se refiere a la Precipitación diaria correspondiente al periodo de retorno T correspondiente. En la norma se nos indica que este valor tendrá que ser el mayor de entre:

- Datos publicados por la Dirección General de Carreteras
- Estudio estadístico de las series de precipitaciones diarias máximas anuales, medidas en los pluviómetros existentes en la cuenca, o próximos a ella. Se debe ajustar a la serie de precipitaciones máximas registrada en cada pluviómetro, la función de distribución extremal más apropiada a los datos de la zona, considerando al menos las funciones Gumbel y SQRT ET-max.

Habitualmente en los problemas esto suele ser dato directamente, pero si no lo es, nos tenemos que ir al documento "Máximas lluvias diarias en la España peninsular" publicado por la DGC en 1999 (documento adjunto), donde a partir de la siguiente fórmula lo podemos obtener:

$$P_d = P \cdot \gamma$$

Los parámetros de P y de γ los obtenemos de los gráficos por zonas de España y de la Tabla existente:

C _v	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.168	1.355	1.640	1.854	2.058	2.295	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.688	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.433	1.732	1.943	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.961	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.087
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.703	3.120
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.193
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.558	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.596	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.285	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.565	2.007	2.342	2.700	3.099	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.129	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.789
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.850

[Dependen del Periodo de Retorno (T)]



TABLA 7.1 del MAPA para el cálculo de máximas precipitaciones diarias en la España peninsular.

Como ejemplo, imagínate que lo queremos calcular para Oviedo, para ello nos fijamos en la línea morada que lo cruza y en su valor "55" (esto es la P de la fórmula) y en la línea roja que lo cruza "0.35" (esto es el valor de C_v, o sea la primera columna de la tabla).

Por lo que si estamos diseñando una obra de drenaje transversal (ODT), que tendrá un periodo de retorno T = 100 años según la propia norma 5.2 IC, entonces entramos en la tabla con C_v = 0,35 y con T = 100 y nos queda el valor de "2,22" (que será el valor de γ de la fórmula).

El documento permite interpolar si hay alguna zona que queda entre 2 valores.

NOTA: El valor de P viene en mm/día, por lo que P_d también vendrá en mm/día (P_d sería la máxima lluvia que se produciría en un día para ese periodo de retorno).

OBTENCIÓN DE PARÁMETRO K_A (Apartado 2.2.2.3 de la Norma 5.2 IC)

Se trata del factor reductor de la precipitación por área de la cuenca, tiene en cuenta la no simultaneidad de la lluvia en toda su superficie. Se obtiene a partir de la siguiente formula:

Dónde:

- K_A (adimensional): Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca
- A (km²): Área de la cuenca

$$K_A = \begin{cases} 1 & \text{Si } A < 1 \text{ km}^2 \\ 1 - \frac{\log_{10} A}{15} & \text{Si } A \geq 1 \text{ km}^2 \end{cases}$$

OBTENCIÓN DE PARÁMETRO I_d (Apartado 2.2.2.2 de la Norma 5.2 IC)

Una vez ya hemos obtenido P_d y K_A ya podemos obtener I_d (Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al periodo de retorno T, en mm/h), con la siguiente fórmula:

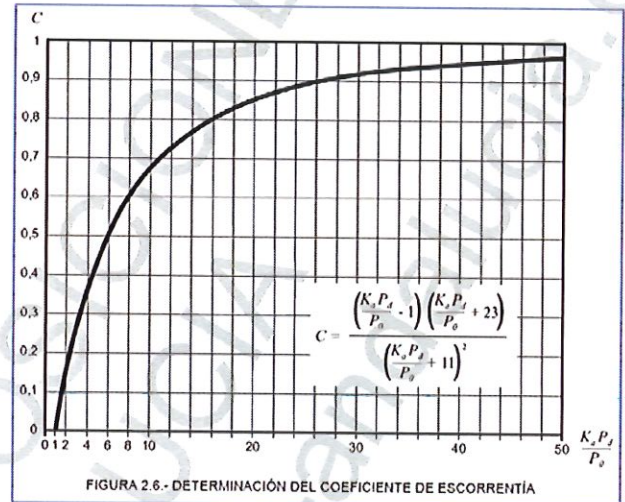
$$I_d = \frac{P_d \cdot K_A}{24}$$

PASO 3: Cálculo del coeficiente de escorrentía C (Apartado 2.2.3 de la Norma 5.2 IC)

El coeficiente de escorrentía define la parte de la precipitación de intensidad I(T, tc) que genera el caudal de avenida en el punto de desagüe de la cuenca (es decir, de la lluvia, que parte se infiltra y que parte se va a tragar mi ODT en el punto de salida de la cuenca).

Para obtenerlo también sucede como en los casos anteriores, es decir, se necesitan "sub" parámetros para entrar en la ecuación, aunque como no es tan largo como para la Intensidad, aquí lo he puesto en el orden inverso de cómo lo harías. La formulación analítica y gráfica es:

$$\begin{aligned} &\text{Si } P_d \cdot K_A > P_0 && C = \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1\right) \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23\right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11\right)^2} \\ &\text{Si } P_d \cdot K_A \leq P_0 && C = 0 \end{aligned}$$



Dónde:

- **C (adimensional):** Coeficiente de escorrentía
- **Pd (mm):** Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T considerado (*obtenido antes*)
- **K_A (adimensional):** Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca (*obtenido antes*)
- **P₀ (mm):** Umbral de escorrentía (epígrafe 2.2.3.2).

NOTA: Si te fijas, el Coeficiente de escorrentía fluctúa entre valores de 0 y 1, algo lógico ya que si tiene valor 0 implica que toda el agua que llueve se infiltra (el umbral de escorrentía es mayor que la precipitación diaria existente) y tiene valor 1 si resulta que no infiltra nada, es decir el suelo es impermeable y por lo tanto toda la lluvia se transforma en escorrentía.

OBTENCIÓN DE PARÁMETRO P₀ (Apartado 2.2.3.2 de la Norma 5.2 IC)

El umbral de escorrentía P₀, representa la precipitación mínima que debe caer sobre la cuenca para que se inicie la generación de escorrentía. Se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$P_0 = P_0^i \cdot \beta$$

Dónde:

- **P₀ (mm):** Umbral de escorrentía
- **P₀ⁱ (mm):** Valor inicial del umbral de escorrentía (epígrafe).
- **β (adimensional):** Coeficiente corrector del umbral de escorrentía (epígrafe)

- Cuando no se disponga de información suficiente en la propia cuenca de cálculo o en cuencas próximas similares, para llevar a cabo la calibración, se puede tomar el valor del coeficiente corrector a partir de los datos de la **TABLA 2.5**, correspondientes a las regiones de la **FIGURA 2.9** (este es el caso más habitual). En este caso, se procede de la siguiente forma:

- En las cuencas del Levante y Sureste peninsular se debe estar a lo especificado en el apartado 2.3
- En el resto de las cuencas se debe proceder como sigue, atendiendo al tipo de obra de que en cada caso se trate:
 - > Drenaje transversal de vías de servicio, ramales, caminos, accesos a instalaciones y edificaciones auxiliares de la carretera y otros elementos anejos (siempre que el funcionamiento hidráulico de estas obras no afecte a la carretera principal) y drenaje de plataforma y márgenes: Se debe aplicar el producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía por un factor dependiente del período de retorno T, considerado para el caudal de proyecto en el elemento de que en cada caso se trate:

$$\beta^{PM} = \beta_m \cdot F_T \quad \leftarrow \quad \text{!Dependen del Periodo de Retorno (T)!}$$

- > Drenaje transversal de la carretera (puentes y obras de drenaje transversal): producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía corregido por el valor correspondiente al intervalo de confianza del cincuenta por ciento, por un factor dependiente del período de retorno T considerado para el caudal de proyecto, es decir:

$$\beta^{DT} = (\beta_m - \Delta_{50}) \cdot F_T \quad \leftarrow \quad \text{!Dependen del Periodo de Retorno (T)!}$$

Dónde:

- > **β_{PM} (adimensional)**: Coeficiente corrector del umbral de es-correntía para drenaje de plataforma y márgenes, o drenaje transversal de vías auxiliares
- > **β_{DT} (adimensional)**: Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para drenaje transversal de la carretera
- > **β (adimensional)**: Valor medio en la región, del coeficiente corrector del umbral de escorrentía (tabla 2.5)
- > **F_T (adimensional)**: Factor función del período de retorno T (tabla 2.5)
- > **Δ_{50} (adimensional)**: Desviación respecto al valor medio: intervalo de confianza correspondiente al cincuenta por ciento (50 %)

TABLA 2.5
↑



TABLA 2.5.- COEFICIENTE CORRECTOR DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA: VALORES CORRESPONDIENTES A CALIBRACIONES REGIONALES

Región	Valor medio, β_m	Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del			Periodo de retorno T (años), F_T				
					2	5	25	100	500
		50% Δ_{50}	67% Δ_{67}	90% Δ_{90}					
11	0,90	0,20	0,30	0,50	0,80	0,90	1,13	1,34	1,59
12	0,95	0,20	0,25	0,45	0,75	0,90	1,14	1,33	1,56
13	0,60	0,15	0,25	0,40	0,74	0,90	1,15	1,34	1,55
21	1,20	0,20	0,35	0,55	0,74	0,88	1,18	1,47	1,60
22	1,50	0,15	0,20	0,35	0,74	0,90	1,12	1,27	1,37
23	0,70	0,20	0,35	0,55	0,77	0,89	1,15	1,44	1,82
24	1,10	0,15	0,20	0,35	0,76	0,90	1,14	1,36	1,63
25	0,60	0,15	0,20	0,35	0,82	0,92	1,12	1,29	1,48
31	0,90	0,20	0,30	0,50	0,87	0,93	1,10	1,26	1,45
32	1,00	0,20	0,30	0,50	0,82	0,91	1,12	1,31	1,54
33	2,15	0,25	0,40	0,65	0,70	0,88	1,15	1,38	1,62
41	1,20	0,20	0,25	0,45	0,91	0,96	1,00	1,00	1,00
42	2,25	0,20	0,35	0,55	0,97	0,99	1,18	1,46	1,78
511	2,15	0,10	0,15	0,20	0,81	0,91	1,12	1,30	1,50
512	0,70	0,20	0,30	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
52	0,95	0,20	0,25	0,45	0,89	0,94	1,09	1,22	1,38
63	2,10	0,25	0,35	0,60	0,88	0,87	1,16	1,39	1,56
61	2,00	0,25	0,35	0,60	0,77	0,91	1,10	1,18	1,17
71	1,20	0,15	0,20	0,35	0,82	0,94	1,00	1,00	1,00
72	2,10	0,30	0,45	0,70	0,67	0,86	1,00	-	-
81	1,30	0,25	0,35	0,60	0,76	0,90	1,14	1,34	1,58
821	1,30	0,35	0,50	0,85	0,82	0,91	1,07	-	-
822	2,40	0,25	0,35	0,60	0,70	0,86	1,16	-	-
83	2,30	0,15	0,25	0,40	0,83	0,85	1,21	1,51	1,85
91	0,85	0,15	0,25	0,40	0,72	0,88	1,19	1,52	1,95
92	1,45	0,30	0,40	0,70	0,82	0,94	1,00	1,00	1,00
93	1,70	0,20	0,25	0,45	0,77	0,92	1,00	1,00	1,00
941	1,80	0,15	0,20	0,35	0,88	0,87	1,17	1,39	1,64
942	1,20	0,15	0,25	0,40	0,77	0,91	1,11	1,24	1,32
951	1,70	0,30	0,40	0,70	0,72	0,88	1,17	1,43	1,78
952	0,85	0,15	0,25	0,40	0,77	0,86	1,13	1,32	1,54
101	1,75	0,30	0,40	0,70	0,76	0,90	1,12	1,27	1,39
1021	1,45	0,15	0,25	0,40	0,79	0,93	1,00	1,00	1,00
1022	2,05	0,15	0,25	0,40	0,79	0,93	1,00	1,00	1,00

En Ceuta y Melilla se adoptarán valores similares a los de la región 61.
Pueden obtenerse valores intermedios por interpolación adecuada a partir de los datos de esta tabla
En todos los casos $F_{100}=1,00$

- Para obtener los valores, los pasos son los siguientes:
1. Entrás en la Figura 2.9 en la región para la que vayas a calcular el Q, y obtienes el valor de la "Región"
 2. Con ese dato entras en la primera columna de la Tabla 2.5, y ya puedes obtener el β_m y el Δ_{50}
 3. Para obtener el F_T , simplemente es el cruce de la región de antes con la columna para cuyo Periodo de Retorno hayas calculado el Q, generalmente si es ODT será 100 años, por lo que en el cruce con T = 100 años obtienes el valor de F_T

**EJEMPLO DE GUÍAS
RÁPIDAS
AGUAS Y OO.HH.**

PREPARACION EJERCICIO: GUÍA RÁPIDA AGUAS Y OO.HH.

Básicamente, los problemas del ejercicio práctico de aguas se pueden agrupar en los siguientes tipos fundamentalmente:

ÍNDICE

CANALES.....	2
TUBERÍAS.....	4
PROBLEMAS DE REGULACIÓN GRÁFICA.....	7
PROBLEMAS DE LAMINACIÓN DE AVENIDAS.....	10
PRESAS: SISTEMA HIDRÁULICO.....	12
ALIVIADEROS:.....	12
Perfil del vertedero, anchura y calado vertiente.....	12
Compuertas.....	13
Desagüe sobre compuerta.....	13
Cuenco amortiguador.....	14
Trampolín de lanzamiento.....	15
RESGUARDOS:.....	16
DESAGÜES DE FONDO.....	17
Capacidad de los desagües de fondo.....	17
PRESAS: COMPROBACIÓN MECÁNICA.....	18
PRESAS: ELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA.....	21
SALTOS HIDROELÉCTRICOS.....	22
ESTACIONES DE BOMBEO.....	23

Por lo general, un problema de examen englobar más de un tipo de problema de los mencionados, pero también una parte más TEÓRICA o de aplicación de la LEGISLACIÓN.

A este respecto, se ha incluido en la GUÍA un ANEXO expresamente dedicado a este tipo de cuestiones, cada vez más frecuentes, de aplicación práctica de la normativa legislativa.

En dicho Anexo se han incluido una serie de fichas y esquemas orientativos de muchas de las cuestiones que se pueden incluir en los problemas, documentación que de manera individual se puede ir ampliando con vuestros propios esquemas y notas.

1.- CANALES

El problema más típico y sencillo es el diseño de un canal en régimen permanente uniforme. Para ello utilizaremos casi siempre la fórmula de Manning.

$$Q = \frac{A * R_h^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}}{n} \left(\frac{m^3}{seg} \right)$$

Donde:

- A: Sección del flujo, va a ser función del calado y de la geometría del canal (m²)
- Rh: Radio hidráulico $R_h = A/p$; siendo p el perímetro mojado (m)
- I: Pendiente del canal
- n: Coeficiente de rugosidad de Manning. Se obtiene de tablas, y a veces aparece como Ks (En este caso $K_s = 1/n$). Si es hormigón, directamente $n = 0,014$

Naturaleza de las paredes	Coefficiente de Manning (n)
Canales sin revestir	
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa	0.020 - 0.025
En tierra ordinaria, superficie irregular	0.025 - 0.035
En tierra con ligera vegetación	0.035 - 0.045
En tierra con vegetación espesa	0.040 - 0.050
En tierra excavada mecánicamente	0.028 - 0.033
En roca, superficie uniforme y lisa	0.030 - 0.035
En roca, superficie con aristas e irregularidades	0.035 - 0.045
Canales revestidos	
Hormigón	0.013 - 0.017
Hormigón revestido con gunita	0.016 - 0.022
Encachado	0.020 - 0.030
Paredes de hormigón, fondo de grava	0.017 - 0.020
Paredes encachadas, fono de grava	0.023 - 0.033
Corrientes naturales	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente	0.027 - 0.030
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente	0.033 - 0.040
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia	0.035 - 0.050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados	0.060 - 0.080
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados, vegetación densa	0.100 - 0.200*
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña	0.050 - 0.080
Áreas de inundación adyacentes a canal ordinario	0.030 - 0.200*

* Se deben tomar los valores más elevados para corrientes profundas que sumerjan parte importante de la vegetación

Es importante señalar que muchos de los factores de la fórmula de Manning, para una geometría del canal conocida, se pueden poner en función del calado (como la sección o el radio hidráulico). Una "chuleta" que puede ser muy útil es la siguiente tabla:

NOTA: si se va a hacer uso de este ábaco, antes de emplearlo en el examen, mencionar las fórmulas anteriores.

PASOS A SEGUIR PARA UTILIZAR EL ÁBACO DE MOODY PARA OBTENER EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN F Y ASÍ NO TENER QUE ITERAR EN LA FORMULA DE COLEBROOK:

1. Calcular el N° de Reynolds, y en función de su resultado, tenemos que:
 - Régimen LAMINAR si $Re < 2.300$ (aprox.) -> Usar formula de Poiseuille
 - Régimen de TRANSICIÓN -> $2.300 < Re < 4.000$
 - Régimen TURBULENTO -> $Re > 4.000$
2. Calcular la RUGOSIDAD RELATIVA (ojo que ϵ y D tienen que estar en las mismas unidades)
3. En el eje horizontal buscas tu Re , y subes hasta cortar con la curva que inicia en tu rugosidad relativa en el eje de la derecha.
4. El corte te lo llevas horizontal hasta el eje vertical de la izquierda y ese es tu f .

Fórmula para calcular el número de Reynolds es:

$$Re = \frac{v * D}{\nu}$$

Sección Circular

Donde:

- v : velocidad de circulación del fluido (si no se dispone del dato, se puede suponer como 1-1,5 m/s)
- D : Diametro de la tubería
- ν : Viscosidad cinemática ($1 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

Formula de Poiseuille cuando tenemos flujo laminar:

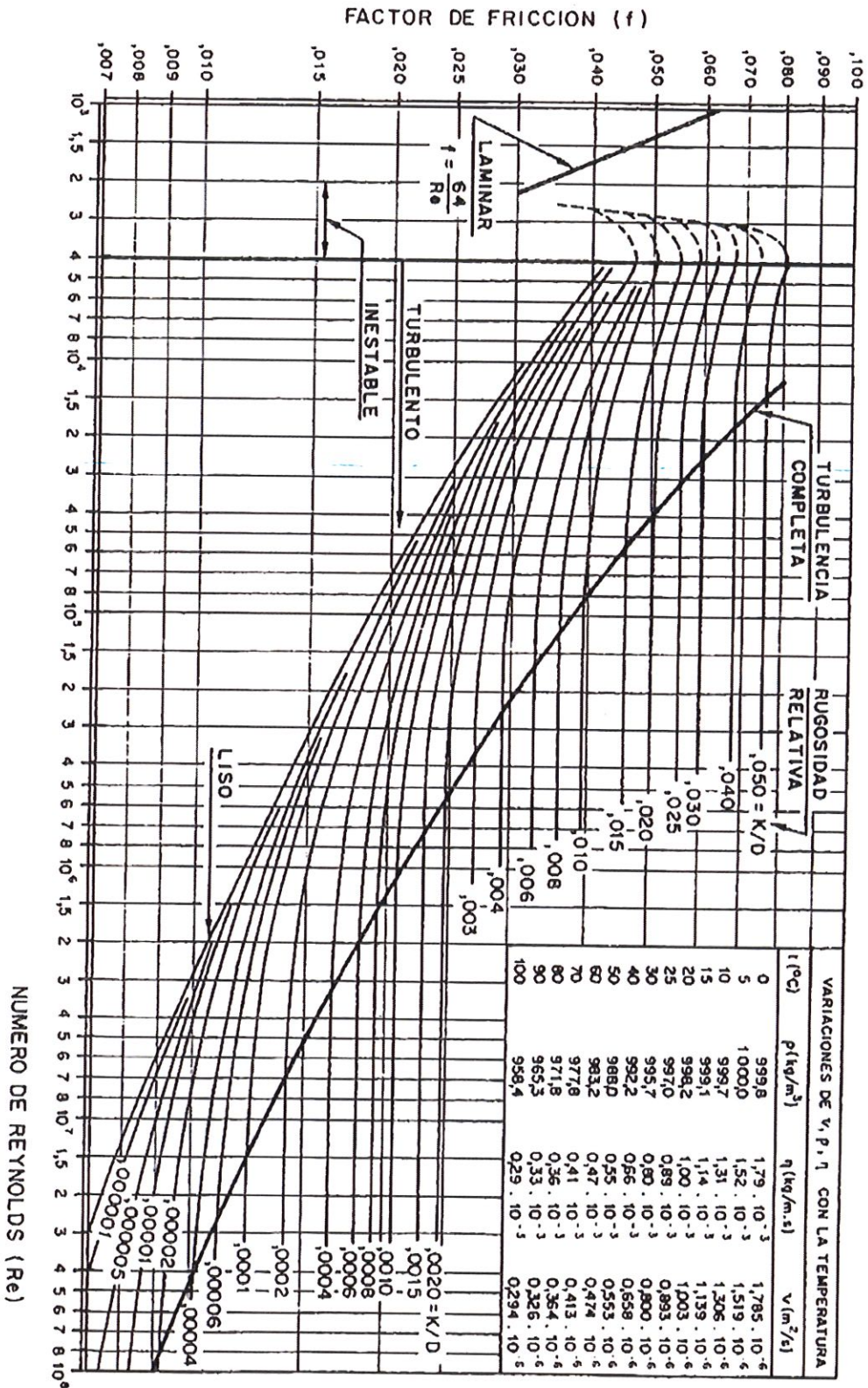
$$f = \frac{64}{Re}$$

Donde:

- Re : número de Reynolds
- f : Coeficiente de fricción

RUGOSIDAD ABSOLUTA DE MATERIALES			
Material	ϵ (mm)	Material	ϵ (mm)
Plástico (PE, PVC)	0,0015	Fundición asfaltada	0,06-0,18
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	0,01	Fundición	0,12-0,60
Tubos estirados de acero	0,0024	Acero comercial y soldado	0,03-0,09
Tubos de latón o cobre	0,0015	Hierro forjado	0,03-0,09
Fundición revestida de cemento	0,0024	Hierro galvanizado	0,06-0,24
Fundición con revestimiento bituminoso	0,0024	Madera	0,18-0,90
Fundición centrifugada	0,003	Hormigón	0,3-3,0

Valores de ϵ

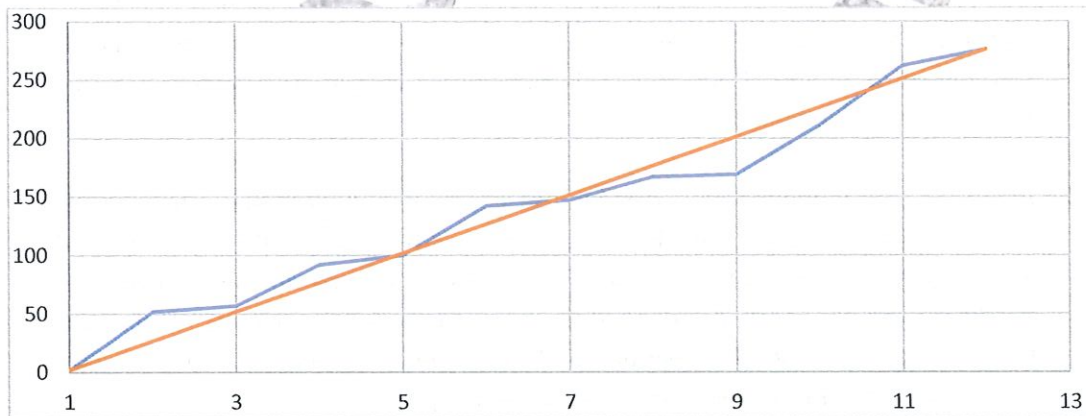


3.- PROBLEMAS DE REGULACIÓN GRÁFICA

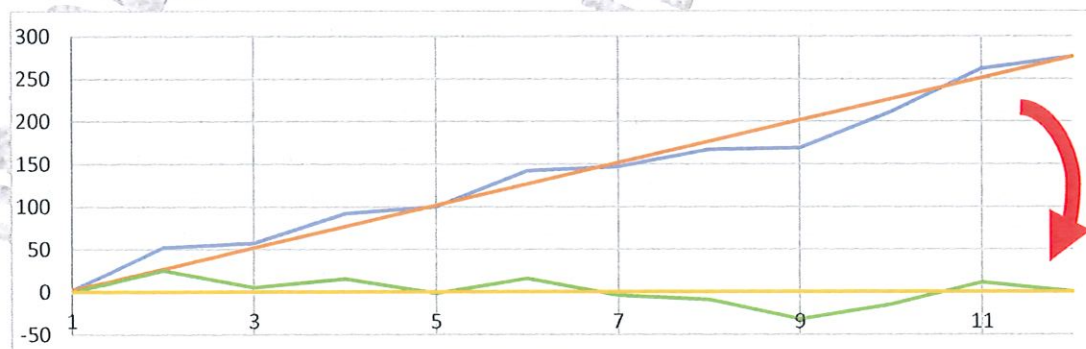
Básicamente consisten en utilizar curvas de aportaciones acumuladas para resolver gráficamente problemas de regulación.

El medio de trabajo es siempre un diagrama volúmenes – tiempo, en el que se representan las leyes de aportaciones y demandas acumuladas. Para evitar que estas leyes sean sistemáticamente crecientes, y por ello, incómodas a la hora de elaborar los gráficos y trabajar con ellos, lo que se hace es referirlas a un patrón común (la aportación media o la demanda media) y se conocen en este caso con el nombre de curvas de diferencias acumuladas.

Esto es importante entenderlo. Ejemplo: En el siguiente gráfico tendríamos las aportaciones acumuladas en azul, y en naranja la aportación media (Una línea uniendo los puntos inicial y final). Esa línea naranja es lo que se llama Patrón.



Pues bien, lo que se hace es similar a girar la gráfica, de tal forma que la línea naranja sea horizontal, restándole a cada valor de aportación acumulado el valor de la línea naranja en ese punto. Obtenemos así, la línea verde.

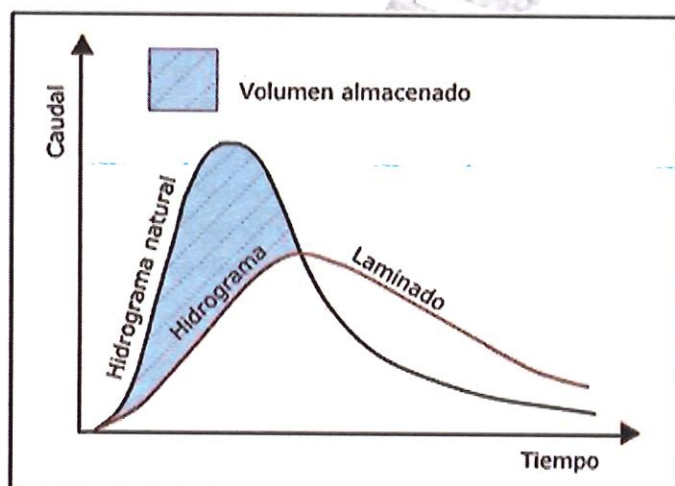


Qué representándola en una gráfica sola, tiene una pinta similar a las que nos encontramos en los ejercicios.

4.- PROBLEMAS DE LAMINACIÓN DE AVENIDAS

Se conoce como laminación de avenidas al fenómeno hidráulico que se produce en los embalses durante la evacuación de las avenidas. En el desarrollo del proceso la punta de la crecida al pasar por el embalse se reduce en magnitud y se retrasa en el tiempo.

Básicamente, sale menos caudal punta del que entra.



El hidrograma representa el caudal que entra en función del tiempo. El volumen que entra está representado por el área encerrada bajo el hidrograma. Lógicamente, el área del hidrograma natural (el que entra) será la misma que la del hidrograma laminado (el que sale) porque el agua que entra es la misma que tiene que salir, lo que sucede es que parte de ese volumen se queda un tiempo retenido en el embalse antes de salir, lográndose así que los caudales punta sean considerablemente inferiores.

Para calcular el hidrograma laminado necesitamos conocer las condiciones de desagüe del aliviadero (caudal que desagua en función de la altura sobre el labio del aliviadero), y la curva altura-volumen embalsado del embalse en cuestión (curva característica del embalse).

Con una hoja de cálculo es relativamente sencillo; pero en un problema escrito con poco tiempo, es imposible que te dé tiempo a calcularlo. Por tanto, en el caso de que preguntaran un problema de esto, habría que dejar explicado cómo se hace, hacer todas las simplificaciones posibles y un par de iteraciones, dejando indicado cómo se debería seguir.

El estudio de laminación se realiza mediante cálculo numérico; con una hoja de cálculo normalmente como decía, sacando una tabla con los siguientes términos:

- T: Intervalo de tiempo considerado en el cálculo. El que te indiquen, o el que quieras considerar. Es elección del ingeniero, cuanto más pequeño más preciso será el cálculo, pero más potencia de cálculo requerirá.

5.- PRESAS: SISTEMA HIDRÁULICO

ALIVIADEROS:

Perfil del vertedero, anchura y calado vertiente.

En este tipo de problemas, la fórmula principal es la de desagüe de un aliviadero:

$$Q_v = C_d * L * h^{3/2}$$

Donde Q_v es el caudal que se vierte, C_d el coeficiente de desagüe, L la longitud del labio del aliviadero (anchura del aliviadero) y h la altura de vertido (o calado vertiente).

El perfil del vertedero fundamentalmente va a influir sobre el coeficiente de desagüe. El que se suele utilizar, por conseguir un C_d mayor es el de Creager, y se suele hacer la simplificación de que es 2 ó 2,1. En realidad, el perfil del aliviadero se diseña para un calado vertiente, y el coeficiente de desagüe será el óptimo para ese calado vertiente; pero variaría en función del calado vertiente. Ese es importante saberlo, pero a la hora de hacer problemas, como no vamos sobrados de tiempo, siempre haremos la suposición de que se mantiene constante y en un valor de 2 ó de 2,1 (al gusto del consumidor).

Por tanto, en el lado derecho de la fórmula tenemos los tres conceptos: Perfil del vertedero (representado por el C_d); Anchura (L) y calado vertiente (h). En cada problema nos faltará alguno (o varios) y tendremos que jugar con la fórmula para dimensionar el aliviadero.

Sobre la anchura útil del aliviadero (L_u) hay que aplicar unas reducciones por el tipo de pilas y estribos que haya en el aliviadero.

$$L_u = L - 2 * (n * K_p + K_e) * h$$

Donde:

- K_p : Coeficiente por pilas
 - ♦ Pilas rectangulares con esquinas redondeadas: 0,02
 - ♦ Pilas redondeadas: 0,01
 - ♦ Pilas terminadas en pico: 0,0
- K_e : Coeficiente por estribos
 - ♦ Estribos rectangulares: 0,2
 - ♦ Estribos redondeados con radio de curvatura entre el 15% y el 50% del calado de diseño: 0,1
 - ♦ Estribos redondeados con radio de curvatura superior al 50% del calado de diseño: 0,00
- n : Número de pilas
- h : Altura de vertido

DESAGÜES DE FONDO

Se debe situar su entrada lo más abajo posible respecto al cauce original del río, pero dejando un cierto margen para el depósito de sedimentos. Podemos estimar unos 3-5 metros.

Se debe situar la cota de salida ligeramente por debajo de la entrada. (Pendiente de las tuberías, 1% para vaciado en mantenimiento)

Se deben disponer al menos 2 tuberías (normalmente del mismo diámetro)

Se debe disponer al menos un órgano de control y un órgano de seguridad por cada tubería.

Capacidad de los desagües de fondo

- ♦ Q desaguado con el embalse a la mitad de su altura > 3 x Q medio del río
- ♦ Con el conjunto de los desagües pueda lograrse en una semana reducir a la mitad la carga sobre la presa, supuestos nulos los caudales de entrada al embalse.
- ♦ Que con el conjunto de los desagües y con un caudal entrante igual al medio se consiga rebajar un 15% la carga en el curso de "unos días"

El libro de Presas de Fernando Delgado utiliza para calcular la velocidad en las tuberías la siguiente fórmula:

$$v = 0,6 * \sqrt{2 * g * h}$$

Donde h es la altura de agua sobre la salida de la tubería.

6.- PRESAS: COMPROBACIÓN MECÁNICA

La comprobación mecánica de las presas va a depender de su tipología. El caso que más nos interesa, por ser el que aparece en los problemas, es el de **presas de gravedad de hormigón**.

Las presas arco / bóveda y aligeradas tienen un cálculo tensional muy importante, y su cálculo se hace a ordenador, con lo cual, no lo vamos a encontrar en los problemas. Por su parte, la estabilidad en las presas de materiales sueltos se calcula con la estabilidad de sus taludes (círculos suecos); y programas que permitan calcular las infiltraciones... etc. En la práctica, no encontraremos problemas para resolver a mano de estas tipologías.

Las que nos interesan son las de gravedad de hormigón, en las que estudiaremos la estabilidad de una sección tanto al vuelco como al deslizamiento.

La comprobación mecánica de las presas de fábrica se realiza sistemáticamente para la combinación de solicitaciones que señala el Artículo 38 de la Instrucción de Grandes Presas y el Artículo 16 del RTSPE.

En el análisis de la estabilidad a deslizamiento de las presas de gravedad, las situaciones más exigentes son habitualmente la A2 (embalse lleno en situación normal) y la B21 (embalse lleno con drenes ineficaces). En casos de sismicidad alta la situación B22 (embalse lleno con sismo) suele ser más restrictiva que las anteriores. La metodología de cálculo es una aplicación elemental de los principios de física estática mediante el planteamiento del equilibrio de fuerzas y momentos. A estos efectos conviene tener en cuenta lo siguiente:

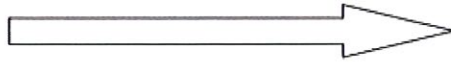
En el planteamiento del equilibrio de fuerzas tangenciales al plano de deslizamiento, se desconoce siempre la magnitud con que colabora cada una de las fuerzas estabilizantes (rozamiento, cohesión y empuje pasivo). Sin embargo, sí es posible acotar con una cierta aproximación el umbral máximo (valor extremo) que puede alcanzar cada una de ellas. Por lo tanto, esta condición fundamental de equilibrio se plantea siempre como una inecuación de la forma:

$$E_a \leq \frac{N \operatorname{tg} \varphi}{K_1} + \frac{c \Omega}{K_2} + E_p$$

- siendo E_a = Componente tangencial desestabilizadora (empuje del agua).
 N = Presión efectiva normal al plano de deslizamiento ($N = P - S$).
 P = Componente normal del peso.
 S = Subpresión.
 φ = Angulo de rozamiento.
 c = Cohesión.
 E_p = Empuje pasivo actuante sobre el tacón del repi de aguas abajo.
 Ω = Superficie comprimida del plano de deslizamiento.
 K_1 = Coeficiente de seguridad de las fuerzas de rozamiento, de valor 1,5 en situación normal, 1,2 en situación accidental y 1,1 en situación extrema.
 K_2 = Coeficiente de seguridad de las fuerzas de cohesión, de valor 5 en situación normal, 4 en situación accidental y 3 en situación extrema.

7.- PRESAS: ELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA

MAYOR EXIGENCIA EN CIMENTO



Tipología		Topografía	Cimiento	Materiales	Aliviadero	Economía
Bóveda		Cerradas estrechas (L/H < 3)	Roca de elevada capacidad portante	Materiales para hormigón (poco volumen)	Posible ubicar en el cuerpo de la presa	Buena, por el ahorro de material
Aligeradas		Cerradas anchas con poca variación de altura	Roca de adecuada capacidad portante	Materiales para hormigón (volumen medio)	Posible ubicar en el cuerpo de la presa	Positivo por ahorro de material, muy negativo por la complicación constructiva. En desuso por esto último.
Gravedad (De hormigón)		Prácticamente cualquiera, aunque conviene que sea estrecha y regular.	Evitar cimientos malos	Materiales para hormigón (mucho volumen)	Normalmente se ubica en el cuerpo de la presa	Requiere gran cantidad de material: precisamente por eso resultan caras.
Materiales sueltos con pantalla impermeabilizadora		Prácticamente cualquiera. Evitar laderas de fuerte pendiente o con fuertes irregularidades (Por asientos diferenciales y posibles despegues)	Muy poca exigencia en cuanto a cimientos	Materiales con capacidad portante suficiente (No requiere material impermeable, esta función la asume la pantalla)	No se puede ubicar en el cuerpo de la presa. Hay que buscarle otra ubicación (Un collado cercano, o en la cerrada a un lado del cuerpo de la presa). La ubicación del aliviadero suele ser el principal inconveniente de estas presas.	Va a depender fundamentalmente de la disponibilidad de materiales en las cercanías de la cerrada. Si la distancia del préstamo / cantera de origen de los materiales a la cerrada es alta, no serán económicas.
Materiales sueltos heterogénea (Escollera con núcleo impermeable)				Requiere un material con capacidad portante suficiente (escollera) y un material arcilloso impermeable		
Materiales sueltos homogénea				Requiere un material que cumpla simultáneamente con la capacidad portante y la función impermeabilizadora.		

PREPARAR

SOLAR

8.- SALTOS HIDROELÉCTRICOS

Potencia producida en una turbina:

$$P(kW) = \gamma \left(\frac{kN}{m^3} \right) * H(m) * Q \left(\frac{m^3}{s} \right) * \eta_b * \eta_a$$

Para potencia de una bomba igual, pero con los rendimientos dividiendo en lugar de multiplicando.

Productividad (Gwh)

$$P = \frac{9,8}{3600} * \rho * (H - \beta * \Delta h) * A_u$$

Donde:

- P: Productividad (Gwh)
- ρ : Rendimiento de los grupos
- H: Salto bruto disponible (m)
- Δh : Pérdidas de carga en conducciones cuando por ellas circula el caudal de equipamiento (m)
- A_u : Aportación turbinada (Hm^3)
- β : Coeficiente de eficacia. Se puede estimar en 0,8
- $\beta = \frac{\sum q_i * \Delta h_i * t_i}{\Delta h * A_u} * \frac{3600}{10^6}$
- q_i : Caudal turbinado durante el tiempo t_i , con unas pérdidas de carga Δh_i

9.- ESTACIONES DE BOMBEO

En determinados casos se pide salvar una determinada altura de bombeo, o altura manométrica, con una determinada infraestructura de bombeo. La altura manométrica a salvar será la suma de la altura geométrica más la necesaria para compensar las pérdidas de carga:

$$H_{manométrica} = H_{geométrica} + \Delta H_{continuas\ aspiración} + \Delta H_{continuas\ impulsión} + \Delta H_{localizadas}$$

Es con esta altura manométrica con la que se debe entrar en los gráficos de las bombas. Para seleccionar la infraestructura de bombeo más adecuada para cada caso, existen dos posibilidades generalmente:

- Posibilidad de fraccionar el caudal, disponiendo varias bombas en paralelo.
- Posibilidad de fraccionar la altura de elevación, disponiendo bombas en serie.

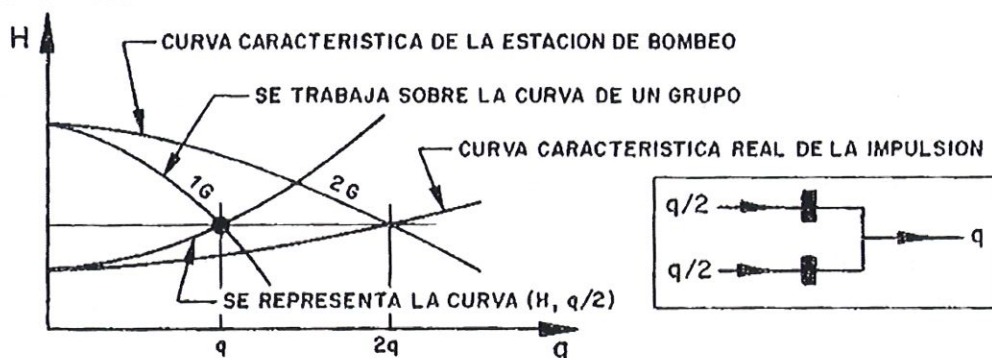
Además, hay que tener en cuenta dos ideas conceptuales:

- Si se acoplan varios rodets en serie, a la bomba se la denomina "multicelular".
- A una bomba se la denomina a veces "grupo motobomba".

Normalmente las gráficas aportadas en el examen hacen referencia a un grupo motobomba monocelular, y en base a él se tendrá que trabajar en caso de necesitar más altura (considerando más de un rodete en el grupo motobomba) o más caudal (considerando más de un grupo motobomba).

Lo usual es que todos los grupos con los que se tenga que trabajar sean iguales. Esto permite trabajar directamente sobre el gráfico del fabricante. La representación de la curva característica de la impulsión se hace con los valores reducidos de H/n_1 y q/n_2 , siendo n_1 el número de escalones de la bomba (o rodets) y n_2 el número de grupos de la estación de bombeo (con disposición en paralelo).

Si se necesita bombear más caudal del que por defecto es capaz de elevar el grupo monocelular, se representará la curva característica de la impulsión con pares de valores $(H, q/x)$, siendo x el número de grupos necesarios. Por ejemplo, para 2 grupos:



SOLUCIÓN PARA 2 BOMBAS MONOCELULARES EN PARALELO

**EJEMPLO DE EXÁMENES
PRÁCTICOS REALES
OPOSICIONES ITOP
JUNTA DE ANDALUCÍA**

**CUERPO TÉCNICO
GRADO MEDIO
DE I.T.O.P.
JUNTA DE
ANDALUCÍA
EJERCICIO PRÁCTICO
2007**



**O P O S I C I O N E S
C A M I N O S A N D A L U C Í A**

1.- ¿Cuál es el valor aproximado del Tiempo de Concentración en la cuenca N° 1?:

- a) 0,9123 horas.
- b) 0,5698 horas.
- c) 0,7243 horas.
- d) 1,2134 horas.

2.- ¿Cuál es el valor aproximado del Tiempo de Concentración en la cuenca N° 2?:

- a) 0,8500 horas.
- b) 0,2352 horas.
- c) 0,6767 horas.
- d) 0,9142 horas.

3.- ¿Cuál es el valor aproximado del Tiempo de Concentración en la cuenca N° 3?:

- a) 0,6569 horas.
- b) 0,8445 horas.
- c) 0,7922 horas.
- d) 1,0345 horas.

4.- ¿Cuál sería el valor aproximado de la Precipitación Total Diaria (Pd), correspondiente al periodo de retorno de 500 años?:

- a) 75,48 milímetros.
- b) 130,14 milímetros.
- c) 94,23 milímetros.
- d) 113,32 milímetros.

5.- ¿Cuál sería el valor aproximado del umbral de escorrentía Po para las cuencas consideradas?

- a) 65 milímetros.
- b) 54 milímetros.
- c) 27 milímetros.
- d) 48 milímetros.

**OPOSICIONES AL CUERPO DE TÉCNICOS DE GRADO MEDIO OPCIÓN
INGENIERÍA TÉCNICA DE OBRAS PÚBLICAS DE LA JUNTA DE
ANDALUCÍA**

RESOLUCIÓN EXAMEN 2007

1.- ¿Cuál es el valor aproximado del Tiempo de Concentración en la cuenca N° 1?

- a) 0,9123 horas.
- b) 0,5698 horas.
- c) 0,7243 horas.
- d) 1,2134 horas.

2.- ¿Cuál es el valor aproximado del Tiempo de Concentración en la cuenca N° 2?

- a) 0,8500 horas.
- b) 0,2352 horas.
- c) 0,6767 horas.
- d) 0,9142 horas.

3. - ¿Cuál es el valor aproximado del Tiempo de Concentración en la cuenca N° 3?

- a) 0,6569 horas.
- b) 0,8445 horas.
- c) 0,7922 horas.
- d) 1,0345 horas.

Resolveremos estas tres cuestiones a la vez, pues la forma de hallar la solución es idéntica, cambiando únicamente los datos correspondientes a cada cuenca. Por tanto, si sabemos que:

$$T_c = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{J^4} \right)^{0,76}$$

7.- ¿Cuál es el valor aproximado del coeficiente de escorrentía, para las cuencas consideradas?

- a) 0,512
- b) 0,375
- c) 0,234
- d) 0,725

De la fórmula de la Instrucción:

$$C = \frac{\left[\frac{Pd}{Po} - 1\right] \cdot \left[\frac{Pd}{Po} + 23\right]}{\left[\frac{Pd}{Po} + 11\right]^2} = 0,2340$$

Siendo por ello la opción correcta la c).

8.- ¿Cuál es el valor aproximado de la Intensidad Media de Precipitación I_t , en la cuenca N° 1:

- a) 43,28 mm/hora.
- b) 53,25 mm/hora.
- c) 84,72 mm/hora.
- d) 66,13 mm/hora.

9.- ¿Cuál es el valor aproximado de la Intensidad Media de Precipitación I_t , en la cuenca N° 2:

- a) 47,35 mm/hora.
- b) 30,53 mm/hora.
- c) 60,37 mm/hora.
- d) 80,46 mm/hora.

10.- ¿Cuál es el valor aproximado de la Intensidad Media de Precipitación I_t , en la cuenca N° 3:

- a) 92,46 mm/hora.
- b) 61,33 mm/hora.
- c) 76,48 mm/hora.
- d) 51,23 mm/hora.

11.- ¿Cuál es el valor aproximado del Caudal de Referencia para la cuenca Nº 1?

- a) 8,77 m³/seg.
- b) 15,25 m³/seg.
- c) 20,32 m³/seg.
- d) 12,33 m³/seg.

12.- ¿Cuál es el valor aproximado del Caudal de Referencia para la cuenca Nº 2?

- a) 15,43 m³/seg.
- b) 3,73 m³/seg.
- c) 10,42 m³/seg.
- d) 8,56 m³/seg.

13.- ¿Cuál es el valor aproximado del Caudal de Referencia para la cuenca Nº 3?

- a) 8,56 m³/seg.
- b) 7,45 m³/seg.
- c) 18,23 m³/seg.
- d) 11,00 m³/seg.

Para resolver las preguntas 11,12 y 13 hace falta la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot I}{K}$$

Tomando K=3 con A en Km² y Q en m³/s.

Cuenca	C	A	I	Q	Respuesta
1	0,2340	1,70	66,13	8,769	a
2	0,2340	0,80	60,37	3,767	b
3	0,2340	2,30	61,33	11,002	d

Por otro lado, de las tablas de la ICAFIR se extrae:

CE = 0,6 (por ser un firme flexible)

F = 29,8 (20 años de periodo de proyecto, 4% crecimiento)

$\gamma^t = 1,10$ Por tener una categoría T3A

Luego:

$$TP = 116 \cdot 0,6 \cdot 29,8 \cdot 1,10 \cdot 365 = 832,310 \text{ veh}$$

Debemos elegir la opción c).

17.- La Intensidad Media Diaria de vehículos pesados, al año de apertura al tráfico, tiene un valor aproximado dado por:

- a) 130,12 vehp/día.
- b) 115,94 vehp/día.
- c) 100,33 vehp/día.
- d) 120,43 vehp/día.

18. - La categoría de tráfico pesado que correspondería asignar al tramo de carretera estudiado es:

- a) T 3 A.
- b) T 2.
- c) T 4 A.
- d) T 3 B.

19.- El factor de crecimiento del tráfico de vehículos pesados para un periodo de proyecto de 20 años, desde el año de puesta en servicio de la carretera es, aproximadamente:

- a) 29,80
- b) 43,20
- c) 37,50
- d) 40,12

**EJEMPLO DE EXÁMENES
PRÁCTICOS REALES
OPOSICIONES ICCP
JUNTA DE ANDALUCÍA**

**CUERPO SUPERIOR
FACULTATIVO
DE I.C.C.P.
JUNTA DE
ANDALUCÍA
EJERCICIO PRÁCTICO
2005**

EJERCICIO Nº 1.- En el cálculo de una sección de hormigón armado de 20 x 60 cm. sometida a una tracción de 467 KN con unos requerimientos de durabilidad que exigen que las fisuras que se produzcan sean inferiores a 0,2 mm. y que el recubrimiento mínimo sea de 2,5 ctms., el proyectista después de una serie de tanteos obtiene que:

1.- La armadura mínima que cumple la condición de durabilidad impuesta será:

- a) 6 Ø 20
- b) 20 Ø 12
- c) 24 Ø 6
- d) 4 Ø 25

Conocemos los siguientes datos: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $f_{ct} = 2,5 \text{ MPa}$, $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$
 $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_r = 1,4$

PREPARACIÓN OPOSICIONES
JUNTA ANDALUCCIA
WWW.oposiciones-caminos-andalucia.es

EJERCICIO Nº 3.- Una viga de 10 mts. de longitud perteneciente al forjado del pilono del puente del Alamillo, se encuentra empotrada en uno de sus extremos y articulada en el otro, si sabemos que está sometida a una carga continua que podemos evaluar, ya mayorada, en 10 Ton/m.

5.- El valor del cortante (en toneladas) en la sección de empotramiento será aproximadamente de:

- a) 30,00
- b) 100,00
- c) 62,50
- d) 80,45

6.- El valor del cortante (en toneladas) en la sección articulada será aproximadamente de:

- a) 10,20
- b) 37,50
- c) 62,50
- d) 80,00

7.- El valor del momento flector (en toneladas por metro) en la sección articulada será aproximadamente de:

- a) 5,40
- b) 0,00
- c) 2,10
- d) 3,00

8.- El valor del momento flector (en toneladas por metro) en la sección de empotramiento será aproximadamente de:

- a) 100,50
- b) 150,32
- c) 0,00
- d) 125,00

11.- La carga volúmica con la que se estaba trabajando resulto ser de:

- a) 0,16 (Kg/día)/m³
- b) 0,32 (Kg/día)/m³
- c) 0,48 (Kg/día)/m³
- d) 0,64 (Kg/día)/m³

12.- Suponiendo que el caudal de recirculación es igual a cero, ¿Qué tiempo de retención aproximado se utilizaba en el reactor?.

- a) 3 horas 27 minutos
- b) 6 horas 57 minutos
- c) 9 horas 15 minutos
- d) 12 horas 3 minutos

13.- El índice de Mohlmann obtenido en el reactor resulto ser de:

- a) 16
- b) 32
- c) 48
- d) 64

14.- ¿Cuál era aproximadamente la edad del fango, sabiendo que el 50% de los S.S. se eliminan en el tratamiento primario?

- a) 4,37 días
- b) 8,55 días
- c) 16,22 días
- d) 30,14 días

PREPARACION OPOSICIONES
JUNTA AIDALUCIA
WWW.OPOSICIONES-CARRINOS-ANDALUCIA.ES

15.- ¿Qué tipo de Estudio de carreteras ha contratado la Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Junta de Andalucía al objeto propuesto, según la legislación aplicable y los antecedentes enumerados?

- a) Anteproyecto
- b) Estudio de Planeamiento
- c) Estudio Informativo
- d) Estudio de Viabilidad

16.- Aplicando un Análisis Multicriterio se han valorado en una 1ª Fase las diferentes alternativas según su grado de cumplimiento de unos objetivos básicos, a partir de la definición y cuantificación de unos indicadores de Coste de Inversión, Funcionalidad y del Medio Físico (medioambientales, geológico-geotécnicos y territoriales) en escala de valores 0 a 1.

A la vista de los resultados obtenidos, recogidos en la Matriz de Valoración (Cuadro 2), ¿qué alternativas resultan idóneas desde el punto de vista funcional y desde el punto de vista económico, respectivamente y en este orden?

- a) La alternativa Ia y la alternativa IIIc
- b) La alternativa IIa y la alternativa IIIo
- c) La alternativa IIIc y la alternativa IIa
- d) La alternativa IIa y la alternativa Ia

17.- Si se asignan pesos a los tres criterios de valoración empleados en la 1ª Fase de forma que la suma total de los pesos sea igual a uno, y tal que el criterio al que se atribuye más importancia es al de funcionalidad, siendo dicho peso el doble del peso asignado a cada uno de los otros dos criterios, que sería igual para ambos, ¿qué alternativa resultaría la idónea, y claramente seleccionada, para estudiar en una 2ª Fase por su valoración total?

- a) Alternativa IIIc
- b) Alternativa Ic
- c) Alternativa IIb
- d) Alternativa IIIb

EJERCICIO Nº 6.- Por parte de la Dirección General de Ferrocarriles del Ministerio de Fomento se va a proceder a la supresión de un paso a nivel en el T.M. de Lora del Río, en la carretera A-431 de competencia autonómica, mediante la construcción de un paso a elevado de la carretera sobre el ferrocarril que se situará a 150 metros, medidos desde el punto kilométrico del trazado ferroviario, del paso a nivel existente. A efectos de la tramitación ambiental del reglamentario proyecto deberán tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

21.- ¿La actuación esta sujeta a algún procedimiento de protección ambiental, según la legislación ambiental vigente en la Comunidad Autónoma de Andalucía?

- a) Sí, se recoge en el Anexo I de la Ley 7/1994, de 18 de mayo, de Protección Ambiental.
- b) Sí, se recoge en el Anexo II de la Ley 7/1994, de 18 de mayo, de Protección Ambiental.
- c) Sí, se recoge en el Anexo III de la Ley 7/1994, de 18 de mayo, de Protección Ambiental.
- d) No esta sujeta a ningún procedimiento de protección ambiental.

22.- ¿A que procedimiento ambiental estará sujeto según la misma legislación?

- a) Evaluación de Impacto Ambiental.
- b) Informe Ambiental
- c) Calificación Ambiental
- d) No es necesario ningún procedimiento

23.- El procedimiento ambiental a seguir será el recogido en la legislación siguiente:

- a) Ley 6/2001, de 8 de mayo, de modificación del Real Decreto Legislativo 1302/986, de 28 de junio, de Evaluación de Impacto Ambiental.
- b) Ley 7/1994, de 18 de mayo, de Protección Ambiental, de la Comunidad Autónoma de Andalucía.
- c) Decreto 153/1996, de 30 de abril, por el que se aprueba el Reglamento de Impacto Ambiental, de la Comunidad Autónoma de Andalucía.
- d) Decreto 101/2001, de 8 de mayo, por el que se aprueba el Reglamento de la Ley de Protección Ambiental de la Comunidad Autónoma de Andalucía.

DATOS

SOLICITACIONES MAYORADAS						
Nd (kN) = 467,00						
COEFICIENTES DE CONTROL						
COEFS. DE MINORACIÓN DE MATERIALES			COEFS. DE MAYORACIÓN DE CARGAS			
HORMIGÓN 1,4			PERMANENTES 1,5			
ACERO 1,16			VARIABLES 1,6			
MATERIALES	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA			RESISTENCIA DE CÁLCULO		
HORMIGÓN	fck = 25	N/mm ²		fcd = 17,86	N/mm ²	
ACERO	fyk = 400	N/mm ²		fyd = 347,83	N/mm ²	
DATOS GEOMÉTRICOS						
b (ancho) =	0,20	m		e = excentricidad entre la armadura inferior y el eje Nd		
h (alto) =	0,60	m		eo = excentricidad entre el c.d.g. de la sección y el eje Nd		
Luz =	7,7	m		h = canto total		
recubrimiento de la armadura =	0,025	m		d = canto útil		
diámetro barra traccionada =	20	mm		d' = recubrimiento mecánico		
Tipo de viga	empotrada		de cualquier			
ARMADO DE PROYECTO						
LONGITUDINAL						
	6	12	16	20	25	SUMA
TRACCIÓN				6		Ast = 18,86

CALCULO A FISURACIÓN (Art. 49.2 EHE)

Se debe cumplir: $W_k \leq W_{max}$

Tomamos $W_{ppl} = 0,2$

Armadura longitudinal de tracción
 ϕ (mm) = 6 nº de barras = 12 separación = 14 mm

$k_1 = 0,25$ c: recubrimiento de las arm. = 25 mm

$A_{c,ef,z} = 140,00 \text{ cm}^2$ (según EHE art.49.2.5)
 $A_s = 8,79 \text{ cm}^2$ (sección de armaduras situadas en $A_{c,ef,z}$)

Separación media de fisuras (mm) $s_{el} = 2\sigma + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi \cdot A_{c,ef,z}}{A_s} = 65,1 \text{ mm}$

σ_s : tensión de servicio de la arm. en sección fisurada = N/As 688,20 N/mm²

E_s : módulo de deformación del acero = 210.000 N/mm²

k_2 (1 si es carga instantánea, 0,5 repetida) = 1

σ_{sr} : tensión de la arm. al fisurar el hormigón = $\frac{bh^2}{6} \frac{0,3\sqrt{f_{tk}^2}}{0,9 \cdot d \cdot A_s} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Alargamiento medio de las armaduras (mm)

$$e_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \approx 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,0033 \text{ mm}$$

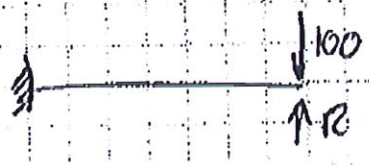
β (1,3 para acciones indirectas, 1,7 en los demás casos) = 1,7

La abertura de fisura es:
 $W_k = \beta \cdot s_m \cdot e_{sm} = 0,3627 \text{ mm}$

3.- la flecha en el punto D (expresada en mm) será aproximadamente de:

- a) 4,12
- b) 8,42
- c) 10,10
- d) 15,32

Calculando para la viga C-D:



De la ecuación (I):

$$P - R = 2 \cdot R \cdot \frac{I_1}{I_2}; \text{ si } h_1 = h_2 \rightarrow I_1 = I_2$$

Luego:

$$P - R = 2 \cdot R \rightarrow P = 3 \cdot R \rightarrow R = 33,33 \text{ Tn}$$

Con lo que la flecha requerida es:

$$\delta_D = \frac{(P - R) \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

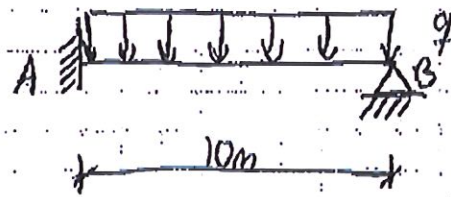
$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 0,4 \cdot 0,6^3 = 0,0072$$

$$\delta_D = \frac{66,66 \cdot 2^3}{3 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0,0072} = 0,012 \text{ m}$$

Que no coincide con ninguna de las respuestas; igualmente hemos realizado estas operaciones con programas de cálculo matricial y la flecha propuesta en la resolución no coincide con la calculada.

Por lo tanto, llegamos a la conclusión de que ninguna de las soluciones propuestas es correcta.

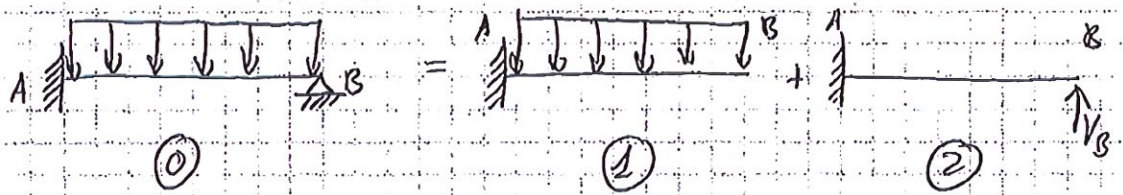
La estructura correspondería al siguiente esquema:



Con $q=10 \text{ Tn/m}$

La estructura anterior está estáticamente indeterminada, por lo que liberamos una de las incógnitas y establecemos una ecuación de compatibilidad entre los dos estados estáticos en los que dividimos el estado original:

Así, se tendría lo siguiente:



Existiendo por tanto 3 incógnitas V_a, M_a y la reacción en B, V_b . Con ello, se podrían plantear dos ecuaciones "estáticas": Equilibrio de fuerzas verticales y equilibrio de momento en el estado 0, y una ecuación de la compatibilidad:

$$\delta_{B1} + \delta_{B2} = 0$$

Teniendo presente que a través de un prontuario se pueden obtener las siguientes ecuaciones:

$$\delta_{B1} = \frac{q \cdot L^3}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$\delta_{B2} = \frac{P \cdot L^2}{3 \cdot E \cdot I}$$

Por tanto:

$$\frac{q \cdot L^3}{8 \cdot E \cdot I} + \frac{V_B \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I} = 0$$

$$\frac{q \cdot L}{8} + \frac{V_B}{3} = 0$$

Entonces:

$$V_B = \frac{(-3) \cdot q \cdot L}{8} = \frac{(-3) \cdot 10 \cdot 10}{8} = -37,5 \text{ Tn}$$

9.- La M.L.S.S.V. en el reactor, suponiendo un porcentaje del 70% de sólidos volátiles, era de:

- a) 1.350 ppm
- b) 2.380 ppm
- c) 3.400 ppm
- d) 4.560 ppm

La concentración de fangos en el reactor biológico determina la concentración MLSS, o dicho de otro modo, los sólidos en suspensión del licor de mezcla. Estos MLSS serán volátiles y no volátiles, por lo que, conocido el porcentaje de volátiles la respuesta será inmediata:

$$[MLSSv] = [MLSS] \%v = 3.400 \cdot 70\% = 2.380 \text{ ppm}$$

Por lo tanto, la respuesta correcta sería la b).

10.- La carga másica, expresada en (Kg de D.B.O.₅ /día)/(Kg de M.L.S.S.V), existente en el reactor, sabiendo que se ha producido una reducción del 30% de D.B.O.₅ en la decantación primaria, era de:

- a) 0,13
- b) 0,18
- c) 0,27
- d) 0,34

$$C_m = \frac{\text{Kg DBO}_5/\text{día}}{\text{Kg MLSSv}}$$

Sabemos que,

$$\text{Kg MLSS} = V \cdot [MLSSv] = 10.000 \text{ m}^3 \cdot 2,38 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 23.800 \text{ Kg.}$$

Por otro lado, considerando una reducción del 30% en el primario, tendríamos:

$$Q = 400 \frac{\text{l}}{\text{s}} \cdot \frac{86.400 \text{ s/d}}{1.000 \text{ l/m}^3} = 34.560 \text{ m}^3$$

$$\text{DBO}_5 = (1 - 30\%) \cdot 0,3 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 0,21 \text{ Kg/m}^3$$

Por tanto,

$$\text{Kg} \frac{\text{DBO}_5}{\text{d}} = 34.560 \cdot 0,21 = 7.257,6$$

$$C_m = \frac{7.257,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}}{23.800 \text{ Kg MLSSv}} = 0,30$$

Para 30%

$$Cv = \frac{Kg \text{ DBO5/día}}{V} \rightarrow \frac{7.257,6 \text{ Kg/d}}{10.000 \text{ m}^3} = 0,73 \left(\frac{Kg}{d}\right)/\text{m}^3$$

Para 38%

$$Cv = \frac{Kg \text{ DBO5/día}}{V} \rightarrow \frac{6.428,16 \text{ Kg/d}}{10.000 \text{ m}^3} = 0,64 \left(\frac{Kg}{d}\right)/\text{m}^3$$

Según la plantilla correctora la respuesta dada por válida fue la d).

12.- Suponiendo que el caudal de recirculación es igual a cero, ¿Qué tiempo de retención aproximado se utilizaba en el reactor?

- a) 3 horas 27 minutos
- b) 6 horas 57 minutos
- c) 9 horas 15 minutos
- d) 12 horas 3 minutos

El cálculo es sencillo,

$$TR = \frac{V_{RB}}{Q} = \frac{10.000 \text{ m}^3}{1.440 \text{ m}^3/\text{h}} = 6,94 \text{ h} = 6 \text{ h y } 57 \text{ min}$$

Luego la opción correcta es la b).

13.- El índice de Mohlmann obtenido en el reactor resulto ser de:

- a) 16
- b) 32
- c) 48
- d) 64

El índice de Mohlmann se define como: "Volumen ocupado en ml por un gramo de materia sólida en suspensión, después de decantar durante media hora en una probeta de 1 litro."

Por tanto, el índice de Mohlmann quedaría expresado como:

$$IM = \frac{IV_{30}}{MLSS}$$

Siendo:

$$IV_{30} = \frac{650 \text{ cm}^3}{3} = 216 \text{ ml}$$

Cuadro 1
Datos generales de las Alternativas 1ª Fase

ALTERNATIVA	LONGITUD (km)	PEC (€) (*)
Ia	3,875	7.364.392,14
Ib	3,842	7.049.289,52
Ic	3,873	6.943.088,59
IIa	4,215	7.221.433,70
IIb	4,124	6.886.761,51
IIc	4,175	6.880.355,76
IIIa	4,090	7.190.730,99
IIIb	4,139	7.073.773,38
IIIc	4,495	7.503.827,42

(*) En € constantes del año 2.005

Cuadro 2
Matriz de valoración de Alternativas 1ª Fase
Valores globales de los Indicadores

ALTERNATIVA	Coste de la inversión	Funcionalidad	Medio Físico
Ia	0,561	0,413	0,238
Ib	0,508	0,357	0,234
Ic	0,491	0,316	0,238
IIa	0,537	0,535	0,237
IIb	0,481	0,510	0,235
IIc	0,480	0,442	0,230
IIIa	0,532	0,391	0,252
IIIb	0,512	0,449	0,247
IIIc	0,584	0,523	0,264

Cuadro 3
Datos de Costes y Beneficios Alternativas 2a Fase

ALTERNATIVA	Coste Actualizado Neto (€) (*)	Beneficio Actualizado Neto (€) (*)
IIa	7.350.261,27	66.152.351,43
IIb	7.127.233,30	67.708.716,35
IIIc	7.855.627,01	73.057.331,19

(*) En € constantes de 2.005

En base a los datos anteriores:

Por lo tanto, podrían aceptarse ambas soluciones. Además, podemos tener en cuenta que el todavía vigente Reglamento General de Carreteras, que tiene aplicación supletoria, permite en su artículo 34 que los Anteproyectos también puedan ser objeto de información pública.

Por último, si atendemos al matiz de "solución óptima", frente a "recomendable", según lo que se refleja en el cuarto párrafo del enunciado, elegiríamos el Anteproyecto.

En este caso, la respuesta que se dio como correcta fue la b).

Esta pregunta fue objeto de presentación de alegaciones.

16.- Aplicando un Análisis Multicriterio se han valorado en una Fase las diferentes alternativas según su grado de cumplimiento de unos objetivos básicos, a partir de la definición y cuantificación de unos indicadores de Coste de Inversión, Funcionalidad y del Medio Físico (medioambientales, geológico-geotécnicos y territoriales) en escala de valores 0 a 1.

A la vista de los resultados obtenidos, recogidos en la Matriz de Valoración (Cuadro 2), ¿qué alternativas resultan idóneas desde el punto de vista funcional y desde el punto de vista económico, respectivamente y en este orden?

- a) La alternativa Ia y la alternativa IIIc**
- b) La alternativa Ha y la alternativa IIIc**
- c) La alternativa IIIc y la alternativa IIa**
- d) La alternativa IIa y la alternativa Ia**

Elegiremos las opciones con mayor índice de valoración, en este caso, IIa respecto al criterio funcional y IIIc para los costes de inversión.

La respuesta correcta es la b).

17.- Si se asignan pesos a los tres criterios de valoración empleados en la Fase de forma que la suma total de los pesos sea igual a uno, y tal que el criterio al que se atribuye más importancia es al de funcionalidad, siendo dicho peso el doble del peso asignado a cada uno de los otros dos criterios, que sería igual para ambos, ¿qué alternativa resultaría la idónea, y claramente seleccionada, para estudiar en una 2ª Fase por su valoración total?

- a) Alternativa IIIc**
- b) Alternativa Ic**

19.- ¿Qué valor de la ratio de rentabilidad utilizado en el apartado anterior le ha servido para tomar su decisión?

- a) 9,00**
- b) 9,50**
- c) 9,30**
- d) 10,00**

Según el cálculo anterior sería 9,5, por lo tanto, la respuesta correcta sería la b).

20.- Si como Director del Estudio decide valorar las alternativas según el criterio del Valor Actualizado Neto (VAN), y la alternativa que resultase como idónea en este caso fuese diferente a la elegida según el criterio empleado en la pregunta 18), ¿cuál sería su decisión final para seleccionar la alternativa óptima?

- a) Seleccionaría la misma alternativa porque ambos criterios la marcan como óptima.**
- b) No podría seleccionar una única alternativa como más rentable económicamente ya que ninguna lo es**
- c) Seleccionaría la alternativa resultante según el criterio de la rentabilidad obtenida por euro invertido**
- d) Seleccionaría la alternativa resultante según el criterio del VAN**

Si se decide valorar las alternativas según el criterio del VAN, elegiríamos la solución óptima según éste, siendo la respuesta correcta la d).

Sin embargo, como puede observarse, el enunciado es ambiguo ya que, según las Recomendaciones para la Evaluación Económica, Coste-Beneficio de Estudios y Proyectos de Carreteras, habría que calcular otros parámetros para decidir la solución óptima.

Es más, según las citadas recomendaciones, en un entorno de escasez de recursos, hay que obtener la alternativa de mayor ratio B/C.

Esta pregunta fue objeto de alegaciones dada la ambigüedad del enunciado.

25.- El Órgano Ambiental competente será:

- a) El Ministerio de Fomento
- b) La Consejería de Medio Ambiente de la Junta de Andalucía
- c) El Ministerio de Medio Ambiente
- d) La Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Junta de Andalucía

Tal y como se ha comentado anteriormente, el órgano ambiental según la Ley 21/2013 es el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico.

Artículo 11. Determinación del órgano ambiental y del órgano sustantivo.

1. *Corresponde al órgano del **Ministerio competente en materia de medio ambiente** que se determine reglamentariamente, ejercer las funciones atribuidas por esta ley al órgano ambiental cuando se trate de la **evaluación ambiental de planes, programas o proyectos que deban ser adoptados, aprobados o autorizados por la Administración General del Estado** y los organismos públicos vinculados o dependientes de ella, o que sean objeto de declaración responsable o comunicación previa ante esta administración.*

[...]

**EJEMPLO DE EXÁMENES
PRÁCTICOS REALES
OPOSICIONES ITOP
ESTADO**

**CUERPO DE I.T.O.P.
DEL ESTADO**

**EJERCICIO PRÁCTICO
CARRETERAS
2020-2021**



**OPOSICIONES
CAMINOS.ES**

APARTADO 3. CARRETERAS

Justificando todas las decisiones adoptadas e indicando la legislación o normativa empleada en cada caso con sus artículos o apartados correspondientes, se solicita:

3.1. Durante la redacción del proyecto de construcción de una variante de población, en la Red de Carreteras del Estado, por la empresa adjudicataria del contrato, surge una causa objetiva, que no pudo preverse y que hace necesario cambiar la solución prevista inicialmente, sin alterar la naturaleza global del contrato. Dicha modificación incluye proyectar una nueva ODT, no prevista en el pliego de cláusulas administrativas particulares que rige el contrato y definida en el Anejo CARRETERAS:

3.1.1. A la vista del plano 1 del Anejo CARRETERAS, calcular si la sobreelevación y el riesgo de atterramiento cumplen lo establecido en la Norma 5.2 IC, teniendo en cuenta lo siguiente:

La pendiente media del cauce coincide con la de la obra de drenaje.

La anchura del cauce natural es de 10 m.

PERIODO DE RETORNO 50 AÑOS

- Altura de la lámina de agua a la entrada del conducto inferior en la situación actual: 0,18 m.
- Altura de la lámina de agua a la entrada del conducto inferior una vez implantada la ODT: 0,63 m.

PERIODO DE RETORNO 500 AÑOS:

- Altura de la lámina de agua a la entrada del conducto inferior en la situación actual: 0,23 m.
- Altura de la lámina de agua a la entrada del conducto inferior una vez implantada la ODT: 0,86 m.

3.1.2. Indicar según qué apartado, de qué artículo de la Ley 9/2017, podría tramitarse o no, la correspondiente modificación del contrato, considerando lo siguiente:

- En el pliego de cláusulas administrativas particulares, no se consideran modificaciones ni prórrogas del contrato.
- Las modificaciones son exclusivamente las indispensables.
- Celebrar una nueva licitación para permitir el cambio de contratista, se considera un inconveniente.
- Presupuesto base de licitación: 900.000,00 €.
- Oferta de la empresa adjudicataria del contrato: 595.000,00 €, IVA excluido.
- Importe del modificado sin IVA: 296.500,00 + importe del hormigón HA-30 SR de las aletas (Anejo CARRETERAS, plano 2).
- Precio del m³ de hormigón HA-30 SR: 274,51 €, IVA excluido.

El equipamiento de seguridad del que dispone el túnel es el siguiente:

EQUIPAMIENTO DE SEGURIDAD
Aceras
Señalización según Norma 8.1 y 8.2 I.C
Salidas de emergencia
Drenaje de líquidos tóxicos
Iluminación normal
Sistema de Alimentación Ininterrumpida
Ventilación
Iluminación de seguridad
Extintores
Opacímetros
Apartaderos
Iluminación de emergencia
Centro de control
Red de hidrantes
Señalización de salidas y de equipamientos de emergencia
Semáforos exteriores

Teniendo en cuenta los datos anteriores relativos a la descripción general, datos generales, los datos de tráfico, los datos geométricos del túnel, y el equipamiento de seguridad del que dispone el túnel, **indicar, en base a las disposiciones legales de aplicación sobre requisitos mínimos de seguridad en túneles:**

3.3.1. La tipología que le corresponde a este túnel a la hora de determinar su equipamiento mínimo.

Justificar la contestación indicando la **disposición legal de aplicación, el apartado aplicable y la tipología del túnel.**

3.3.2. En función de la tipología que le corresponda a este túnel, indicar en una tabla:

- i. cuál es el equipamiento mínimo de seguridad exigido.
- ii. cuál es el equipamiento mínimo de seguridad **NO** exigido.

EQUIPAMIENTO DE SEGURIDAD	
EXIGIDO	NO EXIGIDO

**OPOSICIONES AL CUERPO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS
PÚBLICAS DEL ESTADO. CONVOCATORIA 2019 (29-05-2021)**

RESOLUCIÓN

PROBLEMA. CARRETERAS

RESOLUCIÓN APARTADO 3.1

3.1.1. A la vista del plano 1 del Anejo CARRETERAS, calcular si la sobreelevación y el riesgo de aterramiento cumplen lo establecido en la Norma 5.2 IC

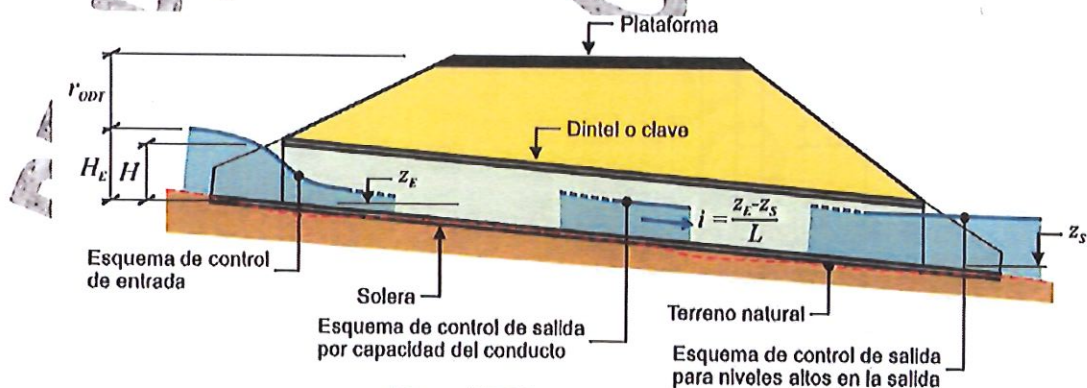
Se trata de realizar una serie de comprobaciones hidráulicas de la ODT conforme a los criterios establecidos en la Norma 5.2 IC- Drenaje Superficial, concretamente en su epígrafe 4.4 Obras de drenaje transversal.

En primer lugar, aunque el enunciado no lo especifique, destacar que la **dimensión libre mínima** de la ODT **cumple con los mínimos recomendados** en la Norma 5.2 IC (Tabla 4.1). Para $L \geq 15m$ la dimensión libre mínima debe ser $D_L \geq 1,8m$. Observando el plano 1, la ODT tiene una longitud de 31,14m y una $D_L = 2,00m$ por lo que se prevé, en principio, una capacidad hidráulica suficiente.

SOBREELEVACIÓN PRODUCIDA POR LA ODT:

Nos referiremos al epígrafe **4.4.4 Comprobación Hidráulica** de la Norma 5.2 IC:

*"...Los tramos enterrados de las ODT (epígrafe 4.4.1.1) son conductos rectos de sección constante entre su entrada y su salida. Cada conducto presenta una **curva característica que relaciona el caudal que desagua a través de él, Q, con la cota que alcanza la lámina de agua inmediatamente aguas arriba del conducto, medida a partir de la cota de la solera a su entrada, H_E** (véase figura 4.22). Dicha curva es función de su sección transversal, pendiente, rugosidad y tipos de entrada y salida. ..."*



B = Anchura del conducto. ($B = 2,00$ m)

b = Se tomará el mayor valor de entre B y la anchura del cauce natural ($b = 10$ m)

Operando la expresión: $t = \frac{31,14}{2,00} \left(0,005 \sqrt{\frac{10}{2,00} + 0,005} \right) = 0,096 < 0,1$

CONCLUSIÓN: De acuerdo con la Norma 5.2 IC al ser superior a 0,1 **NO** existe Riesgo de aterramiento.

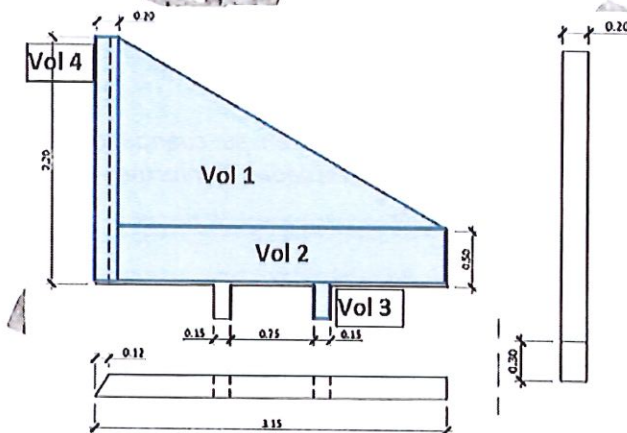
PREPARACION OPOSICIONES
ICCP-ITOP
WWW.OPOSICIONESCAMINOS.ES

- ✚ **Segundo Requisito:** se cumple, puesto que a pesar de la modificación, sigue siendo un contrato de servicios para la redacción de un proyecto de construcción. Además el propio enunciado lo confirma de forma explícita.
- ✚ **Tercer Requisito:** Es importante aclarar que el enunciado nos da por un lado el PBL y por el otro la oferta de la empresa adjudicataria sin IVA (es decir, teniendo en cuenta la baja del adjudicatario), pero en cuanto al importe del modificado sin IVA, **el enunciado no especifica si tiene aplicado o no la baja**, por lo que **suponemos que el importe del modificado** que nos da el enunciado se refiere al importe **sin aplicar la baja del adjudicatario**.

Por otro lado, es importante hacer una reflexión sobre el importe del modificado que especifica el enunciado: La modificación del proyecto, tiene repercusión directa en el **contrato de servicios** para la redacción del mismo (por ejemplo: la empresa XXX adjudicataria comienza la redacción del proyecto y de repente hay que cambiar determinadas soluciones inicialmente adoptadas en los pliegos del contrato, añadir nuevos cálculos, nuevos planos... es decir tiene un sobrecoste en horas de ingeniería que debe pagársele).

Sin embargo, que se añadan unas aletas de un determinado tipo de hormigón, no altera el importe del contrato de servicios, sino que tendrá repercusión en el precio de la obra. Con esto que acabamos de aclarar, parece que **no tiene mucho sentido** incluir en el importe del modificado el importe del hormigón HA-30 SR de las aletas, no obstante como el enunciado dice textualmente: *"...Importe del modificado sin IVA: 296,500,00 + importe del hormigón HA-30 SR de las aletas (Anejo CARRETERAS, plano 2)."* Procedemos a comprobar los importes incluyendo el hormigón de las aletas:

Volumen de una aleta:



$$\text{Vol aleta} = \text{Vol 1} + \text{Vol 2} + 2 \times \text{Vol 3} + \text{Vol 4}$$

$$\text{Vol 1} = \frac{1}{2} \times 2,95 \times 1,70 \times 0,2 = 0,5 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol 2} = 2,95 \times 0,50 \times 0,2 = 0,295 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol 3} = 0,15 \times 0,30 \times 0,2 = 0,009 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol 4} = \frac{1}{2} \times 0,12 \times 0,20 \times 2,20 + 0,08 \times 2,20 \times 0,20 = 0,0616 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol aleta} = 0,5 + 0,295 + 2 \times 0,009 + 0,0616 = 0,875 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol total} = 4 \times 0,875 = 3,402 \text{ m}^3$$

RESOLUCIÓN APARTADO 3.2

3.2.1. ¿Qué requisitos específicos, por las características de los vehículos, son necesarios para la obtención de dicha autorización?

Tal y como establece el artículo 33.1 del RD 1211/1990 (ROTT) "De conformidad con lo dispuesto en el artículo 42.1 de la LOTT, la realización de **transporte público de viajeros y mercancías** estará supeditada a la posesión de una **autorización que habilite para ello...**"

Los requisitos generales para la obtención de la autorización vienen recogidos en el artículo 43.1 de la Ley 16/1987 (LOTT). Si bien el artículo 43.2 de la LOTT establece que para transporte público de mercancías en vehículos que superen las 3,5 toneladas de MMA (como es el caso que nos ocupa) se deben cumplir además los requisitos adicionales de **establecimiento, honorabilidad, capacidad financiera y competencia profesional.**

3.2.2. ¿Quién o quiénes tienen que contar con un certificado que acredite su competencia profesional dentro de la empresa?

Tal y como establece el artículo 47 de la Ley 16/1987 (LOTT) "a fin de cumplir el **requisito de competencia profesional**, la empresa deberá acreditar que cuenta al menos con una persona física que ejerce las funciones de **gestor de transporte** y que, a tal efecto, cumple las siguientes condiciones:

c) **Estar en posesión del certificado expedido por la Administración que acredite su competencia profesional para el transporte por carretera de viajeros o mercancías, según corresponda, de conformidad con lo que reglamentariamente se establezca.**"

Así que corresponde a la persona o personas que ejerzan las funciones de gestor, estar en posesión del certificado que acredite su competencia profesional.

3.2.3. ¿De qué importe mínimo de capital y reservas, deberá disponer la empresa?

Tal y como establece el artículo 46.b de la Ley 16/1987 (LOTT) la empresa debe disponer, al menos, de **capital y reservas** por un importe mínimo de **9.000 euros**, cuando se utilice **un solo vehículo**, y de **5.000 euros más por cada vehículo adicional** utilizado.

EQUIPAMIENTO NO EXIGIDO	COMENTARIO
Salidas de emergencia	Anexo I. 2.21.2.3.1 solo sería exigible en el caso de que el este túnel fuera urbano
Drenaje de líquidos tóxicos	Anexo I. 2.8.1 solo sería exigible en túneles de longitud superior a 500 metros
Ventilación	Anexo I. 2.21.2.3.1 solo sería exigible en el caso de que el este túnel fuera urbano
Opacímetros	Anexo I. 2.21.2.3.1 solo sería exigible en el caso de que el este túnel fuera urbano
Apartaderos	Anexo I. 2.7 no se cumplen los requisitos de longitud para ser exigibles. Tampoco se exigen por tipología conforme a Anexo I. 2.21.2.3.1
Centro de Control	Anexo I. 2.21.2.3.1 solo sería exigible en el caso de que el este túnel fuera urbano
Red de Hidrantes	Anexo I. 2.21.2.3.1 solo sería exigible en el caso de que el este túnel fuera urbano
Semáforos Exteriores	Anexo I. 2.21.2.3.1 solo sería exigible en el caso de que el este túnel fuera urbano

PREPARACION OPOSICIONES
 ICCP-ITOP
 WWW.OPOSICIONESCAMINOS.ES

**EJEMPLO DE EXÁMENES
PRÁCTICOS REALES
OPOSICIONES ICCP
ESTADO**

**CUERPO DE I.C.C.P.
DEL ESTADO**

**EJERCICIO PRÁCTICO
AGUAS
2018 - 2019**



**OPOSICIONES
CAMINOS.ES**



CUARTO EJERCICIO (19 DE NOVIEMBRE DE 2019): Supuesto Práctico sobre el Grupo 2: Subgrupo 1

1ª PARTE

Se van a ejecutar las obras necesarias para la modificación del trazado del cauce del río "Canal" desde su confluencia con la rambla "Oposición" hasta su desembocadura en el mar, para ello se dimensionará, cumpliendo con lo establecido en el texto refundido de la Ley de Aguas y el Reglamento General del Dominio Público Hidráulico, un nuevo encauzamiento de sección trapezoidal y de material homogéneo, de tal forma que mantenga la mayor continuidad longitudinal y transversal posible con el cauce del río "Canal" aguas arriba de la confluencia, se adjunta al final del enunciado una imagen de la planta de la zona donde se recogen los cauces y la traza del nuevo encauzamiento (en color azul).



El río "Canal" pertenece a la demarcación hidrográfica del Canal, cuyas funciones y servicios en relación con la administración hidráulica fueron traspasados de la Administración General del Estado a la C.C.A.A. en el Real Decreto correspondiente, al tratarse de una cuenca intracomunitaria.



Los datos que obran en poder del equipo de diseño son los siguientes:

- Los hidrogramas de la rambla "Oposición" en los cuales se definen los caudales que circulan por la rambla durante una avenida asociada a los periodos de retorno de 100, 500 y 1.000 años, se relacionan en la Tabla 1, adjunta al final del ejercicio, denominada "Hidrograma Rambla Oposición".
- Existe una presa de laminación de avenidas en el río "Canal", situada a unos 2 kilómetros, aguas arriba de la confluencia con la rambla "Oposición". Las características de la presa son:
 - Los caudales de entrada al embalse de la presa para avenidas con periodos de retorno asociados de 100, 500 y 1.000 años, respectivamente, están indicados en la Tabla 2.
 - El volumen de agua acumulado en el embalse de la presa durante la avenida para los periodos de retorno de 100, 500 y 1.000 años se recogen en la Tabla 2, adjunta al final del ejercicio.
 - La relación entre la cota del agua en el embalse y el volumen almacenado en la presa, se indica en la Tabla 3, adjunta al final del ejercicio.
 - La longitud de coronación coincide con la longitud de aliviadero y es de 130 m.
 - El aliviadero está diseñado con el perfil Creager.
 - Los desagües de fondo tienen una capacidad de 50 m³/s pero para los cálculos necesarios para el diseño de las obras de la modificación del encauzamiento se considera que permanecerán cerrados en todo momento.
- Los hidrogramas de la zona comprendida entre la presa y la zona de confluencia con la rambla "Oposición" tiene forma triangular con las siguientes características:
 - Periodo de retorno 100 años:
0,00 horas Q=0 m³/s; 12,00 horas Q= 254 m³/s y 32 horas Q=0 m³/s
 - Periodo de retorno 500 años:
0,00 horas Q=0; 13,00 horas Q= 497 m³/s y 32 horas Q=0 m³/s
 - Periodo de retorno 1000 años:
0,00 horas Q=0 m³/s; 13,00 horas Q= 693 m³/s y 32 horas Q=0 m³/s
- La precipitación es igual en toda la zona y tiene una duración de 32 horas.
- El embalse se considera que está totalmente vacío al comienzo de la avenida.
- La sección del cauce es forma trapezoidal con una altura de 7 metros, taludes con una pendiente de 1V:2H y una pendiente del 0,22%.

Por si se requiere una representación gráfica en la resolución de las dos primeras cuestiones, se adjunta una hoja en formato A3 en la que se representa el tiempo en horas en el eje de abscisas y el caudal en m³/s en el eje de ordenadas.



CUESTIÓN 6. (0,50 ptos)

El jefe de servicio de explotación de la presa durante una avenida que se corresponde con un periodo de retorno de 1.000 años, una vez comprobado que no existe riesgo estructural en la misma, procede a abrir los desagües de fondo a partir de la 14 hora desde el comienzo de la avenida. ¿Es correcta la maniobra realizada por el jefe de servicio de explotación? Justifique la respuesta.

CUESTIÓN 7. (0,50 ptos.)

Pinte sobre la imagen de la planta de la zona que se adjunta, la zona inundable del nuevo cauce.

CUESTIÓN 8. (0,50 ptos.)

Posteriormente, a la ejecución de las obras la Comunidad Autónoma pretende realizar una nueva carretera y para ello es necesario la realización de un puente sobre el nuevo cauce. ¿A quién debe dirigir la solicitud de autorización? ¿Qué condiciones se impondrán por el órgano competente para cumplir con la legislación de aguas?



TABLA 2

HIDROGRAMA DE ENTRADA AL EMBALSE

TIEMPO	CAUDAL (M ³ /S)			VOLUMEN ACUMULADO (X1000 M ³)		
	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)			100	500	1000
	100	500	1000			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	0,00	1,00	2,00	0,00	1,00	3,00
3,00	80,00	158,00	201,00	72,00	159,00	212,00
4,00	458,00	798,00	970,00	1.114,00	2.010,00	2.477,00
5,00	649,00	1.131,00	1.374,00	3.176,00	5.595,00	6.827,00
6,00	1.049,00	1.850,00	2.253,00	6.142,00	10.831,00	13.209,00
7,00	1.455,00	2.502,00	3.029,00	10.816,00	18.943,00	23.044,00
8,00	1.705,00	2.914,00	3.546,00	16.600,00	28.867,00	35.098,00
9,00	1.674,00	2.874,00	3.522,00	22.676,00	39.242,00	47.756,00
10,00	1.553,00	2.725,00	3.383,00	28.545,00	49.422,00	60.317,00
11,00	1.373,00	2.470,00	3.105,00	33.771,00	58.732,00	71.965,00
12,00	1.165,00	2.134,00	2.702,00	37.965,00	66.414,40	81.692,20
13,00	1.000,00	1.838,00	2.330,00	41.565,00	73.031,20	90.080,20
14,00	931,00	1.691,00	2.130,00	44.916,60	79.118,80	97.748,20
15,00	771,00	1.355,00	1.683,00	47.692,20	83.996,80	103.807,00
16,00	578,00	976,00	1.194,00	49.773,00	87.510,40	108.105,40
17,00	440,00	723,00	876,00	51.357,00	90.113,20	111.259,00
18,00	350,00	565,00	680,00	52.617,00	92.147,20	113.707,00
19,00	279,00	449,00	539,00	53.621,40	93.763,60	115.647,40
20,00	219,00	353,00	424,00	54.409,80	95.034,40	117.173,80
21,00	168,00	272,00	328,00	55.014,60	96.013,60	118.354,60
22,00	127,00	206,00	250,00	55.471,80	96.755,20	119.254,60
23,00	94,00	154,00	187,00	55.810,20	97.309,60	119.927,80
24,00	67,00	110,00	134,00	56.051,40	97.705,60	120.410,20
25,00	47,00	76,00	92,00	56.220,60	97.979,20	120.741,40
26,00	30,00	48,00	58,00	56.328,60	98.152,00	120.950,20
27,00	15,00	25,00	30,00	56.382,60	98.242,00	121.058,20
28,00	6,00	10,00	12,00	56.404,20	98.278,00	121.101,40
29,00	3,00	4,00	5,00	56.415,00	98.292,40	121.119,40
30,00	1,00	2,00	2,00	56.418,60	98.299,60	121.126,60
31,00	0,00	1,00	1,00	56.418,60	98.303,20	121.130,20
32,00	0,00	0,00	0,00	56.418,60	98.303,20	121.130,20

**OPOSICIONES AL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y
PUERTOS DEL ESTADO. CONVOCATORIA 2018 (19-01-2019)**

RESOLUCIÓN

PRIMER PROBLEMA. AGUAS

1ª PARTE:

PREGUNTA 1 (2,00 puntos)

Calcular el caudal circulante, durante el período de avenida, por el tramo del río "Canal" desde la presa hasta la confluencia. El diseño tendrá que cumplir con la legislación de aguas vigente (2 puntos):

En primer lugar, distingamos los distintos elementos que tenemos.



Como vemos, por un lado, se tiene una **presa**, que supondremos está en el punto P (está a 2 km aguas arriba de la confluencia, pero simplemente la disponemos ahí para tenerla de referencia).

Aguas abajo, se tiene un tramo del río "Canal", de 2 km, que confluye con la rambla "Oposición". El **punto de confluencia** lo denominaremos punto C. Aguas abajo del punto C, y hasta el **mar** (punto M) se tiene la zona donde se construirá el nuevo **encauzamiento**.

Ahora tendremos que decidir qué **período de retorno consideraremos en los cálculos**.

En primer lugar, debemos determinar el periodo de retorno de referencia a considerar en los cálculos en base a la legislación vigente, que debería venir determinado en el PHC correspondiente a la zona.

No obstante, a falta de más datos como primera posibilidad, podríamos suponer que pueda ser suficiente con la avenida de $T = 100$ años, pues es la que se tiene en cuenta para la determinación de la vía de Intenso desagüe, así como la zona de flujo preferente y para un encauzamiento normalmente es la que se emplea para su dimensionamiento.

Si bien, por la imagen del enunciado, vemos que se trata de una zona de clima árido-desértico, posiblemente del levante peninsular, por lo que dadas las particulares características del lugar, y que existen poblaciones cercanas en la zona por la que pasará el futuro encauzamiento, ante una avenida, sería conveniente adoptar toda un periodo de retorno tal que abarque el caudal que se recogería en toda la llanura de inundación, para que toda la posible zona Inundable quede contenida en la delimitación del encauzamiento, que posteriormente hay que dimensionar en el apartado siguiente.

Ante lo cual, en el Reglamento de Dominio Público Hidráulico (RDPH) se recoge en su artículo 14.1 que:

*1. Se considera **zona inundable** los terrenos que puedan resultar inundados por los niveles teóricos que alcanzarían las aguas en las avenidas cuyo **período estadístico de retorno sea de 500 años**, atendiendo a estudios geomorfológicos, hidrológicos e hidráulicos, así como de series de avenidas históricas y documentos o evidencias históricas de las mismas en los lagos, lagunas, embalses, ríos o arroyos. Estos terrenos **cumplen labores de retención o alivio de los flujos de agua y carga sólida transportada durante dichas crecidas o de resguardo contra la erosión**. Estas zonas se declararán en los lagos, lagunas, embalses, ríos o arroyos.*

Por tanto, adoptaremos este **período de retorno ($T = 500$ años)**

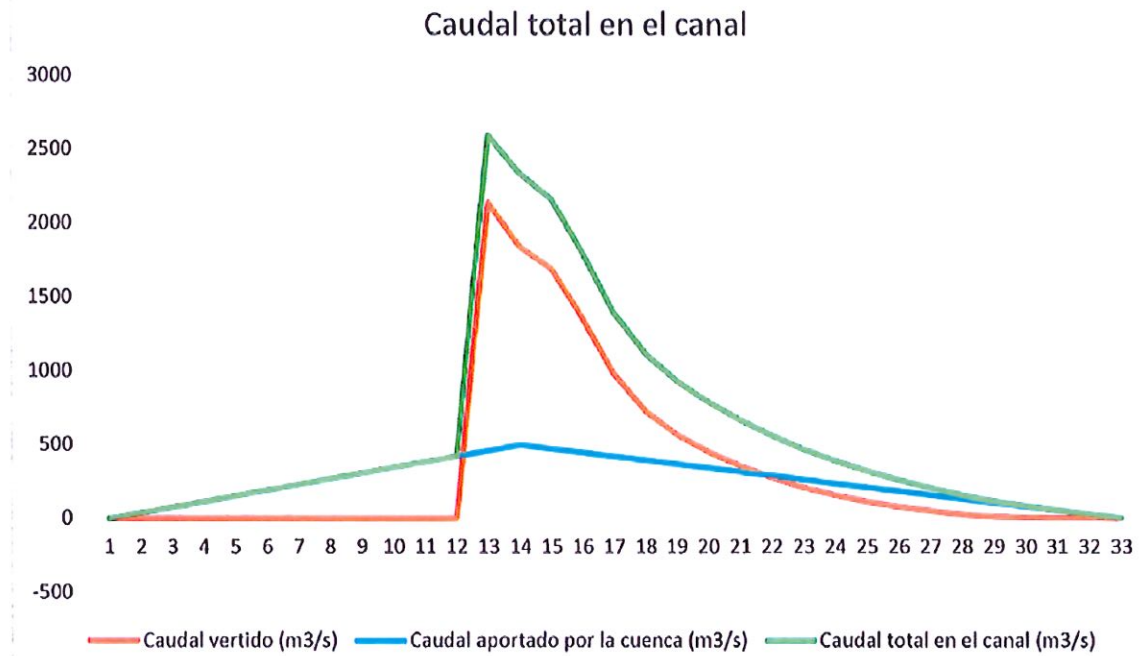
A continuación, evaluamos la **aportación de la presa al tramo PC**.

De la presa, en el enunciado se aporta el hidrograma de entrada, la tabla de volúmenes acumulados en el embalse a lo largo de la avenida y la curva característica de éste. Se establece por enunciado que al comienzo de la avenida el embalse está vacío.

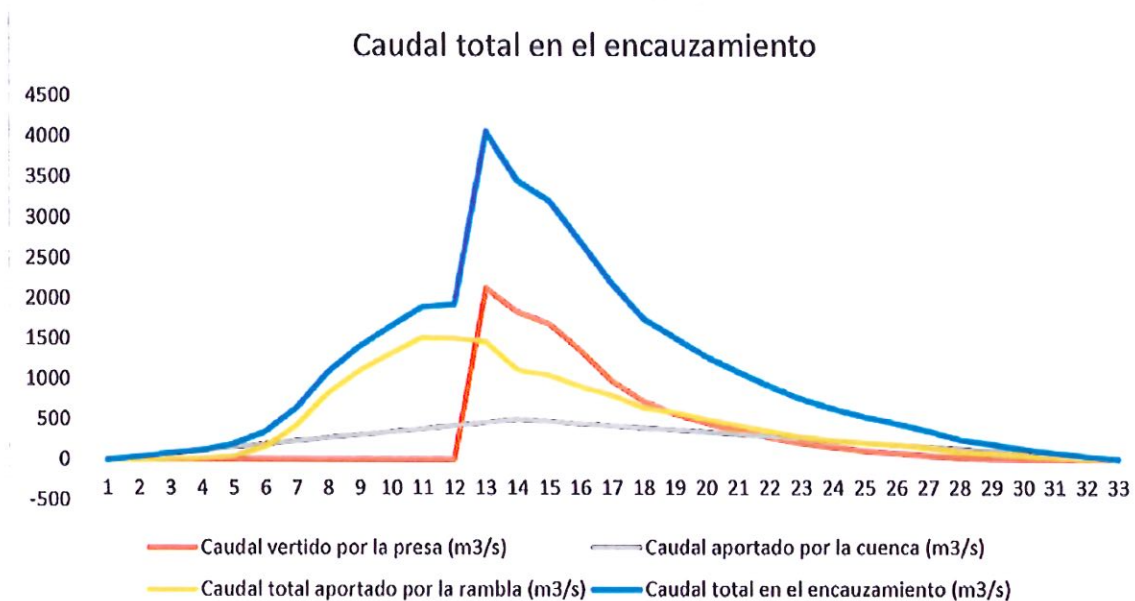
El pico del caudal que pasa por es lógico se tendrá para la hora 12, que será:

Tiempo	Caudal vertido (m3/s)	Caudal aportado por la cuenca (m3/s)	Caudal total en el canal (m3/s)
0	0	0,000	0,000
1	0	38,231	38,231
2	0	76,462	76,462
3	0	114,692	114,692
4	0	152,923	152,923
5	0	191,154	191,154
6	0	229,385	229,385
7	0	267,615	267,615
8	0	305,846	305,846
9	0	344,077	344,077
10	0	382,308	382,308
11	0	420,538	420,538
12	2134	458,769	2592,769
13	1838	497,000	2335,000
14	1691	470,842	2161,842
15	1355	444,684	1799,684
16	976	418,526	1394,526
17	723	392,368	1115,368
18	565	366,211	931,211
19	449	340,053	789,053
20	353	313,895	666,895
21	272	287,737	559,737
22	206	261,579	467,579
23	154	235,421	389,421
24	110	209,263	319,263
25	76	183,105	259,105
26	48	156,947	204,947
27	25	130,789	155,789
28	10	104,632	114,632
29	4	78,474	82,474
30	2	52,316	54,316
31	1	26,158	27,158
32	0	0,000	0,000

A continuación, se representa también la gráfica de aportaciones total en el canal en m^3/s , que como vemos en la tabla anterior, alcanza un máximo de **2.592,769 m^3/s**



De forma gráfica puede verse en el hidrograma siguiente:



A continuación, determinamos la sección del encauzamiento para el caudal de diseño obtenido anteriormente, teniendo en cuenta que la sección del encauzamiento es trapezoidal y de material homogéneo y que debe mantenerse la mayor continuidad longitudinal y transversal posible con el cauce del río Canal.

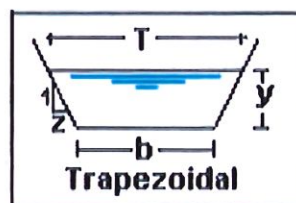
Según el enunciado el diseño del encauzamiento se hará "de tal forma que mantenga la mayor continuidad longitudinal y transversal posible con el cauce del río "Canal". La continuidad longitudinal se conseguirá siguiendo la traza marcada en azul en el enunciado, de tal forma que se continúe con la curvatura del río "Canal" partiendo de la tangente en el punto C, así como la pendiente de dicho canal.

La continuidad transversal se conseguirá con material similar (cauce sin revestir, con material homogéneo), misma altura, mismos taludes y pendiente del cauce del río "Canal", que son de 7 metros, 1V:2H y 0,22% respectivamente, si bien es conveniente aumentar la altura con un resguardo de entre 0,30 y 0,50 m.

La sección del río Canal es trapezoidal, con altura de 7 m, taludes de pendiente 1V:2H y una pendiente del 0,22%.

Partiremos por tanto de dichos valores aportados, y habrá que determinar la anchura de la solera del encauzamiento, para lo cual a partir de la expresión de Manning, y suponiendo un parámetro $n = 0,020$, podremos determinar la incógnita que es la base del encauzamiento y comprobar si puede ser aceptable.

La sección tipo sería la siguiente:



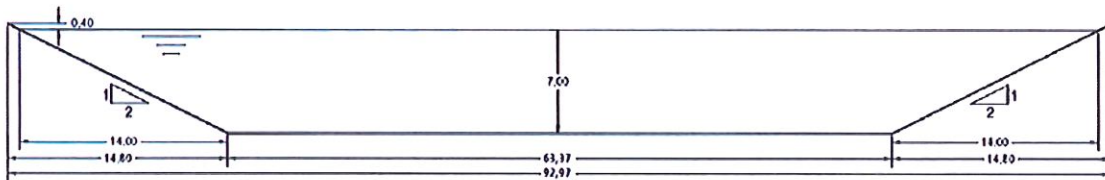
Por lo que la velocidad del caudal será:

$$v = \frac{Q}{s} = \frac{4.062,77}{541,59} = 7,501 \text{ m/s}$$

Se observa que la velocidad del agua en el encauzamiento para el caudal pico es elevada, pues en condiciones normal de operación debería estar entre los 1-3 m/s aproximadamente como valor normal con un revestimiento de terreno natural, si bien dado que el objetivo es el dimensionamiento de la sección para que pueda admitir el máximo caudal durante el pico de la tormenta de $T = 500$ años, puede ser válido.

Si bien, para evitar los posibles daños del mismo, se podría disponer como revestimiento del canal, un material como el hormigón liso, asfáltico o placas de hormigón, que admita mayores velocidades de circulación del agua que una sección sin revestimiento.

Así, la sección determinada obtenida (Incluyendo un resguardo de entre 0,30 y 0,50 m sobre la lámina de agua, tomando concretamente 0,40 m) se tendría una anchura completa de la sección de 92,97m como se observa en la siguiente figura:



Otra opción, sería ampliar la sección del encauzamiento de manera que la velocidad sea menor, para lo cual deberíamos ampliar la sección del encauzamiento, en base a lo dispuesto en el artículo 36.2 de la Ley del Plan Hidrológico nacional, si bien, ya la sección obtenida tiene una dimensión elevada.

Artículo 36

*En este sentido, en los **nuevos encauzamientos se tenderá, siempre que sea posible, a incrementar sustancialmente la anchura del cauce de máxima avenida, revegetando estas áreas con arbolado de ribera autóctono. Asimismo, se respetarán en todo momento las condiciones naturales de las riberas y márgenes de los ríos, conservando su valor ecológico, social y paisajístico, y propiciando la recarga de los álveos y otros acuíferos relacionados con los mismos.***

1.º Se aplicarán las prescripciones del texto refundido de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas, aprobado por Real Decreto legislativo 2/2000, de 16 de junio, y de las disposiciones que la desarrollen, en lo concerniente a la capacidad de las empresas, publicidad, procedimientos de licitación y formas de adjudicación.

2.º Se incluirán las cláusulas que resulten pertinentes para la adecuada defensa por dichas sociedades estatales y por la Administración General del Estado de los intereses públicos afectados.

3.º El orden jurisdiccional contencioso-administrativo conocerá de las cuestiones que se susciten en relación con la preparación y la adjudicación.

4. Las sociedades estatales a que se refiere este artículo tendrán la condición de beneficiarias por causa de utilidad pública en los procedimientos de expropiación forzosa que se desarrollen con ocasión de la construcción, adquisición o explotación de las obras públicas hidráulicas que lleven a cabo en el marco del convenio a que se refiere el apartado 2.

Por tanto, vemos **que si sería posible que sean ejecutadas por una Sociedad Estatal de Aguas** ya que es parte de su objeto social, donde la relación entre la AGE y la Sociedad Estatal, quedará regulado en el correspondiente **convenio que se realice a tal efecto, donde se contemplarán al menos los aspectos correspondientes a:**

- o Régimen de construcción y/o explotación de las obras del encauzamiento
- o Potestades de la AGE en relación con la dirección, inspección, control y recepción de las obras
- o Aportaciones económicas que tenga que realizar la AGE
- o Las garantías que deben establecerse a favor de las entidades que financien la construcción o explotación del encauzamiento

NOTA: Salvo que se crease una nueva Sociedad Estatal (lo que no sería lógico), como las actuales AcuaEs y AcuaMed ya tienen suscritos convenios, si no estuviera contemplada ya dicha obra, habría que llevar a cabo la modificación del convenio correspondiente con objeto de incluir el encauzamiento.

Por su parte, respecto de los **volúmenes evacuados durante la tormenta**, sabemos que:

En la hora 10, para un $T = 1000$, la presa comenzaría a desaguar por el aliviadero de labio fijo, ya que, en esa franja horaria, se superarían los 64.415.240 m³ de capacidad que tiene para la cota máxima de 121 m (si se realizan los cálculos, se observa que en aproximadamente 20 minutos se alcanza la capacidad máxima de embalse)

Desde el momento de la hora 10 en que se llegue a la capacidad máxima y comience a verter el labio fijo, hasta la hora 14 se habrán desaguado por el aliviadero:

$$3.383 \frac{m^3}{s} \cdot 60 \text{ min} \cdot 60 \text{ s} = 12.178.800 \text{ m}^3 - (64.425.240 - 60.317.000) \\ = 8.070.560 \text{ m}^3 \text{ (durante la hora 10)}$$

$$121.130.200 \text{ (volumen total entrante)} - 64.425.240 \text{ (capacidad del embalse)} \\ = 56.704.960 \text{ m}^3 + 8.070.560 \text{ m}^3 = 60.655.760 \text{ (entre las horas 10 a 32)}$$

A ello habrá que sumar el desagüe de fondo, a razón de 50 m³/s, durante las horas 14 a 32 (ambas incluidas), siendo en total 19 horas:

$$19 \times 50 \cdot 60 \text{ min} \cdot 60 \text{ s} = 3.420.000 \text{ m}^3$$

El total por tanto es de:

$$60.655.760 + 3.420.000 = 64.075.760 \text{ m}^3$$

El caudal desaguado por tanto será de:

$$64.075.760 \text{ m}^3 / 32 \text{ horas} = 2.002.367,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tenemos por tanto que:

$$2.002.367,5 \frac{m^3}{s} > 1.912.038,75 \frac{m^3}{s}$$

Dado que vemos que el caudal máximo desaguado, supera el máximo caudal entrante, **no es adecuada la maniobra adoptada por el jefe de explotación de la presa.**

PREGUNTA 8 (0,50 puntos)

Posteriormente, a la ejecución de las obras la Comunidad Autónoma pretende realizar una nueva carretera y para ello es necesario la realización de un puente sobre el nuevo cauce. ¿A quién debe dirigir la solicitud de autorización? ¿Qué condiciones se impondrán por el órgano competente para cumplir con la legislación de aguas?

Deberá ser remitido al órgano de la Comunidad Autónoma encargado de la gestión del dominio público hidráulico.

En cuanto a las condiciones que se impondrán por este órgano, para cumplir con la legislación se tienen fundamentalmente las siguientes:

- ✚ Incluso aunque se terminen las obras de forma anticipada, se deberá **dejar el cauce en condiciones normales de desagüe** (artículo 54.3 del RDPH).
- ✚ Se deberá considerar la posible **incidencia ecológica desfavorable**, debiendo exigirse las adecuadas garantías para la restitución del medio (artículo 72.2 del RDPH).
- ✚ Se deberá presentar **un proyecto suscrito por técnico competente** (artículo 126.1, b)).
- ✚ En caso de que la Administración hidráulica competente valide estudios hidráulicos realizados por el solicitante que demuestren que no se produce un incremento de niveles en las márgenes del río, aguas arriba o abajo del tramo en cuestión, se **podrá prescindir del trámite de información pública (artículo 126.2)**.
- ✚ La actuación deberá someterse a la **tramitación ambiental necesaria** en función de la legislación ambiental aplicable en cada caso (artículo 126.3 del RDPH).
- ✚ **No necesitarán la concesión** a que se refiere este artículo las obras que realice el Estado o las comunidades autónomas, **incluidas en Planes que hubieran sido informados por el Organismo de cuenca y hayan recogido sus prescripciones**. No obstante, todos los proyectos de las administraciones públicas que se realicen en estos ámbitos **deberán someterse a informe del Organismo de cuenca para que se analicen las posibles afecciones al dominio público hidráulico** (artículo 126.4 del RDPH).
- ✚ En los condicionados de las nuevas concesiones y autorizaciones o de la modificación o revisión de las existentes, que incluyan **obras transversales en el cauce el Organismo de cuenca exigirá la instalación y adecuada conservación de dispositivos que garanticen su franqueabilidad por la ictiofauna autóctona**. Igual exigencia tendrá lugar para las obras de este tipo existentes, vinculadas a concesiones y autorizaciones que incluyan esta obligación en su condicionado o que deban incorporar tales dispositivos en aplicación de la legalidad vigente.

Se podrá prescindir temporalmente de estos dispositivos por criterios ambientales o por inviabilidad técnica, a justificar adecuadamente en cada caso. En función de la evolución ambiental del tramo o de la mejora de las técnicas, el Organismo de

cuenca podrá exigir su instalación cuando las condiciones así lo aconsejen (artículo 126 bis.2 del RDPH).

- ✚ Al ser una obra que por su naturaleza y dimensiones pueda afectar significativamente al transporte de sedimentos, será exigible una **evaluación del impacto de dicha obra sobre el régimen de transporte de sedimentos del cauce**. En la explotación de dichas obras se adoptarán medidas para minimizar dicho impacto (artículo 126 bis.5 del RDPH).
- ✚ Las obras del puente deberán realizarse de forma que **no se ocupe la vía de intenso desagüe con terraplenes o estribos de la estructura de paso y no se produzcan alteraciones significativas de la zona de flujo preferente**, para lo cual la obra de paso se complementará con posibles obras de drenaje adicionales y pasos inferiores. No obstante, y **en caso necesario, podrán ubicarse pilas dentro de la vía de intenso desagüe, minimizando siempre la alteración del régimen hidráulico**, y garantizando que la sobreelevación producida sea inferior a los límites establecidos en el artículo 9.2 del RDPH. En caso de que pueda verse afectada la seguridad de las personas y bienes o el posible desarrollo urbanístico, la **sobreelevación máxima será inferior a 10 cm** (artículo 126 ter.3 del RDPH).
- ✚ En el diseño de los drenajes transversales de las vías de comunicación se **respetarán en la medida de lo posible las áreas de drenaje naturales y deberán adoptarse las medidas necesarias para limitar el incremento del riesgo de inundación** que pueda derivarse (artículo 126 ter.4 del RDPH).
- ✚ En todo caso, los titulares de estas infraestructuras deberán **realizar las labores de conservación necesarias que garanticen el mantenimiento de la capacidad de desagüe de la misma**, para lo cual los particulares facilitarán el acceso de los equipos de conservación a sus propiedades, no pudiendo realizar actuaciones que disminuyan la capacidad de drenaje de las infraestructuras (artículo 126 ter.6 del RDPH).

La contaminación no ha deteriorado de manera significativa la capacidad de la masa de agua subterránea o de una masa dentro del grupo de masas de agua subterránea para atender los diferentes usos.

Para determinar la composición química de la masa o grupos de masas podrá utilizarse la media aritmética espacial de la concentración en cada punto de control representativo de la masa de agua.

La selección de los puntos de control para el seguimiento del estado químico de las aguas subterráneas deberá ser tal que proporcione una apreciación coherente y amplia del estado químico de las aguas subterráneas y detecte la presencia de tendencias al aumento prolongado de contaminantes inducidas antropogénicamente.

En el plan hidrológico se incluirá un resumen de la evaluación del estado químico de las aguas subterráneas que comprenderá, asimismo, una explicación referente a la forma en que se han tenido en cuenta en la evaluación final los valores que excedan las normas de calidad de las aguas subterráneas o los valores umbral registrados en los puntos de control.

Partiendo de los datos indicados por el enunciado:

Punto de control	Nitratos (mg/L)	Dieldrín (µg/L)	Fecha
C.1	25	0,05	2014
C.1	30	0,06	2015
C.1	35	0,08	2016
C.1	40	0,08	2017
C.1	45	0,09	2018
C.2	29	0,01	2014
C.2	35	0,01	2015
C.2	38	0,03	2016
C.2	40	0,04	2017
C.2	41	0,05	2018

Vemos que, para nitratos, ninguna de las medidas en todos los años, en ambos puntos de control (C1 y C2) no supera el límite de 25 mg/l

Y por su parte, para el caso de los plaguicidas se observa que ninguna de las medidas en todos los años en ambos puntos de control (C1 y C2) para el dieldrín, supera el límite de 0,1 µg/l y dado que no se indica ningún otro tipo de plaguicida, consideramos que igualmente cumple.

Por lo tanto, la masa de agua está en buen estado químico.

Sin embargo, como hemos visto que el estado cuantitativo es malo, el estado global de la masa de agua está en mal estado.

EJEMPLO DE SUPUESTOS PRÁCTICOS DE ELABORACIÓN PROPIA

SUPUESTO 1

APLICACIÓN LEY 9/2017 (LCSP)

El 10 de marzo de 2018 comenzó la ejecución de las obras de construcción del nuevo edificio de la A.E.A.T. en Alcorcón. El presupuesto de licitación de las obras fue de 1.983.339,94 € y el de adjudicación fue de 1.803.036,31 € (ambos con IVA incluido) y el plazo de ejecución de 11 meses.

Durante la ejecución hubo que tramitar 2 presupuestos adicionales, uno por modificaciones en el proyecto que ascendió a 180.303,63 € y otro por obras complementarias por 120.202,42 €.

El programa de ejecución de los trabajos del proyecto modificado implicaba un aumento de 1 mes respecto al plazo del proyecto inicial.

La duración de las obras complementarias se estableció en 1,5 meses en el correspondiente proyecto complementario.

El importe que se abonó al contratista mediante certificaciones de obra ascendió a 2.073.491,76 €, de los cuales 1.962.304,52 € correspondieron al Proyecto Modificado y 111.187,24 € al Complementario, quedando 30.050,60 € con cobertura financiera sin ser abonados.

Sabiendo que la obra ejecutada ascendió a 2.151.623,33 €, se pide:

- ✚ 1º Presupuesto de Ejecución Material del Proyecto.
- ✚ 2º Suponiendo que solo se pide clasificación en el Grupo C, cuál es la categoría exigible
- ✚ 3º Ídem suponiendo que el plazo de ejecución fuera de 20 meses
- ✚ 4º Cual es la baja de licitación.
- ✚ 5º Valor Estimado del Contrato
- ✚ 6º Cual fue el exceso de mediciones de la obra, teniendo en cuenta que la liquidación del proyecto complementario ascendió a 7.212,14 €

RESOLUCIÓN

Aclaraciones previas.

Un Modificado consiste en la alteración del contrato primitivo, que la Administración puede ordenar ejecutar por diversos motivos, normalmente causas que no se pudieron prever cuando se redactó y licitó el Proyecto. En la Ley actual están mucho más limitados que anteriormente. El expediente sigue siendo el mismo.

Un Complementario es un contrato aparte. La obra principal se puede ejecutar sin que sea necesario el complementario. Sin embargo, puede ocurrir que a la Administración le convenga ejecutarlo simultáneamente con la obra principal, y puede, bajo determinadas circunstancias, adjudicarlo al contratista principal. Es otro expediente y otro contrato, sin embargo, se tramita conjuntamente con el expediente de la obra principal. Lo que se hacía es que se adjudicaba un nuevo contrato con el procedimiento negociado sin publicidad.

PERO CON LA NUEVA LEY DE CONTRATOS (9/2017)

Ahora se incorpora la posibilidad de tramitar como modificación «obras, suministros o servicios adicionales a los inicialmente contratados» cuando el cambio de contratista no fuera posible por razones de tipo económico o técnico.

1.- Presupuesto de Ejecución Material del Proyecto.

Artículo 131 del Reglamento

El resumen del presupuesto de licitación es

- (A) Presupuesto de Ejecución Material
- (B) Gastos Generales 13 % de P.E.M.
- (C) Beneficio Industrial 6 % de P.E.M.
- (D) Subtotal (A)+(B)+(C)
- (E) I.V.A. 21 % de D

Presupuesto Base de Licitación (IVA INCLUIDO) = (D)+(E)

$$P. E. M. = (P. B. L.) / (1.21 * 1.19) = (1.983.339,94) / (1.21 * 1.19) = 1.377.415,06 \text{ €}$$

(El 1.21 se refiere al tipo de IVA en vigor. Los Gastos Generales, salvo que el enunciado diga lo contrario se establece en el 13 % y el Beneficio Industrial siempre es el 6 %).

Una vez que se ha acabado la obra y se procede a la Recepción, se realiza la **Medición General**, que da la columna 3 y da lugar a la **Certificación Final**.

La columna 4 (**Exceso de Mediciones sobre el Proyecto Vigente**) nos da el exceso de mediciones sobre el Presupuesto Vigente, que es la cantidad que ahora hay que habilitar.

La columna 5 nos da lo que hay que abonar al contratista, saldos (**Exceso de Mediciones sobre lo Certificado**)

10.- Fecha máxima de recepción.

Artículo 210 de la LCSP

El contrato principal tiene una duración de $11 + 1 = 12$ meses. Luego la fecha de finalización será el 9 de marzo de 2019. (El complementario se realiza a la vez).

Como la recepción es como mucho un mes más tarde será el 9 de abril de 2019.

«En todo caso, su constatación exigirá por parte de la Administración un acto formal y positivo de recepción o conformidad dentro del mes siguiente a la entrega o realización del objeto del contrato, o en el plazo que se determine en el pliego de cláusulas administrativas particulares por razón de sus características»

Como no sabemos que dice el PCAP, tomamos el plazo que dice la ley

11.- Fecha máxima de certificación final.

Artículo 243 de la LCSP

Dentro del plazo de tres meses contados a partir de la recepción, el órgano de contratación deberá aprobar la certificación final de las obras ejecutadas. Luego la fecha máxima será 9 de julio de 2019

12.- Fecha máxima de abono de la certificación final.

Artículo 198 de la LCSP

La Administración tendrá la obligación de abonar el precio dentro de los treinta días siguientes a la fecha de aprobación de las certificaciones de obra. Por lo tanto, deberá ser abonada antes del 9 de agosto de 2019.