

PRÓLOGO

El presente libro es una recopilación de los problemas “de clase” y de los propuestos en los exámenes de las asignaturas “Ingeniería Sanitaria y Ambiental” e “Ingeniería Ambiental” de las Escuelas de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidades de Cantabria y de A Coruña, respectivamente. El objetivo de los problemas presentados es puramente docente.

Las limitaciones de tiempo en los planes de estudio para impartir la docencia de una asignatura da como resultado que, en cada tema, se dedique muy poco tiempo a la realización de problemas. Una recopilación, como la que se presenta, permite al alumno analizar casos más variados tanto por los aspectos tratados como por la complejidad, facilitando el aprendizaje global de la materia.

Esta edición es la segunda que se realiza. Hay aspectos de la ingeniería sanitaria y ambiental incluidos en los temarios de las asignaturas que no han sido tratados o el número de problemas presentados es muy pequeño. La intención de los autores es ir ampliando el contenido año tras año.

En esta segunda edición se han desarrollado nuevos problemas y se han corregido errores que fueron detectados en la primera edición.

Los autores

Octubre de 2001

ÍNDICE DE CAPÍTULOS

- 1.- POBLACIÓN Y CONSUMO DE AGUA**
- 2.- CALIDAD DEL AGUA Y CONTROL**
- 3.- CALIDAD DE AGUA EN RÍOS**
- 4.- CONTAMINACIÓN DE LAGOS Y EMBALSES**
- 5.- VERTIDO AL MAR DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
- 6.- ABASTECIMIENTO**
- 7.- PRETRATAMIENTO**
- 8.- DECANTACIÓN PRIMARIA**
- 9.- LECHOS BACTERIANOS**
- 10.- FANGOS ACTIVOS**
- 11.- DECANTACIÓN SECUNDARIA**
- 12.- TRATAMIENTO DE FANGOS**
- 13.- DEPURACIÓN EN PEQUEÑOS NÚCLEOS**
- 14.- RESIDUOS SÓLIDOS URBANOS**

CAPÍTULO 1
POBLACIÓN Y CONSUMOS DE AGUA



P1.- Calcular la población de proyecto de una obra sanitaria para un municipio español, mediante los métodos aritmético y del MOPU.

Los datos del censo son los siguientes:

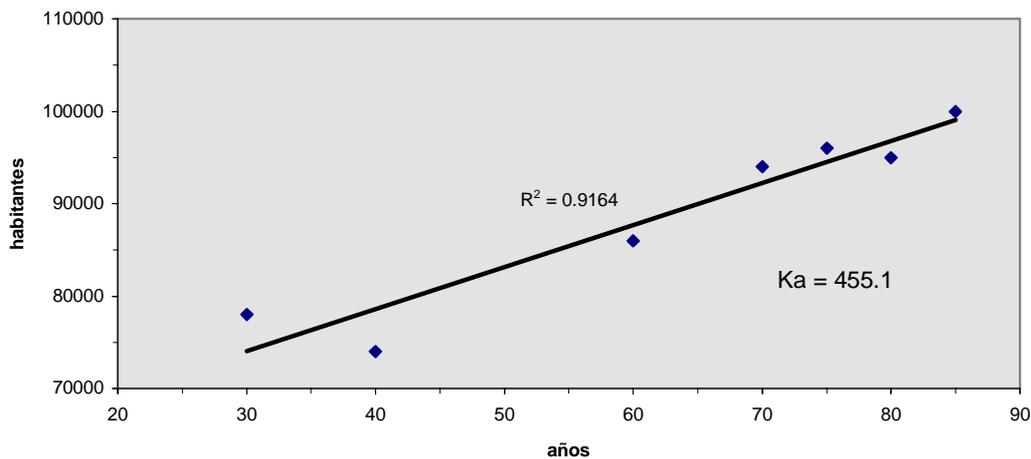
| | |
|-------------|---------------------------|
| 1985 | 100.000 habitantes |
| 1980 | 95.000 |
| 1975 | 96.000 |
| 1970 | 94.000 |
| 1960 | 86.000 |
| 1940 | 74.000 |
| 1930 | 78.000 |
| 1931 | |

Vida esperada de la obra 50 años

1.- Método aritmético

Hacemos la gráfica de la evolución de la población:

Evolución de la población - Método aritmético



$$P_t = P_0 + K_a t \rightarrow P_{50} = 100000 + 455.1 \times 50 = 122755 \text{ hab}$$

2.- Método del MOPU (NRPAS)

$$P_t = P_0 (1+r)^t$$

donde :

- P₀ = censo más reciente
- t = número de años
- r = tasa de crecimiento (en tanto por uno)

Las tasas r se deben calcular para periodos de 10, 20 y 50 años, por lo que hacemos interpolación lineal para estimar la población en los años 1965 y 1935 obteniendo 90000 y 76000 habitantes, respectivamente.

$$r_t = \left(\frac{P}{P_0} \right)^{1/t} - 1; \text{ con lo cual:}$$

$$r_{10} = \left(\frac{100000}{96000} \right)^{1/10} - 1 = 4.09 \cdot 10^{-3}$$

$$r_{20} = \left(\frac{100000}{90000} \right)^{1/20} - 1 = 5.28 \cdot 10^{-3}$$

$$r_{50} = \left(\frac{100000}{76000} \right)^{1/50} - 1 = 5.50 \cdot 10^{-3}$$

$$P_{50} = 100000 \times (1 + 0.00409)^{50} = 122639 \text{ hab}$$

P2.- Se pretende hacer el proyecto del abastecimiento de agua de una urbanización de lujo de 400 habitantes, constituida por 4 bloques iguales de viviendas. Calcular lo siguiente:

- a) Necesidades medias de agua de la urbanización ($m^3/\text{día}$)**
- b) Consumo máximo diario de la urbanización (m^3/d)**
- c) Consumo horario máximo de la urbanización (m^3/h)**
- d) Consumo horario máximo de cada bloque de viviendas (m^3/h)**

Nota: Suponer tasa de crecimiento de la dotación 0%.

❖ Necesidades medias

Adopto una dotación de 250 L/hab· día, ya que se trata de una urbanización de lujo y tendrá un alto consumo debido al nivel de vida. Aunque parezca un valor bajo respecto al que se considera en ciudades de más de 50000 habitantes, es debido a que en estas dotaciones se están considerando usos industriales menores y usos municipales.

$$400 \text{ hab} \times 250 \frac{\text{L}}{\text{hab} \cdot \text{día}} \times 10^{-3} \frac{\text{m}^3}{\text{L}} = 100 \text{m}^3 / \text{día}$$

❖ Consumo máximo diario

$$400 \text{ hab} \times 250 \frac{\text{L}}{\text{hab} \cdot \text{día}} \times 10^{-3} \times 1.8 = 180 \text{ m}^3/\text{d}$$

El máximo diario se sitúa en el valor máximo del rango 1.2-1.8, ya que se considera un alto consumo estival debido a riego de jardines y llenado de piscinas.

❖ Consumo horario máximo

$$400 \text{ hab} \times 250 \frac{\text{L}}{\text{hab} \cdot \text{d}} \times 10^{-3} \frac{\text{m}^3}{\text{L}} \times \frac{1\text{d}}{24\text{h}} \times 4 = 16.7 \text{ m}^3/\text{h}$$

❖ Consumo máximo horario de cada bloque

$$100 \text{ hab} \times 250 \frac{\text{L}}{\text{hab} \cdot \text{día}} \times 10^{-3} \frac{\text{m}^3}{\text{L}} \times \frac{1\text{d}}{24\text{h}} \times 6.3 = 6.56 \text{ m}^3/\text{h}$$

Se trata como una población diferenciada de 100 habitantes, por lo que el coeficiente punta 6.3 se obtiene a partir de la tabla del Canal de Isabel II promediando entre los coeficientes para 80 y 200 habitantes.

P3.- Estimar el consumo anual de agua de una ciudad de 10.000 habitantes para el año horizonte de proyecto (dentro de 20 años).

Dotación actual: 200 L/hab/día.
Población hace diez años: 9.050 habitantes

Se supone una tasa de crecimiento anual de la dotación de 0.5%

$$D_{20} = 200 (1 + 0.005)^{20} = 221 \text{ L/h/d}$$

$$P_{20} = 10000 (1 + r)^{20}$$

$$r = \sqrt[20]{\frac{10000}{9050}} - 1 = 0.01$$

$$P_{20} = 12202 \text{ habitantes}$$

$$\text{Consumo} = 12202 \text{ hab} \times 221 \frac{\text{L}}{\text{hab} \cdot \text{día}} \times \frac{365 \text{ d}}{\text{año}} \times \frac{1 \text{ Hm}^3}{10^9 \text{ L}} = 0.98 \text{ Hm}^3/\text{año}$$

CAPÍTULO 2
CALIDAD DEL AGUA Y CONTROL



P1.- ¿Cuál de las siguientes aguas es preferible para uso doméstico?

Agua A : **TH** **30 grados franceses**
 TAC **250 mg/L CO₃Ca**

Agua B: **TH** **350 mg/L CO₃Ca**
 TAC **100 mg/L CO₃Ca**

El agua A tiene mayor dureza temporal (250 ppm CO₃Ca) que la B (100 ppm CO₃Ca), por lo tanto, producirá una mayor cantidad de depósitos de “cal” que producirá incrustaciones en tubería y accesorios. Los alimentos cocidos tendrán mejor sabor si la cocción se hace con el agua B. Si se emplea calefacción con intercambiadores de calor por los que circula agua a elevada temperatura será más perjudicial el agua A debido a las incrustaciones.

Por otro lado, el agua B (350 mg/L CO₃Ca) es algo más dura que el agua A (30°F= 300 mg/L CO₃Ca), por lo que disolverá peor el jabón y por tanto obligará a un mayor consumo de agua en las tareas de lavado.

Aunque ambas aguas son duras se considera que el agua B es preferible para uso doméstico.

P2.- Calcular la concentración media de DBO₅ en un vertido de agua residual de un pueblo de 900 habitantes (censo de 1975) con red separativa de alcantarillado.

Emplear dotaciones de las Normas para la Redacción de Proyectos de Abastecimiento y Saneamiento de Poblaciones (NRPASP) y considérese como año de diseño el de 1975.

Según las Normas para la Redacción de Proyectos de Abastecimiento y Saneamiento de Poblaciones (NRPASP) para poblaciones inferiores a 1000 habitantes corresponde una dotación de 100 L/hab· día.

Por otra parte, la carga contaminante de DBO₅ para un núcleo de población que tenga red separativa es de 60 g DBO₅/(hab· día).

Por tanto:

$$[\text{DBO}_5] = \frac{60 \text{ g/hab·día}}{100 \text{ L/hab·día}} \cdot 1000 \frac{\text{mg}}{\text{g}} = 600 \text{ mg/L}$$

P3.- ¿Qué dilución hay que hacer a un agua para medir su DBO_5 si tiene una DBO última de 200 mg/L y una $K_1 = 0.2 d^{-1}$? (Se pretende que el OD final del ensayo sea el 50% de saturación).

A partir de la DBO última es posible calcular la DBO a los cinco días mediante:

$$DBO_5 = L_0 (1 - e^{-k_1 t}) = 200 (1 - e^{-0.2 \times 5}) = 126.4 \text{ ppm}$$

El contenido máximo de oxígeno en la muestra es el de saturación, es decir:

$$OD_{\text{sat}} = \frac{475}{33.5 + 20} = 8.88 \text{ ppm}$$

Como al final del ensayo debe haber el 50% del oxígeno de saturación:

$$DBO_{5, \text{ ensayo}} = 50\% \text{ de } OD_{\text{sat}} = 4.44 \text{ ppm}$$

Por tanto:

$$\text{Dilución} = \frac{DBO_{5, \text{ real}}}{DBO_{5, \text{ ensayo}}} = \frac{126.4}{4.44} = 28.5$$

Es decir, cada mL de agua residual hay que diluirlo con 28.5 mL de agua exenta de DBO_5 (agua de dilución). Es decir, 1 mL de agua residual con 27.5 mL de agua de dilución, con lo que la DBO_5 del agua mezclada será $1 \cdot 126.4 / 28.5 = 4.44$ ppm.

Si se usa la botella de Winkler (300 mL) el volumen de agua residual sería = 10.53 mL y el de agua de dilución = $300 - 10.53 = 289.47$ mL

P4.- Analizando muestras de 50 mL de agua residual se obtienen los siguientes resultados:

- Después de evaporar, el residuo pesa: 30 mg.
- Después de filtrar, el material retenido y evaporado pesa: 10 mg.
- El material retenido por el filtro se calcina y pesa: 7 mg.

Determinar los sólidos disueltos (SD) y los sólidos en suspensión volátiles (SSV) de dicha agua residual.

❖ Cálculo de los sólidos disueltos

$$\begin{aligned}
 \text{Peso de Sólidos Totales} &= 30 \text{ mg} \\
 \text{Peso de Sólidos Suspendidos} &= 10 \text{ mg} \\
 \text{Peso de Sólidos Disueltos} &= 30 - 10 = 20 \text{ mg} \\
 \text{Sólidos Disueltos (SD)} &= \frac{20 \text{ mg}}{50 \text{ mL}} \times 1000 \frac{\text{mL}}{\text{L}} = 400 \text{ mg/L}
 \end{aligned}$$

❖ Cálculo de los sólidos suspendidos volátiles:

$$\begin{aligned}
 \text{Peso de Sólidos Suspendidos} &= 10 \text{ mg} \\
 \text{Peso Fijo de SS (SSF)} &= 7 \text{ mg} \\
 \text{Peso volátil de SS} &= 10 - 7 = 3 \text{ mg} \\
 \text{SSV} &= \frac{3 \text{ mg}}{50 \text{ mL}} \times 1000 \frac{\text{mL}}{\text{L}} = 60 \text{ mg/L}
 \end{aligned}$$

P5.- Determinar la cantidad máxima de oxígeno disuelto que puede consumir un agua que tiene una DBO₅ de 300 ppm y una tasa de consumo de oxígeno K₁ a 20 °C de 0.35 d⁻¹.

La máxima cantidad de oxígeno disuelto que puede consumir el agua corresponde al valor de la DBO última (L₀).

$$DBO_t = L_0 (1 - e^{-K_1 t})$$

Para t=5 días:

$$L_0 = \frac{300 \text{ mg/L}}{(1 - e^{-0.35 \times 5})} = 363 \text{ mgO}_2/\text{L}$$

La cantidad máxima de oxígeno disuelto que consumirá la muestra de agua en cuestión será de 363 mg por litro.

P6.- Se realiza un vertido, que cumple la Tabla 2 del Canon de vertido, a un río limpio (de contaminación despreciable).

¿Puede ser inaceptable dicho vertido, en cuanto a cinc y fósforo, desde el punto de vista de los objetivos de calidad del agua del río?.

Caudal vertido: 50 L/s
Caudal río (estiaje): 1000 L/s
Objetivos calidad río: agua captable para potabilizar con tratamientos avanzados
 agua apta para vida de ciprínidos.

Pesos atómicos:
P=31
O=16
Zn=65

Las características del vertido son (Tabla 2 Canon Vertido):

Zn < 10 mg/L (disuelto)
 P < 20 mg/L (fósforo total)

Las concentraciones máximas en el río serán (aplicando el modelo de mezcla, considerando como punto más desfavorable el de vertido y suponiendo que el caudal del río se refiere al caudal aguas abajo del vertido):

$$Zn = \frac{50 \frac{L}{s} \times 10 \frac{mg\ Zn}{L}}{1000 \frac{L}{s}} = 0.5\ mg\ Zn/L$$

$$P = \frac{50 \frac{L}{s} \times 20 \frac{mg\ P}{L}}{1000 \frac{L}{s}} = 1\ mg\ P/L$$

Los límites de estos contaminantes, en el río, según los objetivos de calidad serán (teniendo en cuenta que el agua captable para potabilizar corresponde a agua natural categoría A3):

| | A3 |
|--------------|--|
| Zn | 5 mg/L |
| P (fosfatos) | (0.7) mg/L P ₂ O ₅ |

| | Ciprínidos | |
|----------------------------------|-------------------|---------------------|
| Dureza (mg/L CO ₃ Ca) | Zn (mg/L) | P (mg/L) |
| 10 | ≤ 0,3 | (0.4) Fósforo total |
| 50 | ≤ 0,7 | (0.4) Fósforo total |
| 100 | ≤ 1,0 | (0.4) Fósforo total |
| 500 | ≤ 2,0 | (0.4) Fósforo total |

En cinc sólo sería inaceptable para aguas del río muy blandas (TH < 30 mg/L CO₃Ca) debido al límite de ciprínidos. En el resto de casos sería siempre aceptable.

En fósforo sería inaceptable (para ciprínidos) si se consideran los valores indicativos deseables como imperativos o exigidos (son los valores que están entre paréntesis en la tabla).

Por lo tanto sería inaceptable el vertido en cuanto a fósforo. En cuanto a cinc sólo si el TH del agua es < 3°F.

P7.- Una industria vinícola genera un volumen medio diario de aguas residuales de 1 000 m³ con la composición que se indica en la Tabla. Hasta el año 1988 estuvo vertiendo estas aguas sin tratamiento alguno. A partir de 1989 puso en marcha una pequeña EDAR basada en procesos biológicos con recuperación de biogas que se utiliza para cogenerar energía. El coste de la EDAR fue de 90 millones de pesetas de los cuales la UE subvencionó un 20% y la CC.AA. otro 10%, ambas subvenciones a fondo perdido con la condición de que la EDAR a partir de su puesta en marcha no quedara fuera de servicio nunca (excepto en caso de fuerza mayor) y que la calidad del efluente fuera en el 95% de las muestras analizadas la que se indica en la Tabla. La UE y la CC.AA. entendían que de esta forma se gastaría menos dinero en tareas de recuperación de un tramo de río con fines de recreo y pesca, y que además la Empresa obtendría un ahorro considerable por reducción del canon de vertido. El 70% del coste de la EDAR se amortizaría en 10 años. Los costes de mantenimiento y explotación descontados los ingresos por el biogas fueron en el primer año de funcionamiento de 3 millones de pesetas, incrementándose con un índice anual del 1.5% hasta la fecha. En el año 1988 la Empresa pagó por canon de vertido a razón de 800.000 pts./UC. El canon ha ido incrementándose en la cuenca a razón del 2% anual. Si para 1998 el coste de inversión empresarial en la EDAR ha sido amortizado, ¿cuánto es el ahorro, si lo hubiera, que le supone a la Empresa por el canon de vertido en el año 1999? Suponer que el caudal de aguas residuales sigue siendo el mismo y que el año de producción es de 300 días.

CARACTERÍSTICAS DEL VERTIDO

| Parámetro | sin EDAR | con EDAR |
|----------------------------------|--------------------------|----------------------------|
| pH | 6 | 7.5 |
| SS (mg/L) | 1000 | 25 |
| Mat. sedimentables (mL/L) | 5 | 0.25 |
| DBO₅ (mg/L) | 800 | 25 |
| DQO (mg/L) | 1200 | 100 |
| Color | apreciable a 1/30 | inapreciable a 1/20 |
| Amoniaco (mg/L) | 70 | 10 |
| Aceites y grasas (mg/L) | 160 | 10 |

1.- Clasificación del vertido

Según las tablas del anexo al Título IV, RD 849/1986)

❖ Clasificación del vertido sin depurar

Industria Clase 3 (Clasificación de Actividades)
Vertido corresponde a la Tabla 1 (valores límites)
Por lo tanto k = 4 (Tabla de valores de k)

❖ Clasificación del vertido con depuración

Industria Clase 3
Vertido corresponde a la Tabla 3
Por lo tanto k = 0.40

2.- Cálculo del canon de vertido

❖ Canon de vertido sin depurar

$$C = KV = 4 \times 10^{-5} \times 1000 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times \frac{300 \text{ d}}{\text{año}} = 12 \text{ UC}$$

Valor del canon en 1999: $800000 (1 + 0.02)^{11} = 994699 \text{ Pts.}$

Canon de vertido: $12 \times 994699 = 11.936.388 \text{ Pts}$

- ❖ Canon de vertido con depuración:

$$k = k_a - \mu(k_a - k_b)$$

$$k_a = 0.40 \text{ (tabla 3); } k_b = 0 \text{ (tabla 4)}$$

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{L_{i,a} - A_i}{L_{i,a} - L_{i,b}}; \text{ en este caso } n = 6 \text{ (se descartan el pH y el color)}$$

$$\mu = \frac{1}{6} \left(\frac{80-25}{80-0} + \frac{0.50-0.25}{0.50-0} + \frac{40-25}{40-0} + \frac{160-100}{160-0} + \frac{15-10}{15-0} + \frac{20-10}{20-0} \right) = 0.4618$$

$$k = 0.40 - 0.4618(0.40 - 0) = 0.2153$$

$$C = KV = 0.2153 \times 10^{-5} \times 1000 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times \frac{300 \text{ d}}{\text{año}} = 0.6459 \text{ UC}$$

$$\text{Canon de vertido} = 0.6459 \times 994699 = 642.476 \text{ Pts}$$

- ❖ Explotación y mantenimiento en 1999:

$$3.000.000 (1 + 0.015)^{11} = 3.533.847 \text{ Pts.}$$

- ❖ Ahorro estimado:

$$\text{Coste total: } 642.476 + 3.533.847 = 4.176.323 \text{ Pts}$$

$$\text{Ahorro estimado: } 11.936.388 - 4.176.323 = 7.760.065 \text{ Pts.-}$$

CAPÍTULO 3
CALIDAD DE AGUA EN RÍOS



P1.- Un río urbano, que desemboca en el mar, se ha canalizado con el fin de mejorar su funcionamiento hidráulico en avenidas y evitar los desbordamientos. El río pasó de tener una configuración de remansos y rápidos a tener una pendiente uniforme. Curiosamente, a partir de la realización de la obra han comenzado a aparecer peces muertos y a notarse malos olores.

Se analizó el problema y se han detectado niveles de oxígeno muy bajos y nulos a partir de un cierto punto. La realización de una campaña de campo en un tramo del río ha aportado la siguiente información:

| Kilómetro | OD (mg/L) | DBO ₅ (mg/L) |
|-----------|--------------|-------------------------|
| 0 | 8.12 (ODsat) | 16 |
| 4 | 3.76 | 11.63 |
| 8 | 0.97 | 8.45 |
| 12 | 0 | 7.9 |
| 16 | 0 | 7.85 |

En el kilómetro 16 el río desemboca en el mar. La temperatura del agua durante la realización de la campaña fue de 25° C, y se considera la peor situación para el oxígeno en ese río durante todo el año. La velocidad del río durante las campañas fue de 0.1157 m/s.

Una vez analizado el problema se llega a la conclusión de que una posible manera de recuperar el oxígeno en el río sería hacer una cascada que reoxigene el río (la cascada se generaría con un azud ó un muro); esta cascada produciría una entrada instantánea de oxígeno en el agua del río.

¿Cuál sería la posición del azud más lejana del punto kilométrico cero y cuál sería la altura mínima que debe tener para conseguir en todo el río calidad A3 del agua en oxígeno disuelto? la velocidad del agua del río se mantiene igual aún después de la obra de reaireación.

Revisando la literatura de ha encontrado la siguiente ecuación, descrita por Butts y Evans (1993) y atribuida a Gameson, la cual permite estimar la reaireación debida a una presa:

$$Da - Db = \left\{ 1 - \frac{1}{[1 + 0.36ab(1 + 0.046T)H]} \right\} Da$$

en donde:

Da = Déficit de oxígeno aguas arriba de la presa, mg/L

Db = Déficit de oxígeno aguas abajo de la presa, mg/L

T = Temperatura, °C

H = Altura de caída del agua, metros

a = Factor empírico de calidad del agua

usar a = 1 que corresponde a aguas moderadamente contaminadas

b = Coeficiente empírico de aireación de la presa (depende de la forma de la presa)

usar b = 1 que corresponde aproximadamente a un vertedero de pared delgada con talud vertical aguas abajo

1.- Obtención de los parámetros del río a partir de las campañas realizadas

Velocidad del río = 0.1157 m/s

Temperatura = 25 °C

| Tiempo (días) | Kilómetro | OD (mg/L) | DBO ₅ (mg/L) |
|---------------|-----------|--------------|-------------------------|
| 0 | 0 | 8.12 (ODsat) | 16 |
| 0.4 | 4 | 3.76 | 11.63 |
| 0.8 | 8 | 0.97 | 8.45 |
| 1.2 | 12 | 0 | 7.9 |
| 1.6 | 16 | 0 | 7.85 |

1.1.- Cálculo de la constante cinética K_1

$$L_t = L_0 \cdot e^{-K_1 t}$$

$$DBO_{u,t} = DBO_{u,0} \cdot e^{-K_1 t}$$

$$DBO_{5,t} = DBO_{5,0} \cdot e^{-K_1 t}$$

Sustituyendo valores:

$$11.63 = 16 \cdot e^{-K_1 \cdot 0.4} \Rightarrow K_1 = 0.797 \text{ d}^{-1} \text{ para } T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$$

Podría haberse calculado con otra DBO₅, por ejemplo con la del Km 8; pero no con la del 12 ó el 16, ya que hay anaerobiosis y la cinética aerobia ya no sería válida.

Se puede calcular la $L_0 = DBO_{u,0}$. Hay que cambiar la K_1 de 25 °C a 20 °C:

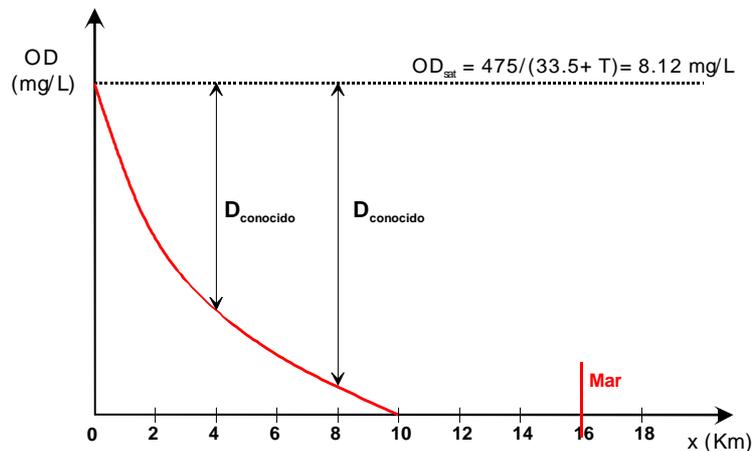
$$K_{1(25^\circ\text{C})} = K_{1(20^\circ\text{C})} \cdot \theta^{(T-20)}$$

$$0.797 = K_{1(20^\circ\text{C})} \cdot 1.047^{(25-20)} \Rightarrow K_{1(20^\circ\text{C})} = 0.633 \text{ d}^{-1}$$

$$DBO_{5,0} = DBO_{u,0} \cdot (1 - e^{-K_1 t})$$

$$16 = DBO_{u,0} \cdot (1 - e^{-0.633 \cdot 5}) \Rightarrow L_0 = DBO_{u,0} = 16.70 \text{ mg/L}$$

1.2.- Cálculo de la tasa de reaireación del río K_2



$$D_x = \frac{K_1 L_0}{K_2 - K_1} (e^{-K_1 t} - e^{-K_2 t}) + D_0 e^{-K_2 t}$$

Cáculamos la K_2 a 25 °C:

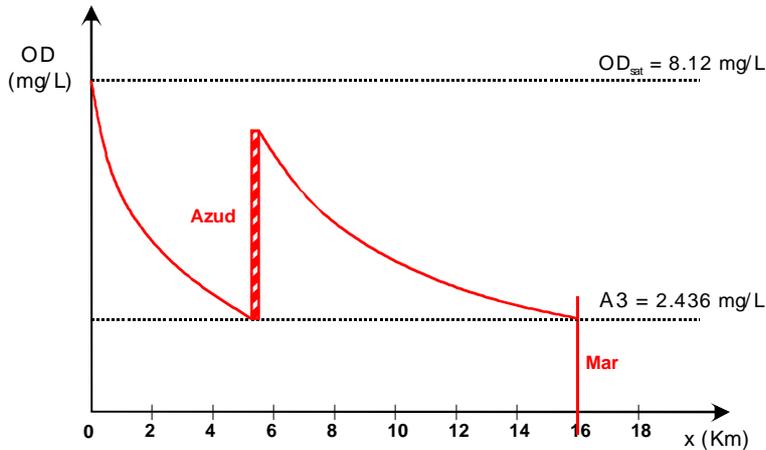
$D_0 = 0$ ya que en $x = 0 \text{ Km}$ el $OD = OD_{sat}$

En $x = 4 \text{ Km}$, $t = 0.4 \text{ días}$, $D_4 = 8.12 - 3.76 = 4.36 \text{ mg/L}$

$$4.36 = \frac{0.797 \cdot 16.70}{K_2 - 0.797} (e^{-0.797 \cdot 0.4} - e^{-K_2 \cdot 0.4}) \Rightarrow K_2 = 0.213 \text{ d}^{-1} \text{ a } 25 \text{ }^\circ\text{C}$$

2.- Colocación del azud

El punto que parece más lógico es el primer lugar de incumplimiento de la normativa. Como el objetivo de calidad es el obtener un agua tipo A3, el OD de ser superior al 30 % del OD_{sat} :



$$A3 \rightarrow OD \geq 30\% OD_{sat} \rightarrow 8.12 \cdot 0.3 = 2.436 \text{ mg/L}$$

Calculamos el primer punto de incumplimiento: $D = 5.68 \text{ mg/L}$

$$5.68 = \frac{0.797 \cdot 16.70}{0.213 - 0.797} \cdot (e^{-0.797t} - e^{-0.213t})$$

$$t = 0.56 \text{ días} \rightarrow x = 5.65 \text{ Km}$$

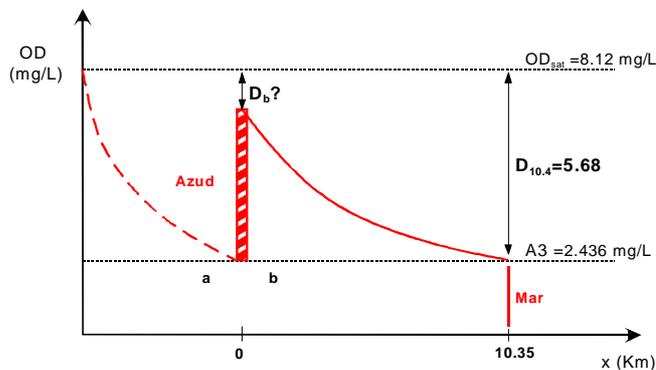
Comprobación de que entre 0 y 5.6 no se produce $OD \leq 2.44 \text{ mg/L}$

$$X_c = \frac{V}{K_2 - K_1} \ln \left[\frac{K_2}{K_1} \left(1 - \frac{D_0(K_2 - K_1)}{L_0 \cdot K_1} \right) \right] = 23.16$$

$X_c \geq 16 \text{ Km}$ se sale del tramo

Colocamos el azud en el Km 5.6

La altura de la presa será función del oxígeno que es necesario introducir para que cumpla A3 el río hasta su desembocadura. En el límite será necesario que en el Km 16 se cumpla A3, es decir, que el déficit sea 5.68 mg/L.



El problema hay que resolverlo como si fuese un nuevo tramo, por lo que el Km = 0 ahora será el antiguo km 5.6 y el km 16 será en 10.4.

$$A_t = \frac{10.35 \cdot 10^3}{0.1157 \cdot 86400} = 1.035 \text{ días de tiempo de tránsito}$$

$$5.68 = \frac{0.797 \cdot L_0^*}{0.23 - 0.797} (e^{-0.797 \cdot 1.04} - e^{-0.23 \cdot 1.04}) + D_0 \cdot e^{-0.23 \cdot 1.04}$$

$$L_{5.6}^{\text{antigua}} = L_0^{\text{nuevo}} = 16.70 \cdot e^{-0.797 \cdot 0.56} = 10.69 \text{ mg/L}$$

$$5.68 = \frac{0.797 \cdot 10.69}{0.23 - 0.797} (e^{-0.797 \cdot 1.04} - e^{-0.23 \cdot 1.04}) + D_0 \cdot e^{-0.23 \cdot 1.04}$$

$$D_0 = 0.52 \text{ mg/L}$$

3.- Cálculo de la altura de la presa

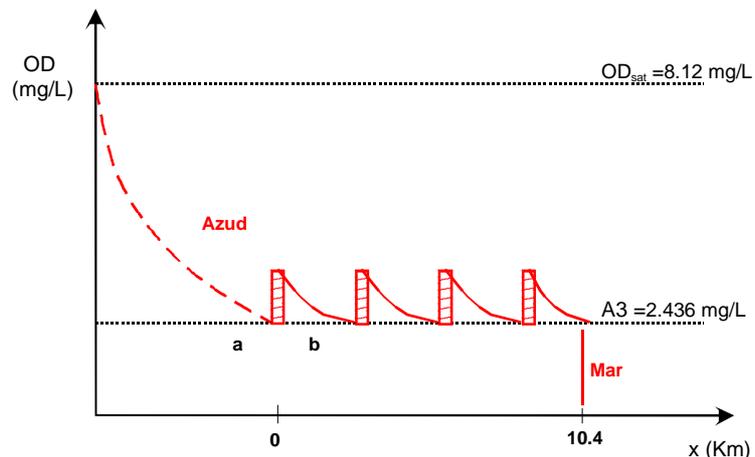
$$\left. \begin{array}{l} \text{Daguas arriba} = D_a = 5.68 \text{ mg/L} \\ \text{Daguas abajo} = D_b = 0.52 \text{ mg/L} \end{array} \right\} T^a = 25^\circ \text{C}$$

$$D_a - D_b = \left\{ 1 - \frac{1}{1 + 0.36 \cdot a \cdot b \cdot (1 + 0.046 \cdot T) H} \right\} D_a$$

$$a = 1 \quad b = 1 \quad T^a = 25^\circ \text{C} \quad H = ?$$

Sustituyendo

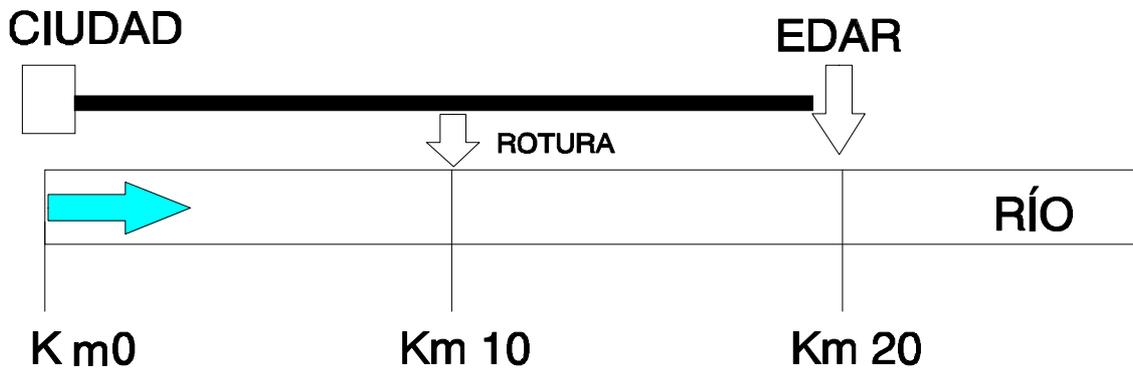
$$5.16 = \left\{ 1 - \frac{1}{1 + 0.36 \cdot (1 + 0.046 \cdot 25) H} \right\} 5.68 \Rightarrow H = 13.06 \text{ metros}$$



Lógicamente es mucha altura para el tipo de río, pero hay suficiente longitud en el tramo problemático para ir colocando soluciones similares pero de menos altura, por ejemplo de 2 metros, etc.

Falta comprobar que el punto crítico está fuera del tramo de río estudiado en esta segunda situación, aunque no sería necesario al haber sido una condición impuesta.

P2.- Una población que genera un caudal de 100 L/s de aguas residuales conduce sus aguas a una EDAR que tiene un tratamiento de fangos activos (elimina con buenos resultados SS y DBO₅). La situación de la ciudad, el río y la EDAR se presentan en el croquis siguiente:



En el verano se ha producido una gran avenida que ha tenido como consecuencia una rotura (en el km 10) del colector que lleva el agua residual desde la ciudad a la EDAR produciéndose un vertido parcial en dicho punto. Una vez estabilizada la situación varios días después y con una temperatura del agua del río de 20 °C la situación es la siguiente:

| | RÍO EN km CERO | VERTIDO ROTURA | EFLUENTE EDAR |
|---|----------------------------|----------------|---------------|
| CAUDALES (L/s) | 2000 | 50 | 50 |
| K1 (20 °C) (días-1) | 0.00 (antes de mezclar) | 0.4 | 0.08 |
| K2 (20°C) para todo el tramo de río a partir del punto señalado, (días-1) | 1 | 1 | 0.5 |
| OD (mg/L) | OD sat | 0 | 0 |
| Temperatura (°C) | 20 | 20 | 20 |
| DBO ₅ (mg/L) | 0 | 350 | 30 |
| VELOCIDAD MEDIA PARA TODO EL RÍO (m/s) | 0.06 | | |
| K1 (20° C) aguas abajo del punto una vez producida la mezcla completa | ----- | ----- | ----- |

Se pide:

- ¿Es necesario reparar la conducción rota para cumplir con el estándar de calidad fijado en el río de 6.5 ppm de oxígeno disuelto?
- ¿Y para cumplir el estándar de 10 ppm de DBO₅?

NOTA:

Considerar que en los vertidos la turbulencia de la mezcla no produce entrada adicional de oxígeno, y que, por tanto, es aplicable el modelo de mezcla para el oxígeno.

1. Estudio del tramo: km 0 – km 10

En este tramo no se produce demanda de oxígeno porque la DBO es nula en todo momento, ya que DBO₅ = 0. Por lo tanto el OD será el de saturación en todo el tramo (asumiendo salinidad despreciable):

$$OD_{\text{sat}} = \frac{475 - 2.65S}{33.5 + T} = \frac{475}{33.5 + 20} = 8.88 \text{ ppm}$$

2. Tramo: km 10 – km 20

$$OD_{mezcla} = \frac{Q_r OD_r + Q_1 OD_1}{Q_r + Q_1} = \frac{2000 \times 8.88 + 50 \times 0}{2050} = 8.66 \text{ ppm}$$

$$D_0 = 8.88 - 8.66 = 0.22 \text{ ppm}$$

$$DBO_{5,mezcla} = \frac{2000 \times 0 + 50 \times 350}{2050} = 8.5 \text{ ppm} < 10 \quad \text{Cumple a lo largo de todo el tramo.}$$

DBO última del vertido:

$$\frac{DBO_5^V}{1 - e^{-K_1 t}} = \frac{350}{1 - e^{-0.45}} = 405 \text{ ppm}$$

DBO última en el río, por el modelo de mezcla:

$$L_0 = \frac{50 \times 405 + 0}{2050} = 9.9 \text{ ppm}$$

❖ Cálculo de la distancia crítica y del déficit crítico

Distancia crítica desde el punto de rotura:

$$X_c = \frac{u}{K_2 - K_1} \cdot \text{Ln} \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[1 - \frac{D_0}{L_0} \left(\frac{K_2}{K_1} - 1 \right) \right] \right\}$$

Se desconoce la K_1 del río desde el punto de rotura, una vez ya producida la mezcla. Al conocer la DBO_5 y la DBO_u de la mezcla, es posible obtener la K_1 del agua del río de la siguiente forma:

$$DBO_5^{\text{ríomezcla}} = DBO_u \cdot (1 - e^{-K_1 t})$$

$$8.5 = 9.9 \cdot (1 - e^{-K_1 t})$$

Despejando K_1 se obtiene $K_1 = 0.4 \text{ d}^{-1}$

Este valor es lógico ya que hemos realizado una mezcla con un agua sin contaminación. Es similar a lo que ocurre cuando realizamos una dilución en el ensayo de DBO_5 .

$$X_c = \frac{0.06 \text{ m/s} \times 86400 \text{ s/día} \times 10^{-3} \text{ km/m}}{1 - 0.4} \cdot \text{Ln} \left\{ \frac{1}{0.4} \left[1 - \frac{0.22}{9.9} \left(\frac{1}{0.4} - 1 \right) \right] \right\} = 7.60 \text{ km desde el}$$

punto de rotura

$$D_c = \frac{K_1}{K_2} \cdot L_0 \cdot e^{-K_1 \frac{X_c}{u}}$$

$$D_c = \frac{0.4}{1} \times 9.9 \times e^{-0.4 \frac{7.60}{0.06 \cdot 86400 \cdot 10^{-3}}} = 2.20 \text{ ppm} \rightarrow OD_c = 8.88 - 2.20 = 6.68 \text{ ppm} > 6.5. \text{:Cumple}$$

❖ Cálculo del OD y de la DBO_5 en el km 20
(corresponde al km 10, considerando $x=0$ en punto de rotura)

Ecuación de Streeter-Phelps:

$$D = D_0 e^{-K_2 \frac{x}{u}} + \frac{K_1 L_0}{K_2 - K_1} \left(e^{-K_1 \frac{x}{u}} - e^{-K_2 \frac{x}{u}} \right)$$

$$D_{km20} = 0.22 \cdot e^{-\frac{1}{0.06 \cdot 86.4}} + \frac{0.4 \times 9.9}{1-0.4} \left(e^{-\frac{0.4}{0.06 \cdot 86.4}} - e^{-\frac{1}{0.06 \cdot 86.4}} \right) = 2.12 \text{ ppm}$$

$$OD_{km20} = 8.88 - 2.12 = 6.76 \text{ ppm}$$

$$L_{\text{río}, km20} = L_0 \cdot e^{-k_1 t} = L_0 \cdot e^{-k_1 \frac{x}{U}} = 9.9 \cdot e^{-\frac{0.4}{0.06 \times 86.4}} = 4.57 \text{ ppm}$$

$$DBO_{5, km20} = 4.57 \cdot (1 - e^{-0.4 \times 5}) = 3.95 \text{ ppm}$$

3.- Tramo: km. 20 en adelante

$$OD_{\text{mezcla}} = \frac{2050 \times 6.6 + 50 \times 0}{2100} = 6.59 \text{ ppm} \rightarrow D_0 = 2.29 \text{ ppm}$$

$$DBO_5^M = \frac{3.95 \times (2000 + 50) + 30 \times 50}{2000 + 50 + 50} = 4.57 \text{ mg/L} < 10 \text{ ppm Cumple } DBO_5$$

$$DBO \text{ última del vertido: } \frac{30}{1 - e^{-0.085}} = 91 \text{ ppm}$$

$$DBO \text{ última en el río después de la mezcla: } L_0 = \frac{2050 \times 4.57 + 50 \times 91}{2100} = 6.62 \text{ ppm}$$

Al conocer en el punto de mezcla tanto la DBO_5 como la DBO_u es posible calcular la K_1 en el río a partir de ese punto a partir de la expresión que relaciona ambas magnitudes:

$$DBO_5 = DBO_u \cdot (1 - e^{-K_1 \cdot 5})$$

$$K_1 = 0.234 \text{ d}^{-1} \approx 0.23 \text{ d}^{-1} \text{ a } 20^\circ\text{C}$$

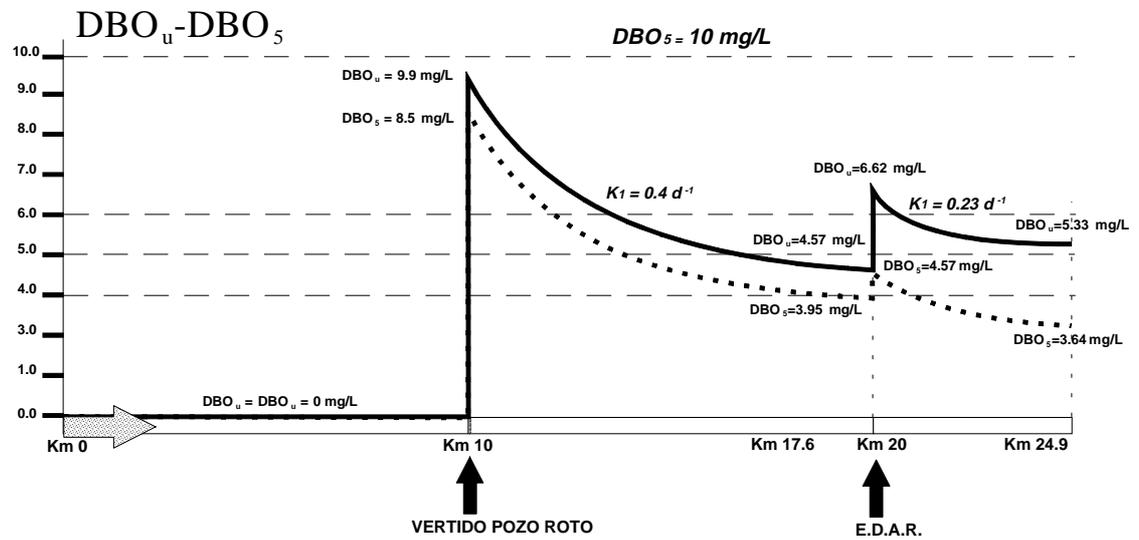
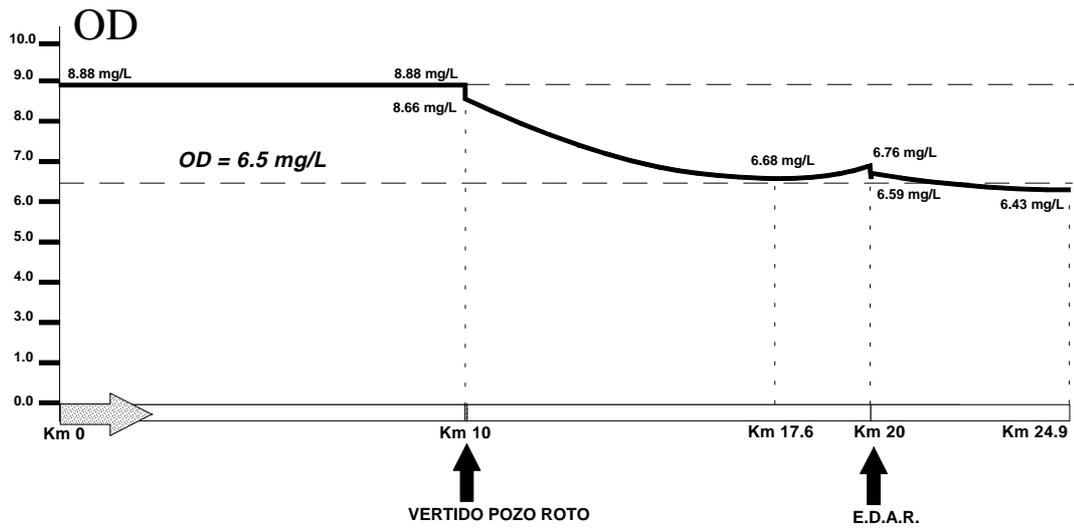
❖ Cálculo de la distancia crítica y del déficit crítico

$$X_c = \frac{0.06 \times 86.4}{0.5 - 0.23} \ln \left\{ \frac{0.5}{0.23} \left(1 - \frac{2.29}{6.62} \left(\frac{0.5}{0.23} - 1 \right) \right) \right\} = 4.90 \text{ km desde el vertido del efluente de la}$$

EDAR

$$D_c = \frac{0.23}{0.5} \times 6.62 \cdot e^{-\frac{0.23 \times 4.90}{0.06 \times 86.4}} = 2.45 \text{ ppm}$$

$$OD_c = OD_s - D_c = 8.88 - 2.45 = 6.43 \text{ ppm} < 6.5 \text{ Incumple}$$



P3.- Determinar si se cumplen los objetivos de calidad A2 en un tramo de río de 20 km situado 10 km aguas abajo de un vertido:

Características del VERTIDO

| | |
|------------------------------|------------------------------|
| Q | 5 L/s |
| DBO₅ | 200 mg/L |
| K₁ (20 °C) | 0.2 d⁻¹ |
| T^o | 15 °C |
| CF | 10⁸/100 mL |

Características del RÍO

| | |
|------------------------------|-------------------------|
| T₉₀ | 8 h |
| K₂ (20 °C) | 1 d⁻¹ |
| Velocidad | 014 m/s |

Aguas arriba del vertido :

| | |
|------------------------|------------------|
| Q estiaje | 95 L/s |
| DBO₅ | 0 |
| CF | 10/100 mL |

Aguas abajo del vertido (justo tras la mezcla)

| | |
|-------------------------------------|--------------|
| OD | ODs |
| Temperatura | 20 °C |
| Sin más aportaciones de agua | |

1.- Objetivos de calidad en el tramo de estudio (tipo A2)

| | | |
|------------------|---|-----------------------|
| DBO ₅ | ≤ | 5 ppm |
| OD | ≥ | 50% del OD saturación |
| CF | ≤ | 2.000/100 mL |

2.- Contaminación en el río en el punto de mezcla con el vertido

$$DBO_5 = \frac{200(5)+0(95)}{5+95} = 10 \text{ ppm}$$

$$CF = \frac{10^8(5)+10(95)}{5+95} = 5 \cdot 10^6 / 100 \text{ mL}$$

$$OD = OD_s = \frac{475}{33.5+T} = \frac{475}{33.5+20} = 8.9 \text{ ppm}$$

3.- Contaminación en el tramo de estudio (10 km aguas abajo del vertido)

El punto más desfavorable para DBO₅ y CF será el inicio del tramo, es decir a 10 km del vertido.

❖ Tiempo transcurrido desde el vertido hasta el inicio del tramo problema

$$t = \frac{\text{distancia}}{\text{velocidad}} = \frac{10000 \text{ m}}{0.14 \text{ m/s}} \times \frac{1 \text{ d}}{86400 \text{ s}} = 0.83 \text{ d} = 19.85 \text{ h}$$

❖ Reducción de la DBO₅ desde t = 0 a t = 19.85 h

Al cabo de 19.85 h se habrá llegado al comienzo de la zona A2 situada a 10 km. En ese punto la DBO última es:

$$L(10 \text{ km}) = L_0 \cdot e^{-K_1 \cdot t}$$

$$L_0 = \frac{DBO_5^{\text{Mezcla}}}{1 - e^{-K_1 \cdot t}} = \frac{10}{1 - e^{-0.2 \times 5}} = 15.82 \text{ mg/L}$$

Obsérvese que en la anterior ecuación la constante de desoxigenación, K₁, debe corresponder a la temperatura de 20°C del ensayo normalizado de la DBO₅.

$$L(10 \text{ km}) = L_0 \cdot e^{-K_1 t} = 15.82 \times e^{-0.2 \times 0.83} = 13.4 \text{ mg/L}$$

En este caso la K_1 corresponde a la temperatura del río aguas abajo del vertido (20°C) que, casualmente, corresponde con el valor del ensayo normalizado de DBO_5 .

Ahora se puede determinar el valor de la DBO_5 a 10 km del punto de vertido.

$$DBO_5^{10 \text{ km}} = L(10 \text{ km}) \cdot (1 - e^{-K_1 t}) = 13.4 \times (1 - e^{-0.2 \times 5}) = 8.5 \text{ mg/L} < 5 \text{ mg/L.}$$

No cumple con los objetivos de calidad.

En la ecuación anterior la K_1 corresponde a la temperatura de 20°C del ensayo de DBO_5 .

Los pasos que se han dado para el cálculo de la DBO_5 a 10 km del punto de vertido se pueden resumir en la ecuación siguiente:

$$DBO_5^{10 \text{ km}} = \frac{DBO_5^{\text{Mezcla}}}{1 - e^{-K_1 \cdot 5}} \cdot e^{-K_1 t} \cdot (1 - e^{-K_1 \cdot 5}) = DBO_5^{\text{Mezcla}} \cdot e^{-K_1 t}$$

Es decir, sabiendo la DBO_5 de la mezcla puede calcularse directamente la DBO_5 aguas abajo, aplicando el modelo de la DBO a la DBO_5 . La K_1 corresponde a la temperatura del agua del río aguas abajo.

- ❖ Desaparición bacteriana desde $t = 0$ a $t = 19.85$ h

$$D = 10^{\frac{t}{T90}} \Rightarrow D = 10^{\frac{19.85}{8}} = 302.7$$

$$\frac{C_0}{C_f} = 302.7 \Rightarrow C_f = \frac{5 \times 10^6}{303} = 16518/100 \text{ mL} \cong 10^4 \text{ CF}/100 \text{ mL} > 2 \cdot 10^3 \text{ CF}/100 \text{ mL.}$$

No cumple con los objetivos de calidad.

- ❖ Determinación del punto crítico (X_c)

$$X_c = \frac{u}{K_2 - K_1} \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[1 - \frac{D_0}{L_0} \left(\frac{K_2}{K_1} - 1 \right) \right] \right\}; \text{ pero } D_0 = 0, \text{ ya que } OD_0 = OD_s, \text{ con lo cual:}$$

$$X_c = \frac{0.14 \times 86400 \text{ s/d}}{(1-0.2)d^{-1}} \ln \frac{1}{0.2} \times \frac{1}{1000} \text{ km/m} = 24.3 \text{ km} (> 10 \text{ km y } < 30 \text{ km})$$

El punto crítico está situado en la zona en la que ha de mantenerse la calidad A2.

- ❖ Cálculo del déficit crítico de oxígeno

$$D_c = \frac{K_1}{K_2} L_0 e^{-K_1 \frac{X_c}{u}} = \frac{0.2}{1} \times 15.82 e^{-0.2 \times \frac{24300}{0.14 \times 86400}} = 2.1 \text{ mg/L}$$

El oxígeno disuelto en el punto crítico es:

$$OD_c = OD_{\text{sat}} - D_c = 8.9 - 2.1 = 6.8 \text{ ppm} > 0.5 \times 8.9 = 4.45 \text{ ppm.}$$

Cumple con los objetivos de calidad.

4.- Diagnóstico

De los resultados obtenidos se desprende que, a lo largo del tramo de estudio, el río cumple sólo con el nivel de oxígeno disuelto exigido (> 50% del ODs: > 4.45 ppm). Sin embargo, no satisface la normativa de calidad en cuanto a DBO_5 (> 5 ppm) ni en cuanto a Coliformes Fecales (> 2.000/100 mL).

P4.- Determinar el grado de depuración, en cuanto a DBO y SS, que hay que exigir al vertido de aguas residuales de un municipio a un río.

| RÍO | MUNICIPIO |
|---|---|
| Tipo C (aguas ciprinícolas) | Población 10.000 h-e |
| Sin otros vertidos | Sin incidencia industrial, ni ganadera |
| Longitud 50 km | Tasa de aumento de la población 0% |
| Caudal constante en el tramo a estudiar | Tasa de aumento de la dotación 0% |
| $K_2 (20\text{ }^\circ\text{C})=0.90\text{ d}^{-1}$ | Red de alcantarillado unitaria |
| Caudal de estiaje 200 L/s | Agua residual urbana |
| Aguas arriba del vertido: | $K_1 (20\text{ }^\circ\text{C})=0.45\text{ d}^{-1}$ |
| DBO ₅ 0 ppm | |
| SS 0 ppm | |
| OD OD saturación | |

Suponer las temperaturas del agua del río y del vertido a 20 °C

Suponer la velocidad del río constante e igual a 0.05 m/s

Suponer el OD en el punto de mezcla del vertido con las aguas del río igual al de saturación, es decir que $D_0 = 0$.

1.- Objetivos de calidad en el tramo de estudio (tipo C)

$$\begin{aligned} \text{DBO}_5 &\leq 6 \text{ ppm} \\ \text{SS} &\leq 25 \text{ ppm} \\ \text{OD} &\geq 4 \text{ ppm} \end{aligned}$$

Se suponen exigibles los valores indicativos deseables respecto a la DBO₅ y a SS. Se asume que el valor extremo de OD=4 ppm debe cumplirse en la situación más desfavorable de estiaje para el caudal medio del vertido.

2.- Datos de partida

Dotación: Según las Normas para la Redacción de Proyectos de Abastecimiento y Saneamiento de Poblaciones para 10.000 h-e corresponden 200 L/hab· día

Cargas de contaminación (red unitaria):

$$\begin{aligned} 75 \text{ g DBO}_5/\text{hab}\cdot \text{ día} \\ 90 \text{ g SS/ hab}\cdot \text{ día} \end{aligned}$$

3.- Estudio de la situación media diaria en estiaje

$$Q \text{ río} = 200 \text{ L/s} = 17.280 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q \text{ vertido} : 10.000\text{h} - e \times 200\text{L/h} - e/\text{d} = 2.000 \text{ m}^3 / \text{d} = 23.15 \text{ l/s}$$

❖ Cargas de contaminación del vertido

$$\text{DBO}_5 : 10.000\text{h} \times 75 \text{ g/h/d} = 750 \text{ kg/d} \text{ (375 ppm)}$$

$$\frac{750 \frac{\text{kg}}{\text{día}}}{2000 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}} \times 10^3 \frac{\text{g}}{\text{kg}} = 375 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

$$\text{SS} : 10.000 \text{ h} \times 90 \text{ g/h/d} = 900 \text{ kg/d} \text{ (450 ppm)}$$

$$\frac{900 \frac{\text{kg}}{\text{día}}}{2000 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}} \times 10^3 \frac{\text{g}}{\text{kg}} = 450 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

- ❖ Contaminación en el punto de mezcla (modelo de mezcla)

$$C_{\text{río}}^{\text{DBO}_5} = \frac{375 \text{ mg/L} \times 2000 \text{ m}^3 / \text{día} + 0}{(17280 + 2000) \text{ m}^3 / \text{d}} = 38.9 \text{ mg/L}$$

$$C_{\text{río}}^{\text{SS}} = \frac{450 \text{ mg/L} \times 2000 \text{ m}^3 / \text{día} + 0}{(17.280 + 2.000) \text{ m}^3 / \text{día}} = 46.7 \text{ mg/L}$$

4.- OD mínimo en el río (efecto diferido de la DBO₅)

- ❖ DBO última en el punto de vertido, L₀

$$L_t = L_0 (1 - e^{-K_1 t}) \Rightarrow L_0 = \frac{38.9}{1 - e^{-5(0.45)}}; L_0 = \frac{38.9}{0.895} = 43.5 \text{ mg/L}$$

- ❖ Distancia crítica

$$x_c = \frac{u}{K_2 - K_1} \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[1 - \frac{D_0}{L_0} \left(\frac{K_2}{K_1} - 1 \right) \right] \right\}$$

$$x_c = \frac{0.05 \text{ m/s} \times 86400 \text{ s/d}}{(0.9 - 0.45) \text{ d}^{-1}} \ln \frac{0.9}{0.45} (1 - 0) = 6653 \text{ m}$$

Al ser la temperatura del río de 20°C, son válidos los valores de las constantes K₁ y K₂ a 20°C.

- ❖ Déficit crítico

$$D_c = \frac{K_1}{K_2} L_0 e^{-K_1 \frac{x_c}{u}}$$

$$D_c = \frac{0.45}{0.90} L_0 e^{-0.45 \frac{6653}{0.05 \times 86400}} = 0.25 L_0 = 10.9 \text{ mg/L}$$

- ❖ Oxígeno disuelto en el punto de saturación

$$\text{OD}_S = \frac{475}{33.5 + T} = \frac{475}{33.5 + 20} = 8.88 \text{ mg/L}$$

- ❖ Oxígeno disuelto en el río en el punto crítico

$$\text{OD}_{\text{río}} = \text{OD}_S - D_c = 8.88 - 10.9 = -2.02 \text{ mg/L} \Rightarrow \text{OD}_{\text{río}} = 0 \text{ mg/L}$$

El río se queda sin oxígeno en un cierto tramo.

5.- Control de calidad del agua del río

$$\text{río tipo C} \rightarrow \begin{cases} \text{OD en el punto crítico} = 0 \text{ mg/L} < 7 \text{ mg/L} \\ \text{DBO}_5 \text{ en el punto de vertido} = 38.9 \text{ mg/L} \nless 6 \text{ mg/L} \\ \text{SS en el punto de vertido} = 46.7 \text{ mg/L} \nless 25 \text{ mg/L} \end{cases}$$

No se cumple con la normativa.

6.- Control del vertido

Para que $OD_{río}$ sea 4 mg/L en el punto crítico (situación extrema de estiaje), ¿qué DBO_5 , máxima debe existir en el punto de vertido?

$$\text{Si } OD_{río} = 4 \text{ ppm} \rightarrow D_c = 8.88 - 4 = 4.88 \text{ ppm}; D_c = 0.25 L_0 \rightarrow L_0 = 19.52 \text{ ppm}$$

$$L_5 = 0.895 L_0 \rightarrow L_5 = 17.47 \text{ ppm} \Rightarrow DBO_{5,río}^{OD=7} = 17.47 \text{ ppm} < 6 \text{ mg/L}$$

Es decir, para conseguir que en el punto crítico el oxígeno disuelto sea el admitido por la normativa, la DBO_5 en el punto de vertido debe ser 17.47 mg/L. Sin embargo, como también hay que cumplir la normativa por lo que respecta a la DBO_5 ($DBO_5 < 6 \text{ mg/L}$), el vertido debe tener una concentración inferior a 6 mg/L. El parámetro limitante es la DBO_5 en el punto de vertido, no el OD en el punto crítico.

7.- Grado de depuración necesario

$$\text{Limitación de } DBO_5 \text{ en el vertido: } DBO_{5,vertido}^{máx} = C_{río}^{DBO_5,máx} (Q_{río} + Q_{vertido}) - 0$$

$$DBO_{5,vertido}^{máx} = 6.00 \times (17280 + 2000) / 1000 - 0 = 115.7 \text{ kg/d}$$

$$\%DBO_5 \text{ (reducción)} = \frac{750 - 115.7}{750} \times 100 = 84.6 \% \approx 85 \%$$

$$\text{Limitación de SS en el vertido: } SS_{vertido}^{máx} = C_{río}^{SS,máx} (Q_{río} + Q_{vertido}) - 0$$

$$SS_{vertido}^{máx} = 25 \times (17280 + 2000) / 1000 - 0 = 482 \text{ kg/d}$$

$$\% \text{ SS (eliminación)} = \frac{900 - 482}{900} \times 100 = 46.44 \% \approx 47 \%$$

P5.- Tras una tormenta los excedentes de una red de alcantarillado unitaria inundan un depósito de 240 m³, alcanzándose una concentración de DBO₅ de 200 mg/L y una concentración de coliformes fecales de 10⁶ CF/100 mL. Al pretender vaciar dicho depósito las autoridades ambientales exigen que el agua de vertido tenga una calidad tipo A2 (para DBO₅ y CF). Para resolver el problema el Ingeniero Ambiental plantea la solución de airear las aguas estancadas con lo que espera poder verter en el plazo de 10 días.

¿Es posible?. Justificar la respuesta.

Suponer que la aireación mantiene la concentración de oxígeno disuelto por encima de cero durante todo el tiempo.

K₁ (20°C) 0,4 días⁻¹
Temperatura aguas estancadas 16°C
T₉₀ igual que el del Atlántico (nueva Instrucción)

1.- Objetivos de calidad

La calidad del agua que se debe obtener después de los 10 días es A2. Es decir:
 DBO₅ < 5 mg/L
 CF < 2000 CF/100 mL

En ambos casos se suponen exigibles los valores indicativos deseables.

2.- Calculo de la DBO

En el depósito, si se mantiene con oxígeno disuelto, se ejercerá la depuración de la materia orgánica, por lo que se podrá utilizar el modelo de desaparición de la DBO de ríos, pero considerando el tiempo en vez de la distancia. Téngase en cuenta que (x/u), distancia dividido por velocidad, es el tiempo.

$$L(10 \text{ días}) = L(t=0)e^{-K_1 \cdot 10}$$

siendo $L(t) = \text{DBO}_{\text{última}}$ en el tiempo t.

Donde K₁ se calcula para la temperatura del agua en el depósito.

$$K_1(16^\circ\text{C}) = K_1(20^\circ\text{C}) \cdot 1.047^{16-20} = 0.4 \times 0.83 = 0.3329 \text{ días}^{-1}$$

Por tanto, aplicando el anterior modelo de la DBO y empleando la DBO₅ en lugar de la DBO última, se tiene:

$$\text{DBO}(10) = 200 \times 0.0358 = 7.17 \text{ mg/L} \leq 5 \text{ mg/L}$$

Téngase en cuenta que el paso de DBO_{última} a DBO₅ y viceversa habría que haberlo hecho, y como el factor es constante, se obtiene el mismo resultado aplicando el modelo de la DBO a la DBO₅. Es decir:

Para una K₁ (20°C) de 0,4 d⁻¹, la relación entre DBO_{última} y DBO₅ será:

$$\text{DBO}_{\text{última}} = L(0) = \frac{\text{DBO}_5}{1 - e^{-0.4 \cdot 5}} = \frac{\text{DBO}_5}{0.8647} = 1.16 \text{ DBO}_5$$

$$\text{DBO}_5 = 0.8647 \cdot \text{DBO}_{\text{última}} \quad (1)$$

Luego la DBO_{última} inicial en el depósito será:

$$L(0) = 1.16 \cdot 200 \text{ mg/L} = 231.3 \text{ mg/L}$$

Aplicando el modelo de DBO, la $DBO_{\text{última}}$ después de 10 días será:

$$L(10) = L(0) \cdot e^{-0.33 \cdot 10} = 231.3 \times 0.358 = 8.28 \text{ mg/L}$$

Por tanto, la DBO_5 , transcurridos 10 días, del agua en el depósito será (aplicando la ecuación (1)):

$$DBO_5 = 0.8647 \cdot 8.28 = 7.17 \text{ mg/L}$$

$$DBO_5^{10} = L(10) \cdot (1 - e^{-0.45}) = 8.28 \times 0.8647 = 7.17 \text{ mg/L}$$

3.- Reducción de la concentración de coliformes fecales

Los coliformes fecales, durante la retención en el depósito, se ven sometidos a la desaparición bacteriana representada por el factor T_{90} que para el Atlántico (nueva Instrucción) es de 3 horas.

La reducción de coliformes fecales (CF) será:

$$D = 10^{\frac{10 \cdot 24 \text{ h / día}}{3 \text{ h}}} = 10^{80}$$

Como se parte de 10^6 CF/100 mL, la concentración final será de :

$$CF(t = 10 \text{ días}) = \frac{10^6}{10^{80}} = 10^{-74} \text{ CF / 100 mL} \ll 2000 \text{ CF/100 mL}$$

Se obtiene una concentración despreciable de coliformes fecales.

Conclusión: la solución del ingeniero ambiental consigue alcanzar objetivos para CF, pero no para DBO_5 . Le han faltado algo menos de dos días para conseguir su objetivo.

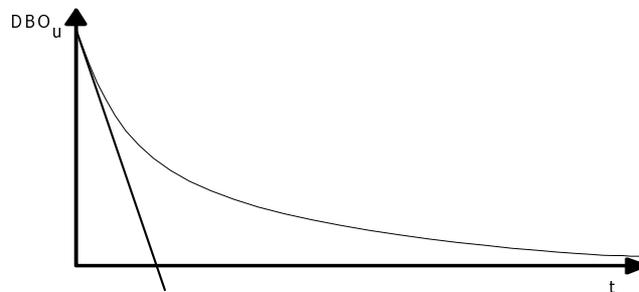
P6.- Para el caso del problema anterior. Se pide:

1. **Determinar el suministro instantáneo máximo de oxígeno que debe aportar el sistema de aireación (kg/h).**
2. **Determinar la cantidad total de oxígeno que debe suministrar el sistema de aireación durante el plazo de 10 días (kg).**

Suponer que $OD > 0$ mg/L pero despreciable.

- 1.- Para conseguir que el agua en el depósito tenga siempre oxígeno, el sistema de aportación de aire debe suministrar una cantidad de oxígeno igual o superior al oxígeno demandado por los microorganismos para consumir la materia orgánica. Como se dice que el oxígeno disuelto es mayor que cero pero de valor despreciable, el suministro será prácticamente igual al consumo o demanda.

El consumo o demanda corresponde al modelo de la DBO. El consumo máximo se dará justo al principio según la curva de la DBO, y corresponderá a la tangente de la curva de desaparición de la DBO (para la temperatura en el depósito) en el origen.



$$\frac{dDBO(t)}{dt} = K_1 \cdot DBO_u(t)$$

para $t=0$:

$$DBO_u(t) = \frac{DBO_5^{inicial}}{1 - e^{-0.45}} = \frac{200}{1 - e^{-2}} = 231.3 \text{ mg/L}$$

$$\left(\frac{dDBO(t)}{dt} \right)_{m\acute{a}x} = 0.33 \text{ d\acute{a}as}^{-1} \cdot 231.3 \text{ mg/L} = 76.33 \text{ mg/(L-d\acute{a}a)}$$

y para el total del dep\osito:

$$\text{kg O}_2/\text{h}_{m\acute{a}x} = V \cdot \left(\frac{dDBO}{dt} \right)_{m\acute{a}x} = 240 \text{ m}^3 \cdot \frac{76.33 \text{ mg/(L-d\acute{a}a)}}{24 \text{ h/d\acute{a}a}} = 763.3 \text{ kg O}_2/\text{h} \text{ que es el suministro}$$

instant\neo m\aximo de ox\geno.

- 2.- La cantidad total de ox\geno (STO) corresponder\ a la demanda ejercida durante los 10 d\as, es decir, la demanda inicial menos la remanente a los 10 d\as.

$$STO = DBO(t=0) - DBO(t=10) = 231.3 (1 - e^{-0.33 \cdot 10}) = 222.7 \text{ mg/L}$$

y para todo el dep\osito:

$$STO = 240 \text{ m}^3 \cdot 222.7 \text{ mg/L} \cdot 10^{-3} \text{ kg/g} = 53.46 \text{ kg O}_2$$

P7.-Se realiza un vertido de agua residual a un canal de riego. La distancia desde el vertido hasta el primer punto de aprovechamiento agrícola es de 25 km.

- Se quiere saber si en dicho primer punto de uso el agua será apta para riego, para lo que en este caso se exige calidad similar a la A2. Estudiar sólo las variables DBO_5 y Coliformes Fecales.

- ¿Llega a quedarse sin oxígeno el agua del canal?

Calidad inicial del agua en el canal de riego (aguas arriba del vertido):

| | |
|---------|--------------------------|
| DBO_5 | 2 mg/L |
| Caudal | 220 L/s |
| OD | $OD_{\text{saturación}}$ |

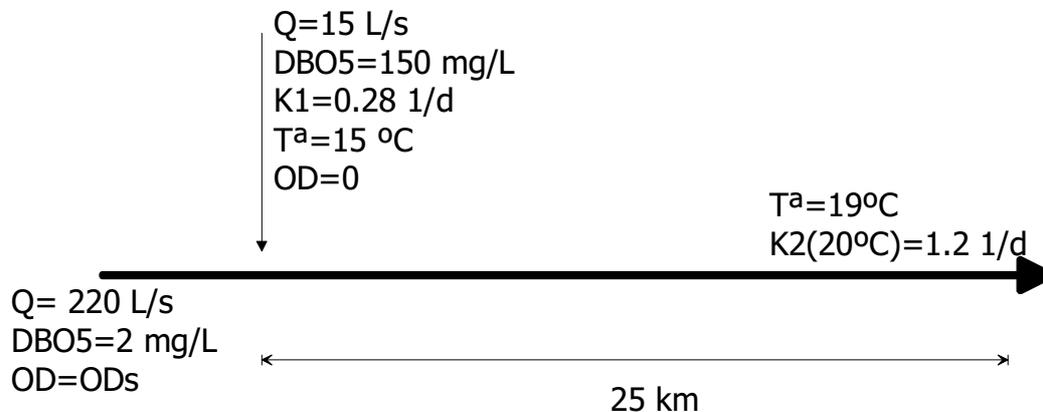
Características del vertido:

| | |
|----------------------------------|-----------------------|
| Caudal | 15 L/s |
| DBO_5 | 150 mg/L |
| $K_1(20^\circ\text{C})$ | 0.28 d^{-1} |
| Temperatura ($^\circ\text{C}$) | 15 |
| OD | 0 mg/L |

Condiciones aguas abajo del punto de mezcla del vertido y el canal:

| | |
|----------------------------------|---|
| Temperatura ($^\circ\text{C}$) | 19 $^\circ\text{C}$ (en todo el canal, aguas abajo del vertido) |
| $K_2(20^\circ\text{C})$ | 1.2 d^{-1} (en todo el canal, aguas abajo del vertido) |
| T_{90} | 8 horas (en todo el canal, aguas abajo del vertido) |
| Tipo de canal | Sección rectangular (en todo el canal, aguas abajo del vertido) |
| Ancho canal | 1.5 m (en todo el canal, aguas abajo del vertido) |
| Calado | 1.2 m (en todo el canal, aguas abajo del vertido) |

Considerar que en el punto de vertido (mezcla del vertido con el agua del canal) no se produce ninguna aireación.



1.- Objetivos de calidad

Las concentraciones de DBO_5 y de coliformes fecales máximas admisibles en un tramo de río con calidad A2 son:

$DBO_5 < 5 \text{ mg/L}$
 $CF < 2000 \text{ CF/100 mL}$

2.- Determinación de la calidad en el punto de toma del canal

❖ Cálculo del oxígeno disuelto de saturación aguas arriba del punto de vertido

Aguas arriba del vertido, en el canal de riego, el oxígeno disuelto es el de saturación (dato del enunciado), para calcular su valor es preciso determinar la temperatura del agua del canal en dicho punto.

$$T^a(\text{aguas abajo vertido}) = 19^\circ = \frac{220L/s T + 15L/s 15^\circ}{220 + 15}$$

$$T = 19.27^\circ\text{C}$$

A esta temperatura el $OD_{\text{saturación}}$ es:

$$\frac{475}{33.5 + 19.27} = 9 \text{ mg/L}$$

- ❖ Cálculo de las concentraciones de OD y DBO_5 en el punto de mezcla
Se supone mezcla completa

$$[OD]^M = \frac{15 \cdot 0 + 220 \cdot 9}{15 + 220} = 8.4 \text{ mg/l}$$

$$[DBO_5]^M = \frac{15 \cdot 150 + 220 \cdot 2}{15 + 220} = 11.4 \text{ mg/L}$$

- ❖ Cálculo de las constantes K_1 y K_2 a 19°C

$$K_1(19^\circ) = 0.28 \cdot 1.047^{(19-20)} = 0.267 \text{ d}^{-1}$$

$$K_2(19^\circ) = 1.2 \cdot 1.024^{(19-20)} = 1.172 \text{ d}^{-1}$$

- ❖ Cálculo de la DBO_u en el punto de vertido

$$L_o = DBO_u = \frac{DBO_5^M}{1 - e^{-K_1 t}} = \frac{11.4}{1 - e^{-0.267 \cdot 5}} = 15.2 \text{ mg/L}$$

Obsérvese que la K_1 corresponde a la temperatura del ensayo normalizado de DBO_5 , es decir, 20°C .

- ❖ Cálculo de la velocidad del río y del tiempo que emplea en recorrer 25 km

$$v_{\text{río}} = \frac{Q_{\text{río}}}{S} = \frac{(220 + 15)10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}}{1.2 \cdot 1.5} = 0.13 \text{ m/s} = 11.28 \text{ km/día}$$

$$t = \frac{25 \text{ km}}{11.28 \text{ km/día}} = 2.22 \text{ días}$$

- ❖ Cálculo de la DBO última a 25 km del punto de vertido

$$L(25 \text{ km}) = L_o \cdot e^{-K_1 t} = 15.2 \cdot e^{-0.267 \cdot 2.22} = 8.4 \text{ mg/L}$$

- ❖ Cálculo de la DBO_5 a 25 km del punto de vertido

$$DBO_5^{25} = L(25 \text{ km}) \cdot (1 - e^{-K_1 t}) = 8.4 \cdot (1 - e^{-0.267 \cdot 2.22}) = 6.33 \text{ mg/L}$$

también se hubiera podido emplear:

$$DBO_5^{25} = DBO_5^M \cdot e^{-K_1 t} = 11.45 \cdot e^{-0.267 \cdot 2.22} = 6.33 \text{ mg/L}$$

- ❖ Evaluación del cumplimiento de DBO_5 y CF a 25 km del punto de vertido

Como 6.33 mg/L de DBO_5 es superior al máximo valor admisible (5 mg/L) para tramo A2, el vertido no cumple con la normativa.

Suponiendo una concentración de CF de $10^8/100$ mL en el vertido:

$$CF(25) = \frac{CF_0}{10^{\frac{t}{T_{90}}}} = \frac{10^8}{10^{\frac{2.22 \cdot 24}{8}}} = 21.9 \text{ CF/100mL}$$

Como este valor es inferior a los 2000 CF/100 mL prescritos en la norma, el vertido cumpliría por lo que respecta a este parámetro.

Para evaluar si se queda sin oxígeno el canal hay que determinar el déficit crítico.

- ❖ Cálculo del déficit inicial

$$D_0 = OD_s - OD^M = \frac{475}{33.5 + 19} - 8.43 = 0.62 \text{ mg/L}$$

- ❖ Cálculo de la distancia crítica

$$x_c = \frac{u}{K_2 - K_1} \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[1 - \frac{D_0}{L_0} \left(\frac{K_2}{K_1} - 1 \right) \right] \right\}$$

Sustituyendo:

$$x_c = \frac{11.28 \text{ km/día}}{1.172 - 0.267} \ln \left\{ \frac{1.172}{0.267} \left[1 - \frac{0.62}{15.2} \left(\frac{1.172}{0.267} - 1 \right) \right] \right\} = 16.7 \text{ km}$$

- ❖ Cálculo del déficit crítico

$$D_c = \frac{K_1}{K_2} L_0 e^{-K_1 \frac{x_c}{u}}$$

Sustituyendo:

$$D_c = \frac{0.267}{1.172} 15.2 e^{-0.267 \frac{16.7}{11.28}} = 2.33 \text{ mg/L}$$

Por tanto, el oxígeno disuelto en el punto crítico es:

$$OD_c = OD_s - D_c = \frac{475}{33.5 + 19} - 2.34 = 6.71 \text{ mg/L} > 0 \text{ mg/L}$$

Es decir, el río no se queda sin oxígeno.

P8.- Estimar la capacidad de oxigenación máxima (kgO_2/d) por reaeración superficial de una laguna aerobia de las siguientes características:

| | |
|---|---|
| Superficie | 1 ha |
| Velocidad media del agua inducida por el viento | 0.005 m/s |
| Calado | 0.5 m |
| Temperatura ($^{\circ}\text{C}$) del agua | 20 $^{\circ}\text{C}$ |

Si el flujo de agua residual que entra a la laguna es de 15 Kg DBO_5/d y el caudal es de 75 m^3/d y $K_1(20\text{ }^{\circ}\text{C}) = 0.2\text{ d}^{-1}$, comprobar si la laguna se quedará sin oxígeno.

Hipótesis de partida:

- **Existe mezcla completa en la laguna, es decir OD y DBO son iguales en toda la laguna.**
- **No existen fenómenos de nitrificación.**
- **La precipitación sobre la laguna es igual a la evaporación**

1.- *Calculo de la capacidad de oxigenación*

- ❖ Por evolución del oxígeno disuelto

La capacidad de oxigenación viene reflejada por la siguiente expresión:

$$\text{CO} = \text{Vol} \times \frac{d}{dt} (\text{OD}) \quad (1)$$

$$\text{Vol} = \text{superficie} \times \text{calado} = 10000 \text{ m}^2 \times 0.5 \text{ m} = 5000 \text{ m}^3$$

$$\frac{d}{dt} (\text{OD}) = K_2 \times (\text{OD}_s - \text{OD}) \quad (2)$$

Estimando K_2 en función de la velocidad y calado al suponer aceptable la siguiente expresión:

$$K_2 = 3.9 \frac{u^{0.5}}{H^{1.5}} = 3.9 \frac{0.005^{0.5}}{0.5^{1.5}} = 0.78 \text{ d}^{-1}$$

u , velocidad del agua en m/s

H , calado en m

$$\text{OD}_s = \frac{475}{33.5 + T} = \frac{475}{33.5 + 20} = 8.88 \text{ mg/l}$$

T , temperatura en $^{\circ}\text{C}$

Sustituyendo en (2), teniendo en cuenta que la máxima oxigenación se obtendrá cuando el valor del oxígeno disuelto sea cero ($\text{OD}=0$):

$$\frac{d}{dt} (\text{OD}) = K_2 \times (\text{OD}_s - \text{OD}) = 0.78 \times (8.88 - 0) = 6.9 \text{ mg/L} \cdot \text{día}$$

Por tanto, sustituyendo en (1):

$$\text{CO} = 5000 \text{ m}^3 \times 1000 \text{ L/m}^3 \times 6.9 \text{ mg/L} \cdot \text{día} \times 10^{-6} \text{ mg/kg} = 34.5 \text{ kgO}_2/\text{día}$$

- ❖ Solución directa

Dado que existe mezcla completa en la laguna, se puede comparar el consumo diario (demanda) de oxígeno con el suministro máximo de oxígeno (capacidad de oxigenación) por reaeración superficial de la laguna.

El tiempo de estancia en la laguna es:

$$TRH = \frac{V}{Q} = \frac{S \times H}{Q} = \frac{10000 \text{ m}^2 \times 0.5 \text{ m}}{75 \text{ m}^3/\text{d}} = 66.7 \text{ días}$$

$$DBO_u \cong DBO_{66.7}$$

$$DBO_u = \frac{DBO_5}{1 - e^{-0.25}} = 1.582 \cdot DBO_5$$

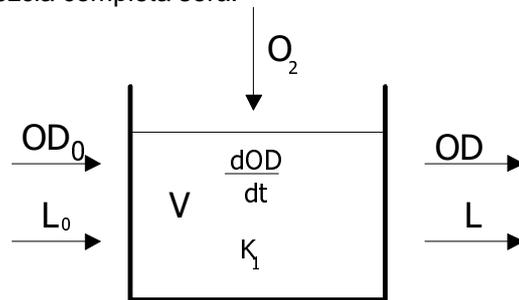
La demanda o consumo de oxígeno será:

$$1.582 \cdot 15 \text{ kg } DBO_5/\text{día} = 23.7 \text{ kg } O_2/\text{día} < 34.5 \text{ kg } O_2/\text{día}$$

Como se ve, el consumo de oxígeno será inferior al aporte por reaeración superficial, con lo que la laguna no se quedará sin oxígeno.

❖ Solución indirecta

Otro modo de resolver la cuestión consiste en calcular la concentración de oxígeno disuelto en la laguna y ver si es mayor que cero. Para ello se hace un balance de oxígeno en la laguna. Como hay mezcla completa será:



Según el gráfico, el balance de oxígeno en la laguna será el siguiente:

- Flujo de oxígeno entrante a la laguna con el agua residual: $Q \cdot OD_0$
- Flujo de oxígeno saliente de la laguna con el efluente: $Q \cdot OD$
- Aportación de oxígeno por aireación superficial: $V \cdot \frac{dOD}{dt} = V \cdot K_2 \cdot (OD_s - OD)$
- Consumo de oxígeno por la materia orgánica biodegradable: $V \cdot \frac{dOD}{dt} = V \cdot K_1 \cdot L$

Por tanto:

$$Q \cdot OD_0 + V \cdot K_2 \cdot (OD_s - OD) = Q \cdot OD + V \cdot K_1 \cdot L$$

Dividiendo por Q, despejando OD y teniendo en cuenta que $TRH = \frac{V}{Q}$:

$$OD(1 + K_2 \cdot TRH) = OD_0 + K_2 \cdot TRH \cdot OD_s - K_1 \cdot TRH \cdot L \quad (1)$$

“L” debe deducirse de un balance de DBO:

$$Q \cdot L_0 = Q \cdot L + V \cdot \frac{dL}{dt} = Q \cdot L + V \cdot K_1 \cdot L$$

$$L = \frac{L_0}{1 + K_1 \cdot TRH}$$

Despejando OD de (1):

$$OD = \frac{OD_0 + TRH \cdot (K_2 \cdot OD_s - K_1 \cdot L)}{1 + K_2 \cdot TRH}$$

Suponiendo la situación más desfavorable en la que el vertido no tenga oxígeno disuelto ($OD_0=0$), y con los datos del problema:

$$OD_s = 8.88 \text{ mg/L}$$

$$\begin{aligned} \text{TRH} &= 66.7 \text{ días} \\ K_2 &= 0.78 \text{ días}^{-1} \\ K_1 &= 0.2 \text{ días}^{-1} \end{aligned}$$

Dado que la DBO_5 del vertido a la laguna es:

$$\text{DBO}_5 = \frac{15 \text{ kg/día}}{75 \text{ m}^3 / \text{día}} \cdot 10^3 \text{ g/kg} = 200 \text{ mg/L}$$

Con lo que la $\text{DBO}_{\text{última}}$ entrante es:

$$L_0 = 1,582 \cdot 200 = 316,4 \text{ mg/L}$$

$$\text{Por tanto, sustituyendo: } L = \frac{316.4}{1 + 0.2 \cdot 66.7} = 22.06 \text{ mg/L}$$

$$\text{OD} = \frac{0 + 66.7 \cdot (0.78 \cdot 8.88 - 0.2 \cdot 22.06)}{1 + 0.78 \cdot 66.7} = 3.16 \text{ mg/L} > 0 \text{ mg/L}$$

Por tanto, la laguna no se quedará sin oxígeno.

P9.- Se pretende realizar un ensayo de comprobación de las características funcionales del sistema de aireación de un reactor biológico de fangos activos. Para ello se llena el reactor con agua limpia sin oxígeno y a 20 °C y se conecta con el sistema de aireación.

Se quiere saber cuánto tiempo durará el ensayo, es decir, el tiempo necesario para que el OD pase desde 0 mg/L hasta 8 mg/L y cuál es su máxima capacidad de oxigenación (kgO₂/día) bajo dichas condiciones. El volumen del reactor es de 100 m³ y el suministrador de dicho sistema afirma que el valor de la K₂, tasa de reaireación, es de 300 d⁻¹.

❖ Tiempo de oxigenación

El aporte de oxígeno por unidad de tiempo es proporcional al déficit de oxígeno respecto al valor de saturación:

$$D = OD_{\text{sat}} - OD_t$$

$$\frac{dOD}{dt} = K_2 \cdot (OD_{\text{sat}} - OD_t)$$

$$\frac{dD}{dt} = -K_2 \cdot D$$

$$\int_{D_0}^{D_t} \frac{dD}{D} = \int_0^t -K_2 dt \Rightarrow \ln \frac{D_t}{D_0} = -K_2 t \Rightarrow \ln \left(\frac{OD_{\text{sat}} - OD_t}{OD_{\text{sat}} - OD_0} \right) = -K_2 t$$

$$OD_{\text{sat}} = \frac{475}{33.5 + T} = 8.8 \text{ mg/L}$$

$$t = -\frac{1}{300} \times \ln \left(\frac{8.8 - 8}{8.8 - 0} \right) = 0.008 \text{ días} \approx 12 \text{ min}$$

❖ Capacidad de oxigenación

$$C_{\text{oxigenación}} = K_2 \times (OD_f - OD_i) \times \text{Vol}_{\text{reactor}} = 300 \text{ d}^{-1} \times (8 - 0) \text{ gr/m}^3 \times 100 \text{ m}^3 = 240 \text{ kg/día}$$

P10.- El río Amarillo recibe en un cierto punto 1 un repelente vertido cuya DBO_U es 491 mg/L. Se tienen los siguientes datos:

| | |
|--|-------------------------------|
| Caudal del vertido | 400 L/s |
| Caudal del río Amarillo | 3600 L/s |
| Temperatura del vertido | 25 °C |
| Temperatura del río Amarillo antes del vertido | 17 °C |
| Velocidad del río Amarillo (no varía con nuevos vertidos) | 5.0 Km/día |
| OD del río Amarillo antes del vertido | 90% de saturación |
| K_1 (20 °C) (similar para cualquier x) | 0.50 días⁻¹ |
| OD del vertido repelente | 0 % de saturación |
| DBO_U del río amarillo | 1 mg/L |

Se sabe además que 10 Km aguas abajo este río recibe la aportación del río Negro, cuyo caudal de agua es de 1000 L/s, cuyas impolutas y transparentes aguas, a la temperatura de 20 °C, están saturadas de oxígeno de la mejor calidad. Pese a esto, otros 10 Km aguas abajo han desaparecido los salmones ya que la concentración de oxígeno disuelto es de 4.5 mg/L.

SE PIDE: Constante de reoxigenación del río.

Las ecuaciones utilizadas son las siguientes:

$$\text{Eliminación de DBO: } L_t = L_0 \cdot e^{-k_1 t}$$

$$L_0 = \text{DBO última inicial [mg/L]}$$

$$K_1 = \text{constante de desoxigenación (d}^{-1}\text{)}$$

$$t = \text{tiempo [días]}$$

$$\text{Déficit de oxígeno: } D = \frac{K_1 L_0}{K_2 - K_1} [e^{-K_1 t} - e^{-K_2 t}] + D_0 e^{-K_2 t}$$

$$D_0 = \text{déficit de oxígeno inicial (mg/L)} = OD_{\text{sat}} - OD$$

$$K_2 = \text{constante de reoxigenación del río (d}^{-1}\text{)}$$

Constantes cinéticas:

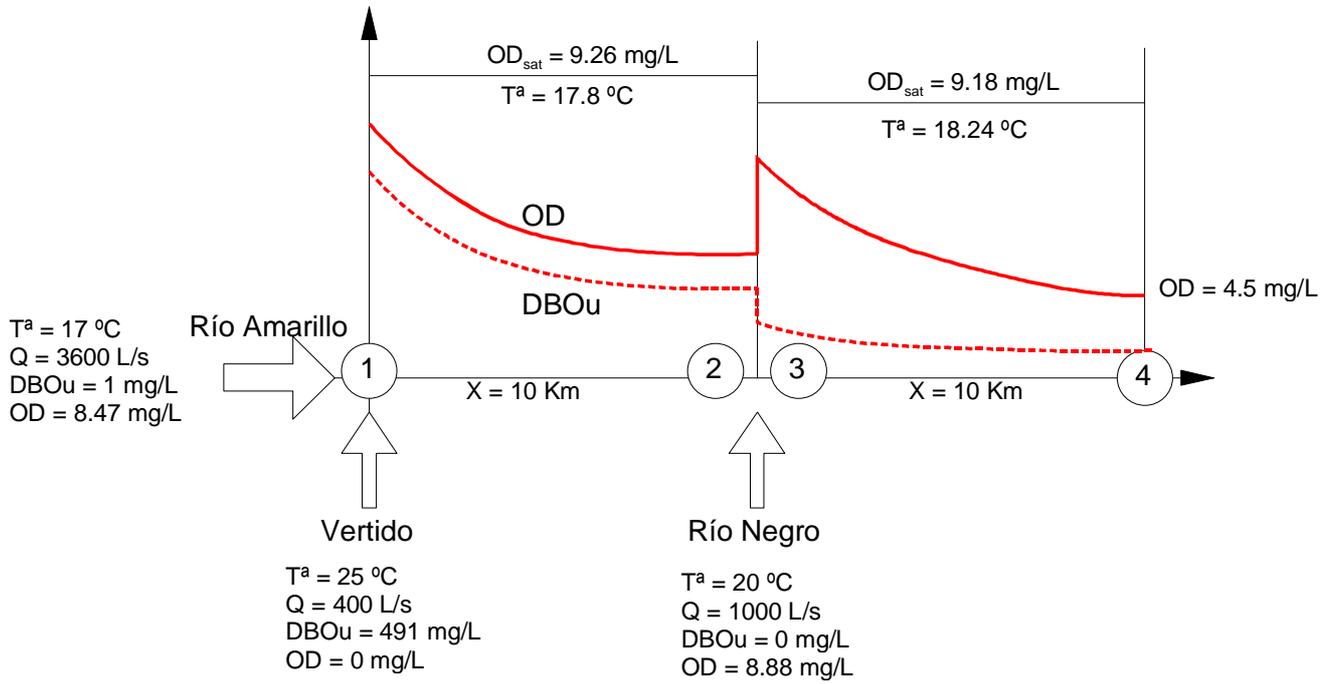
$$K_1^T = K_1^{20^\circ\text{C}} \cdot 1.047^{(T-20)}$$

$$K_2^T = K_2^{20^\circ\text{C}} \cdot 1.0238^{(T-20)}$$

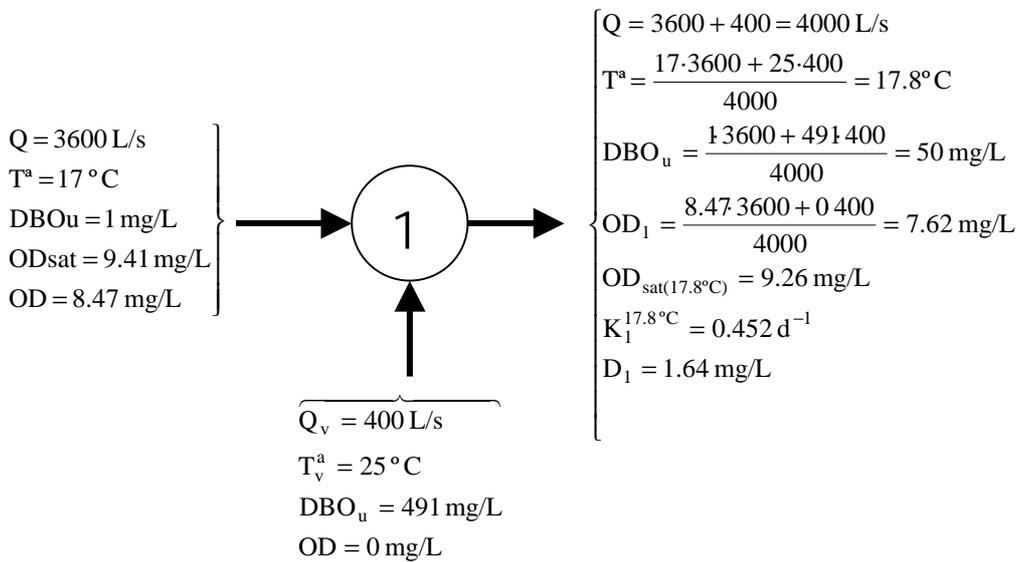
$$\text{OD en saturación: } OD_{\text{sat}} = \frac{475 + S}{33.5 + T}$$

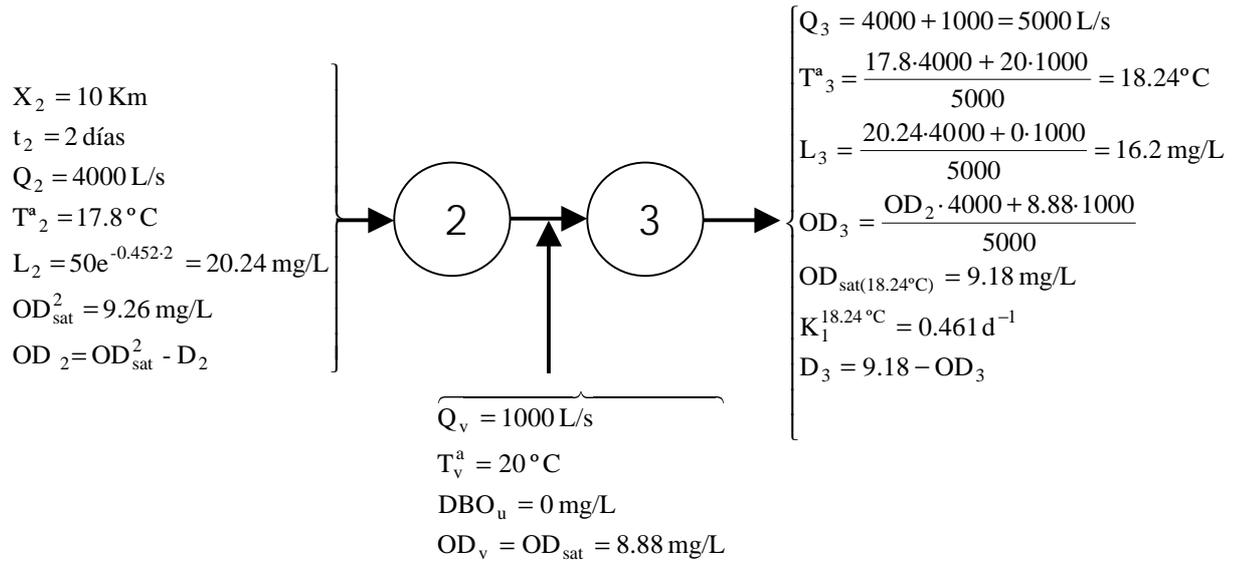
$$S = \text{salinidad}$$

$$T = \text{Temperatura (}^\circ\text{C)}$$



Punto 1:





Si calculamos el OD del punto 3:

$$OD_3 = \frac{OD_2 \cdot 4000 + 8.88 \times 1000}{5000} = 0.8OD_2 + 1.776$$

$$OD_3 = 0.8(OD_{\text{sat}}^2 - D_2) + 1.776 = 0.8 \times (9.26 - D_2) + 1.776$$

$$OD_3 = 9.184 - 0.8D_2$$

$$OD_3 = OD_{\text{sat}}^3 - D_3 = 9.18 - D_3 \quad \left. \vphantom{OD_3} \right\} D_3 \approx 0.8D_2$$

Si unimos a la condición anterior que $K_2^{17.8^\circ \text{ C}} = 0.989 \cdot K_2^{18.24^\circ \text{ C}}$ resulta un sistema de ecuaciones del que se puede obtener K_2 del río a 18.24° C

$$\left\{ \begin{array}{l} D_3 \approx 0.8 \cdot D_2 \\ K_2^{17.8^\circ \text{ C}} = 0.989 \cdot K_2^{18.24^\circ \text{ C}} \\ D_2 = \frac{0.452 \cdot 50}{K_2^{17.8^\circ \text{ C}} - 0.452} \left[e^{-0.452 \cdot 2} - e^{-K_2^{17.8^\circ \text{ C}} \cdot 2} \right] + D_1 e^{-K_2^{17.8^\circ \text{ C}} \cdot 2} \\ D_4 = \frac{0.461 \cdot 16.20}{K_2^{18.4^\circ \text{ C}} - 0.461} \left[e^{-0.461 \cdot 2} - e^{-K_2^{18.24^\circ \text{ C}} \cdot 2} \right] + D_3 e^{-K_2^{18.24^\circ \text{ C}} \cdot 2} \\ D_1 = 1.64 \text{ mg/L} \\ D_4 = 9.18 - 4.5 = 4.68 \text{ mg/L} \end{array} \right.$$

Resolviendo el sistema anterior llegamos a que:

$$K_2^{18.24^\circ \text{ C}} = 1.031 \text{ días}^{-1}$$

$$K_2^{17.8^\circ \text{ C}} = 1.021 \text{ días}^{-1}$$

$$K_2^{20^\circ \text{ C}} = 1.075 \text{ días}^{-1}$$

Con estos valores se obtiene un $D_2 \approx 11 \text{ mg/L}$ con lo que el $OD_2 = 0 \text{ mg/L}$

P11.- El río Garcilaso recibe en un cierto punto A (donde $x=0$) un repelente vertido cuya DBO_5 es de 260 mg/L y su DBO_u es de 300 mg/L. Se tienen además los siguientes datos:

| | |
|--|--------------------------|
| Caudal del vertido | 300 L/s |
| Caudal del río antes del vertido | 2700 L/s |
| Temperatura del vertido | 25°C |
| Temperatura del río antes del vertido | 15°C |
| Velocidad del río | 7.5 km/día |
| OD del río antes del vertido | 80% de saturación |
| OD del vertido | 0% de saturación |
| DBO_u del río | 0 mg/L |

Se sabe además que el río recupera la concentración en OD 60 km aguas abajo.

Se pide:

- 1) Constante de reoxigenación del río**
- 2) Distancia del punto de vertido al punto de mínima concentración de oxígeno disuelto**
- 3) Valor de esta mínima concentración de oxígeno disuelto**
- 4) DBO_5 en los puntos de mínimo OD y a 60 km aguas abajo (desde km 0)**

1.- Constante de reoxigenación del río

❖ Calculamos la K_1 del vertido

$$\left. \begin{array}{l} DBO_u = 300 \text{ mg/L} \\ DBO_5 = 260 \text{ mg/L} \end{array} \right\} \rightarrow 260 = 300(1 - e^{-K_1 \cdot 5}) \rightarrow K_1^{\text{vertido}} = 0.403 \text{ d}^{-1} \text{ (20 }^\circ\text{C)}$$

❖ Oxígeno disuelto del río antes de vertido

$$OD_{\text{sat}}^{\text{río antes de vertido}} = \frac{475 - 2.65S}{33.5 + T} = \frac{475}{33.5 + 15} = 9.79 \text{ mg/L}$$

$$OD_{\text{río}} = 0.8 \times 9.79 = 7.83 \text{ mg/L}$$

❖ Oxígeno disuelto en la mezcla

$$OD_{\text{mezcla}}^{\text{río}} = \frac{7.83 \times 2700 + 0 \times 300}{2700 + 300} = 7.05 \text{ mg/L}$$

❖ Temperatura del río en la mezcla

$$T_{\text{mezcla}}^{\text{río}} = \frac{15 \times 2700 + 25 \times 300}{2700 + 300} = 16 \text{ }^\circ\text{C}$$

❖ Oxígeno disuelto de saturación a partir del punto de la mezcla

$$OD_{\text{sat}}^{\text{río despues vertido}} = \frac{475 - 2.65S}{33.5 + T} = \frac{475}{33.5 + 16} = 9.6 \text{ mg/L}$$

❖ Cálculo de DBO_u de la mezcla

$$DBO_u^{\text{mezcla}} = \frac{0 \times 2700 + 300 \times 300}{2700 + 300} = 30 \text{ mg/L} = L_0$$

La K_1 del río es conocida en este caso de mezcla, ya que el río no trae DBO_u , es decir, no trae nada de materia orgánica (por lo tanto tampoco microorganismos). La K_1 del río a partir del momento de la mezcla es la K_1 del vertido. Esta idea es la misma que se sigue cuando en un ensayo de DBO_5 se realiza una dilución para preparar las botellas del mismo.

$$K_1^{\text{río}} = 0.403 \text{ días}^{-1} (20^\circ \text{C}) \quad \theta = 1.047$$

$$K_1^{\text{río}} (16^\circ \text{C}) = K_1 (20^\circ \text{C}) \cdot 1.047^{(T-20)} = 0.403 \times 1.047^{(16-20)} = 0.335 \text{ d}^{-1}$$

$$\text{Mezcla} \left\{ \begin{array}{l} OD_{\text{sat}} = 9.60 \text{ mg/L} \\ OD_{\text{río}} = 7.05 \text{ mg/L} \end{array} \right\} \text{ Déficit} = D_0 = 9.60 - 7.05 = 2.55 \text{ mg/L}$$

En el río, a 60 Km aguas abajo:

$$\text{Temperatura} = 16^\circ \text{C}$$

$$OD_{\text{saturación}} = 9.60 \text{ mg/L}$$

$$OD_{\text{río}}^{60 \text{ Km}} = 7.83 \text{ mg/L}$$

$$\text{Déficit} = D_{(\text{Km}60)} = 9.60 - 7.83 = 1.77 \text{ mg/L}$$

$$L_0 = 30 \text{ mg/L}$$

$$t = \frac{60}{7.5} = 8 \text{ días}$$

Calculo de la constante de reoxigenación del río K_2

$$D = \frac{K_1 L_0}{K_2 - K_1} \left[e^{-K_1 t} - e^{-K_2 t} \right] + D_0 e^{-K_2 t}$$

$$1.77 = \frac{0.335 \cdot 30}{K_2 - 0.335} \left[e^{-0.335 \cdot 8} - e^{-K_2 \cdot 8} \right] + 2.55 e^{-K_2 \cdot 8}$$

Resolviendo por tanteos: $K_2 \approx 0.70 \text{ días}^{-1}$ a 16°C . Haciendo la transformación correspondiente, $K_2 \approx 0.778 \text{ días}^{-1}$ a 20°C .

2.- Punto de mínima concentración de OD

❖ Cálculo de la distancia crítica

$$X_c = \frac{u}{K_2 - K_1} \cdot \ln \left[\frac{K_2}{K_1} \left(1 - \frac{D_0 (K_2 - K_1)}{L_0 K_1} \right) \right]$$

$$X_c = \frac{7.5}{0.70 - 0.335} \ln \left[\frac{0.70}{0.335} \left(1 - \frac{2.55 \times (0.70 - 0.335)}{30 \cdot 0.335} \right) \right]$$

$$X_c = 13.146 \text{ Km} \quad \rightarrow \quad t = \frac{13.146}{7.5} = 1.75 \text{ días}$$

3.- Valor de la mínima concentración de OD

$$D_{X_c} = \frac{0.335 \times 30}{0.70 - 0.335} \left[e^{-0.335 \times 1.75} - e^{-0.70 \times 1.75} \right] + 2.55 e^{-0.70 \times 1.75} = 7.981 \text{ mg/L}$$

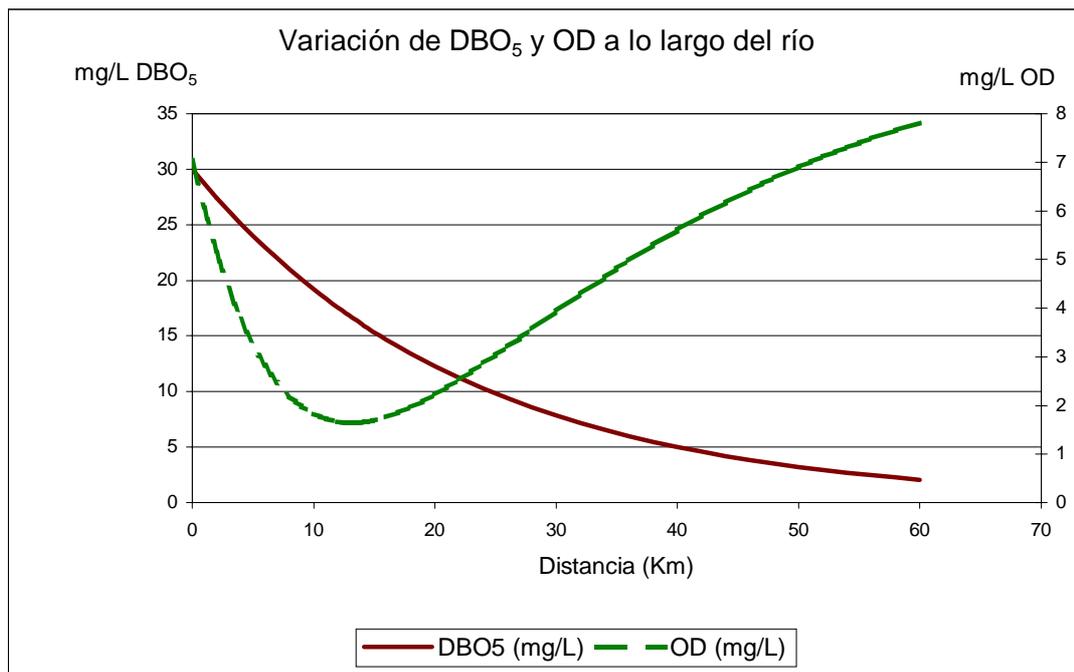
$$OD_{X_c (16^\circ C)} = 9.6 - 7.981 = 1.619 \text{ mg/L}$$

4.- DBO_5 en los puntos de mínimo OD y a 60 Km

$$DBO_{u,t} = DBO_{u,0} (e^{-k_1 \cdot t})$$

$$\text{En } X_c, t = 1.75 \text{ días} \quad \rightarrow \quad DBO_u = 16.7 \text{ mg/L}$$

$$\text{En } X = 60 \text{ Km}, t = 8 \text{ días} \quad \rightarrow \quad DBO_u = 2.06 \text{ mg/L}$$



P12.- ¿Es aplicable el modelo de Streeter-Phelps a una alcantarilla (colector de aguas residuales urbanas) que tiene una longitud de 10 Km y no tiene ni acometidas ni conexiones?.

DATOS:

- Caudal agua residual: constante
- Velocidad agua residual: 0.8 m/s
- DBO₅ inicial (kilómetro cero): 200 mg/l
- Oxígeno disuelto inicial: 2 mg/l
- Temperatura del agua residual: 20 °C.
- K₁ (20 °C) del agua residual: 0.23 d⁻¹
- K₂ (20 °C) en la alcantarilla: 2.0 d⁻¹

¿Cuánto se depuraría el agua residual en DBO₅ si el anterior modelo fuese aplicable?

El modelo de Streeter-Phelps exige que el tramo en estudio tenga caudal y sección constante (y, por tanto, velocidad constante), que no haya otros vertidos en el tramo y que la dispersión sea despreciable. Esto lo cumple la alcantarilla. Además, el modelo considera un fenómeno aerobio descrito por un consumo y una aportación de oxígeno por aireación superficial. Ambos se dan en la conducción: gran consumo de oxígeno debido a la DBO del agua residual y aireación superficial dado que se trata de una conducción en lámina libre. Además, como la alcantarilla es una conducción cerrada y enterrada no habrá luz y por lo tanto no habrá aportación de oxígeno por fotosíntesis. En definitiva, el principal problema para que no sea aplicable el modelo de Streeter-Phelps es que no existe siempre oxígeno disuelto para que exista el fenómeno aerobio.

El modelo de Streeter-Phelps será aplicable si la concentración de oxígeno disuelto en toda la longitud de la alcantarilla no baja de cero.

- ❖ Cálculo del déficit crítico para determinar la validez del modelo

Según el modelo de la DBO, la DBO última en el punto inicial del colector es:

$$L_0 = \frac{DBO_5}{1 - e^{-K_1 \cdot 5}}$$

$$L_0 = \frac{200}{1 - e^{-0.23 \cdot 5}} = 292.7 \text{ mg/L}$$

- ❖ Cálculo de la distancia crítica

$$x_c = \frac{u}{K_2 - K_1} \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[1 - \frac{D_0}{L_0} \left(\frac{K_2}{K_1} - 1 \right) \right] \right\}$$

$$u = 0.8 \text{ m/s} \times 86400 \text{ s/día} = 69120 \text{ m/día}$$

$$OD_s = \frac{465}{33.5 + 20} = 8.88 \text{ mg/L}$$

$$D_0 = OD_s - 2 \text{ mg/L} = 8.88 - 2 = 6.88 \text{ mg/L}$$

$$x_c = \frac{69120 \text{ m/día}}{2 - 0.23 \text{ días}^{-1}} \ln \left\{ \frac{2}{0.23} \left[1 - \frac{6.88}{292.7} \left(\frac{2}{0.23} - 1 \right) \right] \right\} = 76669 \text{ m} > 10 \text{ km}$$

Es decir, el oxígeno va disminuyendo gradualmente a lo largo del colector (si se prolongara más allá de los 10 km se obtendría la mínima cantidad de oxígeno en el km 76.7), siendo el punto más desfavorable de éste el situado al final del tubo, a los 10 km.

❖ Cálculo de la concentración de oxígeno disuelto en el km 10

$$D = D_0 \cdot e^{-K_2 \frac{x}{u}} + \frac{K_1 \cdot L_0}{K_2 - K_1} \left[e^{-K_1 \frac{x}{u}} - e^{-K_2 \frac{x}{u}} \right]$$

$$D = 6.88 \text{ mg/L} \cdot e^{-2 \frac{10000}{69120}} + \frac{0.23 \times 292.7}{2 - 0.23} \left[e^{-0.23 \frac{10000}{69120}} - e^{-2 \frac{10000}{69120}} \right] = 13.46 \text{ mg/L} > OD_s$$

Como el déficit crítico es superior al oxígeno disuelto de saturación la cantidad de oxígeno disuelto en el agua debería ser negativa (lo cual indica que el agua se queda sin oxígeno antes de llegar al final del tramo), por tanto no es aplicable el modelo de Streeter-Phelps.

En el caso de que el modelo de Streeter-Phelps fuese aplicable al cabo de los 10 km el agua se habría autodepurado. Para evaluar la concentración de DBO₅ al cabo de esos 10 km se aplica el modelo de evolución de DBO.

$$L(x) = L_0 \cdot e^{-\frac{K_1}{u} x}$$

$$L(10 \text{ km}) = 292.7 \text{ mg/L} \cdot e^{-\frac{0.23 \text{ d}^{-1}}{69120 \text{ m/d}} \cdot 10000 \text{ m}} = 283.09 \text{ mg/L}$$

Por tanto la DBO₅, a los 10 km, será:

$$DBO_5^{10 \text{ km}} = L \cdot (1 - e^{-K_1 \cdot 5}) = 283.09 \text{ mg/L} \cdot (1 - e^{-0.23 \cdot 5}) = 193.5 \text{ mg/L}$$

Finalmente, el rendimiento o grado de depuración de DBO₅ será de:

$$\frac{200 - 193.5}{200} = 3.3 \%$$

Es decir, en la alcantarilla se depuran o eliminan:

$$200 - 193.5 \text{ mg/L} = 6.5 \text{ mg DBO}_5 / \text{L}$$

CAPÍTULO 4
CONTAMINACIÓN DE LAGOS Y EMBALSES



P1.- La situación actual, respecto a la contaminación de las aguas de una pequeña cuenca es la siguiente:

CUENCA:

Superficie de la cuenca200 Km²
 Actividades de la cuenca * Pueblo
 * Granja de vacuno
 * Agricultura
 * No existe industria

EMBALSE:

Superficie del embalse1.500 Ha
 Capacidad del embalse300 Hm³

RÍO:

ClasificaciónAguas salmonícolas
 Caudal de estiaje (sin contar vertidos)200 L/s
 Contaminación del río en el punto A:
 DBO₅= 0 ppm N= 0 ppm SS= 5 ppm P= 0 ppm OD= OD saturación
 Velocidad del río0.04 m/s
 Tasa de reaireación del río K₂ (20 °C)0.60 d⁻¹
 Temperatura del agua del río18 °C

PUEBLO:

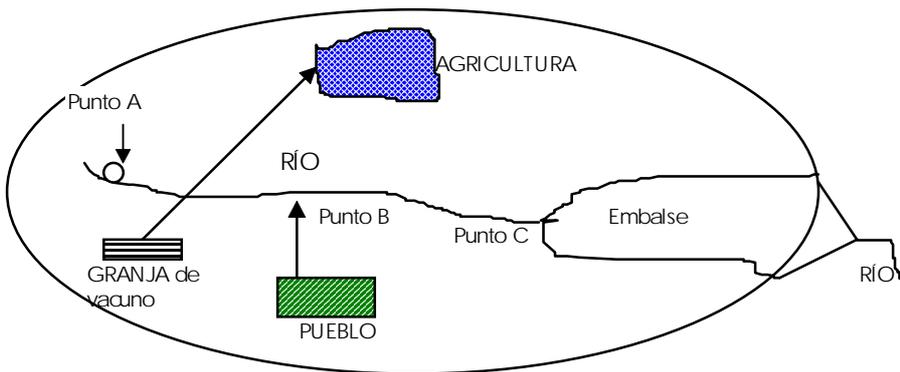
Población4000 hab
 Tasa de aumento de la población0 %
 Tasa de aumento de la dotación0 %
 Red de alcantarilladoseparativa
 Tipo de agua residualurbana
 Tasa de desoxigenación K₁ (20°C)0.40 d⁻¹
 Temperatura del agua residual18 °C

GRANJA:

Número de cabezas500 vacas
 Número de habitantes equivalentes (DBO₅).....7500 h-e
 Dotación de consumo de agua80 L/(cabeza· día)
 Carga de sólidos4.5 kg (SS/cab· día)

AGRICULTURA:

Terreno cultivado15 %
 Uso de fertilizantes inorgánicos10 kg N/(Ha· año)
 2 kg P/(Ha· año)



DISTANCIAS : tramo A - B = 1 Km.
 tramo B - C = 20 Km.

PLANTEAMIENTO:

En la actualidad el PUEBLO vierte sus aguas residuales directamente al río, mientras que la GRANJA recoge los “purines” (aguas residuales ganaderas) en un depósito y los transporta y vierte a un campo agrícola en su totalidad.

¿Es grave la situación en cuanto a calidad de las aguas naturales?

El Ingeniero del PUEBLO opina que no se puede estar vertiendo directamente las aguas residuales municipales al RÍO ni los "purines" directamente a los campos agrícolas, por ello plantea como solución el bombear los "purines" de la GRANJA hasta el PUEBLO, haciendo en las afueras del mismo una Estación Depuradora de Aguas Residuales con nivel de tratamiento secundario que depure conjuntamente los "purines" de la GRANJA y el vertido del PUEBLO.

¿Es aceptable esta solución en cuanto a calidad de las aguas naturales?.

NOTA: Suponer que en la mezcla del vertido con el río no se producen aportes externos de oxígeno debido a la turbulencia.

1.- Estudio de la calidad de las aguas del río

❖ Datos de partida

- Dotación: Según las Normas para la Redacción de Proyectos de Saneamiento y Abastecimiento para 4000 hab corresponden 150 L/hab· día
- Cargas de contaminación: Red separativa
 - DBO₅ = 60 g/(h· d)
 - MES = 75 g/(h· d)

❖ Características medias diarias en estiaje

Caudal del río: $Q_R = 200 \text{ L/s} = 17280 \text{ m}^3/\text{d}$

Caudal del vertido: $Q_V = 4000 \text{ hab} \cdot 150 \text{ L/hab} \cdot \text{día} \cdot 1 \text{ m}^3/1000 \text{ L} = 600 \text{ m}^3/\text{d} = 6.94 \text{ L/s}$

Contaminación del vertido:

DBO₅: $4000 \text{ hab} \cdot 60 \text{ g/hab} \cdot \text{día} \cdot 1 \text{ kg}/1000 \text{ g} = 240 \text{ kg DBO}_5/\text{d}$

Siendo la concentración de DBO₅ =
$$\frac{240 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{día}} \cdot 10^6 \frac{\text{mg}}{\text{kg}}}{600 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot 1000 \frac{\text{L}}{\text{m}^3}} = 400 \text{ mg/L}$$

SS : $4000 \text{ hab} \cdot 75 \text{ g/h/d} \cdot 1 \text{ kg}/1000 \text{ g} = 300 \text{ kg MES/d}$

La concentración de SS =
$$\frac{300 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{día}} \cdot 10^6 \frac{\text{mg}}{\text{kg}}}{600 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot 1000 \frac{\text{L}}{\text{m}^3}} = 500 \text{ mg/L}$$

❖ Contaminación máxima en el río (por modelo de mezcla inicial).

Se considera que la contaminación del río en B es igual que en A.

$Q_R = 200 \text{ L/s} = 17280 \text{ m}^3/\text{día}$

$$C_{\text{rio,max}}^{\text{DBO}_5} = \frac{F_R + F_V}{Q_R + Q_V} = \frac{0 + 240 \text{ kg/d}}{(17280 + 600) \text{ m}^3/\text{d}} \times \frac{10^6 \text{ mg}}{1 \text{ kg}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} = 13.4 \text{ mg/L}$$

$$C_{\text{rio,max}}^{\text{MES}} = \frac{F_R + F_V}{Q_R + Q_V} = \frac{(5 \text{ g/m}^3 \cdot 1 \text{ kg}/1.000 \text{ g} \cdot 17280 \text{ m}^3/\text{d}) + 300 \text{ kg/d}}{(17280 + 600) \text{ m}^3/\text{d}} \times \frac{10^6}{10^3} = 21.6 \text{ mg/L}$$

❖ O.D. mínimo en el río (efecto diferido de la DBO)

$$\text{DBO}_u \text{ en el río } (L_0): L_t = L_0 (1 - e^{-K_d t}) \Rightarrow L_0 = \frac{L_t}{1 - e^{-K_d t}}$$

$$\text{para } t = 5 \text{ días: } L_0 = \frac{L_5}{1 - e^{-5(0.40)}} = \frac{13.4}{1 - e^{-5(0.40)}} = 15.5 \text{ mg/L}$$

❖ Distancia crítica (X_c)

$$X_C = \frac{\mu}{K_2 - K_1} \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[1 - \frac{D_0}{L_0} \left(\frac{K_2}{K_1} - 1 \right) \right] \right\}$$

$$K_1(18^\circ\text{C}) = K_1(20^\circ\text{C}) \theta^{T-20} \Rightarrow K_1(18^\circ\text{C}) = 0.40 \cdot 1.047^{(18-20)} = 0.36 \text{ d}^{-1}$$

$$\theta \in 1.01 - 1.06$$

$$K_2(18^\circ\text{C}) = 0.6 \cdot 1.0238^{(18-20)} = 0.57 \text{ d}^{-1}$$

$$D_0 = \text{O.D.}_{\text{sat}} - \text{O.D.}_{\text{mezcla}}$$

$$\text{OD}_{\text{sat}} = \frac{475 - 2.65S}{33.5 + T} = \frac{475}{33.5 + 18} = 9.2 \text{ mg/L}$$

asumimos que en el río no hay extracciones de oxígeno ($S=0$)

$$\text{OD}_{\text{mezcla}} = \frac{(9.2 \text{ g/m}^3 \cdot 17280 \text{ m}^3 / \text{d}) + 0}{(17280 + 600) \text{ m}^3 / \text{d}} = 8.9 \text{ g/m}^3 \text{ (se ha supuesto que OD vertido = 0)}$$

$$D_0 = 9.2 - 8.9 = 0.3 \text{ mg/L}$$

$$X_C = \frac{0.04 \text{ m/s} \cdot 86400 \text{ s/d}}{0.57 - 0.36} \ln \left\{ \frac{0.57}{0.36} \left[1 - \frac{0.3}{15.5} \left(\frac{0.57}{0.36} - 1 \right) \right] \right\} \Rightarrow X_C = 7376 \text{ m} \Rightarrow X_C < 20 \text{ km}$$

❖ Déficit crítico

$$D_C = \frac{K_1}{K_2} L_0 \cdot e^{-K_1 \frac{X_C}{\mu}}$$

$$D_C = \frac{0.36}{0.57} L_0 \cdot e^{-0.36 \cdot \frac{7376}{0.04 \cdot 86400}} = 0.29 L_0 = 4.5 \text{ mg/L}$$

$$\text{OD mínimo en el río} = 9.2 - 4.5 = 4.7 \text{ mg/L}$$

Para que el OD del río siempre sea ≥ 6 ppm ¿Cuál debería ser la DBO₅ en el punto de vertido?

$$\text{Si OD río} = 6 \Rightarrow D_C = 9.2 - 6 = 3.2 \text{ mg/L}$$

$$\text{Ya se vio que } D_C = 0.29 L_0 \Rightarrow L_0 = 11.03 \text{ ppm}$$

$$L_5 = 11.03 (1 - e^{-5 \cdot 0.40}) = 9.77 \text{ ppm}$$

Este valor es menos restrictivo que las 3 ppm que figuran en la normativa para la DBO₅ en un río salmonícola (9.77 > 3 ppm), por tanto habrá que cumplir con el límite de 3 ppm de DBO₅.

❖ Normas de calidad del agua del río: (río salmonícola)

OD ≥ 6 mg/L NO CUMPLE: 4.7 mg O₂ < 6 mg/L, límite mínimo más desfavorable

DBO₅ ≤ 3 mg/L NO CUMPLE: 13.4 mg/L > 3 mg/L, valor deseable

SS ≤ 25 mg/L SI CUMPLE: 21.6 mg/L < 25 mg/L, valor deseable

❖ Diagnóstico

El estado del río es de contaminación grave en cuanto a OD y DBO. No presenta problema respecto a los SS.

2.- Estudio de la calidad de las aguas del embalse

Se adoptan las siguientes producciones de nutrientes:

| | Nitrógeno | Fósforo |
|---|-----------|---------|
| Asentamiento humano (kg/hab· año) | 4.38 | 0.547 |
| Escorrentía urbana (%sobre el asentamiento humano) | 10 | 10 |
| Detergentes (% sobre asentamiento humano, valor máximo) | - | 100 |

| | | |
|---|------|------|
| Bovinos, kg/(cabeza· año). | 70.2 | 7.65 |
| Agricultura,kg/(ha· año). <i>Datos del enunciado del problema</i> | 10 | |

Para el cálculo de la lixiviación de nutrientes al terreno se considerará la hipótesis más desfavorable, es decir, infiltración de un 25% de nitrógeno y de un 5% de fósforo sobre la producción global de nutrientes de ganadería y agricultura.

Por tanto, las cargas de nitrógeno y fósforo son las siguientes:

| | kg N/año | kg P/año |
|--|---|--|
| • Asentamiento humano | 4.38 x 4000 hab= 17520 | 0.547 x 4000 hab= 2188 |
| - Escorrentía urbana | 0.10 x 17520 = 1752 | 0.1 x 2188 = 219 |
| - Detergentes | - | 1 x 2188 = 2188 |
| • Ganadería | 70.2 x 500 vacas= 35100 | 7.65 x 500 vacas = 3825 |
| • Agricultura (15% de terreno cultivado) | 10 x (0.15 x 200 km ² x 100 km ² /ha) = 30.000 | 2 x (0,15 x 200 km ² x 100 km ² /ha) = 6.000 |

| Nutrientes lixiviados | | |
|------------------------------|---------------------|-------------------|
| • Ganadería | 0.25 x 35100 = 8775 | 0.05 x 3825 = 191 |
| • Agricultura | 0.25 x 30000 = 7500 | 0.05 x 6000 = 300 |

Siguiendo con la hipótesis más desfavorable se supondrá una migración hacia el embalse del 100% de los nutrientes. Las cargas anuales totales que llegan al embalse son:

| Migración de nutrientes (100%). | | |
|--|---------------|--------------|
| | kg N/año | kg P/año |
| • Asentamiento humano | 17.520 | 2.188 |
| - Escorrentía urbana | 1.752 | 219 |
| - Detergentes | - | 2.188 |
| • Vacas | 8.775 | 191 |
| • Agricultura | 7.500 | 300 |
| TOTAL | 35.547 | 5.086 |

$$\text{Carga de N} = \frac{35547 \text{ kgN/año}}{1500 \text{ Ha} \cdot 10000 \text{ m}^2/\text{Ha}} \cdot 1000 \text{ g/kg} = 2.4 \text{ g/m}^2/\text{año}$$

$$\text{Carga de P} = \frac{5086 \text{ kgP/año}}{1500 \text{ Ha}} \cdot \frac{1000}{10000} = 0.3 \text{ g/m}^2/\text{año}$$

- ❖ Altura media del embalse
 $300 \text{ Hm}^3/1500 \text{ Hm}^2 \cdot 100 \text{ m/Hm} = 20 \text{ m}$

Según el modelo de Vollenweider para una altura de 20 m:

$$\begin{aligned} \text{Cargas Peligrosas: } N &= 4.3 \text{ g/m}^2/\text{año} \\ P &= 0.3 \text{ g/m}^2/\text{año} \end{aligned}$$

- ❖ Diagnóstico
 La carga estimada de fósforo llega a ser peligrosa pero no así con la de nitrógeno. Por lo tanto el nitrógeno será el factor limitante y la eutrofización está controlada, no hay peligro.

3.- Con depuración: Estudio de la calidad de las aguas del río

Carga de contaminación en DBO₅ del ganado:
 Número de h-e = 7500 (60 g DBO₅/hab· día)

Estudio de la situación diaria

$$Q_{\text{RÍO}} = 17280 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\text{VERTIDO PUEBLO}} = 600 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\text{VERTIDO GANADERÍA}} = 80 \text{ L}/(\text{cabeza} \cdot \text{día}) \times 500 \text{ cabezas} \times 1 \text{ m}^3/1.000 \text{ L} = 40 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{\text{VERTIDO TOTAL}} = 600 + 40 = 640 \text{ m}^3/\text{día}$$

- ❖ Contaminación del vertido que llegaría a la depuradora

$$(7500 \text{ h-e} + 4000 \text{ h-e}) \times 60 \text{ gDBO}_5/\text{hab} \cdot \text{día} \times 1 \text{ kg}/1000 \text{ g} = 690 \text{ kg/d}$$

$$\text{DBO}_5 = 1078 \text{ ppm}$$

$$4000 \text{ h-e} \cdot 75 \text{ gSS}/\text{hab} \cdot \text{día} \cdot 1 \text{ kg}/1000 \text{ g} + 500 \text{ cabezas} \times 4.5 \text{ kgSS}/\text{cabeza} \cdot \text{día} = 2550 \text{ kg/día}$$

$$\text{SS} = 3984 \text{ ppm}$$

Con una EDAR en la que exista tratamiento secundario se obtienen los siguientes rendimientos de depuración:

$$\text{DBO}_5: 70 \text{ a } 90\% (25 \text{ mg/L})$$

$$\text{SS}: 90\% (35 \text{ mg/L})$$

$$\text{N}: 0\%$$

$$\text{P}: 0\%$$

Considerando rendimientos del 90% para DBO_5 y SS las cargas diarias que llegarán al río serán:

$$\text{DBO}_5 = 0.1 \cdot 690 \text{ kg/día} = 69 \text{ kg/día}$$

$$\text{SS} = 0.1 \cdot 2550 \text{ kg/día} = 255 \text{ kg/día}$$

Por tanto, las concentraciones máximas en el río con depuradora son:

$$C_{\text{rio,max}}^{\text{DBO}_5} = \frac{69 \text{ kg/d} + 0}{(17280 + 640) \text{ m}^3/\text{d}} = 3.85 \text{ ppm} > 3 \text{ ppm NO ACEPTABLE}$$

$$C_{\text{rio,max}}^{\text{MES}} = \frac{255 \text{ kg/d} + 0}{(17280 + 640) \text{ m}^3/\text{d}} = 14.2 \text{ ppm} < 25 \text{ ACEPTABLE}$$

Como se ve la contaminación en DBO_5 se reduce con esta solución y casi cumple el objetivo del límite de calidad del río para aguas salmonícolas.

4.- Estudio de la calidad de las aguas del embalse con depuración

Al eliminarse el vertido al terreno de los "purines" su contaminación difusa pasa a ser localizada.

- ❖ Carga anual de N

- Carga controlable (CC). Corresponde con el vertido de la depuradora.

$$\text{Población} \quad 17.520 \text{ kg N/año}$$

$$\text{Ganado}^1 \quad 70.2 \times 500 = 35.100 \text{ kg N/año}$$

$$\text{- Carga de difícil control (CDC):} \quad \text{Escorrentía} \quad 1.752 \text{ kg N/año}$$

$$\text{- Carga incontrolable (CI):} \quad \text{Agricultura} \quad 7.500 \text{ kg N/año}$$

$$\text{Carga total sobre el embalse:} \quad 61.872 \text{ kg N/año}$$

$$\text{Carga de N} = \frac{61872 \text{ kg N/año}}{1500 \text{ Ha} \cdot 10000 \text{ m}^2/\text{Ha}} \cdot 1000 \text{ g/kg} = 4.1 \text{ g N}/(\text{m}^2 \cdot \text{año}) < 4.3 \text{ g N}/(\text{m}^2 \cdot \text{año})$$

- ❖ Carga anual de P

¹ Obsérvese que ahora llegan al embalse todos los purines. Antes sólo llegaban los lixiviados (25% del total).

- Carga controlable (CC). Corresponde con el vertido de la depuradora.

| | | |
|---------------------|--------------|---------------|
| Población | | 2188 kg P/año |
| Detergentes | | 2188 kg P/año |
| Ganado ² | 7.65 x 500 = | 3825 kg P/año |

| | | |
|-----------------------------------|-------------|--------------|
| - Carga de difícil control (CDC): | Escorrentía | 219 kg P/año |
| - Carga incontrolable (CI): | Agricultura | 300 kg P/año |

Carga total sobre el embalse: 8720 kg P/año

$$\text{Carga de P} = \frac{8720 \text{ kg P/año}}{1500 \text{ Ha} \cdot 10000 \text{ m}^2 / \text{Ha}} \cdot 1000 \text{ g/kg} = 0.58 \text{ g P}/(\text{m}^2 \cdot \text{año}) > 0.3 \text{ g P}/(\text{m}^2 \cdot \text{año})$$

El nitrógeno sigue controlado pero está más cerca del límite y la carga de fósforo ha aumentado mucho. Por tanto esta situación es más desfavorable que la anterior, empeora la calidad del embalse.
 agua es < 3°F.

² Obsérvese que ahora llegan al embalse todos los purines. Antes sólo llegaban los lixiviados (25% del total).

P2.- La situación actual, respecto a la contaminación de las aguas de una pequeña cuenca es la siguiente:

CUENCA:

| | |
|-------------------------------|-----------------------|
| Superficie de la cuenca | 200 km ² |
| Actividades de la cuenca: | |
| | * Pueblo |
| | * Granja de vacuno |
| | * Agricultura |
| | * No existe industria |

EMBALSE:

| | |
|------------------------------|---------------------|
| Superficie del embalse | 1.500 ha |
| Capacidad del embalse | 300 Hm ³ |

RÍO:

| | |
|---|----------------------|
| Clasificación | aguas ciprinícolas |
| Caudal de estiaje (sin contar vertidos) | 200 L/s |
| Contaminación del río en el punto A: | |
| DBO ₅ = 0 ppm; N=0 ppm; SS=5 ppm; P=0 ppm; OD=OD sat.; D ₀ =0 ppm | |
| Velocidad del río | 0.06 m/s |
| Tasa de reaireación del río K ₂ (20 °C) | 0.60 d ⁻¹ |
| Temperatura del agua del río | 21 °C |
| Oxígeno disuelto del agua residual en el vertido (OD _v)..... | 0 mg/L |

PUEBLO:

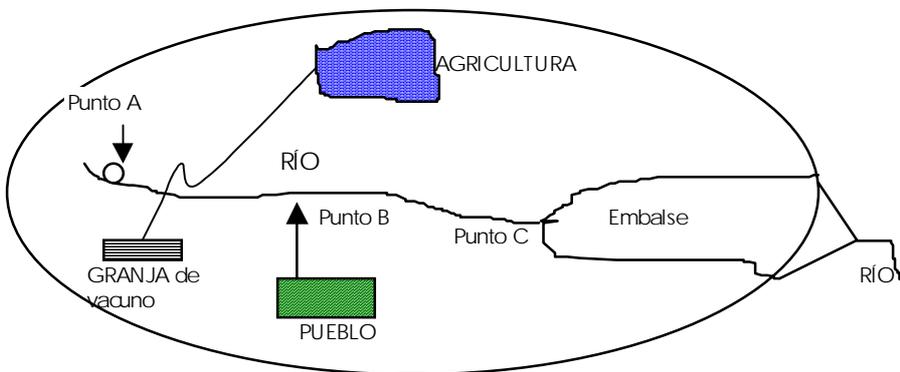
| | |
|--|----------------------|
| Población | 4000 h-e |
| Tasa de aumento de la población | 0 % |
| Tasa de aumento de la dotación | 0 % |
| Red de alcantarillado | separativa |
| Tipo de agua residual | urbana |
| Tasa de desoxigenación K ₁ (20°C) | 0.40 d ⁻¹ |
| Temperatura del agua residual | 21 °C |

GRANJA:

| | |
|---|--------------------|
| Número de cabezas | 300 vacas |
| Número de h-e (DBO ₅) | 4500 h-e |
| Dotación de consumo de agua | 80 L/cabeza· día |
| Carga de sólidos | 4.5 kg SS/cab· día |

AGRICULTURA:

| | |
|--|-----------------|
| Terreno cultivado | 10 % |
| Uso de fertilizantes inorgánicos | 10 kg N/ha· año |
| | 2 Kg P/ha· año |



DISTANCIAS :

tramo A - B = 1 km
tramo B - C = 20 Km

PLANTEAMIENTO

En la actualidad el PUEBLO vierte sus aguas residuales directamente al río, mientras que la GRANJA recoge los purines en un depósito y los transporta y vierte a un campo agrícola en su totalidad.

¿Es grave la situación en cuanto a calidad de las aguas naturales?

El ingeniero del PUEBLO opina que no se pueden verter directamente las aguas residuales municipales al RÍO, ni los purines a los campos. Plantea como solución bombear los purines de la GRANJA hasta el PUEBLO, haciendo, en las afueras del mismo, una Estación Depuradora de Aguas Residuales, con nivel de tratamiento secundario, que depure conjuntamente los purines de la GRANJA y el vertido del PUEBLO.

1.- Estudio de la calidad de las aguas del río

❖ Datos de partida

Dotación (para 4.000 h-e) = 150 L/hab· día

Cargas de contaminación (red separativa de ARU): 60 g DBO₅/hab· día
75 g SS /hab· día

❖ Situación media diaria

$Q_{\text{río}} = 200 \text{ L/s} = 17.280 \text{ m}^3/\text{d}$

$Q_{\text{vertido}} = 4.000 \text{ h-e} \times 150 \text{ L/hab} \cdot \text{día} \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{L} = 600 \text{ m}^3/\text{d}$

Cargas de contaminación (vertido del pueblo)

$F_{\text{DBO}_5} = 4.000 \text{ h-e} \times 60 \text{ g/h-e} \cdot \text{día} \times 10^{-3} \text{ kg/g} = 240 \text{ kg/d}$

$$[\text{DBO}_5] = \frac{240 \frac{\text{kg}}{\text{día}} \cdot 10^6 \frac{\text{mg}}{\text{kg}}}{600 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot 10^3 \frac{\text{L}}{\text{m}^3}} = 400 \text{ mg/L}$$

$F_{\text{SS}} = 4.000 \text{ h-e} \times 75 \text{ g/h-e} \cdot \text{día} \times 10^{-3} \text{ kg/g} = 300 \text{ kg/d}$

$$[\text{SS}] = \frac{300 \frac{\text{kg}}{\text{día}} \cdot 10^6 \frac{\text{mg}}{\text{kg}}}{600 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot 10^3 \frac{\text{L}}{\text{m}^3}} = 500 \text{ mg/L}$$

$$[\text{OD}_{\text{sat}}] = \frac{475}{33.5 + 21} = 8.7 \text{ mg/L}$$

❖ Contaminación en el punto de vertido (modelo de mezcla)

$$C_{\text{río, máx}}^{\text{DBO}_5} = \frac{[\text{DBO}_5^{\text{vertido}}] \cdot Q_{\text{vertido}} + [\text{DBO}_5^{\text{río}}] \cdot Q_{\text{río}}}{Q_{\text{vertido}} + Q_{\text{río}}} = \frac{400 \text{ mg/L} \times 600 \text{ m}^3/\text{día} + 0}{(600 + 17280) \text{ m}^3/\text{día}} = 13.4 \text{ mg/L}$$

$$C_{\text{río, máx}}^{\text{SS}} = \frac{[\text{SS}^{\text{vertido}}] \cdot Q_{\text{vertido}} + [\text{SS}^{\text{río}}] \cdot Q_{\text{río}}}{Q_{\text{vertido}} + Q_{\text{río}}} = \frac{500 \text{ mg/L} \times 600 \text{ m}^3/\text{día} + 5 \text{ mg/L} \times 17280 \text{ m}^3/\text{día}}{(600 + 17280) \text{ m}^3/\text{día}} = 21.7 \text{ mg/L}$$

El oxígeno disuelto de saturación, a 21°, es de 8.7 mg/L. Por otra parte el oxígeno disuelto de la mezcla, suponiendo que el vertido no tiene oxígeno disuelto, es de 8.4 mg/L.

$$C_{\text{río,máx}}^{\text{OD}} = \frac{[\text{OD}^{\text{vertido}}] \cdot Q_{\text{vertido}} + [\text{OD}^{\text{río}}] \cdot Q_{\text{río}}}{Q_{\text{vertido}} + Q_{\text{río}}} = \frac{0 + 8.7 \text{mg/L} \times 17280 \text{m}^3 / \text{día}}{(600 + 17280) \text{m}^3 / \text{día}} = 8.4 \text{mg/L}$$

- ❖ DBO última, L_0 , en el río después de la mezcla

$$L_0 = \frac{L_t}{1 - e^{-K_1 t}} = \frac{L_5}{1 - e^{-K_1 \cdot 5}} = \frac{13.4}{1 - e^{-0.40 \cdot 5}} = 15.5 \text{ mg/L}$$

Obsérvese que la constante de desoxigenación, K_1 , empleada es la correspondiente a la temperatura de 20°C a la que se realiza el ensayo normalizado de la DBO_5 .

- ❖ Distancia crítica (X_c)

$$x_c = \frac{u}{K_2 - K_1} \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[1 - \frac{D_0}{L_0} \left(\frac{K_2}{K_1} - 1 \right) \right] \right\}$$

La temperatura del río aguas abajo del vertido es de 21°C. Por tanto hay que calcular los valores de las constantes K_1 y K_2 a esa temperatura.

$$K_{1(21^\circ\text{C})} = K_{1(20^\circ\text{C})} \times \theta^{(21-20)} = 0.64 \times 1.047^1 = 0.42 \text{d}^{-1}$$

$$K_{2(21^\circ\text{C})} = K_{2(20^\circ\text{C})} \times \theta^{(21-20)} = 0.6 \times 1.0238 = 0.61 \text{d}^{-1}$$

El déficit de oxígeno en el punto de mezcla viene dado por:

$$D_0^{\text{mezcla}} = \text{OD}_{\text{sat}} - \text{OD}_{\text{mezcla}}$$

$$D_0^{\text{mezcla}} = 8.7 - 8.41 = 0.29 \text{mg/L}$$

Sustituyendo:

$$x_c = \frac{0.06 \text{m/s} \times 86400 \text{s/día}}{(0.61 - 0.42) \text{d}^{-1}} \ln \left[\frac{0.61}{0.42} \times \left(1 - \frac{0.29}{15.5} \times \left(\frac{0.61}{0.42} - 1 \right) \right) \right] = 9951 \text{m}$$

Dado que la distancia al punto crítico es menor de 20km, se llega realmente a esta situación.

- ❖ Déficit crítico

$$D_c = \frac{K_1}{K_2} L_0 e^{-K_1 \frac{x_c}{u}}$$

$$D_c = \frac{0.42}{0.61} \times 15.5 \times e^{-0.42 \frac{9951}{0.06 \cdot 86400}} = 4.78 \text{mg/L}$$

- ❖ OD en punto crítico

$$\text{OD}_c = \text{OD}_{\text{sat}} - D_c$$

$$\text{OD}_c = 8.7 - 4.78 = 3.92 \text{mg/L}$$

2.- Cumplimiento de las normas de calidad

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{OD en el punto crítico} = 3.92 \text{ mg/L} > 4 \text{ mg/L (Valor mínimo aceptable en situación extrema)} \quad \text{INCUMPLE} \\ \text{DBO}_5 \text{ en el punto de mezcla del vertido con el río} = 13.4 \text{ mg/L} \not\leq 6 \text{ mg/L} \quad \text{INCUMPLE} \\ \text{SS en el punto de mezcla del vertido con el río} = 21.7 \text{ mg/L} < 25 \text{ mg/L} \end{array} \right.$$

3.- Calidad de las aguas del embalse

Se consideran las siguientes producciones de nutrientes:

| | Nitrógeno | Fósforo |
|--|-----------|---------|
| • Asentamiento humano (kg/[hab· año]) | 4.38 | 0.547 |
| Escorrentía urbana (% sobre el asentamiento humano) | 10 | 10 |
| Detergentes (% sobre el asentamiento humano) | - | 100 |
| • Bovinos (kg/cabeza· año) | 70.2 | 7.65 |
| • Agricultura(kg/ha· año). <i>Datos del enunciado.</i> | 10 | 2 |

Cargas de nitrógeno y fósforo por cada una de las actividades

| | kg N/año | kg P/año |
|--|---|--|
| • Asentamiento humano | 4.38 x 4.000 h-e= 17.520 | 0.547 x 4000 h-e= 2.188 |
| - Escorrentía urbana | 0.10 x 17.520 = 1.752 | 0.1 x 2.188 = 219 |
| - Detergentes | - | 1 x 2.188 = 2.188 |
| • Vacas | 70.2 x 300 vacas= 21.060 | 7.65 x 300 vacas = 2.295 |
| • Agricultura (10% de terreno cultivado) | 10 x (0.10 x 200 km ² x 100 km ² /ha)=20.000 | 2x(0.10 x200 km ² x 100 km ² /ha)= 4.000 |

Nutrientes lixiviados (Suponiendo máxima lixiviación)

| | | |
|---------------|-----------------------|--------------------|
| • Vacas | 0,25 x 21.060 = 5.265 | 0,05 x 2.295 = 115 |
| • Agricultura | 0,25 x 20.000 = 5.000 | 0,05 x 4.000 = 200 |

Siguiendo con la hipótesis más desfavorable se supondrá una migración hacia el embalse del 100% de los nutrientes. Las cargas anuales totales que llegan al embalse son:

Migración de nutrientes (100%).

| | kg N/año | kg P/año |
|-----------------------|---------------|--------------|
| • Asentamiento humano | 17.520 | 2.188 |
| - Escorrentía urbana | 1.752 | 219 |
| - Detergentes | - | 2.188 |
| • Vacas | 5.265 | 115 |
| • Agricultura | 5.000 | 200 |
| TOTAL | 29.537 | 4.910 |

$$\text{Carga de N} = \frac{29537 \text{ kgN/año}}{1500 \text{ Ha} \cdot 10000 \text{ m}^2 / \text{Ha}} \cdot 1000 \text{ g/kg} = 2.0 \text{ g N}/(\text{m}^2 \cdot \text{año})$$

$$\text{Carga de P} = \frac{4910 \text{ kgP/año}}{1500 \text{ Ha}} \cdot \frac{1.000}{10000} = 0.3 \text{ g P}/(\text{m}^2 \cdot \text{año})$$

$$\text{Altura media del embalse} = 300 \text{ Hm}^3 / 1500 \text{ Hm}^2 \cdot 100 \text{ m/Hm} = 20 \text{ m}$$

Según el modelo de Vollenweider para una altura de 20 m:

$$\begin{aligned} \text{Cargas Peligrosas: } N &= 4.3 \text{ g/m}^2/\text{año} \\ P &= 0.3 \text{ g/m}^2/\text{año} \end{aligned}$$

Según la ley del mínimo o de Liebig, no se produce eutrofización en el embalse ya que la carga de nitrógeno está por debajo de la carga peligrosa. El nitrógeno es el sustrato limitante. No obstante, podría ser necesario un control o reducción en la producción de alguno de los nutrientes.

4.- Estudio de la solución propuesta por el ingeniero del pueblo

Para que el OD en el río siempre sea ≥ 4 mg/L ¿Qué DBO₅ máxima debe haber en el punto de vertido?

$$D_c = 8.7 - 4.0 = 4.7 \text{ mg/L}$$

$$D_c = \frac{K_1}{K_2} L_0 e^{-K_1 \frac{x_c}{u}}$$

$$x_c = \frac{u}{K_2 - K_1} \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[1 - \frac{D_0}{L_0} \left(\frac{K_2}{K_1} - 1 \right) \right] \right\}$$

Despejando L₀ y sustituyendo x_c se obtiene:

$$L_0 = D_c \frac{K_2}{K_1} e^{\frac{K_1}{K_2 - K_1} \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[1 - \frac{D_0}{L_0} \left(\frac{K_2}{K_1} - 1 \right) \right] \right\}}$$

operando neperianos:

$$L_0 = D_c \frac{K_2}{K_1} \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[1 - \frac{D_0}{L_0} \left(\frac{K_2}{K_1} - 1 \right) \right] \right\}^{\frac{K_1}{K_2 - K_1}}$$

sustituyendo

$$L_0 = 4.7 \times \frac{0.61}{0.42} \times \left\{ \frac{0.61}{0.42} \left[1 - \frac{0.29}{L_0} \left(\frac{0.61}{0.42} - 1 \right) \right] \right\}^{\frac{0.42}{0.61 - 0.42}}$$

Aplicando un método de punto fijo a partir de un primer valor L=10 mg/L, se observa que converge rápidamente hacia L₀=15.28 mg/L.

La cantidad de DBO remanente a los cinco días, se calcula:

$$L_5 = 15.28 (1 - e^{-5(0.40)}) = 13.21 \text{ mg/L}$$

$$DBO_{5,mezcla}^{D_c=4.7} = 13.21 \text{ mg/L} > 6 \text{ mg/L}$$

Es decir, vertiendo una concentración de DBO₅ inferior a 13.6 mg/L se cumple en el río con el valor de OD. Sin embargo, este valor es superior al admisible por DBO₅. Por tanto la concentración admisible de DBO₅ en el punto de mezcla debe ser inferior a 6 mg/L.

Ponderando caudales y concentraciones se calcula que la DBO₅ del vertido máxima debe ser inferior a:

$$[DBO_5]_{\text{vertido}} = \frac{(200 + 6.9) \times 6 - 0}{6.9} = 180 \text{ mg/L}$$

Para el caso de SS el contenido de la mezcla debe ser inferior a 25 mg/L.

$$[SS]_{\text{vertido}} = \frac{(200 + 6.9) \times 25 - 5 \times 200}{6.9} = 605 \text{ mg/L}$$

❖ Cargas y concentraciones de la contaminación ganadera

$$DBO_5 : 4500 \times 60 \text{ g/h-e/d} \div 1.000 = 270 \text{ kg/d}$$

$$SS : 300 \text{ cab.} \times 4.5 \text{ kg/cab/d} = 1350 \text{ kg/d}$$

$$Q \text{ purines} : 300 \text{ cab} \times 80 \text{ L/cab/d} \div 1000 = 24 \text{ m}^3/\text{d} = 0.28 \text{ L/s}$$

$$[DBO_5] = \frac{270 \frac{\text{kg}}{\text{día}} \frac{10^6 \text{ mg}}{\text{kg}}}{24 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \frac{10^3 \text{ L}}{\text{m}^3}} = 11250 \text{ mg/L}$$

$$[SS] = \frac{1350 \frac{\text{kg}}{\text{día}} \frac{10^6 \text{ mg}}{\text{kg}}}{24 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \frac{10^3 \text{ L}}{\text{m}^3}} = 56250 \text{ mg/L}$$

- ❖ Cargas y concentraciones de la contaminación que llegaría a la EDAR

$$\text{en DBO}_5 = F_{\text{pueblo}} + F_{\text{ganado}} = 240 + 270 = 510 \text{ kg/d}$$

$$[\text{DBO}_5] = \frac{510 \frac{\text{kg}}{\text{día}} \cdot \frac{10^6 \frac{\text{mg}}{\text{kg}}}{10^3 \frac{\text{L}}{\text{m}^3}}}{(24 + 600) \frac{\text{m}^3}{\text{día}}} = 817 \text{ mg/L}$$

$$\text{en SS} = F_{\text{pueblo}} + F_{\text{ganado}} = 300 + 1.350 = 1.650 \text{ kg/d}$$

$$[\text{SS}] = \frac{1650 \frac{\text{kg}}{\text{día}} \cdot \frac{10^6 \frac{\text{mg}}{\text{kg}}}{10^3 \frac{\text{L}}{\text{m}^3}}}{624 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}} = 2644 \text{ mg/L}$$

- ❖ Grado de depuración requerido

Limitación en DBO_5 del vertido

$$\text{reducción en DBO}_5 = \frac{817 - 180}{817} \times 100 = 78\%$$

Limitación en SS del vertido:

$$\text{reducción en SS} = \frac{2644 - 605}{2644} \times 100 = 77\%$$

Estos resultados son habituales en el tratamiento secundario (90% de SS y 70 a 90% de reducción de DBO_5).

- ❖ Estudio de la calidad de las aguas del embalse

Al eliminarse el vertido al terreno de los "purines" su contaminación difusa pasa a ser localizada.

- Carga anual de N

Carga controlable (CC). Corresponde con el vertido de la depuradora:

| | | |
|---------------------|--------------|-----------------------|
| Población | | 17520 kg N/año |
| Ganado ³ | 70.2 x 300 = | 21060 kg N/año |
| Total (CC): | | 38580 kg N/año |

| | | |
|---------------------------------|-------------|---------------|
| Carga de difícil control (CDC): | Escorrentía | 1752 kg N/año |
| Carga incontrolable (CI): | Agricultura | 5000 kg N/año |

Carga total sobre el embalse: 45332 kg N/año

$$\text{Carga de N} = \frac{45332 \text{ kg N/año}}{1500 \text{ Ha} \cdot 10000 \text{ m}^2 / \text{Ha}} \cdot 1000 \text{ g/kg} = 3.0 \text{ g N}/(\text{m}^2 \cdot \text{año}) < 4.3 \text{ g N}/(\text{m}^2 \cdot \text{año})$$

- Carga anual de P

Carga controlable (CC). Corresponde con el vertido de la depuradora:

| | | |
|--------------------|--------------|----------------------|
| Población | | 2188 kg P/año |
| Detergentes | | 2188 kg P/año |
| Ganado | 7.65 x 300 = | 2295 kg P/año |
| Total (CC): | | 6671 kg P/año |

³ Obsérvese que ahora llegan al embalse todos los purines. Antes sólo llegaban los lixiviados (25% del total).

| | | |
|---------------------------------|-------------|--------------|
| Carga de difícil control (CDC): | Escorrentía | 219 kg P/año |
| Carga incontrolable (CI): | Agricultura | 200 kg p/año |

Carga total sobre el embalse: 7090 kg P/año

$$\text{Carga de P} = \frac{7090 \text{ kg P/año}}{1500 \text{ Ha} \cdot 10000 \text{ m}^2 / \text{Ha}} \cdot 1000 \text{ g/kg} = 0.47 \text{ g P}/(\text{m}^2 \cdot \text{año}) > 0.3 \text{ g P}/(\text{m}^2 \cdot \text{año})$$

El nitrógeno sigue controlado pero está más cerca del límite y la carga de fósforo ha aumentado mucho. Por tanto esta situación es más desfavorable que la anterior, empeora la calidad del embalse.

P3.- Se dan las siguientes características de un embalse y su cuenca:

- **Superficie del embalse** **80 Ha**
- **Capacidad del embalse** **8 Hm³**
- **Superficie de la cuenca** **10 Km²**
- **Asentamientos humanos** **1000 hab. (vertido directo a arroyos)**
- **Ganadería:**
 - no estabulada** **100 vacas**
 - estabulada** **1000 cerdos (vertido directo al río)**
- **Agricultura:**
 - terreno cultivado** **10%**
 - Uso de fertilizantes** **40 Kg N/Ha/año**
 - 10 Kg P/Ha/año**
- **Industria:** **No hay**
- **Migración de nutrientes** **50%**

Se pregunta:

a) ¿es posible que el embalse esté eutrofizado?

b) Si el embalse está eutrofizado:

1) ¿Cuál es el principal causante?

2) Si se adopta la alternativa de evacuar los purines a los campos agrícolas, cómo afectará esto a la eutrofización.

3) En caso de adoptar como solución la depuración de los vertidos localizados, qué grado de tratamiento sería necesario.

4) ¿Qué otras alternativas se te ocurren para luchar contra la eutrofización?

a).- Estimación de las cargas de nutrientes que llegan al embalse (Hipótesis más desfavorable)
Máxima lixiviación

Tabla 1.- Producción de nutrientes que acceden al embalse.

| | kg N/año | kg P/año |
|------------------------------------|--------------------------|---------------------------|
| Asentamiento humano | 4.38 x 1000 = 4380 | 0.547 x 1000 = 547 |
| * Escorrentía urbana (10 %) | 0.10 x 4380 = 438 | 0.10 x 547 = 54.7 |
| * Detergentes (100 %) | ----- | 1 x 547 = 547 |
| Vacas | 100 x 70.2 x 0.25 = 1755 | 7.65 x 100 x 0.05 = 38.25 |
| Cerdos | 1000 x 18.75 = 18750 | 5.685 x 1000 = 5685 |
| Agricultura | 100 x 40 x 0.25 = 1000 | 100 x 10 x 0.05 = 50 |
| Total | 26323 | 6921 |

❖ Cargas sobre el embalse

$$\text{Carga N} = \frac{26323 \cdot 0.5 \text{ kgN/año}}{80 \text{ Ha}} \cdot \frac{1000}{10000} = 16.45 \text{ g/m}^2/\text{año}$$

$$\text{Carga P} = \frac{6921 \cdot 0.5 \text{ kg P/año}}{80 \text{ Ha}} \cdot \frac{1000}{10000} = 4.33 \text{ g/m}^2/\text{año}$$

| | g N / m² · año | g P / m² · año |
|--------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Carga Total | 16.45 | 4.33 |
| → Controlable | 14.45 | 4.23 |
| → Difícil control | 0.28 | 0.04 |
| → Incontrolable | 1.72 | 0.06 |

$$8 \text{ Hm}^3 / 80 \text{ Ha} = 0.1 \text{ Hm} = 10 \text{ m}$$

Para un calado medio de 10 m el modelo de Vollenweider establece como cargas peligrosas: 3 y 0.2 g/m²· año para N y P, respectivamente. Podemos afirmar que, probablemente, la situación del embalse es de grave eutrofización.

b) Cuestiones

1.- El principal causante de la eutrofización está en los vertidos directos controlables: población + detergentes + purines de cerdos, que representan un 88 y 98 % de las cargas de N y P, respectivamente.

2.- Efecto de la evacuación de los purines al terreno
Hipótesis más desfavorable : Máxima lixiviación

La Tabla 1 debe modificarse por la siguiente:

Tabla 1.- Producción de nutrientes que acceden al embalse.

| | kg N/año | kg P/año |
|------------------------------------|----------------------------|---------------------------|
| Asentamiento humano | 4.38 x 1000 = 4380 | 0.547 x 1000 = 547 |
| * Escorrentía urbana (10 %) | 0.10 x 4380 = 438 | 0.10 x 547 = 54.7 |
| * Detergentes (100 %) | ----- | 1 x 547 = 547 |
| Vacas | 100 x 70.2 x 0.25 = 1755 | 7.65 x 100 x 0.05 = 38.25 |
| Cerdos | 1000 x 18.75 x 0.25 = 4688 | 5.685 x 1000 x 0.05 = 284 |
| Agricultura | 100 x 40 x 0.25 = 1000 | 100 x 10 x 0.05 = 50 |
| Total | 12261 | 1521 |

Las cargas serían entonces: 7.66 g N/m²/año >> 3
0.95 g P/m²/año >> 0.2

Por tanto, la eutrofización sigue siendo grave.

3.- Grado de tratamiento requerido de los vertidos directos

❖ Determinamos las cargas máximas que deberían llegar al embalse

$$N \Rightarrow 3 \text{ g/m}^2 \cdot \text{año} = \frac{\text{Carga}}{80 \text{ Ha}} \Rightarrow \text{Carga} = 2400 \text{ kg N/año}$$

$$P \Rightarrow 0.2 \text{ g/m}^2 \cdot \text{año} = \frac{\text{Carga}}{80 \text{ Ha}} \Rightarrow \text{Carga} = 160 \text{ kg P/año}$$

❖ Cargas de difícil control + difusa o incontrolable (escorrentía + vacas y agricultura)

$$N\text{---Carga} = \text{esc. urbana} + \text{vacas} + \text{agricultura} = (438 + 1755 + 1000) \cdot 0.5 = 1596.5 \text{ kg N/año}$$

$$P\text{---Carga} = \text{esc. urbana} + \text{vacas} + \text{agricultura} = (54.70 + 38.25 + 50) \cdot 0.5 = 71.48 \text{ kg P/año}$$

❖ Grado de Tratamiento Necesario (para el N)

$$\text{Carga de vertido directo: } (4380 + 18750) = 23130 \text{ kg N/año}$$

$$\text{Carga del vertido controlable que puede llegar al embalse: } 2400 - 1596.5 = 803.5 \text{ kg N/año}$$

$$\% \text{ Tratamiento} = \frac{23130 - 1607}{23130} \times 100 = 93 \%$$

4.- Una alternativa de lucha contra la eutrofización puede ser la reducción de las dosis de nutrientes utilizados en la agricultura, ya que como se vio en el apartado anterior, la contaminación difusa es significativa. Otra alternativa, no excluyente de la anterior, es la limitación de la actividad ganadera, estabulada y no estabulada, a un cierto número máximo de cabezas por unidad de superficie de la cuenca.

CAPÍTULO 5
VERTIDO AL MAR DE AGUAS RESIDUALES URBANAS



P1.- Sea un pueblo pesquero en la costa coruñesa con red separativa de alcantarillado, que tiene 3.000 habitantes en Invierno y 6.000 en Verano. El consumo de agua es el siguiente:

- Invierno: 150 L/hab· d
- Verano: 200 L/hab· d

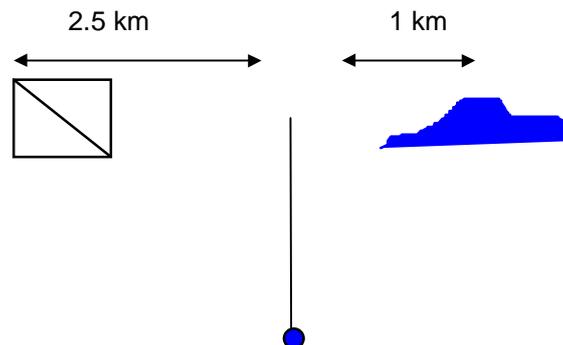
El coeficiente punta estimado es de 2.5 (definido como la relación consumo punta/consumo medio).

Este pueblo pretende verter sus aguas residuales directamente al mar, con un pre-tratamiento (pozo de gruesos+desarenado+desengrasado), desde un sitio tal que 1 km al Este hay una playa y 2.5 km hacia al Oeste hay un criadero de moluscos. La pendiente del fondo marino es uniforme e igual al 2%. Se pide:

- 1.- Estimar la DBO_5 que pueden tener las aguas a verter por el emisario submarino.
2. ¿Qué caudales medios a evacuar tenemos tanto en Invierno como en el Verano?
3. El contenido en Coliformes de las aguas a verter por el emisario submarino.
4. Diámetro y longitud del emisario submarino.
5. ¿Será válido el emisario submarino en cuestión para preservar de posible contaminación la playa y la zona de cría de moluscos?

DATO ADICIONAL: Los rendimientos de un pretratamiento de aguas residuales con pozo de gruesos + desarenado + desengrasado son del 10%, tanto para DBO_5 como para Coliformes.

SUPUESTO: Dado que el pueblo no tiene suficientes recursos, se propone, como tanteo inicial, que la profundidad máxima del emisario sea sólo de 10 metros.



1.- Estimación de la DBO_5 del agua residual a verter por el emisario

$$\text{Invierno: } \frac{60 \text{ g/hab} \cdot \text{d}}{150 \text{ L/hab} \cdot \text{d}} \times \eta = 0.4 \text{ g/L} \times \left(1 - \frac{10}{100}\right) = 400 \text{ ppm} \times 0.9 = 360 \text{ ppm}$$

$$\text{Verano: } \frac{60 \text{ g/hab} \cdot \text{d}}{200 \text{ L/hab} \cdot \text{d}} \times \eta = 0.3 \text{ g/L} \times \left(1 - \frac{10}{100}\right) = 300 \text{ ppm} \times 0.9 = 270 \text{ ppm}$$

2.- Caudales medios

$$\text{Invierno: } 3000 \text{ hab} \times 150 \text{ L/hab día} \times \frac{1}{86400} \text{ d/s} = 5.2 \text{ L/s}$$

$$\text{Verano: } 6000 \text{ hab} \times 200 \text{ L/hab día} \times \frac{1}{86400} \text{ d/s} = 13.9 \text{ L/s}$$

3.- Contenido en Coliformes

- ❖ Por estimación a partir del aporte per cápita (Tabla)

$$\text{Invierno: } \frac{2 \times 10^9 \text{ Uds/hab día}}{150 \text{ L/hab día}} \frac{1 \text{ L}}{1000 \text{ mL}} \times 0.9 = 1.2 \times 10^6 \text{ Uds/100 mL}$$

$$\text{Verano: } \frac{2 \times 10^9 \text{ Uds/hab día}}{200 \text{ L/hab día}} \frac{1 \text{ L}}{1000 \text{ mL}} \times 0.9 = 9 \times 10^5 \text{ Uds/100 mL}$$

- ❖ Adoptando el valor recomendado por la Instrucción española, tanto para Invierno como para Verano, es decir 10^8 Uds/100 mL.

En el agua residual a verter por el emisario: $10^8 \times 0.90 = 9 \times 10^7$ Uds./100 mL.

4.- Diámetro y longitud del emisario submarino

Velocidad mínima se limita a un valor entre 0.6 y 0.8 m/s según la Instrucción vigente.

En Invierno tomaremos como V media = 0.6 m/s = V_I

$$\text{Verano : } V_V = V_I \frac{13.9}{5.2} = 0.6 \frac{13.9}{5.2} = 1.6 \text{ m/s}$$

$$V_V (\text{punta}) = 1.6 C_p = 1.6 \times 2.5 = 4 \text{ m/s}$$

Se recomienda para velocidad media no pasar de 1.5 m/s, y en punta hasta 2 – 2.5 m/s. En este caso, la velocidad punta es peligrosa. No sólo se va a producir abrasión (debido a las materia sólidas) sino también vibraciones ($4 \gg 2.5$ m/s) de la tubería que llevarían al fallo de la misma.

Alternativas:

- 1) Aumentar el diámetro del tubo, pero eso provocaría velocidades muy bajas en Invierno produciéndose sedimentación de sólidos en la tubería.
- 2) Colocar más de 1 tubo.

Vamos a tantear con 2 tubos, de modo que en Invierno funcione sólo 1 y en Verano los 2 simultáneamente.

- ❖ Diámetro del tubo

Adopto como caudal medio el de Invierno: 5.2 L/s

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{5.2 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}}{0.6 \text{ m/s}} = 0.0087 \text{ m}^2 \Rightarrow r = 5.25 \times 10^{-2} \text{ m} \rightarrow \phi = 100 \text{ mm}$$

- ❖ Comprobación de las velocidades (condiciones de diseño)

$$V_I = \frac{Q_I}{S} = \frac{5.2 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}}{\pi (5 \times 10^{-2})^2 \text{ m}^2} = 0.66 \text{ m/s}$$

$$V_V = \frac{Q_V}{2S} = \frac{13.9 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}}{2\pi (5 \times 10^{-2})^2 \text{ m}^2} = 0.88 \text{ m/s} < 1.5 \text{ m/s}$$

$$V_V (\text{punta}) = 0.88 C_p = 0.88 \times 2.5 = 2.21 \text{ m/s (velocidad crítica a la salida del emisario).}$$

- ❖ Cálculo de la longitud del tubo

Cota de llegada: -10 m

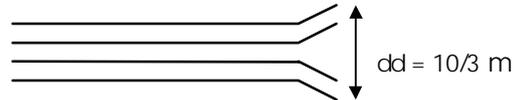
Pendiente del fondo: 2%

Longitud del emisario:

100 m \leftrightarrow 2 m

x \leftrightarrow 10 m \rightarrow L = 500 m

OBSERVACIÓN: Por tratarse de tubos de pequeño diámetro ($\phi < 150$ mm) no colocaremos difusores. La Instrucción Antigua señala que "d" de los difusores será ≥ 75 mm. Nos conformaremos con abrir los tubos por sus extremos y procurar que las manchas contaminantes no se solapen. La Instrucción antigua indica que la distancia mínima entre difusores de la misma generatriz, "dd", será igual a 1/3 de la profundidad del vertido, es decir que para nuestro caso será de 10/3 m.



5.- Estudio de la contaminación

❖ Hipótesis de funcionamiento

- Época más desfavorable: tiempo seco (conforme a la Instrucción vigente)
- Dirección de la corriente: directamente hacia playa y cultivos.

❖ Objetivos de calidad

- En la zona de baño debe cumplirse que la concentración de Coliformes Fecales sea menor de 2000 Uds./100 mL en el 95% de las muestras analizadas (frecuencia: bimensual).
- En zona de cría de moluscos: $CF \leq 300/100$ mL en el 75% de las muestras analizadas (frecuencia: trimestral) y $DBO_5 < 10$ mg/L.

❖ Cálculo de la velocidad (desfavorable) de salida en difusor

$$u = V_{V(\text{punta})} = 2.21 \text{ m/s}$$

❖ Cálculo de la dilución inicial

$$D_1 = 0.54 F \left(0.38 \frac{Y}{dF} + 0.68 \right)^{5/3}$$

d, diámetro de la boca de salida, 0.1m

Y, profundidad de vertido, 10m

$$F = \frac{u}{\sqrt{0.27d}} = \frac{2.21}{\sqrt{0.27 \times 0.1}} = 13.4$$

Reemplazando: $D_1 = 58.82$. Este valor no cumple ser ≥ 100 que es lo que señala la Instrucción. (Pero, venía condicionado por la limitación de $Y = 10$ m).

❖ Cálculo de la dilución por dispersión horizontal

$$D_2 = \frac{3.65 h \sqrt{KVZ}}{QD_1}; \quad h = \frac{QD_1}{Vb} \quad \text{donde } Q \text{ es el caudal punta por cada tubo: } 62.55 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{cte} = 0.2 \text{ m/s} \times 3600 \text{ s/h} = 720 \text{ m/h}$$

$$h = \frac{62.55 \times 58.82 \text{ m}^3/\text{h}}{720 \text{ m/h} \times \frac{10}{3} \text{ m}} = 1.53 \text{ m}$$

$$K = 1.63 b^{4/3} = 8.10$$

$$Z_{\text{playa}} = \sqrt{500^2 + 1.000^2} = 1.120 \text{ m} \quad Z_{\text{cultivo}} = \sqrt{500^2 + 2.500^2} = 2.550 \text{ m}$$

Reemplazando valores obtenemos:

$$D_{2, \text{playa}} = 3.88$$

$$D_{2, \text{cultivo}} = 5.85$$

❖ Cálculo de la inactivación bacteriana

$$D_3 = 10 \frac{t}{T_{90}}; \quad T_{90} (\text{Atlántico}) = 3 \text{ horas}$$

$$t = \frac{Z}{V}; \quad t_{\text{playa}} = \frac{1120}{720} = 1.56 \text{ h}; \quad t_{\text{cultivo}} = \frac{2550}{720} = 3.54 \text{ h}$$

$$D_{3, \text{playa}} = 3.3$$

$$D_{3, \text{cultivo}} = 15.1$$

❖ Determinación de la calidad de las aguas

$$\text{- En DBO}_5: \begin{cases} D_{\text{cultivo}} = D_1 D_{2, \text{cultivo}} = 59 \times 5.85 = 344 \\ D_{\text{BO}_5, \text{cultivo}} = \frac{\text{DBO}_{5, \text{inicial}}}{D} = \frac{270}{344} = 0.8 \text{ mg/L} < 10 \text{ mg/L} \end{cases}$$

$$\text{- En Coliformes: } \begin{cases} D_{\text{playa}} = D_1 \times D_{2, \text{playa}} \times D_{3, \text{playa}} = 59 \times 3.88 \times 3.3 = 755.44 \\ D_{\text{cultivo}} = D_1 \times D_{2, \text{cultivo}} \times D_{3, \text{cultivo}} = 59 \times 5.85 \times 15.1 = 5212 \\ C_{\text{playa}} = \frac{C_{\text{inicial}}}{D_{\text{playa}}} = \frac{9 \times 10^7}{755.44} = 1.2 \times 10^5 \text{ Uds/100mL} > 2000 \\ C_{\text{cultivo}} = \frac{C_{\text{inicial}}}{D_{\text{cultivo}}} = \frac{9 \times 10^7}{5212} = 1.7 \times 10^4 \text{ Uds/100mL} < 300 \end{cases}$$

COMENTARIO: El emisario tal como ha sido proyectado no cumplirá, en la situación más desfavorable, con la Normativa de Calidad de Aguas exigida en la zona de playa ni de cultivo de mariscos en cuanto a Coliformes Fecales.

P2.- Un barco, violando los convenios Internacionales sobre Aguas Marinas, realiza un vertido de sus aguas residuales en el Mar Mediterráneo. Para ello emplea una tubería a presión de 100 mm de diámetro con una profundidad de vertidos de 15 m bajo el nivel del mar. El volumen de agua que se vierte es de 400 m³ durante 1 día. La concentración media de coliformes fecales del vertido es de 10⁸ ufc/100ml.

Se pide: ¿a qué distancia mínima de una playa de la Costa debe realizarse el vertido para no incumplir la normativa de calidad bacteriológica impuesta por la administración española?

NOTA: Considerar que el barco está suficientemente alejado del punto de vertido de modo que el penacho de agua residual no se verá afectado por su presencia.

❖ Planteamiento del problema

Se va resolver la cuestión utilizando el modelo de autodepuración, por el que se conocerá la concentración final a partir de la dilución producida por tres tipos de fenómeno: mezcla inicial, transporte y dispersión y por la propia cinética bacteriana de desaparición o muerte.

❖ Dilución inicial

Según la fórmula de CEDERWALL, utilizada en la antigua Instrucción española de vertido al mar:

$$D_1 = 0.54F \left(0.38 \frac{Y}{d \cdot F} + 0.68 \right)^{5/3}$$

$$F, \text{ número de Froude, } F = \frac{v}{\sqrt{0.27d}}$$

v, velocidad del efluente en la boca de salida

d, diámetro de la boca en m

Y profundidad del vertido en m

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{400 \text{ m}^3 / \text{día}}{\pi \frac{0.1^2}{4} \text{ m}^2} \times \frac{1 \text{ día}}{86400 \text{ s}} = 0.6 \text{ m/s} \Rightarrow F = \frac{0.6}{\sqrt{0.27 \times 0.1}} = 3.65$$

$$D_1 = 0.54 \times 3.65 \times \left(0.38 \frac{15}{0.1 \times 3.65} + 0.68 \right)^{5/3} = 206.5$$

❖ Dilución por transporte y dispersión

Al tratarse de un vertido puntual se puede hacer uso de la fórmula de Pearson:

$$D_2 = \frac{3.65 \cdot h \cdot \sqrt{k \cdot v \cdot X}}{Q D_1}$$

Q, caudal total efluente en m³/s, Q=400/24=16.7 m³/s

v, velocidad de la corriente en m/h

X, distancia de recorrido en m

h, espesor superior del penacho

$$h = \frac{Q \cdot D_1}{v \cdot b} = \frac{16.7 \text{ m}^3 / \text{h} \times 206.5}{720 \text{ m/h} \times 5 \text{ m}} = 0.96 \text{ m} < \frac{Y}{3} = 5 \text{ m}$$

v=0.2m/s=720m/h

b, diámetro superior del penacho, b=Y/3=5m

K, coeficiente de difusión horizontal en el punto de emergencia en m²/h, K=1.63xb^{4/3}=13.94

$$D_2 = \frac{3.65 \times 5 \times \sqrt{13.94 \times 720 \times X}}{16.7 \times 206.5} = 0.53 \sqrt{X}$$

❖ Dilución por desaparición bacteriana

Según el modelo propuesto por Chick(1908), por el que la mortalidad de bacterias en aguas naturales sigue una cinética de primer orden:

$$D_3 = \frac{N_t}{N_0} = e^{-K \cdot t} = 10^{-\frac{t}{T_{90}}}$$

N_t , número de bacterias en el instante t

N_0 , número de bacterias en el instante inicial

t , tiempo, $t = \frac{X}{v} = \frac{X}{720}$, expresado en horas

K , constante de desaparición de primer orden

El fenómeno de desaparición bacteriana en medio marino se caracteriza a través del parámetro T_{90} , tiempo necesario para que se reduzca en un 90% la concentración del indicador biológico seleccionado. Para vertidos de poblaciones menores de 10000 hab en el Mediterráneo la Instrucción considera un valor de 2 horas.

$$D_3 = 10^{-\frac{X/720}{2}} = 10^{X/1440}$$

❖ Distancia necesaria hasta la costa

$$\frac{C_0}{C_f} = \frac{10^8}{2000} = 50000 = D = D_1 \times D_2 \times D_3 = 206.5 \times 0.53 \times \sqrt{X} \times 10^{X/1440}$$

$$\sqrt{X} \times 10^{X/1440} = 456.7$$

$$10^{X/720} = \frac{456.7^2}{X}$$

$$\frac{X}{720} \log 10 = \log \left(\frac{208570}{X} \right) \Rightarrow X = 720 \log \left(\frac{208570}{X} \right)$$

Iterando: $X = 1540$ m

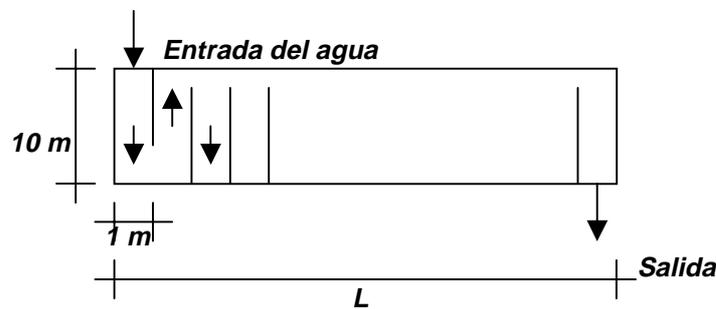
P3.- El efluente secundario de una EDAR de muy buena calidad en cuanto a SS y a DBO_5 , pero con una concentración de coliformes fecales de 10^7 ufc/100mL, se precisa desinfectar para ello se considera adecuado el proceso de desaparición bacteriana en medio natural, ya que es el método más barato. Se ha pensado construir un canal laberíntico, como el de la figura, cuyas características son:

| | |
|-------------------|-----------|
| Número de celdas | 100 |
| Anchura del canal | 10 m |
| Calado | 1 m |
| Ancho de celda | 1 m |
| Velocidad de paso | constante |
| Tipo de flujo | pistón |

La calidad que se requiere en el efluente desinfectado es que la concentración en coliformes fecales sea inferior a 10^3 ufc/100ml.

El caudal de tratamiento es de $240 \text{ m}^3/\text{día}$.

¿Cuál debería ser el valor del T_{90} para poder cumplir el requisito de calidad bacteriológica?



$$\frac{N_t}{N_0} = 10^{-\frac{t}{T_{90}}} = \frac{10^3}{10^7} = 10^{-4}$$

$$t = \frac{\text{longitud - recorrida}}{\text{velocidad}} = \frac{100 \times 10 \text{ m}}{\frac{240 \text{ m}^3 / \text{día}}{1 \text{ m} \times 1 \text{ m}}} = \frac{1000}{240} \text{ d} \times \frac{24 \text{ h}}{\text{d}} = 100 \text{ h}$$

$$10^{-\frac{t}{T_{90}}} = 10^{-\frac{100}{T_{90}}} = 10^{-4}$$

$$\frac{100}{T_{90}} = 4 \Rightarrow T_{90} = 25 \text{ horas}$$

P4.- Hacer una crítica del siguiente sistema de vertido al mar de un efluente primario de una Estación Depuradora de Aguas Residuales Urbanas:

Población servida: 6000 h-e (no hay población estacional)

Dotación de saneamiento: 200 L/h/d

Cp: 3.0

Diámetro del emisario: 125 mm

Nº de difusores: 2 de 75 mm

Profundidad del vertido: 10 m

Pendiente del fondo marino: 1.25 ‰

Longitud de brazos difusores: 25 m

T₉₀: 1.50 horas

Velocidad de la corriente: 0.10 m/s

Zona a proteger: playa a 1 km en la normal a la salida del emisario en la costa

1.- Cálculo de caudales

$$Q_{\text{medio}} = P \times D = 6000 \text{ h-e} \times 200 \frac{\text{L}}{\text{h-e} \cdot \text{d}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} \times \frac{1 \text{ d}}{86400 \text{ s}} = 13.89 \text{ L/s}$$

$$Q_p = 3Q_{\text{medio}} = 41.67 \text{ L/s}$$

$$Q_{\text{min}} = 0.5Q_{\text{medio}} = 6.94 \text{ L/s}$$

2.- Hidráulica del emisario (conducción)

$$V_{\text{media}} = \frac{Q_{\text{medio}}}{A} = \frac{13.89 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi(0.125)^2 \text{ m}^2}{4}} = 1.13 \text{ m/s} \rightarrow \text{adecuada}$$

$V_{\text{min}} = 0.5V_{\text{media}} = 0.57 \text{ m/s} \rightarrow$ suficiente para evitar sedimentación, ya que se trata de un efluente 1º (sin arenas, y con SS de baja velocidad de sedimentación).

$V_p = 3.40 \text{ m/s} \rightarrow$ velocidad elevada que podría provocar vibraciones.

3.- Hidráulica de los difusores

$$V_{\text{max}} = \frac{\frac{Q_p}{2}}{\frac{\pi \phi^2}{4}} = \frac{41.67 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \div 2}{\frac{\pi(0.075)^2 \text{ m}^2}{4}} = 4.71 \text{ m/s} \rightarrow \text{La Instrucción recomienda una velocidad}$$

máxima de 5 m/s.

$V_{\text{min}} = 0.79 \text{ m/s} \rightarrow$ es adecuada.

Otros criterios a satisfacer por los brazos y bocas difusoras:

$$n S_d \leq 0.75 S_E; \quad 2 \times \frac{\pi(0.075)^2}{4} \leq 0.75 \times \frac{\pi(0.125)^2}{4}; \quad 0.01125 < 0.1172 \text{ (se cumple)}$$

$$L_{D, \text{min}} \geq 0.03 L_E; \quad \frac{10}{L_E} = \frac{1.25}{100}; \quad L_E = 800 \text{ m} \rightarrow L_{D, \text{min}} \geq 24 \text{ m}; \quad L_{D, \text{actual}} = 25 \text{ m (se cumple)}$$

La longitud del emisario cumple la condición de ser mayor de 500 m que impone la Instrucción.

4.- Comprobación de la D_1

$y_{\text{actual}} = 10 \text{ m} < 15 \text{ m}$ que señala la Norma.

$$D_1 = 1.323 \frac{(Q/n)}{d^2} \left[0.155 \frac{y}{\left(\frac{Q}{n}\right)} d^{\frac{3}{2}} + 0.68 \right]^{\frac{5}{3}}$$

$$D_1 = 1.323 \frac{(0.04167/2)}{0.075^2} \left[0.155 \frac{10}{\left(\frac{0.04167}{2}\right)} 0.075^{\frac{3}{2}} + 0.68 \right]^{\frac{5}{3}} = 67 < 100 \text{ (no cumple)}$$

5.- Comprobación de la calidad de las aguas

Calidad exigida: < 2000 ufc/100 mL de C. Fecales

$$C_f = \frac{C_0}{D}; \quad D = D_1 \times D_2 \times D_3$$

D_2 (descarga lineal): hipótesis brazos difusores abiertos en 120°

$$D_2 = \sqrt{\frac{\left(1 + \frac{13t}{b^{\frac{2}{3}}}\right)^3 - 1}{1.50}}; \quad t = \frac{L_t}{V}; \quad t = \frac{\sqrt{800^2 + 1000^2} \text{ m}}{0.10 \text{ m/s} \times 3600 \text{ s/h}} = 3.56 \text{ h};$$

$$b = f(\alpha); \quad \text{tg}(90 - \alpha) = 3000/800; \quad \alpha = 15^\circ \text{ siendo } \alpha < 30^\circ \rightarrow b = \frac{1}{2} L_D \text{Sen}(30 + \alpha);$$

$$b = \frac{1}{2} 25 \text{ Sen } 45^\circ = 8.84 \text{ m}; \quad D_2 = \sqrt{\frac{\left(1 + \frac{13 \times 3.56}{8.84^{\frac{2}{3}}}\right)^3 - 1}{1.50}} = 33.2$$

$$D_3 = 10^{\frac{t}{T_{90}}} = 10^{\frac{3.56}{1.5}} = 236.23; \quad C_f = \frac{10^8 \times 0.10}{67 \times 33.2 \times 236.23} = 19 \text{ ufc/100 mL}$$

Por tanto, a pesar de la escasa profundidad del emisario el uso de la playa está suficientemente protegido.

CAPÍTULO 6
ABASTECIMIENTO



P1.- Hacer un análisis crítico de un abastecimiento municipal del que se presenta un resumen de variables a continuación. Indicar los errores, lo que es adecuado o correcto, etc.

Población servida habitual: 15000 habitantes
Caudal nominal de la ETAP: 100 L/s

CAPTACIÓN

Lugar: río

Características del agua bruta:

Color: 3 - 45 escala Pt - Co
Turbidez: 2 - 500 UNT
pH: 6.9 - 8.5
Materias totales en suspensión: 3 - 3000 mg/l
Conductividad: 300 - 400 μ S/cm
Cloruros (Cl): 20 - 50 mg/L
Alcalinidad: 100 - 150 mg CO₃Ca/L
DBO₅ a 20 °C (sin nitrificación): 3 - 9 mg O₂/L
Coliformes Fecales: 2 - 3.000 /100 mL

Bombeo:

Número de bombas: 2 unidades
Caudal unitario: 50 L/s
Tipo de bombas: Verticales (Helicocentrífugas)
Altura de bombeo: 25 m.c.a.
Potencia unitaria: 0.25 CV

E.T.A.P.

Desbaste:
Separación barrotes: 50 mm

Coagulación-Floculación:

Reactivos

| | Alúmina | Cal | Carbón activo |
|---------------------------|---------------------------|--|--|
| Dosis actual | 10 mg/L | ---- | 1 mg/L |
| Dosis diseño | 40 mg/L | 20 mg/L | 5 mg/L |
| Dosificación | vía húmeda b. membrana | vía seca volumétrica b. tornillo | vía seca volumétrica b. alveolar |
| Núm. de bombas | 3 | 3 | ---- |
| Capacidad unitaria | 150 L/h | 30 L/h | ---- |
| Almacenamiento | silos 15 m ³ | silos 15 m ³ | sacos |

Mezcla rápida de coagulación
Volumen: 3 m³

Floculadores:

Núm. Reactores: 3 Uds.
Volumen unitario: 45 m³
Agitación: de paletas

Decantación:

Núm. de unidades: 1
Forma en planta: circular
Diámetro: 12 m
Volumen: 360 m³
Volumen de purga de fangos: 260 m³/d
Tipo de purga: manual

Filtración:

| | |
|---|------------------------------|
| Núm. de unidades | 3 |
| Dimensiones filtro unitario | |
| Longitud | 6 m |
| Anchura | 4 m |
| Lecho filtrante | |
| Tipo | monocapa |
| Tamaño eficaz | 0.8 mm |
| Coefficiente uniformidad | 1.5 |
| Espesor del lecho | 0.8 m |
| Regulación filtro | |
| Automatismo con caudal constante de salida | |
| Lavado filtro | agua + aire |
| Número de bombas | 2 Uds. |
| Tipo | centrífuga |
| Caudal unitario | 500 m³/h |
| Altura manométrica | 6 m.c.a. |
| Potencia unitaria | 0.1 CV |
| Número de soplantes | 2 Uds. |
| Caudal unitario | 1.000 m³/h |
| Orden del lavado | |
| Automático por exceso de turbidez | |
| Manual | |
| Pérdidas agua de lavado | 260 m³/d |
| Desinfección: | |
| Tipo | cloro (gas) |
| Capacidad dosificación | 12 Kg/h |

1.- Análisis del caudal nominal

Q nominal = 100 L/s x 86400 s/día; Q nominal = 8.64×10^6 L/día

Dotación = 8.64×10^6 L/día/15000 habitantes = 576 L/hab· día

En la situación actual la dotación es elevada. El borrador del Plan Hidrológico Nacional prevé para el año 2002 una dotación que oscila entre 240 y 300 L/hab· día en función del grado de actividad industrial.

Con ese caudal nominal y asumiendo una dotación de 250 L/h/d se pueden servir aproximadamente unos 35.000 habitantes. La ETAP en la situación actual no necesitará trabajar a su máxima capacidad o durante las 24 horas del día.

2.- Análisis de la captación**2.1.- Análisis de las características del agua**

En función de las características del agua bruta debemos criticar la línea de tratamiento. Se recuerda que la ETAP consta de: Pretratamiento, Coagulación-Floculación, Decantación, Filtración Rápida y Desinfección.

Se asume que los métodos de medición y la frecuencia de los muestreos y del análisis de las aguas superficiales cumplen con la Directiva Comunitaria 79/869/CEE (de 9 de octubre de 1979) relativa a los métodos de medición y a la frecuencia de los muestreos y del análisis de las aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable.

- Velocidad N

1.000 - 3.500 r.p.m

Para elegir una bomba centrífuga debe cumplirse la siguiente condición:

$$360^2 Q > H^{3/2}$$

Sustituyendo valores y operando: $6.480 > 125$. Por tanto, se cumple.

Determinamos el número de vueltas característico n_q de cara a la selección del tipo de bomba centrífuga:

$$n_q = N \frac{\sqrt{Q}}{H^{3/4}} = N \frac{\sqrt{(0,05)}}{25^{0,75}} = 0,02N$$

$$3.500 \times 0,02 \geq n_q \geq 1.000 \times 0,02$$

$$70 \geq n_q \geq 20$$

Este rango de número característico de vueltas corresponde a una bomba centrífuga radial lenta o rápida.

Las bombas pueden ser de 1.450 ó 2.900 r.p.m. de velocidad que es lo que existe en el mercado.

La altura neta de succión requerida se determina mediante:

$$NPSH_r = 1,2 \cdot 10^{-3} \times n_q^{4/3} \times H = 1,7 \text{ m.c.a.} \quad (\text{con } n_q = 20)$$

Las bombas pueden tener una altura neta de aspiración de hasta unos $8,3 - 0,2 = 8,0$ m sobre el nivel del agua.

3. Análisis de la E.T.A.P.

3.1.- Pretratamiento

El pretratamiento (desbaste grueso) debe estar ubicado en el lugar de captación, para evitar que las bombas arrastren materiales de gran diámetro que provocarían su deterioro.

3.2.- Coagulación - Floculación

3.2.1.- Reactivos

Comprobaremos si es posible satisfacer las dosis de diseño y la capacidad de almacenamiento.

❖ Dosificación de alúmina

En vía húmeda, las bombas dosificadoras funcionan a un 50% de capacidad. Comprobamos directamente si satisfacemos la dosis de diseño, es decir, para nuestro caso que dosificamos alúmina en disolución (suponemos solución al 10% = 100 g/L, que entra dentro de lo recomendable) tenemos:

Dosificación posible por bomba

$$75 \text{ L/h} \times 100 \text{ g/L} = 7,5 \text{ kg/h de alúmina en solución al 10\%.$$

Con las tres bombas dosificadoras, considerando una de reserva, la capacidad total de dosificación será:

$$2 \times 7,5 \text{ kg/h} = 15 \text{ kg/h}$$

Dosis requerida: $100 \text{ L/s} \times 3600 \text{ s/h} \times 40 \text{ mg/L} \times 10^{-6} \text{ kg/mg} = 14.4 \text{ kg/h} < 15 \text{ kg/h}$

Por tanto, el sistema es correcto.

❖ Dosificación de cal

Dosis requerida: $100 \times 3600 \cdot \times 20 \times 10^{-6} = 7.2 \text{ kg/h}$

Asumiendo como densidad de la cal 0.5 kg/L , calculamos el flujo volumétrico requerido de cal

$7.2/0.5 = 14.4 \text{ L/h} < 30 \text{ L/h}$

Por tanto, el sistema de bombeo de cal en seco puede funcionar en forma de 1 + 2. El sistema está sobredimensionado, sobra un dosificador volumétrico.

❖ Afino con carbono activo

La dosis que se recomienda generalmente por los manuales de tratamiento (ver por ejemplo el Manual de Degrémont) está en el rango de $5 \text{ a } 40 \text{ g/m}^3$, por lo que la dosis de diseño en nuestro caso puede ser baja (la actual ya lo es).

❖ Almacenamiento de reactivos

Debe tenerse capacidad para un almacenamiento de entre 15 a 30 días de consumo.

Alúmina: $14.4 \text{ kg/h} \times 24 \text{ h} \times 15 \text{ d} = 5184 \text{ kg}$ (para 15 días)

ρ alúmina (suponemos similar a la del agua)

Volumen alúmina = 5.2 m^3 .

En consecuencia el silo de 15 m^3 es suficiente e incluso en exceso.

Cal: $7.2 \text{ kg/h} \times 24 \text{ h} \times 15 \text{ d} = 2592 \text{ kg}/500 \text{ kg/m}^3 = 5 \text{ m}^3 < 15 \text{ m}^3$ del silo.

Por tanto, también la capacidad de almacenamiento para cal es más que suficiente.

3.2.2.- Reactores

Análisis de su dimensionamiento:

- ❖ Mezcla rápida: El parámetro de diseño es el tiempo de retención hidráulico (TRH), que no puede ser mayor de 3 minutos. Recordemos que el objetivo de la mezcla rápida es aportar una gran energía de mezclado para que el agua y los reactivos dosificados consigan un elevado e íntimo contacto, y se produzca la desestabilización de las materias en suspensión, de tipo coloidal:

$$\text{TRH} = \text{Volumen}/Q \quad \text{TRH} = 3000 \text{ L}/100 \text{ L/s}; \quad \text{TRH} = 30 \text{ s}$$

En consecuencia, se da por bueno el dimensionamiento de la unidad de mezcla rápida.

- ❖ Floculadores: Se reduce la energía de mezclado ya que se busca la aglomeración en flóculos de las materias previamente desestabilizadas, con lo que el TRH debe andar en un rango de 10 - 30 minutos.

$$\text{TRH} = \frac{3Uds \times 45\text{m}^3 \times 1000\text{L} / \text{m}^3}{100\text{L} / \text{s} \times 60\text{s} / \text{min}} = 22\text{min}$$

Se da por bueno el dimensionamiento de los floculadores.

3.3 Decantadores

Con respecto a los decantadores se comprueba:

Velocidad ascensional

$$V_{asc} = \frac{Q}{S} = \frac{100 \frac{L}{s} \times 3600 \frac{s}{h} \times \frac{m^3}{1000L}}{\pi \times \frac{(12m)^2}{4}} = 3.18m/h$$

$$TRH = 360 m^3 / 360 m^3/h = 1 h$$

No se indica el tipo de decantador disponible, así que sólo se puede afirmar que:

Si fuera *estático* funcionaría mal, porque la V_a en éstos debe ser inferior a 2 m/h y el TRH debe situarse entre 2 y 4 h.

Si fuera de *lecho de fangos* estaría en los límites de diseño: $V_a < 3 m/h$; TRH = 1 a 2 h

Si fuera de *lecho pulsado de fangos* entonces funcionaría bien: $V_a < 4 m/h$; y TRH de 1 a 2 h.

El análisis se completa evaluando las pérdidas debido al volumen de fangos purgados:

$$\% \text{pérdidas} = \frac{V_{fangos}}{V_{tratado\ total}} = \frac{260m^3/d}{360m^3/h} \times \frac{1d}{24h} \times 100 = 3\%$$

Las pérdidas de agua por purga de fangos son mayores que el 2%, por lo que se concluye que el decantador, sea del tipo que sea, funciona mal desde el punto de vista de las purgas de fangos, ya que pierde excesiva cantidad de agua. Además, el que la purga sea manual para este tamaño de planta es totalmente inadecuado. Esto mismo puede provocar el exceso de pérdida de agua.

3.4.- Filtración

3.4.1.- Análisis del dimensionamiento de los filtros

Comentario inicial: Los filtros rápidos del tipo monocapa se aplican para aguas brutas con un máximo de 2.000 mg/L de materias en suspensión (siempre que vaya precedido de Coagulación-Floculación-Decantación). De entrada se puede afirmar que bajo estas condiciones la filtración estará funcionando mal en dicha situación extrema. Para no tener que cambiar el tipo de filtro, lo cual puede resultar costoso y complicado, se puede recomendar una Pre-Decantación (antes de la Coagulación - Floculación) para bajar la concentración de sólidos en suspensión a aproximadamente los 2.000 mg/L.

Comprobación de los parámetros de diseño:

Consideramos que 1 filtro está siendo lavado y 2 filtrando. La velocidad de filtración en ese caso debe ser $\leq 7.5 m/h$.

$$V_{filtración} = \frac{Q}{S} = \frac{360m^3/h}{24m^2 \times 2} = 7.5m/h ; \text{ se cumple esta condición.}$$

Si están funcionando los 3 filtros: $V_{filtración} = 5 m/h$

3.4.2.- Análisis del lavado de los filtros.

El lavado es con agua más aire, por tanto se analizarán ambos sistemas

❖ Lavado con agua

$$V_{\text{lavado}} = \frac{Q_{\text{unitario}}}{S_{\text{filtro}}} = \frac{500 \text{ m}^3 / \text{h}}{24 \text{ m}^2} = 20.8 \text{ m/h}$$

La velocidad de lavado (agua más aire) del agua debe ser > 20 m/h (rango: 12 a 30 m/h). Por tanto, se cumple. La potencia de las bombas pueden estar mal recogidas en el informe sujeto de análisis (P = 0.1 CV). La potencia debería ser:

$$P = \frac{Q(\text{L/s}) \cdot H(\text{m})}{75 \cdot \eta} = \frac{500 \times \frac{1.000}{3.600} \times 6}{75 \times 0.7} = 15.9 \text{ CV} \approx 16 \text{ CV}; \text{ esta sería la P requerida.}$$

Haciendo cálculos similares al apartado 2.2:

$$350 \geq n_q \geq 100 \text{ (centrífuga axial)}$$

❖ Surpresores de aire

$$V_{\text{lavado}} = \frac{Q_{\text{unitario}}}{S_{\text{filtro}}} = \frac{1.000 \text{ m}^3 / \text{h}}{24 \text{ m}^2} \approx 42 \text{ m/h}$$

Siendo el valor recomendado de 50 m/h (rango: 40 a 80 m/h), resulta que la velocidad de aire de lavado es escasa (aunque dentro del rango habitual).

❖ Pérdidas de agua de lavado

El volumen diario que se pierde en el lavado es de 260 m³, que es un 3% del caudal tratado, y por tanto mayor que el 1.5% que se recomienda como parámetro de diseño. Esto puede ser una consecuencia de la escasa velocidad de aire de lavado, lo cual lleva a mayores tiempos de lavado con el consiguiente derroche de agua. Adicionalmente, el exceso de materias en suspensión del agua bruta podría estar afectando a la decantación y consecuentemente al proceso de filtración, incrementando en exceso las pérdidas de agua tratada para lavado.

3.5 Desinfección

La dosis máxima razonable de cloro que puede darse será, teniendo en cuenta que la capacidad de dosificación debe ser 3 veces mayor que la dosificación requerida:

$$\frac{12 \text{ kg/h} \cdot 10^3 \text{ g/kg}}{3360 \text{ m}^3 / \text{h}} = 11.1 \text{ mg/L}$$

La dosis recomendada para postcloración es de 2 mg Cl₂ /L

Este valor se supera, pero en este caso (agua tipo A3) pueden requerirse dosis más elevadas como la indicada.

P2.- Diseñar el sistema de almacenamiento y dosificación de sulfato de aluminio para una ETAP de tratamiento convencional de caudal nominal 500 L/s.

- Datos:**
- Dosis de diseño : 35 ppm
 - Impurezas del producto usado : 2%
 - Peso específico : 1 kg/L
 - Concentración de la solución de aplicación : 10 %.

❖ Dosis requerida de producto

$$35 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 500 \frac{\text{L}}{\text{s}} \times \frac{1 \text{ kg}}{10^6 \text{ mg}} \times \frac{3600 \text{ s}}{\text{h}} = 63 \text{ kg/h}$$

❖ Dosis de producto comercial

$$63 \frac{\text{kg}}{\text{h}} \div 0.98 = 64.3 \text{ kg/h}$$

❖ Caudal de solución al 10 %

$$64.3 \frac{\text{kg}}{\text{h}} \times \frac{1 \text{ L}}{100 \text{ g}} \times \frac{1000 \text{ g}}{1 \text{ kg}} = 643 \text{ L/h}$$

❖ Bombas de dosificación

(1 + 1) de 1286 L/h (tipo membrana, funcionan al 50 % de capacidad)
ó (2 + 1) de 643 L/h

❖ Volumen del tanque de dosificación (24 horas mínimo de funcionamiento continuo)

$$643 \frac{\text{L}}{\text{h}} \times 24 \text{ h} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} = 15.4 \approx 16 \text{ m}^3$$

❖ Silo de almacenamiento de alúmina (para 15 días)

$$64.3 \frac{\text{kg}}{\text{h}} \times 24 \text{ h} \times \frac{1 \text{ L}}{1 \text{ kg}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} \times 15 \text{ d} = 23.15 \approx 24 \text{ m}^3$$

P3.- Para evaluar el funcionamiento de un sistema de dosificación de alumbre que funciona mezclando alumbre en polvo (dosificada desde una tolva) y agua, se realizan mediciones in situ que producen los siguientes resultados:

Tabla 1. CALIBRACIÓN DE LA TOLVA

| Abertura | Tiempo (min) | 1ª Lectura (g) | 2ª Lectura (g) | 3ª Lectura (g) | Promedio (Kg) | Flujo Másico (Kg/h) |
|----------|--------------|----------------|----------------|----------------|---------------|---------------------|
| 100 | 1 | 591,85 | 617,14 | 627,65 | 0,612 | 36,73 |
| 200 | 1 | 1.127,45 | 1.124,99 | 1.139,40 | 1,131 | 67,86 |
| 300 | 1 | 1.615,16 | 1.643,40 | 1.611,20 | 1,626 | 97,56 |
| 400 | 1 | 2.132,34 | 2.247,92 | 2.904,20 | 2,158 | 129,48 |
| 500 | 1 | 2.486,40 | 2.505,20 | 2.496,60 | 2,496 | 149,76 |

Tabla 2. AFORO DEL CAUDAL DE AGUA A LA CÁMARA DE MEZCLA^(*)

| Tiempo (s) | Volumen (cm ³) | Volumen (L) | Q (L/s) |
|------------|----------------------------|-------------|---------|
| 4,96 | 950 | 0,95 | 0,192 |
| 4,96 | 970 | 0,97 | 0,196 |
| 4,53 | 948 | 0,948 | 0,209 |
| 4,88 | 997 | 0,997 | 0,204 |
| 4,91 | 950 | 0,95 | 0,193 |

(*) Para aforar el caudal se abrió el grifo completamente.

El volumen del tanque de mezcla y/o dilución es de 131.25 L.

- ❖ Rango de concentraciones en la suspensión

El caudal medio es de 0.199 L/s.

Con los datos de la Tabla 1 determinamos que el rango de dosis de alumbre de la tolva es de 36.73 a 149.76 Kg/h. Con esto determinamos las concentraciones mínima y máxima de aplicación de la suspensión de alúmina:

$$C_{\text{mín}} = \frac{36.73 \text{ Kg/h}}{0.199 \text{ L/s} \times 3600 \text{ s/h}} = 0.0513 \text{ Kg/L} = 51.3 \text{ g/L} = C_{\text{mín}} \approx 5\%$$

$$C_{\text{máx}} = \frac{149.76 \text{ Kg/h}}{716.40 \text{ L/h}} = 0.209 \text{ Kg/L} = 209 \text{ g/L} = C_{\text{máx}} \approx 21\%$$

- ❖ Tiempo de retención mínimo del tanque de mezcla y dilución

$$\text{TRH} = \frac{\text{Volumen}}{Q_{\text{medio}}} = \frac{131.25 \text{ L}}{0.199 \text{ L/s}} \approx 11 \text{ min}$$

- ❖ Conclusiones

El TRH recomendado para cámaras de preparación de suspensiones de alumbre es de 5 min, en este caso el diseño se ha quedado del lado de la seguridad, y como aún así el volumen es de menos de 132 L se considera que el tiempo observado de 11 min es aceptable.

Generalmente, la concentración de las suspensiones de alumbre no deben sobrepasar del 10% para que no se produzcan problemas de transporte. Adicionalmente, la concentración óptima del coagulante debe venir determinada por una prueba de jarras en laboratorio. La sugerencia sería que cuando la abertura del tornillo de la tolva sea igual a 500 se incremente el caudal de agua para lograr una concentración máxima del 10%.

P4.- Se desea diseñar un filtro de dos capas con la capa superior, más gruesa, de carbón activo en grano y la capa inferior, más fina, de arena silícea. Para ello se dispone de una arena de las siguientes características :

| | |
|--------------------------------------|----------------------------------|
| - Peso específico | Pe = 2.3 g/cm³ |
| - Diámetro efectivo | d₁₀ = 0.6 mm |
| - Coefficiente de uniformidad | C_U = 1.5 |

Si el carbón activo tiene un peso específico de 1.3 g/cm³.

a) Hallar el tamaño máximo del grano (suponiéndolos esféricos) de carbón activo con la condición de que su velocidad de sedimentación sea menor que la del 90% de los granos de arena.

b) ¿Cuál puede ser el motivo de la condición anterior?

c) Asimilando el 0.75 del tamaño obtenido en el primer apartado con el d₆₀ ¿Cuál debe ser el diámetro efectivo del carbón activo para obtener un coeficiente de uniformidad de 1.5?

1.- Cálculo del tamaño máximo de la partícula de carbón activo

El tamaño efectivo, d₁₀, corresponde al que tiene el 90% de los granos de un material. Por tanto, en la expresión de velocidad de sedimentación de la arena el diámetro será igual al d₁₀. Para estimar el tamaño máximo del carbón activo se plantea la siguiente desigualdad:

$$V_{S,c} \leq V_{S,a}$$

$$\frac{g(\rho_c - \rho_l)d_a^2}{18} \leq \frac{g(\rho_a - \rho_l)d_a^2}{18}$$

$$d_c \leq \sqrt{\frac{\rho_a - \rho_l}{\rho_c - \rho_l}} d_a$$

$$d_c \leq 1.25 \text{ mm}$$

- ❖ La condición de un tamaño máximo para el carbón activo pretende que tras el lavado del filtro, el lecho multicapa se ordene de forma adecuada, es decir: la capa superior de carbón activo y la inferior de arena silícea.

2.- Cálculo del diámetro eficaz del carbón activo

Condición: d₆₀ = 0.75 del tamaño máximo.

$$d_{10} = \frac{d_{60}}{C_u} = \frac{0.75 \times 1.25 \text{ mm}}{1.5} = 0.625 \text{ mm}$$

P5.- Una planta de filtros rápidos ha de tratar 23.000 m³/d a una velocidad de filtración de 5 m/h. Determinar el tamaño y número de unidades necesarias si la velocidad no debe exceder de 7.5 m/h cuando se esté lavando un filtro, ni de 10 m/h cuando haya un filtro fuera de servicio y otro lavándose. Calcular las condiciones óptimas de lavado si la carrera de filtración es de 24 horas y el tratamiento previo consiste en una C-F + Decantación.

1.- Estimación del número de filtros necesarios

$$N = a\sqrt{Q}, \quad a \in (0.044 - 0.051)$$

$$N = a\sqrt{23000} = 6.67 \text{ a } 7.73 \text{ filtros}$$

Se adoptan 7 filtros.

2.- Cálculo del área de filtración : A_F

$$A_F = \frac{Q}{v_F} = \frac{23000 \text{ m}^3/\text{d}}{120 \text{ m/d}} = 191.67 \text{ m}^2$$

3.- Verificación de las condiciones impuestas

$$A_{\text{filtro}} = \frac{191.67}{7} = 27.4 \text{ m}^2 \approx 28 \text{ m}^2 (7 \times 4 \text{ m})$$

$$v_{F(\text{lavando})} = \frac{23000}{6 \times 28} = 136.9 \text{ m/d} < 180$$

$$v_{F(\text{lavando} + 1 \text{f.servicio})} = \frac{23000}{5 \times 28} = 164.3 \text{ m/d} < 240$$

4.- Condiciones óptimas de lavado

Sólo con agua:

Tiempo de lavado: 15 minutos

$$Q_{\text{lavado}} = v \times A = 60 \text{ m/h} \times 28 \text{ m}^2 = 1680 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{\text{agua lavado}} = 1680 \text{ m}^3/\text{h} \times 15 \text{ min} \times 1\text{h}/60 \text{ min} = 420 \text{ m}^3$$

Con agua + aire:

Tiempo de lavado con agua: 10 min tiempo de lavado con aire: 3 min.

$$Q_{\text{lavado}} = v \times A = 20 \text{ m/h} \times 28 \text{ m}^2 = 560 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{\text{agua lavado}} = 560 \text{ m}^3/\text{h} \times 10 \text{ min} \times 1\text{h}/60 \text{ min} = 93 \text{ m}^3$$

$$Q_{\text{aire}} = v \times A = 50 \text{ m/h} \times 28 \text{ m}^2 = 1400 \text{ m}^3/\text{h}$$

CAPÍTULO 7
PRETRATAMIENTO



P1.- Predimensionar el canal de entrada a un desbaste fino y la geometría de las rejillas de desbaste para las siguientes condiciones de caudales:

$$Q_{\text{medio}} = 150 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{punta}} = 300 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{máx}} = 360 \text{ m}^3/\text{h}$$

1.- Dimensionamiento del canal de entrada

Este canal no está afectado por el vertedero; se impone que la velocidad se mantenga entre ciertos límites:

$$0.5 \text{ m/s} < v < 1.0 \text{ m/s}$$

$$S_t = \frac{Q_m}{v} \Rightarrow S_t = \frac{150 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times \frac{\text{h}}{3600 \text{ s}}}{0.5 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 0.083 \text{ m}^2$$

$l = \sqrt{0.083 \text{ m}^2} \approx 0.29 \text{ m}$ tomamos un calado de 0.3m
por facilidad constructiva el ancho adoptado será de 0.5m.

Comprobamos que la velocidad a caudal máximo se ajusta a los límites impuestos:

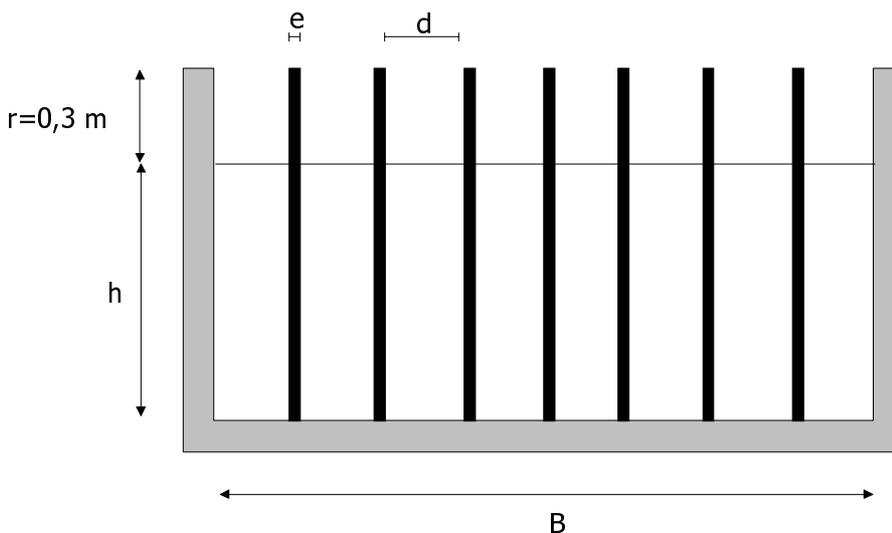
$$v_{\text{máx}} = \frac{360 / 3600}{0.3 \times 0.5} = 0.67 \text{ m/s}$$

2.- Características geométricas del desbaste

Para este desbaste fino se eligen los barrotes con las siguientes dimensiones

Separación entre barrotes $d = 15 \text{ mm}$

Espesor de barrotes $e = 10 \text{ mm}$



3.- Cálculo de la superficie útil

Dado que para unas buenas condiciones de funcionamiento se exige
Velocidad máxima de paso $< 1 \text{ m/s}$

Atascamiento máximo = 30%

$$\frac{Q_{\text{máx}}}{S_{\text{útilreal}}} \leq v_{\text{máx.paso}}$$

$$S_{\text{útilreal}} = S_{\text{útil}} \times (1 - a/100)$$

a = atascamiento máximo expresado (%)

$S_{\text{útil}}$ = sección del canal sin incluir el área ocupada por los barrotes (m^2)

$S_{\text{útil real}}$ = sección útil reducida por el atascamiento (m^2)

$$\frac{Q_{\text{máx}}}{S_{\text{útil}} \left(1 - \frac{a}{100}\right)} \leq v_{\text{máx}}$$

$$\frac{360 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times \frac{1\text{h}}{3600\text{s}}}{S_{\text{útil}} \times \left(1 - \frac{30}{100}\right)} \leq 1\text{m/s} \quad \Rightarrow \quad S_{\text{útil}} \geq 0.143 \text{ m}^2$$

4.- Cálculo del número de barrotes

$$S_{\text{útil}} = h \times (N + 1) d$$

N = número de barrotes

h = Calado (m)

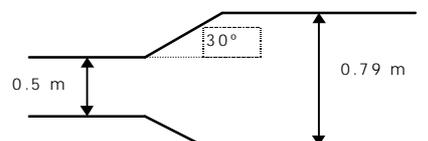
d = Separación entre barrotes (m)

$$N \geq \frac{S_{\text{útil}}}{d \times h} - 1 \quad \Rightarrow \quad N \geq \frac{0.143 \text{ m}^2}{15 \text{ mm} \times \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} \times 0.3 \text{ m}} - 1$$

$$N \geq 30.8 \quad \Rightarrow \quad N = 31 \text{ barrotes}$$

4.- Cálculo del ancho del canal

$$B = (N + 1) \times d + N \times e = (31 + 1) \times 15/1000 + 31 \times 10/1000 = 0.79 \text{ m}$$



P2.- Calcular el TRH mínimo para temperaturas de 15°C y de 20°C de un depósito de sedimentación ideal que funciona bajo decantación libre para separar partículas de 0.210 mm con una densidad constante de 2700 kg/m³. El calado del depósito es de 1 metro. El agua a 20° C tiene una densidad de 1000 kg/m³ y su viscosidad es de 1.005x10⁻³ kg/m.s. Se ha observado experimentalmente que la velocidad de sedimentación para temperaturas diferentes de 20 °C cumple una regresión del tipo Arrhenius es decir:

$$v_s(T^\circ\text{C}) = v_s(20^\circ\text{C}) \times \theta^{(T-20)}$$

$$\theta \in (1.15 - 1.25)$$

Si el ancho del depósito es constante, ¿Cuál es el porcentaje de variación de la longitud para las temperaturas dadas?

- ❖ Velocidad de sedimentación a 20°C

$$v_{s(20^\circ\text{C})} = \frac{g}{18\mu} (\rho_s - \rho_a) d^2$$

$$v_{s(20^\circ\text{C})} = \frac{9.8\text{m/s}^2}{18 \times 1.005 \times 10^{-3}\text{kg/m}\cdot\text{s}} \times (2700 - 1000) \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.21^2 \times 10^{-6}\text{m}^2 = 4.06 \times 10^{-2}\text{m/s}$$

- ❖ Velocidad de sedimentación a 15 °C

$$v_s(15^\circ\text{C}) = 4.06 \times 10^{-2} \times \theta^{(15-20)} = 0.016\text{m/s}$$

$$\theta = 1.2$$

- ❖ Tiempo de retención hidráulico

El TRH necesario es igual al tiempo que tarda en caer la partícula desde una altura de 1 metro.

$$\text{TRH}_{20^\circ\text{C}} = \frac{H}{v_s} = \frac{1\text{m}}{0.0406\text{m/s}} = 24.63\text{s}$$

$$\text{TRH}_{15^\circ\text{C}} = \frac{H}{v_{s15^\circ\text{C}}} = \frac{1\text{m}}{0.016\text{m/s}} = 62.5\text{s}$$

$$\text{TRH} = \frac{\text{Vol}}{Q} = \frac{b \times l \times H}{Q} \Rightarrow \frac{\text{TRH}_1}{\text{TRH}_2} = \frac{\frac{b \times l_1 \times H}{Q}}{\frac{b \times l_2 \times H}{Q}} = \frac{l_1}{l_2} = \frac{0.41}{1.04} = 0.39$$

El porcentaje de variación de la longitud de sedimentación para las temperaturas dadas es del 39%.

***CAPÍTULO 8
DECANTACIÓN PRIMARIA***



P1.- Diseñar un decantador primario circular (diámetro y altura, calcular la purga de fangos, tiempo de funcionamiento de la bomba de purga por ciclo) a partir de los siguientes datos:

$$\begin{aligned} Q_{\text{medio}} &= 150 \text{ m}^3/\text{h} \\ Q_{\text{máx}} &= 360 \text{ m}^3/\text{h} \\ \text{DBO}_5 &= 300 \text{ mg/L} \\ \text{SS}_{\text{af}} &= 350 \text{ mg/L} \end{aligned}$$

Nota: las purgas se realizarán cada media hora

1.- Calidad del efluente

Suponiendo que el rendimiento del decantador es de 30% en la reducción de DBO_5 y 60% en la reducción de SS:

$$\text{DBO}_{5\text{efluente}} = \text{DBO}_{5\text{afluente}} \times (100 - 30)/100 = 210 \text{ mg/L}$$

$$\text{SS}_{\text{efluente}} = \text{SS}_{\text{afluente}} \times (100 - 60)/100 = 140 \text{ mg/L}$$

2.- Estimación de la superficie necesaria de decantación

Imponiendo la limitación dada por la velocidad ascensional:

$$\frac{Q_{\text{máx}}}{S_h} \leq V_{\text{ascensional máx. a } Q_{\text{máx}}} = 2.5 \text{ m/h} \quad \Rightarrow \quad S_h > \frac{360 \text{ m}^3/\text{h}}{2.5 \text{ m/h}} > 144 \text{ m}^2$$

$$\frac{Q_m}{S_h} \leq V_{\text{ascensional máx. a } Q_{\text{medio}}} = 1.3 \text{ m/h} \quad \Rightarrow \quad S_h > \frac{150 \text{ m}^3/\text{h}}{1.3 \text{ m/h}} > 115 \text{ m}^2$$

La superficie del decantador que cumple con ambos criterios es la de 144 m^2 .

3.- Cálculo del volumen necesario de decantación

Imponiendo la limitación por tiempo de retención hidráulico:

$$\text{A } Q_{\text{máximo}} \Rightarrow \text{TRH}_{Q_{\text{máx}}} \geq 1 \text{ h} \quad \Rightarrow \quad \text{Vol} \geq 360 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 1 \text{ h} \geq 360 \text{ m}^3$$

$$\text{A } Q_{\text{medio}} \Rightarrow \text{TRH}_{Q_{\text{medio}}} \geq 2 \text{ h} \quad \Rightarrow \quad \text{Vol} \geq 150 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 2 \text{ h} \geq 300 \text{ m}^3$$

Por lo tanto el volumen mínimo necesario es de 360 m^3 .

Se comprueba que el calado bajo vertedero está dentro del rango de diseño:

$$\frac{V}{S_h} = \frac{360 \text{ m}^3}{144 \text{ m}^2} = 2.5 \text{ m} > 2 \text{ m} \in (2 - 3.5) \Rightarrow \text{Es válido}$$

4.- Cálculo del diámetro

$$\frac{\pi D^2}{4} \geq S_h \Rightarrow D \geq 13.54 \text{ m} \approx 14 \text{ m}$$

Con el diámetro elegido por redondeo, se obtiene una mayor S_h con lo que el calado necesario se ve afectado disminuyendo a $2.34 \text{ m} \approx 2.4 \text{ m}$, que está también dentro del rango ($2 - 2.6 \text{ m}$), y esa será la altura bajo vertedero del decantador, que como es circular, es su altura mínima.

NOTA: Los cálculos anteriores son para una línea de tratamiento, para más líneas habría que dividir la superficie anterior entre el número de líneas y obtener el diámetro para cada decantador.

5.- Cálculo de la carga sobre vertedero

Comprobemos si un vertedero perimetral es suficiente para cumplir la limitación de carga sobre vertedero, o si es necesario colocar vertederos radiales (canaletas).

$$\text{Para vertedero perimetral: } L_{\text{vertedero}} = \pi D$$

$$\text{Para vertedero radial: } L_{\text{vertedero}} = \pi D - 2 \times \text{ancho canaleta} + 2 \times \text{longitud canaleta}$$

Carga sobre vertedero:

$$\frac{Q_{\text{máx}}}{L_{\text{vertedero}}} = \frac{360 \text{ m}^3 / \text{h}}{\pi(14 \text{ m})} = 8.2 \text{ m}^3 / \text{h/m}$$

Como la carga es inferior a $40 \text{ m}^3 / \text{h/m}$ cumple con la condición hidráulica.

6.- Cálculo de la purga de fangos diaria

La producción máxima de fango se producirá con el rendimiento máximo de la instalación (60%) para el caudal diario ($Q_{\text{medio}} \cdot 24 \text{ h}$) y dándose la concentración mínima del fango (3%).

$$C_f \in (3\% - 5\%)$$

❖ Producción de fangos (flujo másico diario)

$$P_f = 150 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 24 \frac{\text{h}}{\text{día}} \times 350 \frac{\text{mgSS}}{\text{L}} \times 0.60 \times 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{mg}} \times 10^3 \frac{\text{L}}{\text{m}^3} = 756 \text{ kgSS/día}$$

$$1\% = \frac{1 \text{ kg SS}}{100 \text{ kg fangos}} = \frac{10 \text{ kg SS}}{1000 \text{ kg fangos}}$$

$$1000 \text{ kg fangos} = 1 \text{ T} \cong 1 \text{ m}^3 \text{ (densidad similar a la del agua)}$$

$$1\% = \frac{10 \text{ kg SS}}{\text{m}^3}$$

❖ Caudal de fango

$$Q_{\text{fangos}} = \frac{756 \text{ kgSS} / \text{m}^3}{3 \times 10 \text{ kgSS} / \text{m}^3} = 25.2 \text{ m}^3 / \text{d}$$

El número de purgas (o extracciones) de fango al día, realizándose una cada media hora será:

$$\frac{24 \text{ h/d}}{0.5 \text{ h/purga}} = 48 \text{ purgas/día}$$

$$\text{Volumen en cada extracción o purga: } \frac{25.2 \text{ m}^3}{48 \text{ purgas}} = 0.525 \text{ m}^3 / \text{purga}$$

7.- Tiempo de funcionamiento por extracción

Como primera aproximación se consideran 2 minutos

$$Q_{\text{bomba extractora de fangos}} = \frac{0.53 \text{ m}^3}{2 \text{ min}} \times \frac{60 \text{ min}}{\text{h}} = 15.75 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Si la bomba instalada es de $16 \text{ m}^3/\text{h}$, su funcionamiento será durante:

$$t_{\text{diario}} = \frac{25,2 \text{ m}^3/\text{día}}{16 \text{ m}^3/\text{h}} \times \frac{60 \text{ min}}{\text{h}} = 94,5 \text{ minutos/día}$$

al realizar 48 extracciones/día, la duración de cada extracción será:

$$\frac{94,5 \text{ min}}{48 \text{ extracciones}} = 2 \text{ min}$$

Comprobamos que no existen problemas en la tubería de salida de fangos, para una tubería de 100 mm (con tamaños menores puede haber atascamientos) la velocidad sería:

$$v_{\text{ef}} = \frac{Q_e}{S} = \frac{16 \text{ m}^3/\text{h}}{\pi \times \frac{0,1^2}{4} \text{ m}^2} \times \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} = 0,57 \text{ m/s}$$

Como no son recomendables velocidades inferiores a 0,6 m/s, por problemas de deposiciones, se elige un tamaño mayor de bomba de $20 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$v_{\text{ef}} = \frac{Q_e}{S} = \frac{20 \text{ m}^3/\text{h}}{\pi \times \frac{0,1^2}{4} \text{ m}^2} \times \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} = 0,7 \text{ m/s}$$

Si la bomba instalada es de $20 \text{ m}^3/\text{h}$, su funcionamiento será durante:

$$t_{\text{diario}} = \frac{25,2 \text{ m}^3/\text{día}}{20 \text{ m}^3/\text{h}} \times \frac{60 \text{ min}}{\text{h}} = 75,6 \text{ minutos/día}$$

al realizar 48 extracciones/día, la duración de cada extracción será:

$$\frac{75,6 \text{ min}}{48 \text{ extracciones}} = 1,6 \text{ min}$$

Se utilizará un temporizador para arrancar y otro para parar la bomba a los 95 segundos, con un ciclo de media hora.

P2.- La EDAR de un municipio, constituida por un pretratamiento y un proceso de decantación primaria, tiene las siguientes características:

| | |
|---|-------------------------------|
| Población servida | 10000 habitantes |
| Red de alcantarillado del núcleo | Unitaria |
| Caudal diario | 2400 m³/día |
| Caudal medio | 100 m³/h |
| Caudal punta | 200 m³/h |
| Número de decantadores | 2 |
| Diámetro de cada decantador | 6.0 m |
| Altura recta | 3.0 m |

Normas de vertido a cumplir:

| | |
|--|---------------------|
| DBO₅ (valor medio) | < 150 ppm |
| Sólidos en suspensión (valor medio) | < 150 ppm |

Debido a que parece que la EDAR venía funcionando algo mal incumpliendo las normas de control de vertido establecidas, se plantean como soluciones para alcanzar los objetivos de calidad exigidos las siguientes alternativas:

- Hacer trabajar a los dos decantadores en serie, ya que lo venían haciendo en paralelo.**
- Añadir un proceso de floculación con polímero, previo a la decantación existente.**
- Transformar los dos decantadores existentes en decantadores de recirculación de fangos con adición de cloruro férrico.**

Estudiar el problema y la viabilidad de las alternativas planteadas.

Viabilidad de la situación actual

1.- Calidad del afluente

Al tratarse de una red unitaria, la contaminación del agua residual bruta vendrá dada por:

DBO₅: 75 g/hab/día
SS: 90 g/hab/día

La concentración será función de la población y de los caudales consumidos

$$[\text{DBO}_5] = \frac{\text{Carga DBO}_5 \times \text{Población}}{Q_m} = \frac{75 \text{ g/hab/día} \times 10000 \text{ hab}}{2400 \text{ m}^3/\text{día}} = 312 \text{ mg/L}$$

$$[\text{SS}] = \frac{\text{Carga SS} \times \text{Población}}{Q_m} = \frac{90 \text{ g/hab/día} \times 10000 \text{ hab}}{2400 \text{ m}^3 / \text{día}} = 375 \text{ mg/L}$$

2.- Rendimiento de depuración exigido

Reducción de la DBO₅

$$r (\%) = \frac{[\text{DBO}_5] - [\text{DBO}_5]_{\text{lim}}}{[\text{DBO}_5]} \times 100 = \frac{312 \text{ mg/L} - 150 \text{ mg/L}}{312 \text{ mg/L}} \times 100 = 52 \%$$

Reducción de los SS

$$r (\%) = \frac{[\text{SS}] - [\text{SS}]_{\text{lim}}}{[\text{SS}]} \times 100 = \frac{375 \text{ mg/L} - 150 \text{ mg/L}}{375 \text{ mg/L}} \times 100 = 60 \%$$

$$r(\text{DBO}_5) = 52 \% > 30 - 35$$

$$r(\text{SS}) = 60 \% \in 60 - 65$$

El rendimiento de eliminación de DBO_5 que se puede obtener por una decantación primaria es inferior al exigido en este caso, luego los decantadores primarios planteados no son suficientes.

Estudio de los parámetros de funcionamiento

1.- Dimensiones de los decantadores

Dado el diámetro y la altura, calculamos la superficie y el volumen

- ❖ Superficie total

$$S_h = n^{\circ} \text{ decantadores} \times \frac{\pi D^2}{4} = 2 \times \frac{\pi (6 \text{ m})^2}{4} = 2 \times 28.3 \text{ m}^2 = 56.6 \text{ m}^2$$

- ❖ Volumen

$$\text{Vol} = S_h \times \text{altura} = 56.6 \text{ m}^2 \times 3 \text{ m} = 169.8 \text{ m}^3$$

2.- Parámetros de funcionamiento

- ❖ Limitación de la velocidad ascensional

$$V_{\text{ascensional a } Q_{\text{medio}}} = \frac{Q_m}{S_h} = \frac{100 \text{ m}^3/\text{h}}{56.5 \text{ m}^2} = 1.77 \text{ m/h} > 1.3 \text{ m/h}$$

$$V_{\text{ascensional a } Q_{\text{máx}}} = \frac{Q_{\text{máx}}}{S_h} = \frac{200 \text{ m}^3/\text{h}}{56.5 \text{ m}^2} = 3.54 \text{ m/h} > 2.5 \text{ m/h}$$

Tanto para caudales medios como para el caudal máximo se exceden los máximos parámetros de diseño correctos, con lo que los rendimientos de eliminación tanto de DBO_5 como de SS se situarán en rangos inferiores a los obtenibles habitualmente por la decantación primaria de aguas residuales urbanas típicas.

- ❖ Se calcula el tiempo de retención hidráulico

$$\text{TRH}_{Q_{\text{medio}}} = \frac{\text{Vol}}{Q_m} = \frac{169.8 \text{ m}^3}{100 \text{ m}^3/\text{h}} = 1.7 \text{ h} < 2$$

$$\text{TRH}_{Q_{\text{máx}}} = \frac{\text{Vol}}{Q_{\text{máx}}} = \frac{169.8 \text{ m}^3}{200 \text{ m}^3/\text{h}} = 0.85 \text{ h} < 1$$

Los valores son inferiores a los mínimos permitidos, por lo que el tratamiento será incompleto. En conclusión, se exige mucho rendimiento de eliminación de DBO_5 y los decantadores existentes están sobrecargados.

Estudio de las alternativas

1.- Funcionamiento de los dos decantadores en serie

$$(V_{\text{asc}})_{\text{serie}} = 2 \times (V_{\text{asc}})_{\text{paralelo}}$$

$$(\text{TRH})_{\text{serie}} = (\text{TRH})_{\text{paralelo}}/2$$

La solución planteada llevará a una situación peor aún que la inicial, ya que el segundo decantador no aporta nada nuevo a lo realizado por el primero colocados los dos en serie.

Es más, lo que se consigue es disminuir los rendimientos al variar los parámetros en sentido inverso al pretendido, se duplica la velocidad ascensional y se reduce a la mitad el tiempo de retención hidráulico.

2.- Floculación con polímero previa

Los rangos de los rendimientos que se pueden lograr con esta alternativa mejoran ostensiblemente, con lo que no habrá problemas en ese sentido ya que son superiores a los exigidos:

$$r(\text{DBO}_5) = 52\% \in (50 - 60)$$

$$r(\text{SS}) = 60\% < (65 - 75)$$

Aunque la velocidad ascensional de diseño en este caso es ligeramente superior a la de la decantación simple, se sigue superando el valor límite de diseño.

$$V_{\text{ascensional a } Q_{\text{medio}}} = \frac{Q_m}{S_h} = \frac{100 \text{ m}^3 / \text{h}}{56.5 \text{ m}^2} = 1.77 \text{ m/h} > 1.5 \text{ m/h}$$

Así pues se podría lograr una mejora en tanto en cuanto se podrían cumplir las normas de vertido, pero el excesivo valor de velocidad ascensional podría conducir a una reducción de los rendimientos y, por tanto, a no alcanzar los objetivos.

3. Paso a decantadores de recirculación con Cl_3Fe

Utilizando Cl_3Fe los rendimientos son aún mejores

$$r(\text{DBO}_5) = 52\% < (65 - 75)$$

$$r(\text{SS}) = 60\% < (85 - 90)$$

Además, la velocidad ascensional ya no es un problema como parámetro de diseño

$$V_{\text{asc}} = 1.77 \text{ m/h} < 2$$

La recirculación de fangos, por tratarse de aguas residuales puede dar lugar a la putrefacción y anaerobiosis de los fangos, con los correspondientes malos olores y solubilización de la materia orgánica particulada de los SS, por lo que, en principio, puede no ser recomendable.

En resumen, la adición de cloruro férrico puede conseguir, con los decantadores existentes, alcanzar los objetivos previstos; no siendo necesaria, y en principio no aconsejable, la transformación de los decantadores a tipo recirculación de fangos.

CAPÍTULO 9
LECHOS BACTERIANOS



P1.- Diseñar un proceso biológico de lechos bacterianos para un efluente primario con una DBO₅ de 210 ppm, MES de 140 ppm y un contenido de Sólidos Suspendedos Volátiles (SSV) de un 70 %. La población servida es de 18000 h-e, siendo el caudal medio Q_m de 150 m³/h y un caudal punta Q_p de 300 m³/h. Estimar el rendimiento mediante la fórmula de Tejero con K = 0.02 kg DBO₅/m²/d.

1.- Cálculo del flujo másico afluente de DBO₅ (I)

$$I = Q_m \times \text{DBO}_{5,\text{afluente}} = 150 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 24 \frac{\text{h}}{\text{d}} \times 210 \frac{\text{g}}{\text{m}^3} \frac{1 \text{ kg}}{1000 \text{ g}} = 756 \text{ kg DBO}_5/\text{día}$$

2.- Cálculo del volumen del lecho (V)

Adoptamos la carga orgánica para lecho de alta carga según tabla de la WEF-ASCE

$$C_v = 1 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{día}$$

luego, el volumen del lecho será:

$$V = \frac{I}{C_v} = \frac{756 \text{ kg DBO}_5/\text{día}}{1 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{día}} = 756 \text{ m}^3$$

3.- Cálculo del diámetro del lecho (D)

Adoptamos una altura de 2 m, por lo que el área total necesaria es de:

$$A = \text{Vol}/h = 756 \text{ m}^3/2 \text{ m} = 378 \text{ m}^2$$

Para 1 lecho: $D = \sqrt{4 \times 378/\pi} = 21.94 \approx 22 \text{ m}$, en este caso $A = 380 \text{ m}^2$

Si optamos por 2 lechos: $D = \sqrt{4 \times 378/2\pi} = 15.51 \approx 16 \text{ m}$

4.- Cálculo del caudal de recirculación (Q_r)

Adoptando una CH = 1.5 m³/m² · h en condiciones de trabajo de caudal punta;

$$\text{CH} = (Q_p + Q_r)/A$$

$$Q_r = \text{CH} \times A - Q_p = 1.5 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} \times 380 \text{ m}^2 - 300 \text{ m}^3/\text{h} = 270 \text{ m}^3/\text{h}$$

Se comprueba la CH en condiciones de funcionamiento de caudal medio

$$\text{CH} = \frac{Q_m + Q_r}{A} = \frac{(150 + 270) \text{ m}^3/\text{h}}{380 \text{ m}^2} = 1.1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h} \in [0.5 - 1.5]$$

Solución adoptada : 1 + 1 bombas de 270 m³/h

$$\% \text{ Recirculación} = \frac{Q_r}{Q_m} = \frac{270}{150} \times 100 = 180\% \in [100 - 300]$$

5.- Estimación del % Rendimiento

$$\frac{S_f}{S_o} = e^{-k \times A_s / C_v} = e^{-0.02 \times 60 / 0.99} = 0.3 \Rightarrow R = \left(1 - \frac{S_f}{S_o}\right) \times 100 = 70\%$$

$$k = 0.02 \text{ kgDBO}_5 / \text{m}^2 \cdot \text{d}$$

$$C_v = \frac{I}{\text{Vol}} = \frac{756 \text{ kgDBO}_5 / \text{d}}{2\text{m} \times 380\text{m}^2} = 0.99 \text{ kgDBO}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{d}$$

$$A_{\text{sgravas}} = 60 \frac{\text{m}^2}{\text{m}^3}$$

6.- Producción de fangos

El fango será el debido a la eliminación de la biomasa formada en el lecho, proporcional a la DBO_5 , más el fango debido a las sustancias en suspensión no volátiles que no se han eliminado en el decantador primario.

$$\text{DBO}_{5, \text{eliminada}} = 756 \times 0.70 = 529 \text{ kg DBO}_{5, \text{eliminada}} / \text{d}$$

$$P_{f_{\text{DBO}}} = 0.5 \text{ kgSSV} / \text{kgDBO}_{5, \text{eliminada}} \times 529 \text{ kgDBO}_{5, \text{eliminada}} / \text{d} = 265 \text{ kgSSV} / \text{d}$$

Adoptamos un contenido de 90 % de SSV en los SS de la biomasa ($\text{SSV} = 0.9\text{SS}$)

Fango producido debido al desprendimiento de la biomasa:

$$P_{f1} = 265 \div 0.9 = 294 \text{ kg SS} / \text{d}$$

Fango producido por la no eliminación de los $\text{SSF}_{\text{primarios}}$

$$\text{SSF} = (1 - 0.7) \times \text{SS}_{\text{primarios}} = 0.3 \times 140 = 42 \text{ g} / \text{m}^3$$

$$P_{f2} = 150 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 24\text{h} \times 42 \frac{\text{g}}{\text{m}^3} 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{g}} = 151 \text{ kg SSF} / \text{d}$$

$$P_f = P_{f1} + P_{f2} = 294 + 151 = 445 \text{ kg} / \text{d}$$

para una concentración del 4%, se obtiene un volumen de fangos

$$Q_f = \frac{P_f}{C_f} = \frac{445 \text{ kg} / \text{d}}{40 \text{ kg} / \text{m}^3} = 11.1 \text{ m}^3 / \text{d}$$

P2.- Determinar el rendimiento máximo que se puede esperar de un proceso de lechos bacterianos que trata aguas residuales urbanas con las siguientes características:

| | |
|--------------------------------------|--|
| Superficie lecho | 50 m² |
| Volumen lecho | 250 m³ |
| Relleno | Plástico |
| Superficie específica relleno | 120 m²/m³ |
| Caudal de tratamiento | 150 m³/h |
| DBO₅ | 300 mg/L |

NOTA: Suponer sólo para el cálculo, recirculación del 0%.

1.- Cálculo de la carga contaminante

$$\text{Cont}_{\text{DBO}_5} = Q \times [\text{DBO}_5] = 150 \text{ m}^3/\text{h} \times 300 \text{ mg/L} \times 24 \text{ h/d} = 1080 \text{ kg DBO}_5/\text{día}$$

2.- Cálculo de la carga orgánica volumétrica

$$\text{C.O.} = \frac{\text{Cont}_{\text{DBO}_5}}{V_{\text{lecho}}} = \frac{1080 \text{ kg DBO}_5/\text{d}}{250 \text{ m}^3} = 4.32 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{día}$$

$$\frac{\text{C.O.}}{\text{As}} = \frac{4.32 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}}{120 \text{ m}^2/\text{m}^3} = 0.036 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{día}$$

3.-Determinación del rendimiento

$$R = \frac{S_o - S_e}{S_o} = 1 - \frac{S_e}{S_o} = 1 - e^{-\frac{k_2 \times \text{As}}{\text{C.O.}}}$$

k_2 puede variar dentro de un rango entre 0.01 y 0.05, para dichos valores el rendimiento alcanzará:

$$R [k_2 = 0.01] = 1 - e^{-\frac{0.01}{0.036}} = 0.2425 = 24.25\%$$

$$R [k_2 = 0.05] = 1 - e^{-\frac{0.05}{0.036}} = 0.7506 = 75.06\%$$

Por lo cual, el máximo rendimiento esperable será del 75%.

P3.- Un proceso de lechos bacterianos está constituido por un reactor de las siguientes características:

| | |
|-------------------------------------|--|
| - Número de unidades | 1 |
| - Diámetro | 15 m |
| - Altura | 2 m |
| - Relleno | piedras |
| - Superficie específica | 70 m ² /m ³ . |
| - Índice de huecos | 50%. |
| - Contaminación afluente al proceso | 200 mg/l DBO ₅ 100 mg/l SS |

Se pide:

- Calcular el caudal máximo de tratamiento
- Estimar la producción de fangos

1.- Definición del tipo de proceso

Al no existir decantador secundario ni recirculación y tratarse de un relleno de piedras, el proceso es de baja carga.

2.- Parámetros de diseño

Carga hidráulica CH ∈ (1 – 4) m / día

Carga orgánica CO ∈ (0.08 – 0.32) kg DBO₅/m³ · día

3.- Cálculo de las dimensiones del lecho

$$A = \pi \times \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{15^2}{4} = 176.7 \text{ m}^2$$

$$V = A \times h = 176.7 \text{ m}^2 \times 2 \text{ m} = 353.4 \text{ m}^3$$

4.- Caudal máximo admisible

Por limitación de la carga hidráulica

$$C.H. = \frac{Q}{S} \Rightarrow Q \leq C.H._{\text{máx}} \times A = 4 \text{ m/d} \times 176.7 \text{ m}^2 = 706.8 \text{ m}^3/\text{d}$$

Por limitación de la carga orgánica

$$C.O. = \frac{Q \times [DBO_5]_{\text{afl}}}{V} \Rightarrow Q \leq \frac{C.O._{\text{máx}} \times V}{[DBO_5]_{\text{afl}}}$$

$$Q \leq \frac{0.32 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{m}^3 \cdot \text{d}} \times 353.4 \text{ m}^3}{200 \text{ mg/L}} \times 10^3 \frac{\text{mg} \cdot \text{m}^3}{\text{L} \cdot \text{kg}} = 565.4 \text{ m}^3/\text{d}$$

Así que el caudal máximo de tratamiento es 565 m³/día

5.- Estimación de la producción de fangos

Al no haber purga real los fangos se evacuarán con el efluente.

La producción de fangos (biomasa) en un proceso de baja carga es despreciable. Suponiendo un rendimiento del 100% en la eliminación de SSV del afluente y un porcentaje de éstos, en el agua afluente, del 75%, la producción de fangos abarcará exclusivamente los SSF:

$$Q_{\text{máx}} \times [\text{SS}]_{\text{af}} \times \frac{\% \text{SSF}}{100} = 565.4 \text{ m}^3/\text{d} \times 100 \text{ mg/L} \times \frac{25}{100} \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{L}}{\text{m}^3 \cdot \text{mg}} = 14.1 \text{ kg SSF/d}$$

Que saldrán con el efluente, contaminándolo, por tanto, con sólidos suspendidos en una concentración de:

$$\frac{14.1 \text{ kg SS/día}}{565.4 \text{ m}^3/\text{día}} \times 10^3 \frac{\text{mg} \cdot \text{m}^3}{\text{kg} \cdot \text{L}} = 25 \text{ mg/L SS}$$

P4.- Un proceso real de lechos bacterianos tiene las características físicas y las variables de funcionamiento que se indican a continuación:

Caudal afluente agua a tratar $1500 \text{ m}^3/\text{d}$
DBO₅ afluente: 300 mg/l (entrada al lecho sin recirculación)

Proceso de Lechos bacterianos

Número de reactores 2 unidades
Diámetro 12 m
Altura del relleno 3 m
Constante de degradación K *Entre 0.02 y 0.04 kgDBO₅/(m².d)*

Relleno del lecho bacteriano

Tipo *Piedras*
Tamaño Piedras $40 \text{ a } 60 \text{ mm}$
Superficie específica en funcionamiento $60 \text{ m}^2/\text{m}^3$
Índice de huecos 50%

Recirculación

Número de bombas $3 (2+1)$
Caudal unitario (de cada bomba) $30 \text{ m}^3/\text{h}$

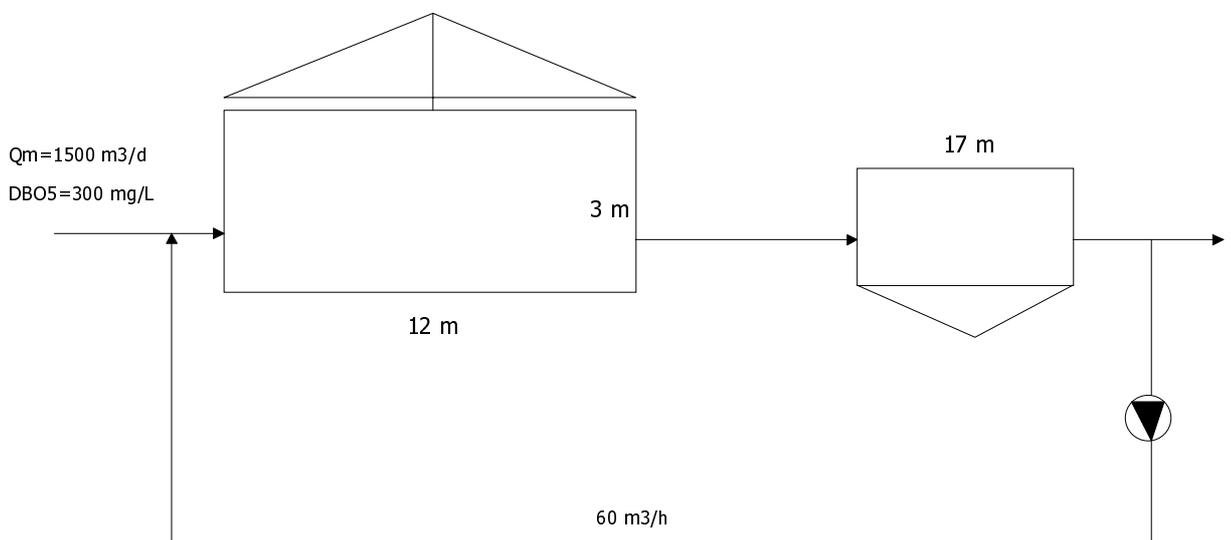
Decantación secundaria

Número de decantadores 1
Diámetro 17 m

Se pide:

- **Tipo de proceso y carga de trabajo.**
- **Rendimiento mínimo alcanzable por el proceso. Comentar su aceptabilidad.**

NOTA: Considerar que la recirculación no influye ni en la carga ni en el rendimiento del proceso



1.- Cálculo de la carga orgánica (CO)

$$CO = \frac{Q \times S_0}{A \times H} = \frac{1500 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \times 300 \frac{\text{mg DBO}_5}{\text{L}} \times 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{mg}} \times 10^3 \frac{\text{L}}{\text{m}^3}}{2 \text{ unidades} \times \pi 6^2 \times 3 \text{ m}^3} = 0.663 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{m}^3 \cdot \text{día}}$$

Esta carga está en el rango de los procesos de alta carga con relleno de grava (0.3-1.0 kg DBO₅/m³· día).

2.- Cálculo de la carga hidráulica (CH):

El caudal unitario de cada bomba es de 30 m³/h y como el sistema es de tipo (2+1), el caudal de recirculación es de 60 m³/h (96% del caudal medio ≅ 100%Q_m)

$$CH = \frac{Q_m + Q_r}{A} = \frac{62.5 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} + 60 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{\pi 6^2 \times 2 \text{ unidades}} = 0.54 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}$$

Esta carga hidráulica también corresponde a un proceso de alta carga con relleno de grava (0.5-1.5 m³/m²· h).

El proceso es de alta carga con relleno de grava ya que carga orgánica, carga hidráulica, altura de lecho, recirculación, tamaño de piedras, superficie específica, índice de huecos así como la existencia de decantación secundaria están dentro de los rangos de valores característicos de estos sistemas.

3.- Cálculo del rendimiento mínimo

El rendimiento mínimo se obtiene con la K más baja.

$$R(\%) = 1 - e^{-\frac{A_s \times K}{CO}} = 1 - e^{-\frac{60 \times 0.02}{0.663}} \cong 0.84 \rightarrow 84\%$$

La Directiva europea sobre tratamiento de aguas residuales urbanas establece que, para la DBO₅, el rendimiento de un tratamiento secundario debe ser un valor comprendido entre un 70 y un 90% (o bien la concentración del efluente ser inferior a 25 mg/L).

El rendimiento mínimo es bueno ya que es superior al mínimo valor establecido por la Directiva de depuración de aguas residuales, y próximo al mayor valor indicado por dicha normativa como valor mínimo de rendimiento.

P5.- ¿Qué fallos de funcionamiento puede estar dando un proceso de Lechos Bacterianos de las siguientes principales características?.

*** Agua residual:**

| | |
|--------------------|-----------------------|
| - Q | 960 m ³ /d |
| - DBO ₅ | 250 mg/L |
| - Q _p | 80 m ³ /h |
| - Q _m | 40 m ³ /h |

*** Lecho bacteriano**

| | |
|-------------------------|-------------------------------------|
| - Diámetro | 7 m |
| - Altura | 1 m |
| - Material relleno | plástico |
| - Superficie específica | 1200 m ² /m ³ |
| - Índice de huecos | 85 % |

*** Decantación Secundaria:**

| | |
|-------------|-------|
| - Diámetro: | 8,7 m |
|-------------|-------|

*** Recirculación:**

2 bombas (1+1) de 30 m³/h

Aparentemente se trata de un proceso de alta carga con lecho de plástico.

1.- Hipótesis de partida

Se supone que el agua residual ya está decantada y por tanto se considera como el afluente al proceso.

2.- Características y dimensiones del lecho bacteriano

❖ Altura del lecho

$$h = 1 \text{ m} < 7$$

❖ Material de relleno

Superficie específica (S_e) = 1200 m²/m³ ∈ (80 - 100)
Índice de huecos (I_h) = 85% ∈ (94 - 97)

❖ Superficie del lecho

$$S = \frac{\pi \times \phi^2}{4} = \frac{\pi \times (7 \text{ m})^2}{4} = 38.5 \text{ m}^2$$

❖ Volumen del lecho

$$V = S \times h = 38.5 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} = 38.5 \text{ m}^3$$

3.- Condiciones de funcionamiento del lecho bacteriano

❖ Carga orgánica

$$CO = \frac{Q_{AR} \times [DBO_5]}{V} = \frac{960 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 250 \frac{\text{mg}}{\text{L}} DBO_5 \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{L}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3}}{38.5 \text{ m}^3}$$

$$CO = 6.23 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3 \cdot d > 5$$

La carga orgánica en un proceso de alta carga, con relleno plástico, está comprendida entre 1 y 5 kg DBO₅/m³ · d, por lo que se exceden las condiciones límites de funcionamiento.

❖ Carga hidráulica

$$A Q_m \Rightarrow CH = \frac{Q_m + Q_r}{V} = \frac{(40 + 30) \text{ m}^3 / \text{h}}{38.5 \text{ m}^3} = 1.82 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h} \in (1.5 - 3)$$

$$A Q_p \Rightarrow CH = \frac{Q_p + Q_r}{V} = \frac{(80 + 30) \text{ m}^3 / \text{h}}{38.5 \text{ m}^3} = 2.86 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h} \in (1.5 - 3)$$

La CH en un proceso de alta carga con relleno plástico está comprendida entre 1,5 y 3 m³/m² · h, por lo que no se exceden las condiciones normales de funcionamiento, en casos convencionales.

4.- Condiciones de funcionamiento del decantador

❖ Superficie del decantador

$$S_{\text{dec}} = \frac{\pi \times \phi^2}{4} = \frac{\pi \times (8.7 \text{ m})^2}{4} = 59.45 \text{ m}^2$$

❖ Velocidad ascensional

Se supone que la recirculación se realiza como es habitual con agua decantada (efluente secundario).

$$A Q_m \Rightarrow V_{\text{asc}} = \frac{Q_m + Q_r}{S_{\text{dec}}} = \frac{(40 + 30) \text{ m}^3 / \text{h}}{59.45 \text{ m}^2} = 1.18 \text{ m/h} < 1.2$$

$$A Q_p \Rightarrow V_{\text{asc}} = \frac{Q_p + Q_r}{S_{\text{dec}}} = \frac{(80 + 30) \text{ m}^3 / \text{h}}{59.45 \text{ m}^2} = 1.85 \text{ m/h} < 2$$

5.- Condiciones de funcionamiento de la recirculación

Obsérvese que para la recirculación hay dos bombas de 30 m³/h cada una, pero una de ellas es de reserva, por lo que sólo funciona una.

$$r (\%) = \frac{Q_R}{Q_m} \times 100 = \frac{30 \text{ m}^3 / \text{h}}{40 \text{ m}^3 / \text{h}} \times 100 = 75 \% \notin (100 - 300\%)$$

6.- Fallos detectados

La CO es excesiva por lo que la biopelícula crecerá desproporcionadamente. Esto puede producir atascamiento y, como consecuencia, el rendimiento descenderá. El proceso está sobrecargado. Habrá que construir un lecho bacteriano adicional o bien reducir la carga que llega al proceso.

El material de relleno no tiene unas características adecuadas. Una superficie específica (1200 m²/m³) demasiado grande (un valor entre 100 y 150 m²/m³ lo convertiría en útil) se relaciona con un índice de huecos menor de lo normal y hará que la separación de huecos, necesaria para que quepa el espesor de la biopelícula (especialmente teniendo en cuenta

que su producción es elevada debido a la existencia de una CO tan alta), sea demasiado pequeña, con lo que el relleno se atascará.

Por otra parte la carga hidráulica presenta unos rangos adecuados para el lavado, mas no con la CO y el tamaño de hueco del material soporte utilizado.

Tanto la aireación como la altura del lecho son correctas pero si se atasca no ventilará en condiciones y se producirán olores.

La recirculación, finalmente, es adecuada.

En resumen, se produce un atascamiento que llevará a que el lecho se encharque, el agua no pase y el aire no circule precisando una limpieza continua del filtro. Ésta es muy difícil o imposible de realizar debido al escaso tamaño de los huecos del relleno.

P6.- Una EDAR abandonada que consta de: pretratamiento, decantación primaria y un lecho bacteriano, se quiere recuperar para tratar las aguas residuales de un núcleo de 2000 habitantes que dispone de alcantarillado unitario. Las características de la depuradora son:

- **rejas de desbaste grueso**
- **decantador primario: diámetro 3 m**
- **lecho bacteriano: diámetro 6 m, altura 2 m, relleno de piedra**

Se pide evaluar la capacidad de tratamiento de la depuradora a recuperar (caudal que puede tratar, calidad del efluente tratado) y, en su caso, proponer soluciones técnicas (dimensionar nuevas unidades, mejora de las existentes, ...) que permitan alcanzar un efluente tratado con las siguientes características:

- **DBO₅ = 30 mg/L**
- **SS = 25 mg/L**

En ningún caso, se debe considerar como alternativa la clausura, cierre o demolición de la depuradora existente, es decir, que la calidad del efluente exigida se debe conseguir mediante una combinación o complementariedad entre la depuradora existente y, las mejoras a realizar o nuevas unidades a construir, si ese fuera el caso.

1.- Determinación de caudales y composición de las aguas residuales

$$Q_{\text{medio, diario}} = 2000 \text{ h-e} \times 150 \frac{\text{L}}{\text{h} \cdot \text{d}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} = 300 \text{ m}^3 / \text{d}$$

$$Q_{\text{medio, horario}} = 300 / 24 = 12.50 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$Q_{\text{punta}} = C_p Q_{\text{medio, horario}} = 2.6 \times 12.5 = 32.5 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$[\text{DBO}_5] = \frac{75 \text{ g/h/d}}{150 \text{ L/h/d}} = 500 \text{ mg/L}; \quad [\text{SS}] = \frac{90 \text{ g/h/d}}{150 \text{ L/h/d}} = 600 \text{ mg/L}$$

2.- Comprobación del decantador primario

VASC de funcionamiento recomendada: a Q_m = 1.3 m/h; a Q_p = 2.5 m/h

$$V_{\text{ASC}} \text{ a } Q_m = \frac{12.5 \text{ m}^3 / \text{h}}{\frac{\pi \times 3^2}{4}} = 1.8 \text{ m/h}; \quad V_{\text{ASC}} \text{ a } Q_p = \frac{32.5 \text{ m}^3 / \text{h}}{\frac{\pi \times 3^2}{4}} = 4.6 \text{ m/h}$$

Observación: El decantador no es capaz de conseguir los rendimientos de depuración esperados.

3.- Análisis del lecho bacteriano

$$C_v = \frac{Q_m L_0}{V} = \frac{300 \text{ m}^3 / \text{d} \cdot 500 \text{ g/m}^3 \cdot 1 \text{ kg} / 1000 \text{ g}}{(\pi \cdot 3^2 \cdot 2) \text{ m}^3} = 2.65 \text{ kgDBO}_5 / (\text{m}^3 \cdot \text{d}); \text{ esta carga orgánica corresponde a un lecho de desbaste.}$$

$$R = 1 - e^{-\frac{K A_s}{C_v}}; \quad K = 0.02 \text{ kg DBO}_5 / (\text{m}^2 \cdot \text{d}); \quad A_s = 65 \text{ m}^{-1}$$

$$R = 1 - e^{-\frac{0.02 \times 65}{2.65}} = 0.39 \rightarrow \text{Rendimiento del 39 \%} \rightarrow L_e = 306 \text{ mg/L}$$

Conclusión: El lecho actualmente no puede satisfacer los objetivos de calidad.

4.- Planteamiento de soluciones

Partiendo de un rendimiento admisible en un lecho bacteriano entre el 80 y 85 % en eliminación de la DBO, el afluente al lecho debería tener una calidad de entre 150 y 200 mg/L de DBO₅. Esto implica que el decantador primario debería conseguir una reducción de la DBO₅ asociada a la materia orgánica en suspensión de entre 60 a 70 %. Este grado de tratamiento no se consigue con una decantación primaria simple (recordemos que solo se consigue reducir entre un 30 a 35 % la DBO₅) pero si con una decantación mejorada con coagulación + floculación que además de materia orgánica en suspensión elimina la parte coloidal llegando a rendimientos del 80 %.

La V_{ASC} en decantación mejorada debe ser menor o igual que 2 m/h. Actualmente, tenemos a Q medio una V_{ASC} de 1.8 m/h, por lo tanto hidráulicamente puede funcionar bien a Qmedio pero no a Qpunta. De modo que, podríamos optar por: 1) poner un tanque de regulación previo para trabajar a Q constante o 2) poner otro decantador con C+F en paralelo de iguales dimensiones que el actual.

Vamos a suponer que con cualquiera de las 2 soluciones para el decantador primario se consigue una reducción de la DBO del 75 %, entonces en el lecho bacteriano:

$$C_v = \frac{0.25 \times 500 \times 300 \div 1000}{(\pi \cdot 3^2 \cdot 2)} = 0.66 \text{ kg DBO}_5 / (\text{m}^3 \cdot \text{d}) \rightarrow \text{media/alta carga}$$

$$R = 1 - e^{-\frac{0.02 \times 65}{0.66}} = 0.86 \rightarrow L_e = 0.14 \times 125 = 18 \text{ mg/L}$$

Observación: Siendo un lecho de media/alta carga es necesario que disponga de decantación secundaria para eliminar los sólidos (biopelícula) desprendidos del lecho, pues, al tratarse de sólidos biológicos poco estabilizados demandarían oxígeno con lo que se incrementaría la DBO del efluente secundario.

Finalmente, la nueva línea quedaría constituida por el pretratamiento existente, regulador de caudal o dos decantadores primarios mejorados con coagulación + floculación, el lecho bacteriano actual y un decantador secundario.

CAPÍTULO 10
FANGOS ACTIVOS



P1.- Diseñar un proceso de fangos activos para un efluente primario que tiene una DBO_5 de 210 mg/L y un contenido de SS de 140 mg/L. El caudal medio es de 150 m³/h y el punta es de 330 m³/h. El efluente del sistema tendrá una $DBO_5 \leq 25$ mg/L. Determinar la geometría del reactor en función de los sistemas de aireación que se pueden utilizar (turbinas y difusores). La temperatura del agua en el reactor se supone constante e igual a 20 °C.

1.- Datos adoptados de funcionamiento del sistema

$$\begin{aligned} X &= 2.000 \text{ mg SSLM/L} \\ \theta_c &= 10 \text{ días} \\ X_r &= 5.000 \text{ mg SSLM/L} \\ Y &= 0.6 \text{ Kg SSV/Kg } DBO_5 \\ k_d &= 0.06 \text{ d}^{-1} \\ NcOx^a &\geq 0,85 \text{ kg O}_2/\text{kg } DBO_5, \text{ eliminada} \end{aligned}$$

2.- Cálculo del volumen del reactor

$$\begin{aligned} V &= \frac{YQ(S_0 - S_f)\theta_c}{X(1 + \theta_c k_d)} \Rightarrow \\ V &= \frac{0.6 \text{ kgSSV/kg} DBO_5 \times 150 \text{ m}^3/\text{h} \times 24 \text{ h/d} (210 - 25) \text{ mg} DBO_5 / \text{L} \times 10 \text{ d}}{2000 \text{ mgSSLM/L} (1 + 10 \text{ d} \times 0.06 \text{ d}^{-1})} = 1249 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

❖ Estimación de la carga másica (CM)

$$CM = \frac{Q(S_0 - S_f)}{XV} = \frac{150 \times 24 (210 - 25)}{2000 \times 1249} = 0.27 \text{ Kg } DBO_5/\text{Kg SSLM/d}$$

❖ Comprobación del Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)

$$TRH_{(a Q_m)} = \frac{V}{Q_m} = \frac{1249 \text{ m}^3}{150 \text{ m}^3/\text{h}} = 8.3 \text{ h} > 4 \text{ h}$$

$$TRH_{(a Q_p)} = \frac{V}{Q_p} = \frac{1249 \text{ m}^3}{330 \text{ m}^3/\text{h}} = 3.8 \text{ h} > 2 \text{ h}$$

3.- Recirculación de fangos

$$R = \frac{Q_r}{Q} \geq \frac{X}{X_r - X} \geq \frac{2000}{5000 - 2000} = \frac{2}{3}$$

En condiciones medias de explotación $\Rightarrow Q_r = 100 \text{ m}^3/\text{h}$

Se instalarán 4+1 bombas de 50 m³/h. Con lo que la capacidad global de recirculación es de 133% de Q_m en condiciones normales y 166% de Q_m en condiciones extraordinarias, pudiendo aportar en situaciones punta los 220 m³/h necesarios.

Para predimensionar la potencia instalada se considera una altura de bombeo de 2 a 3 m.c.a..

4.- Producción de fangos

$$P_f = P_f^a Q(S_0 - S_f)$$

Se toma $P_f^a = 0.9 \frac{\text{kg SS}}{\text{kg DBO}_5}$ (de tabla de diseño de fangos activos convencionales)

$$P_f = 0.9 \frac{\text{kg SS}}{\text{kg DBO}_{5,\text{elim}}} \times 150 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 24 \frac{\text{h}}{\text{d}} \times (210 - 25) \frac{\text{mg DBO}_{5,\text{elim}}}{\text{L}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \times \text{L}}{\text{mg} \times \text{m}^3} = 600 \text{ kgSS/d}$$

Caudal de fango purgado si se realiza desde la línea de recirculación

$$P_f = Q_W X_r \Rightarrow Q_W = \frac{600 \text{ Kg SS/d}}{5 \text{ Kg SS/m}^3} = 120 \text{ m}^3/\text{d}$$

Caudal de fango purgado si se realiza desde el reactor

$$P_f = Q'_W X \Rightarrow Q'_W = \frac{600 \text{ Kg SS/d}}{2 \text{ Kg SS/m}^3} = 300 \text{ m}^3/\text{d}$$

5.- Necesidades de oxígeno (NcOx)

$$NcOx = NcOx^a Q(S_0 - S_f)$$

$$NcOx = 0.85 \frac{\text{kg O}_2}{\text{kg DBO}_{5\text{eliminada}}} \times 150 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times (210 - 25) \frac{\text{mg DBO}_5}{\text{L}} \frac{1}{1000} \frac{\text{kg} \times \text{L}}{\text{mg} \times \text{m}^3} = 23.6 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

Necesidades punta:

$$C_p (\text{por DBO}_5) = 1.5$$

$$C_p (\text{por caudal}) = 2.2 (= 330/150)$$

Factor de reducción de punta (0.7)

$$NcOx^{\text{punta}} = 23.6 \times 1.5 \times 2.2 \times 0.7 = 54.52 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

6.- Sistema de oxigenación

(a) Turbinas

Características generales

Rendimiento de transferencia de oxígeno (60%)

Aportación específica de oxígeno (2kgO₂/kWh)

Rendimiento del motor de las turbinas (90%)

Diseño

- ❖ Capacidad de oxigenación de las turbinas, capaces de satisfacer las necesidades punta

$$NcOx^{\text{punta}}/\text{rendimiento} = 54.5 \text{ kgO}_2/0.6 = 90.86 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

- ❖ Potencia de las turbinas

$$P_t = \frac{90.86 \text{ kgO}_2/\text{h}}{2 \text{ kgO}_2/\text{kWh}} = 45.4 \text{ kW}$$

- ❖ Potencia suministrada a los motores de las turbinas

$$P_m = \frac{P_t}{\eta} = \frac{45.4 \text{ kW}}{0.9} = 50.4 \text{ kW} \times \frac{1 \text{ CV}}{0.735 \text{ kW}} = 68.63 \text{ CV}$$

Por lo que se recomienda la instalación de 3 turbinas de 25 CV

❖ Energía de mezclado

$$\frac{\text{Potencia}_{\text{instalada}}}{\text{Volumen}_{\text{reactor}}} = \frac{75\text{CV} \times 0.735 \frac{\text{kW}}{\text{CV}} \times \frac{1000\text{W}}{\text{kW}}}{1249\text{m}^3} = 44\text{W}/\text{m}^3 > 20\text{W}/\text{m}^3$$

(b) Difusores

Características generales de los difusores de burbuja fina
 Rendimiento de transferencia de oxígeno (12%)
 Contenido de oxígeno en el aire (0.286kgO₂/m³deaire)
 Energía de mezclado 2m³/h.m³reactor

Diseño

❖ Oxígeno que se debe suministrar

$$\text{NcOx}^{\text{punta}}/\text{rendimiento}=54.5 \text{ kgO}_2/0.12=454.2 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

❖ Caudal de aire necesario

$$\frac{454.2\text{kgO}_2/\text{h}}{0.286\text{kgO}_2/\text{m}^3\text{aire}} = 1588\text{m}^3\text{aire}/\text{h}$$

❖ Energía de mezclado necesaria

$$2 \text{ m}^3 \text{ aire/h/m}^3 \text{ reactor} \times 1.249 \text{ m}^3 = 2498 \text{ m}^3 \text{ aire/h}$$

Se instalarían dos soplantes de 1250 m³aire/h y una de reserva

7.- Geometría del reactor

(a) Turbinas

❖ Volumen unitario de cada uno de los tres depósitos prismáticos de base cuadrada

$$\text{Vunitario} = 1249 \text{ m}^3/3 = 416.33 \text{ m}^3$$

❖ Se recomienda la relación entre lado y calado entre 2.5 y 5, se adopta l/h=3

$$\text{Vunitario}=9h^3$$

h=3.6m, con un resguardo de 50cm

$$h_{\text{total}}=3.6+0.5=4.1\text{m}$$

$$l = \sqrt{\frac{416.33\text{m}^3}{3.6\text{m}}} = 10.8\text{m} \approx 11\text{m}$$

(b) Difusores

Características

Ancho=2xcalado

Calado=5m

Resguardo=30cm

$$\text{largo} = \frac{1249\text{m}^3}{5\text{m} \times 10\text{m}} = 25\text{m}$$

Solución : 1 canal de 10 x (5 + 0.3) x 25 m³

P2.- Se pretende poner en marcha (arrancar) un proceso de fangos activos, para cuyo funcionamiento adecuado es necesario alcanzar una concentración de MLSSV de 2000 mg/l.

Se plantea como estrategia no purgar fango en exceso hasta que se haya obtenido la concentración de biomasa indicada.

¿Qué tiempo se tardará en este arranque del proceso?.

DATOS e HIPOTESIS:

- Suponer 100 % de retención de biomasa en el decantador secundario.
- Suponer que la DBO del agua residual afluyente es toda ella disuelta.
- Suponer que la concentración de biomasa del agua residual afluyente es despreciable.
- Suponer que se hace una siembra en el reactor consiguiéndose una concentración inicial de biomasa de 50 mg/l SSV.
- Suponer que durante todo el período de arranque la concentración de substrato se mantiene por encima de 20 mg/l DBO ($S > 20$ mg/l DBO₅).
- Parámetros biocinéticos:

(correspondientes al agua residual tratada, y expresados en SSV, DBO₅ y d^{-1}).

$$\begin{array}{lll} - Y = 0.65 & K = 0.6 & a = 0.6 \\ - K_d = 0.1 & K_s = 0.01 \text{ mg/l} & b = 0.3 \end{array}$$

Del modelo biocinético las variables esenciales vienen expresadas de la siguiente manera:

- ❖ Velocidad de eliminación de substrato

$$\text{Mediante la ecuación de Monod, } \frac{dS}{dt} = \frac{KXS}{K_s + S} = KX$$

en este caso, como el substrato se mantiene por encima de 20mg/l, $S \gg K_s = 0.01$, se desprecia K_s .

- ❖ Velocidad de crecimiento de la biomasa

$$\text{Según Heukelekian: } \frac{dX}{dt} = \left[Y \frac{dS}{dt} - K_d X \right]$$

- ❖ Balance de masa en el sistema

Para calcular el aumento de biomasa en el reactor de volumen "V" se puede realizar un balance de fangos (biomasa) en el sistema, quedando:

$$\Delta X = QX_0 + V \frac{dX}{dt} - QX_e - P_f$$

Como la biomasa afluyente es despreciable: $X_0=0$

Como el decantador secundario retiene todos los sólidos: $X_e=0$

Como no se purgan fangos: $P_f=0$

$$\text{Por tanto, } \Delta X = V \frac{dX}{dt}$$

Utilizando las expresiones de Monod y Heukelekian resulta:

$$\Delta X = V \frac{dX}{dt} = V \left[Y \frac{dS}{dt} - K_d X \right] = V [YKX - K_d] = VX(YK - K_d)$$

$$\text{de donde } \frac{dX}{X} = (YK - K_d) dt$$

integrando:

$$\ln X \Big|_{X_0}^X = (YK - K_d) t \Rightarrow \frac{X}{X_0} = e^{(YK - K_d)t}$$

con lo que el período de arranque dura:

$$t = \frac{\ln \frac{X}{X_0}}{YK - K_d} = \frac{\ln \frac{2000 \text{ mg/L}}{50 \text{ mg/L}}}{0.65 \times 0.6 \text{ d}^{-1} - 0.1 \text{ d}^{-1}} = 12.72 \text{ días}$$

P3.- Un proceso de fangos activos tiene las siguientes características:

| | |
|---|-------------------------------|
| Volumen reactor | 500 m³ |
| Aireación | Difusores burbuja fina |
| - Eficiencia real difusores | 15% |
| - Soplantes | 1+1 |
| - Caudal unitario | 800 m ³ /h |
| Purga de fangos (se realiza en el reactor) | |
| - Caudal | 26 m ³ /d |
| Decantador secundario | Suficiente |
| Recirculación | 4 x 25 m³/h |

Para el actual afluente, con un caudal de 600 m³/d y una carga de DBO de 200 kg/d, se han detectado los siguientes problemas:

| | |
|---|--------|
| - Olores en la cuba | |
| - Rendimiento eliminación DBO disuelta: | 90% |
| - Rendimiento eliminación DBO total: | 70-80% |

¿Es explicable esta situación?

1.- Estimación de la Carga Másica

$$CM = \frac{\text{Carga diaria DBO}}{V \cdot X} = \frac{200 \text{ kgDBO/d}}{500 \text{ m}^3 \cdot X} = \frac{0.4 \frac{\text{kgDBO}}{\text{d} \cdot \text{m}^3}}{X(\text{mg/l})} 10^3 \frac{\text{mg} \cdot \text{m}^3}{\text{kg} \cdot \text{l}}$$

$$CM = \frac{400}{X(\text{mg/l})} \frac{\text{kgDBO}}{\text{kgSSLM} \cdot \text{d}}$$

Para unas concentraciones de SS en un rango entre (1500 y 3500mg/l) resultan los siguientes valores de la carga másica:

$$X=1500\text{mg/l} \Rightarrow CM=0.27\text{kgDBO/kgSSLM.d}$$

$$X=3500\text{mg/l} \Rightarrow CM=0.11\text{kgDBO/kgSSLM.d}$$

Ambos resultan superiores al máximo valor admisible en procesos de baja carga, que es 0.1. Pero para valores normales de X (1500 a 3500), la carga másica se sitúan en valores entre 0.27 y 0.11, no alcanzando ocasionalmente los valores adecuados para funcionamiento en media carga (0.2-0.5).

2.- Cálculo del Tiempo de Retención Celular

Al realizarse la purga de fangos desde el reactor ($X=X_r$), el tiempo de retención celular será:

$$TRC = \frac{V \cdot X}{Q_w \cdot X_r} = \frac{V}{Q_w} = \frac{500 \text{ m}^3}{26 \text{ m}^3/\text{d}} = 19.2 \text{ días}$$

siendo Q_w el caudal de purga desde el reactor.

Como se aprecia, el tiempo de retención celular es muy elevado para ser media carga (>15 días) y algo escaso para baja carga, ya que no se superan los 20 días de TRC.

3.- Tiempo de retención hidráulico

$$TRH = \frac{V}{Q} = \frac{500 \text{ m}^3}{600 \text{ m}^3 / \text{d}} = 0.83 \text{ días} = 20 \text{ h} < 24 \text{ h} \quad (\text{mínimo admisible para aireación prolongada}).$$

Este resultado apoyaría la hipótesis de tratarse de un proceso de baja carga algo sobrecargado, rechazando la posibilidad de un proceso de media carga en el que los tiempos de retención hidráulica son inferiores a 4 horas.

4.- Carga volúmica

$$CV = \frac{\text{Carga diaria DBO}}{V} = \frac{200 \text{ kg DBO/d}}{500 \text{ m}^3} = 0.4 \text{ kg DBO/m}^3 \cdot \text{d}$$

Se estaría en un rango de trabajo adecuado en un proceso convencional de media carga (0.3-0.6), pero se supera la carga volúmica apropiada en un proceso de baja carga (0.1-0.35).

5.- Oxigenación del sistema

❖ Cantidad de oxígeno aportado

Tomando una eficiencia real de transferencia de oxígeno (ξ en tanto por uno) del 15% y no considerando puntas, el consumo de oxígeno del proceso será:

$$O' = \frac{800 \frac{\text{m}^3_{\text{aire}}}{\text{h}} \times 0.286 \frac{\text{kg O}_2}{\text{m}^3_{\text{aire}}} \times 24 \frac{\text{h}}{\text{d}} \times 0.15}{200 \text{ kg DBO}_5 / \text{día} \eta(\%)} = \frac{4.12}{\eta(\%)} \text{ kg O}_2 / \text{kg DBO}_{5\text{eliminado}} \cdot \text{d}$$

Con lo que considerando un rendimiento máximo del 100%, e incluso un factor punta de 2, se tiene:

$$O' \geq 2.06 \text{ kg O}_2 / \text{kg DBO}_{5\text{eliminado}}$$

Luego el suministro de oxígeno al proceso es suficiente, incluso para aireación prolongada.

❖ Caudal de mezcla

El caudal específico de aire para mezclado es:

$$\frac{\text{Caudal unitario}}{\text{Volumen reactor}} = \frac{800 \text{ m}^3 / \text{h}}{500 \text{ m}^3} = 1.6 \text{ m}^3 / \text{h} \cdot \text{m}^3 < 2 \text{ m}^3 / \text{h} \cdot \text{m}^3 \Rightarrow \text{Insuficiente}$$

Por tanto, se trata de una mala mezcla, parte de los SSLM pueden sedimentar en el reactor y al no penetrar el oxígeno en ellos pueden entrar en putrefacción y producir malos olores.

6.- Discusión

En conclusión, dado que los valores (tiempo de retención celular, tiempo de retención hidráulico, carga volúmica y seguramente carga másica) se aproximan mucho a los indicados para un proceso a baja carga, aunque se incumplen, parece tratarse de un proceso de aireación prolongada sobrecargado. Así, el rendimiento de eliminación de la DBO disuelta, 90%, es correcto, pero al sobrepasarse las cargas másica e hidráulica se produciría una mala decantación de la biomasa, dando como resultado un mal rendimiento de la DBO total.

**P4.- Diseñar el proceso de fangos activos (aireación prolongada) de una EDAR de un municipio de 10000 habitantes, el proceso no cuenta con decantación primaria.
Dotación de abastecimiento: 300 L/(hab.día)**

La red de alcantarillado es unitaria.

1.- Hipótesis de partida

- ❖ Caudal unitario de saneamiento

Suponemos que se reduce la dotación de abastecimiento en un 20%, por consumo y pérdidas, y no se producen infiltraciones.

$$Q_{\text{san}} = \text{Dot}_{\text{abas}} \times (1 - 0.2) = 300 \text{ L/hab}\cdot\text{día} \times 0.8 = 240 \text{ L/hab}\cdot\text{día}$$

- ❖ Caudal de tratamiento

$$Q = \text{Población} \times Q_{\text{san}} = \frac{10000 \text{ hab} \times 240 \text{ L/hab} \cdot \text{día} \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{L}}{24 \text{ h/d}} = 100 \text{ m}^3/\text{h}$$

- ❖ Caudal punta

El coeficiente punta para una población de 10000 habitantes es 2.4

$$Q_p = Q_m \times C_p = 100 \text{ m}^3/\text{h} \times 2.4 = 240 \text{ m}^3/\text{h}$$

- ❖ Contaminación por DBO₅

La carga de contaminación, expresada en DBO₅, en el caso de red unitaria es 75 g/hab.d, por tanto la carga orgánica diaria que recibirá la EDAR municipal es:

$$\text{Carga}_T = \text{Población} \times \text{carga de DBO}_5 = 10000 \text{ hab.} \times 75 \text{ g/hab.d} \times 10^{-3} \text{ kg/g} = 750 \text{ kg DBO}_5/\text{d}$$

2.- Cálculo del volumen del reactor

- ❖ Estimación de la concentración de SS en el fango de recirculación

Se elige un decantador secundario de rasquetas, con lo que X_r se estima entre 6000 y 8000 mg/L.

- ❖ Diseño de la instalación de recirculación

La capacidad total instalada mínima es 150%, para un proceso de aireación prolongada.

$$Q_b = 1.5 \times 100 \text{ m}^3/\text{h} = 150 \text{ m}^3/\text{h}$$

Se adopta un número total de bombas de 3 (2+1), incluida la de reserva.
El caudal unitario de bombeo coincide con el caudal mínimo de recirculación.

$$Q_r = \frac{Q_b}{n^\circ \text{ bombas}} = \frac{150 \text{ m}^3/\text{h}}{3} = 50 \text{ m}^3/\text{h}$$

- ❖ Cálculo de la razón de recirculación para caudal medio

$$R = \frac{Q_r}{Q} = \frac{50}{100} = \frac{1}{2}, \text{ en el caso de funcionamiento de una bomba}$$

R=1, si funcionan dos bombas

- ❖ Concentración del licor mezcla en estas condiciones de recirculación

$$X = \frac{X_r R}{1 + R}$$

Calculamos la concentración del licor mezcla en el reactor y en la salida del decantador para una razón de recirculación de valores 0.5 y 1.

| | | | | |
|----------------|------|------|------|------|
| R | 1/2 | | 1 | |
| X _r | 6000 | 8000 | 6000 | 8000 |
| X | 2000 | 2667 | 3000 | 4000 |

Como la concentración en el reactor debe ser inferior a 3500 mg/L, el régimen normal de recirculación será ½. Si la concentración en el decantador baja a 6000 mg/L, se pasaría a un régimen de recirculación R=1, obteniendo que la concentración media en el reactor será de 2600 mg/L.

- ❖ Cálculo del volumen del reactor

$$\text{Carga másica} = \frac{\text{Carga Diaria}}{VX} < 0.1 \text{ kg DBO}_{5i} / \text{d} \cdot \text{kgSSLM (para aireación prolongada)}$$

$$V \geq \frac{750 \text{ kg DBO}_{5i} / \text{d}}{2600 \text{ mgSSLM/L} \times 0.1 \text{ kg DBO}_{5i} / \text{d} \cdot \text{kgSSLM}} \times 10^3 \frac{\text{m}^3 \cdot \text{mg}}{\text{L} \cdot \text{kg}} = 2885 \text{ m}^3$$

3.- Producción de fango

Supuesto un rendimiento óptimo del sistema del 95% (máxima producción de fangos), y considerando la máxima producción específica de fangos, para un proceso de aireación prolongada,

$$P_f^a \leq 0.5 \text{ kgSS} / \text{kg DBO}_{5\text{eliminada}}$$

$$P_f = 0.5 \frac{\text{kg SS}}{\text{kg DBO}_{5\text{eliminada}}} \times 750 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{día}} \times 0.95 \frac{\text{kg DBO}_5\text{eliminada}}{\text{kg DBO}_5} = 356 \frac{\text{kg SS}}{\text{día}}$$

Si se purga desde la recirculación, el caudal a bombear es:

$$Q_w = \frac{P_f}{X_r} = \frac{356 \frac{\text{kg SS}}{\text{día}}}{8000 \frac{\text{mg SS}}{\text{L}} \times \frac{1}{10^6} \frac{\text{kg}}{\text{mg}} \times 10^3 \frac{\text{L}}{\text{m}^3}} \cong 45 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Si el circuito de recirculación se temporiza y se realiza la purga de fangos con la misma bomba de recirculación:

$$\frac{Q_w}{\text{Capacidad}} = \frac{45 \text{ m}^3 / \text{d}}{50 \text{ m}^3 / \text{h}} \times 60 \text{ min/h} = 54 \text{ min/día}$$

distribuyendo la purga a lo largo del día: $\frac{54 \text{ min/día}}{24 \text{ h/día}} = 2.25 \text{ min/h}$

la purga estará abierta 54 minutos cada día, y realizando una purga cada hora ésta durará 2.25 minutos.

4.- Diseño del sistema de aireación

Se escogen turbinas.

❖ Cálculo de las necesidades de oxígeno

El rendimiento (r) máximo de eliminación de DBO₅ es del 95%, el consumo específico mínimo de oxígeno 2 kg O₂/kg DBO_{5 el.} y el coeficiente punta, por tratarse de un proceso de baja carga, la unidad.

$$NcOx^a = 2kgO_2 / kgDBO_{5eliminada}$$

$$NcOx^{punta} = NcOx^a Carga_T r_{m\acute{a}x} C_p$$

$$NcOx^{punta} = 2 \frac{kg O_2}{kg DBO_5} \times 750kgDBO_5 / d \times 0.95 \times 1 = 1425kgO_2 / d = 59.4kgO_2 / h$$

❖ Potencia instalada

La potencia del motor (considerando un factor de paso de condiciones estándar a condiciones reales, de 0.6, y una capacidad específica de oxigenación de 2 kgO₂/kWh), para un rendimiento del motor del 90%, es:

$$P_m = \frac{NcOx^{punta}}{CTC_{eO_2} \eta} = \frac{59.4 \frac{kgO_2}{hora}}{0.6 \times 2 \frac{kg O_2}{kw \cdot h} \times 0.9} = 55kW \times \frac{1CV}{0.735kW} = 75CV$$

Se adoptan 4 turbinas de 20 CV cada una (inicialmente también se podrían haber tomado 3 turbinas de 25 CV).

5.- Dimensiones del reactor

Tomando $h = l/3$,

$$V_{necesario} = 4l^2 \frac{l}{3} = 2885m^3 \Rightarrow l \cong 13m \Rightarrow h = 4.3m$$

Al calado se añade un resguardo de 0.5 metros.

Con las dimensiones adoptadas el volumen total del reactor será:

$$V_{\acute{u}til} = 4l^2 h = 2907m^3$$

Comprobaciones

$$TRH = \frac{V}{Q} = \frac{2907 m^3}{104 m^3 / h} \cong 28 h > 24h \Rightarrow \text{VÁLIDO}$$

$$\text{Energía de mezcla} = \frac{\text{Potencia}}{V} = \frac{80 CV \times 0.735 kW/CV}{2907 m^3} = 20.2W/m^3 > 20W/m^3 \Rightarrow \text{VÁLIDO}$$

Sin embargo, no serían suficientes tres turbinas de 25CV.

$$C.V. = \frac{\text{Carga}_T}{V} = \frac{750 kg/d}{2907 m^3} = 0.26 kg/m^3 \cdot d < 0.3kg/m^3 \cdot d \Rightarrow \text{VÁLIDO}$$

6.- Diseño del decantador secundario

❖ Superficie necesaria

- por limitación de la velocidad ascensional

$$\frac{Q_m}{S_h} < 0.5 \text{ m/h} \Rightarrow S_h > \frac{Q_m}{0.5 \text{ m/h}} = \frac{100 \text{ m}^3/\text{h}}{0.5 \text{ m/h}} = 200 \text{ m}^2$$

$$\frac{Q_p}{S_h} < 0.9 \text{ m/h} \Rightarrow S_h > \frac{Q_p}{0.9 \text{ m/h}} = \frac{100 \times 2.4 \text{ m}^3/\text{h}}{0.9 \text{ m/h}} = 267 \text{ m}^2$$

- por limitación de la carga superficial o carga de sólidos

$$\frac{(Q_m + Q_r)X}{S_h} < 2.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} \Rightarrow S_h > \frac{(Q_m + Q_r)X}{2.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}} = \frac{(100 + 50) \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 2600 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{l}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3}}{1.8 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h}} = 217 \text{ m}^2$$

$$\frac{(Q_p + Q_{rp})X}{S_h} < 4.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} \Rightarrow S_h > \frac{(Q_p + Q_{rp})X}{5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}} = \frac{(240 + 120) \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 2600 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{l}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3}}{3.2 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h}} = 292.5 \text{ m}^2$$

Como mínimo la superficie debe ser 292.5 m², que supone un diámetro de:

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 292.5 \text{ m}^2}{\pi}} = 19.3 \cong 20 \text{ m}, \text{ con lo que resulta una superficie de } 314 \text{ m}^2$$

❖ Volumen

A Q_m TRH > 3h

$$\text{TRH} = \frac{V}{Q_m} = \frac{V}{100 \text{ m}^3/\text{h}} > 3\text{h} \Rightarrow V > 300 \text{ m}^3$$

Adoptando una altura de 1.7m, incluyendo el resguardo, obtenemos un volumen suficiente

❖ Carga sobre vertedero

$$\text{Carga sobre vertedero} = \frac{Q}{\text{Longitud del vertedero}}$$

$$A Q_m \quad \frac{100 \text{ m}^3/\text{h}}{2\pi 10 \text{ m}} = 1.6 \frac{\text{m}^3}{\text{h} \cdot \text{m}} < 12 \text{ VÁLIDO}$$

$$A Q_p \quad \frac{240 \text{ m}^3/\text{h}}{2\pi 10 \text{ m}} = 3.8 \frac{\text{m}^3}{\text{h} \cdot \text{m}} < 20 \text{ VÁLIDO}$$

P5.- Un proceso real de fangos activos tiene las características físicas y funcionales que se indican:

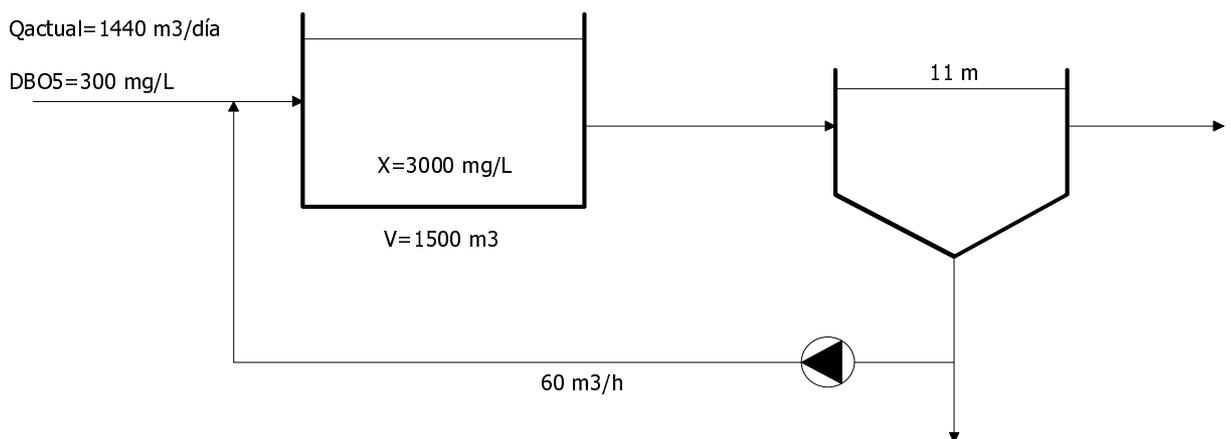
DATOS:

| | |
|--|--------------------------------|
| Caudal afluente de agua a tratar | 1.440 m³/día |
| DBO₅ afluente al proceso | 300 mg/l |
| Volumen del reactor | 1.500 m³ |
| X | 3.000 mg/l MLSS |
| Recirculación | |
| Número de bombas | 1 |
| Caudal unitario | 60 m³/h |
| Decantador secundario | |
| Diámetro | 11 m |

En el futuro se pretende incorporar un nuevo vertido, del doble de caudal que el actual pero de iguales características, con lo que la depuradora debería tratar el triple del caudal actual.

Se pide:

- **¿Será obligatorio cambiar o aumentar el depósito del reactor?**
- **¿Será obligatorio cambiar o aumentar el decantador secundario?**



El caudal a tratar con la modificación futura será:

$$Q = 3 \times 1440 \text{ m}^3/\text{día} = 4320 \text{ m}^3/\text{día} = 180 \text{ m}^3/\text{h}$$

1.- Estudio de la capacidad del reactor

Suponiendo que se consigue alcanzar la concentración de 3000 mg/L de SSLM, la carga másica con el nuevo caudal será:

$$CM = \frac{4320 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \times 300 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{1500 \text{ m}^3 \times 3000 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} = 0.288 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{kg SSLM} \cdot \text{día}}$$

Este valor sitúa el proceso como convencional de media carga ($0.3-0.5 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{kg SSLM}\cdot\text{día}}$), si bien convendría bajar la concentración de SSLM en el reactor (X), aumentando la purga de fangos, para ajustarse mejor al valor de la carga másica de funcionamiento óptimo del proceso.

No es necesario modificar las dimensiones del reactor.

2.- Estudio del comportamiento de la decantación secundaria

- ❖ Comprobación de la velocidad ascensional

$$V_{\text{asc}}(Q_m) = \frac{180 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{\frac{\pi \cdot 11^2}{4}} = 1.89 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

Este valor es superior a los 0.8 m/h de diseño de la decantación secundaria para procesos de media carga, por tanto es necesaria más superficie de decantación.

- ❖ Cálculo de la carga de sólidos (CS) suponiendo que no se modifica la recirculación

$$CS = \frac{\left(180 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} + 60 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right) \times 3000 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{mg}} \times 10^3 \frac{\text{L}}{\text{m}^3}}{\frac{\pi \cdot 11^2}{4}} = 7.58 \frac{\text{kg SS}}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}$$

Este valor es superior a los $4 \frac{\text{kg SS}}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}$ de diseño, por lo que se necesita más superficie de decantación.

Para que la decantación secundaria funcione correctamente es necesario aumentar el área de decantación, aproximadamente, 2.4 veces ($1.89/2.4=0.79 < 0.8 \text{m/h}$).

P6.- Un proceso real de fangos activos tiene las características físicas y funcionales que se indican:

| | |
|---|-------------------------------|
| Características del afluente | |
| Caudal | 1440 m³/día |
| DBO₅ | 300 mg/l |
| Volumen del reactor | 1500 m³ |
| X | 3000 mg/l MLSS |
| Rendimiento de eliminación de DBO₅ | 85 % |
| Aireación | por difusores |
| K_{la} (o K₂) en condiciones reales | 100 d⁻¹ |
| Oxígeno disuelto de saturación | 10 mg/l |
| Oxígeno disuelto afluente al reactor | 0 mg/l |
| Oxígeno disuelto en el reactor | 0 mg/l |
| Recirculación | |
| Número de bombas | 1 |
| Caudal unitario | 60 m³/h |

Se pide:

Determinar el valor del consumo específico de oxígeno que se está dando en dicho proceso de fangos activos. ¿Es mucho?

1.- Cálculo del consumo de oxígeno (CO) en el proceso

- ❖ Cálculo del consumo diario de oxígeno

$$CO = V \frac{dOD}{dt} = VK_{la}(OD_s - OD)$$

Sustituyendo

$$CO = 1500m^3 \times 100d^{-1} \times (10mg/L - 0mg/L) \times 10^{-3} L/m^3 = 1500 kg O_2 / día$$

- ❖ Cálculo del consumo específico de oxígeno

$$NO' = \frac{1500kg O_2 / día}{367.2 kg DBO_5 / día} = 4.08 \frac{kg O_2}{kg DBO_5}$$

2.- Estimación de las necesidades teóricas de oxígeno

- ❖ Cálculo de la eliminación de DBO₅

$$B' = QS_0R(\%) = 1440 \frac{m^3}{d} \times 300 \frac{mg}{L} \times 10^{-3} \frac{kg \cdot L}{mg \cdot m^3} \times 0.85 = 367.2 kg DBO_5 / día$$

- ❖ Cálculo de la carga másica (CM)

$$CM = \frac{1440m^3 / día \times 300mg/L}{1500m^3 \times 3000mg/L} = 0.096 \frac{kg DBO_5}{kg MLSS \cdot día}$$

Este valor indica que se trata de un proceso de aireación prolongada. En estos procesos el valor del consumo específico de oxígeno adoptado por diseño es $\geq 2 \frac{kg O_2}{kg DBO_5}$, por lo que

habría que esperar valores reales iguales o similares a dicho valor. Por lo tanto, en este caso el consumo específico de oxígeno real es muy grande (4.08).

P7.- Se puede suponer que una laguna aireada es un proceso de fangos activos sin decantación secundaria, de alto rendimiento y baja capacidad de depuración. Suponiendo que en una laguna aireada hay una concentración de biomasa de 100 mgSS/L y una concentración de algas de 0 mg/l.

Calcular el volumen de laguna aireada para un agua residual afluyente al proceso de:

$$\begin{array}{ll} Q_a & 960 \text{ m}^3/\text{d} \\ \text{DBO}_5 & 250 \text{ mg/L} \end{array}$$

NOTA: Suponer que no hay enfriamiento del agua en la laguna, es decir, la temperatura de ésta es igual a la del agua residual.

❖ Al no existir decantador secundario no hay recirculación, luego la concentración de sólidos en suspensión en el licor mezcla (SSLM) o concentración de microorganismos (X) es directamente 100 mg/l.

❖ Se trata de un proceso de baja carga o de aireación prolongada ya que:
 - El rendimiento es alto con lo que se reduce la carga.
 - La capacidad de depuración es pequeña (significa una velocidad de eliminación del substrato $\frac{dS}{dt}$ lenta o baja).

❖ Carga de DBO_5

$$B = Q_a \times [\text{DBO}_5] = 960 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 250 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{L}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3} = 240 \text{ kg DBO}_5 / \text{d}$$

❖ Carga másica

Al tratarse de un proceso de aireación prolongada la carga másica debe ser inferior a $0.1 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{kg MLSS} \cdot \text{día}}$

❖ Volumen de la laguna

$$CM = \frac{B}{VX} \Rightarrow V > \frac{B}{CMX} = \frac{240 \text{ kg DBO}_5 / \text{d}}{0.1 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{kg SSLM} \cdot \text{d}} \times 100 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{L}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3}} = 24000 \text{ m}^3$$

❖ Tiempo de Retención Hidráulico

$$\text{TRH} = \frac{V}{Q_a} = \frac{24000 \text{ m}^3}{960 \text{ m}^3 / \text{d}} = 25 \text{ d} > 24 \text{ h}$$

El volumen es adecuado, resulta mucho mayor que el recomendado para procesos de aireación prolongada a causa de la baja concentración de biomasa.

P8.- Un proceso de fangos activos tiene las siguientes características:

| | |
|--|----------------------------|
| Caudal medio | 60 m³/h |
| Caudal punta | 120 m³/h |
| DBO₅ | 200 mg/l |
| Volumen del reactor | 700m³ |
| Superficie del decantador secundario | 100 m² |
| Recirculación | 1+1 bombas |
| Caudal de cada bomba | 45m³/h |
| Concentración de SSLM en la recirculación | 8.000 mg/l |
| Una turbina con 20 CV de potencia | |

Se pide:

- **Carga másica del proceso**
- **Tipo de proceso.**
- **¿Es suficiente con la turbina indicada para el buen funcionamiento del proceso?**

1.-Cálculo de la carga másica

- ❖ Caudal diario de tratamiento
 $Q_d = 60 \text{ m}^3/\text{h} \times 24 \text{ h/d} = 1440 \text{ m}^3/\text{d}$

- ❖ Biomasa
 La concentración de SS en el licor mezcla (MLSS) depende de la capacidad de concentración de la biomasa en el fondo del decantador secundario, X_r , la cual interesa que sea máxima (normalmente toma un valor menor a 8000 mg/l en ARU).

$$Q_r X_r = (Q + Q_r) X$$

$$X = \frac{Q_r X_r}{Q + Q_r} = \frac{45 \text{ m}^3/\text{h} \times 8000 \text{ mg/L}}{(60 + 45) \text{ m}^3/\text{h}} = 3000 \text{ mg/L} (< 3500 \text{ mg/L})$$

- ❖ Carga másica

$$CM = \frac{Q [DBO_5]_i}{VX} = \frac{1440 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 200 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg DBO}_{5_i} \cdot \text{L}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3}}{700 \text{ m}^3 \times 3000 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg MLSS} \cdot \text{L}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3}} = 0.14 \frac{\text{kg DBO}_{5_i}/\text{d}}{\text{kg MLSS}}$$

2.- Tipo de proceso

Al ser la carga másica $< 0.15 \text{ kg DBO}_{5_i}/\text{kg SSLM} \cdot \text{d}$ el proceso está funcionando como aireación prolongada o baja carga (según tabla 13.2, Qasim), aunque es un proceso sobrecargado para los valores que normalmente adoptamos para una aireación prolongada ya que la carga másica se suele limitar en un valor máximo de $0.1 \text{ kg DBO}_{5_i}/\text{kg SSLM} \cdot \text{d}$.

Comprobación de otros parámetros:

$$TRH = \frac{700 \text{ m}^3}{1440 \text{ m}^3/\text{día}} = 0.486 \text{ días} = 11.7 \text{ h} < 24 \text{ h}$$

$$CV = \frac{1440 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 200 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{mg}} \times 10^3 \frac{\text{L}}{\text{m}^3}}{700 \text{ m}^3} = 0.41 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{m}^3 \cdot \text{d}} > 0.35 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{m}^3 \cdot \text{d}}$$

Tanto el tiempo de retención hidráulica como la carga volúmica exceden los valores recomendados para un proceso de aireación prolongada. El volumen del reactor no es suficiente.

3.- Comprobación de la turbina

❖ Cálculo de la carga eliminada

Se calculan las necesidades de oxígeno para las condiciones de máxima de demanda que se producen para un rendimiento máximo de eliminación de la DBO₅ (95%).

$$\text{Carga}_{\text{eliminada}} = Q[\text{DBO}_5]_i \frac{r(\%)}{100}$$

$$\text{Carga}_{\text{eliminada}} = 1440 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 200 \frac{\text{mgDBO}_{5i}}{\text{L}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{L}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3} \times \frac{95}{100} = 273.6 \text{kg/d}$$

❖ Oxigenación del sistema

Con un consumo específico de oxígeno de 2 kg de O₂ por kg de carga eliminada en el reactor se necesitarán, teniendo en cuenta que es baja carga por lo que la punta es despreciable:

$$\text{NcOx} = 2 \frac{\text{kgO}_2}{\text{kgDBO}_{5e}} \times 273.6 \frac{\text{kgDBO}_{5e}}{\text{d}} \times \frac{1 \text{ d}}{24 \text{ h}} = 22.8 \frac{\text{kgO}_2}{\text{h}}$$

La turbina podrá suministrar la siguiente cantidad de oxígeno en condiciones reales:

Aportación específica de oxígeno en condiciones estándar: 2kg/kWh

Rendimiento de transferencia de oxígeno: 60%

Rendimiento del motor: 90%

$$\text{CO}_{\text{real}} = 20 \text{ CV} \times 0.735 \text{ kW} \times 0.9 \times 2 \text{ kg O}_2 / \text{kWh} \times 0.6 = 15.9 \text{ kg O}_2 / \text{h} < 22.8 \text{ kg O}_2 / \text{h}$$

Por lo tanto la turbina no puede abastecer todas las necesidades de oxígeno del proceso.

❖ Energía de mezcla

La energía de mezcla dada por la turbina es:

$$\frac{20 \text{ CV} \times 0.735 \text{ kW} / \text{CV} \times 10^3 \text{ W} / \text{kW}}{700 \text{ m}^3} = 21 \text{ W/m}^3 > 20$$

La turbina instalada sí es capaz de proporcionar la energía necesaria para la mezcla.

3.- Diagnóstico

Hay que cambiar la turbina por otra de potencia superior, capaz de suministrar 22.8 kg O₂ en condiciones reales, para conseguir el aporte de oxígeno necesario. Parece que el caudal de vertido ha aumentado, sobrecargando el proceso y dejándolo algo pequeño.

P9.-Diseñar un proceso de fangos activos para un efluente primario que tiene una DBO_5 de 210 mg/L y un contenido de SS de 140 mg/L. El caudal medio es de 150 m³/h y el punta es de 330 m³/h. El efluente del sistema deberá tener una $DBO_5 \leq 25$ mg/L.

Características del sistema

| | |
|--------------------------------------|-----------------------|
| X | 2000 mg SSLM/L |
| θ_c | 10 días |
| X_r | 8000 mg SSLM/L |
| Y | 0.6 kg SSV/Kg DBO_5 |
| k_d | 0.06 d ⁻¹ |
| Relación SSV/SS en el afluente | 75% |
| SSV no biodegradables en el afluente | 40% SSV |
| SSV en la biomasa | 90% |

1.- Cálculo del volumen del reactor

- ❖ Determinación de la carga másica

$$\text{Sabido que: } YCM - k_d = \frac{1}{\theta_c}$$

Po lo tanto, la carga másica eliminada según el diseño será:

$$CM_e = \left(\frac{1}{\theta_c} + k_d \right) \frac{1}{Y} \Rightarrow CM_e = \left(\frac{1}{10} + 0.06 \right) \times \frac{1}{0.6} = 0.267 \frac{\text{kg } DBO_{5e}}{\text{kg SSVLM} \cdot \text{día}}$$

y expresándolo en la forma tradicional, la carga másica introducida será:

$$CM = CM_e \times \frac{DBO_{5i}}{DBO_{5e}} \times \frac{SSVLM}{SSLM}$$

$$CM = 0.267 \frac{\text{kg } DBO_{5e}}{\text{kg SSVLM}} \times \frac{210}{210 - 25} \frac{\text{mg } DBO_{5i}}{\text{mg } DBO_{5e}} \times 0.9 \frac{SSVLM}{SSLM} = 0.27 \frac{\text{kg } DBO_{5i}}{\text{kg SSVLM} \cdot \text{día}}$$

Por otra parte, como:

$$CM_e = \frac{Q(S - S_0)}{VX} \quad \Rightarrow \quad V = \frac{Q(S - S_0)}{CM_e X}$$

$$V = \frac{150 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 24 \frac{\text{h}}{\text{d}} \times (210 - 25) \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{L}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3}}{0.267 \frac{\text{kg } DBO_{5e}}{\text{kg SSVLM} \cdot \text{d}} \times 2000 \frac{\text{mg SSVLM}}{\text{L}} \times 0.9 \frac{SSVLM}{SSLM} \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{L}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3}} = 1386 \text{ m}^3$$

- ❖ Comprobación del Tiempo de Retención Hidráulico (TRH)

$$TRH_{(Qm)} = \frac{V}{Qm} = \frac{1386 \text{ m}^3}{150 \text{ m}^3/\text{h}} = 9.24 \text{ h} > 4 \text{ h}$$

$$TRH_{(Qp)} = \frac{V}{Qp} = \frac{1386 \text{ m}^3}{330 \text{ m}^3/\text{h}} = 4.2 \text{ h} > 2 \text{ h}$$

2.- Diseño de la recirculación de fangos

$$R \geq \frac{X}{X_r - X} \geq \frac{2000}{8000 - 2000} = \frac{1}{3} \quad (33\%)$$

Solución: 2 + 1 bombas de 50 m³/h (Capacidad global 100 % de recirculación)
h de bombeo : 2 - 3 m.c.a.

3.- Producción de fangos

❖ Método 1

$$P_f = P_f^a Q(S_0 - S_f)$$

Siendo:

P_f^a = Producción específica de fangos

$$P_f^a = 0.9 \frac{\text{kg SS}}{\text{kg DBO}_5 \text{ eliminados}} \text{ para fangos activos convencionales de media carga.}$$

Este valor corresponde al máximo esperado de fangos e incluye no sólo las células formadas sino también los sólidos afluentes eliminados en el decantador secundario.

$$P_f = 0.9 \frac{\text{kg SS}}{\text{kg DBO}_{5e}} \times 150 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 24 \frac{\text{h}}{\text{d}} \times (210 - 25) \frac{\text{mg DBO}_{5e}}{\text{L}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{L}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3} = 600 \frac{\text{kg SS}}{\text{d}}$$

❖ Método 2

A partir del tiempo de retención celular:

Producción de biomasa:

$$P_B = \frac{V \cdot X}{\theta_c} = \frac{1386 \text{ m}^3 \times 2000 \text{ mg SS/L} \times 10^{-6} \text{ kg/mg} \times 10^3 \text{ L/m}^3}{10 \text{ días}} = 277.2 \text{ kg SS/día}$$

Fango procedente de los sólidos del afluente:

Sólo los sólidos suspendidos volátiles biodegradables producirán biomasa y ya están considerados en el cálculo anterior. Por lo tanto habrá que tener en cuenta los sólidos suspendidos fijos y los volátiles no biodegradables.

$$P_{ss} = QSS_0 (\%SSF + \%SSVNB)$$

$$P_{ss} = 150 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 24 \frac{\text{h}}{\text{d}} \times 140 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times (0.25 + 0.75 \times 0.4) \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{L}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3} = 277.2 \text{ kg SS/día}$$

Por tanto la producción total de fangos será:

$$P_F = P_B + P_{SS} = 277.2 + 277.2 = 554.4 \text{ kg SS/día}$$

Esta cantidad es menor que la calculada anteriormente. Esta es la producción total de fangos que será extraída por la purga de fangos y por el efluente. El caso más desfavorable para el diseño de la línea de fango será considerar que el efluente no tiene SS y que todos los fangos producidos son extraídos por dicha línea.

En otro caso, si el efluente tuviera la máxima concentración permitida (35 mg/L) la cantidad de fango extraída por la purga sería:

$$P_f - Q_{SS_e} = 554.4 \frac{\text{kgSS}}{\text{d}} - 150 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 24 \frac{\text{h}}{\text{d}} \times 35 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{L}}{\text{mg} \cdot \text{m}} = 428.4 \text{ kg SS/día}$$

- ❖ Caudal de fango purgado (si se considera el primer valor calculado)

Si se hace desde la línea de recirculación:

$$P_f = Q_w X_R \Rightarrow Q_w = \frac{599.44 \text{ Kg SS/d}}{8 \text{ Kg SS/m}^3} \cong 75 \text{ m}^3 / \text{d}$$

Si se hace desde el reactor:

$$P_f = Q_w' X \Rightarrow Q_w' = \frac{599.44 \text{ Kg SS/d}}{2 \text{ Kg SS/m}^3} \cong 300 \text{ m}^3 / \text{d}$$

4.- Aireación

- ❖ Necesidades de oxígeno (NO)

$NO' \geq 0.85 \text{ kgO}_2/\text{kgDBO}_{5, \text{ elim.}}$ (Necesidad específica de oxígeno)

$$NO = 0.85 \frac{\text{kgO}_2}{\text{kgDBO}_{5e}} \times 150 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times (210 - 25) \frac{\text{mgDBO}_{5e}}{\text{L}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{L}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3} = 23.6 \text{ kgO}_2 / \text{h}$$

Necesidades punta:

C_p (por DBO_5)=1.5

C_p (por caudal)=2.2 (=330/150)

Factor de reducción de punta=0.7

$$NO^{\text{punta}} = 1.5 \times 2.2 \times 0.7 \times 23.6 = 54.52 \text{ kgO}_2 / \text{h}$$

- ❖ Sistemas de oxigenación

- Turbinas

Considerando el paso de condiciones de ensayo con agua limpia a condiciones reales de funcionamiento ($\eta=0.6$),

Capacidad de oxigenación de turbinas : $54.5/0.6 = 90.86 \text{ kg O}_2/\text{h}$

Considerando una capacidad específica de oxigenación de la turbina de $2 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$,

$$\text{Potencia de las turbinas: } \frac{90.86 \text{ kgO}_2 / \text{h}}{2 \text{ kgO}_2 / \text{kWh}} = 45.4 \text{ kW}$$

Considerando un rendimiento de moto-reductor del 90%,

$$\text{Potencia de motor turbinas: } \frac{45.4 \text{ kW}}{0.9} = 50.5 \text{ kW} \times \frac{1 \text{ CV}}{0.735 \text{ kW}} = 68.7 \text{ CV}$$

Se instalan 3 turbinas de 25 CV.

Energía de mezclado

$$\frac{75 \text{ CV} \times 0.735 \text{ kW} / \text{CV} \times 1000 \text{ W} / \text{kW}}{1386 \text{ m}^3} = 39.8 \frac{\text{W}}{\text{m}^3} > 20 \frac{\text{W}}{\text{m}^3}$$

- Difusores

Se adoptan de burbuja fina con un rendimiento real en la transferencia de oxígeno del 12%.

$$\text{Oxígeno a suministrar: } \frac{54.5 \text{ kgO}_2 / \text{h}}{0.12} = 454.2 \text{ kgO}_2 / \text{h}$$

$$\text{Caudal de aire necesario: } \frac{454.2 \text{ kgO}_2 / \text{h}}{0.286 \text{ kgO}_2 / \text{m}^3 \text{aire}} = 1588 \text{ m}^3 \text{aire} / \text{h}$$

Por condiciones de mezclado será necesario aumentar el aire suministrado.

$$\text{Energía de mezclado necesaria: } 2 \frac{\text{m}^3 \text{aire} / \text{h}}{\text{m}^3 \text{reactor}} \times 1386 \text{ m}^3 \text{reactor} = 2772 \text{ m}^3 \text{aire} / \text{h}$$

Soplantes: 2+1 de 1400 m³ aire/h

5.- Geometría del reactor

- Turbinas

$$V_{\text{unitario}} = \frac{1386 \text{ m}^3}{3} = 462 \text{ m}^3 \quad 1386 \text{ m}^3 / 3 = 462 \text{ m}^3$$

Se recomienda $l/h=3$

$$V_{\text{unitario}} = 9h^3 \rightarrow h = 3.72 \rightarrow l = 11.1 \text{ m} \approx 11 \text{ m}$$

$$h_{\text{total}} = \frac{462}{11 \times 11} = 3.8 \text{ m}$$

al calado debe añadirse un resguardo libre de 0.5 m

- Difusores

Se recomienda que el ancho sea dos veces el calado

Tomando $h=3.5 \text{ m}$

$$l = \frac{1386 \text{ m}^3}{3.5 \text{ m} \times 7 \text{ m}} = 57 \text{ m}$$

Solución adoptada: 2 canales paralelos de $7 \times (3.5 + 0.3) \times 29 \text{ (m)}$.

En el caso de tomar una profundidad de 5 m, se tendrán 2 canales de $10 \times (5 + 0.3) \times 14 \text{ (m)}$.

P10.- En un municipio de 10.000 habitantes, con un aumento de población estacional (julio-agosto) de 3000 habitantes y un crecimiento esperado del 5% anual acumulado en cada tipo de población, funciona una EDAR de fangos activos.

Características del saneamiento:

Red unitaria

Aliviadero (vierte por encima de 500 m³/h)

Rejas de desbaste

Decantador primario (calado 2.8 m; diámetro 15m)

Decantador secundario (calado 2.8 m; diámetro 18 m)

Aireación (turbinas)

Reactor 3 tanques de 500 m³

Han aparecido fisuras en los tanques del reactor por lo que se quiere aprovechar la etapa de reparación para ampliar la instalación con el fin de tener cobertura suficiente para los próximos diez años y cumplir la legislación vigente.

Estudiar la ampliación de la planta y definir un plan de obras y de explotación de la planta.

1.- Condiciones de funcionamiento

❖ Caudes

$$P_t = P_0(1+r)^t$$

$$P_{10Inv.} = 10000(1+0.05)^{10} \approx 16300\text{hab}$$

$$P_{10Ver.} = 13000(1+0.05)^{10} \approx 21200\text{hab}$$

Al ser una población de importante actividad turística tendrá un consumo elevado, especialmente los meses de julio y agosto. Tomando como base el consumo actual del municipio de Oleiros, de características similares, se supone que la dotación puede estabilizarse dentro de diez años en 350 l/hab· día. Se considera que los gastos de agua (pérdidas en la red de abastecimiento y riego de jardines es de un 40% y los volúmenes de infiltración en la red de saneamiento son del 10%), lo que arroja un caudal medio en la EDAR de 245 l/hab·día.

En invierno:

$$Q_m = 245 \frac{l}{\text{hab}\cdot\text{día}} \times 16300\text{hab} \times \frac{m^3}{1000l} \times \frac{\text{día}}{24h} = 167m^3/h$$

$$Q_p = 167 \times 2.4 = 400m^3/h$$

En verano:

$$Q_m = 245 \frac{l}{\text{hab}\cdot\text{día}} \times 21200\text{hab} \times \frac{m^3}{1000l} \times \frac{\text{día}}{24h} = 216m^3/h$$

$$Q_p = 216 \times 2.4 = 519m^3/h$$

El aliviadero rechaza el caudal punta en tiempo seco y estival por lo que habrá que recrearlo, al menos a 700 m³/h, permitiendo un caudal máximo de 3.2 veces el caudal medio estival. Y se coloca un aliviadero previo al tratamiento biológico de 525 m³, que se adoptará como caudal punta de verano.

Sería preciso hacer un estudio completo del saneamiento municipal. Podría ser recomendable que la ampliación de la red de alcantarillado se hiciera en sistema separativo, pues cabe la posibilidad de que los colectores actuales acaben siendo insuficientes y se daría opción a un tratamiento diferenciado de las aguas de lluvia. También sería necesario hacer un estudio de caudales que nos permitan conocer los caudales que llegan a la depuradora con mayor precisión.

❖ Cargas de contaminación

Invierno

$$\text{DBO}_5 = 75 \times 16300 = 1222.5 \text{ kg/día}$$

$$\text{SS} = 90 \times 16300 = 1467 \text{ kg/día}$$

Verano

$$\text{DBO}_5 = 75 \times 21200 = 1590 \text{ kg/día}$$

$$\text{SS} = 90 \times 21200 = 1908 \text{ kg/día}$$

❖ Concentraciones

$$[\text{DBO}_5] = \frac{1222.5 \times 1000}{167 \times 24} = 305 \text{ mg/l}$$

$$[\text{SS}] = \frac{1467 \times 1000}{167 \times 24} = 366 \text{ mg/l}$$

❖ Condiciones de vertido

Por el R.D. 509/1996, que desarrolla el R.D. de transposición de la normativa comunitaria sobre tratamiento de aguas residuales urbanas se requerirá, si no existen modificaciones posteriores, para el 2010, dado que el medio receptor no se ha declarado sensible ni es medio marino, un tratamiento secundario que permita un porcentaje mínimo de reducción de DBO_5 del 70 al 90% con una concentración de 25 mg/l y para SS una reducción del 90% y una concentración de salida de 35 mg/l.

2.- Comprobación del decantador primario

$$\frac{Q_{\text{máx}}}{S_h} \leq V_{\text{ascensional máx. a } Q_{\text{máx}}} = 2.5 \text{ m/h} \quad \Rightarrow \quad S_h > \frac{700 \text{ m}^3/\text{h}}{2.5 \text{ m/h}} > 280 \text{ m}^2$$

$$\frac{Q_m}{S_h} \leq V_{\text{ascensional máx. a } Q_{\text{medio}}} = 1.3 \text{ m/h} \quad \Rightarrow \quad S_h > \frac{216 \text{ m}^3/\text{h}}{1.3 \text{ m/h}} > 166 \text{ m}^2$$

La superficie actual es de 176 m^2 , no será suficiente en períodos de lluvia, los cuales se producen tanto en verano como en invierno.

Suponiendo que no hay restricciones de espacio optaríamos por doblar el decantador, trabajando ambos en paralelo durante todo el año. Sería preciso construir este segundo decantador y el segundo aliviadero antes de recrecer el primer aliviadero.

$\text{Vol} = 2 \times (2.8 - 0.3) \times 176 = 880 \text{ m}^3$, que permite TRH superiores a 1h (1.25h) en tiempo de lluvia y a 2h (4.07 h) para el caudal medio en verano.

$$\frac{Q_{\text{máx}}}{L_{\text{vertedero}}} = \frac{700 / 2 \text{ m}^3 / \text{h}}{\pi(15 \text{ m})} = 7.4 \text{ m}^3 / \text{h} \times \text{ml} < 40$$

El rendimiento de la decantación, siendo óptimo, es del 35% en la reducción de DBO_5 y 65% en la reducción de SS.

3.- Comprobación del tratamiento secundario

❖ Funcionalidad del sistema

Concentración de entrada al reactor 200mg/l

$$R(\%) = \frac{200 - 25}{200} = 87.5\%$$

Como el rendimiento de un reactor de fangos activos se sitúa en el orden de (85-95%), es posible obtener la calidad de vertido precisa.

- ❖ Estimación de la concentración de sólidos SSLM, si el funcionamiento es a media carga (CM), en período estival para el año de proyecto:

$$CM = \frac{Q(S_0 - S_f)}{XV} = \frac{216 \times 24 (200 - 25)}{X \times 1500} = 0.3 \text{ KgDBO}_5/\text{Kg SSLM/d} \Rightarrow X = 2016 \text{ mg/l}$$

- ❖ Comprobación del Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)

$$TRH_{(a Q_m)} = \frac{V}{Q_m} = \frac{1500 \text{ m}^3}{216 \text{ m}^3/\text{h}} = 6.9 \text{ h} > 4 \text{ h}$$

$$TRH_{(a Q_p)} = \frac{V}{Q_p} = \frac{1500 \text{ m}^3}{525 \text{ m}^3/\text{h}} = 2.9 \text{ h} > 2 \text{ h}$$

- ❖ Comprobamos el tiempo de retención celular

$$V = \frac{YQ(S_0 - S_f)\theta_c}{X(1 + \theta_c k_d)} \Rightarrow \theta_c = \frac{VX}{YQ(S_0 - S_f) - VXK_d}$$

$$\theta_c = \frac{1500 \text{ m}^3 \times 2016 \text{ mg/L}}{0.6 \text{ kgSSV/kgDBO}_5 \times 216 \text{ m}^3/\text{h} \times 24 \text{ h/d} \times (200 - 25) \text{ mg/L} - 1500 \text{ m}^3 \times 2016 \text{ mg/L} \times 0.06 \text{ d}^{-1}} = \varepsilon$$

La planta trabaja en el rango de carga media.

- ❖ Estimación de la concentración de sólidos SSLM, manteniendo el funcionamiento a media carga (CM), en período invernal:

$$CM = \frac{Q(S_0 - S_f)}{XV} = \frac{167 \times 24 (200 - 25)}{X \times 1500} = 0.3 \text{ KgDBO}_5/\text{Kg SSLM/d} \Rightarrow X = 1559 \text{ mg/l}$$

Dado el bajo valor de la concentración sería posible mantener inactivo uno de los tanques durante el invierno, con el consiguiente ahorro de energía. Esto nos permitirá también ir reparando los tanques, lo que de todas formas no podrá hacerse en período estival.

$$CM = \frac{Q(S_0 - S_f)}{XV} = \frac{167 \times 24 (200 - 25)}{X \times 1000} = 0.3 \text{ KgDBO}_5/\text{Kg SSLM/d} \Rightarrow X = 2338 \text{ mg/l}$$

- ❖ Comprobación del Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)

$$TRH_{(a Q_m)} = \frac{V}{Q_m} = \frac{1000 \text{ m}^3}{167 \text{ m}^3/\text{h}} = 6 \text{ h} > 4 \text{ h}$$

$$TRH_{(a Q_p)} = \frac{V}{Q_p} = \frac{1000 \text{ m}^3}{400 \text{ m}^3/\text{h}} = 2.5 \text{ h} > 2 \text{ h}$$

En tiempo seco son adecuadas las condiciones de funcionamiento. Sin embargo, en tiempo de lluvia el tiempo de retención hidráulico se sitúa en 1.9 horas; en principio la planta funcionará con dos reactores, si se produjeran continuos episodios de lluvia en los que no se pudiera controlar la concentración de microorganismos en el reactor por medio de la recirculación y la purga desde el clarificador, se podría plantear el funcionamiento del tercer tanque también en invierno.

- ❖ Comprobamos que el tiempo de retención celular no varía, pues $\frac{VX}{Q} = \frac{S_0 - S_f}{CM} = \text{cte}_{aQ_m}$

$$V = \frac{YQ(S_0 - S_f)\theta_c}{X(1 + \theta_c k_d)} \Rightarrow \theta_c = \frac{VX}{YQ(S_0 - S_f) - VXK_d} = \frac{\text{cte}}{Y(S_0 - S_f) - \text{cte}K_d} = \theta_{c,\text{estival}} = 8.3\text{días}$$

- ❖ Recirculación de fangos

$$R = \frac{Q_r}{Q} \geq \frac{X}{X_r - X}$$

En invierno, $X=2338$ mg/l,

| | | | |
|--|-----------------------------|-----------|-----------------|
| $Q_m=167$ m ³ /h | $Q_r=100$ m ³ /h | $R=0.6$ | $X_r=6398$ mg/l |
| $Q_p=400$ m ³ /h | $Q_r=250$ m ³ /h | $R=0.625$ | $X_r=6078$ mg/l |
| $Q_{\text{máx}}=525$ m ³ /h | $Q_r=250$ m ³ /h | $R=0.48$ | $X_r=7190$ mg/l |

En verano, $X=2016$ mg/l,

| | | | |
|------------------------------|-----------------------------|---------|-----------------|
| $Q_m=216$ m ³ /h, | $Q_r=100$ m ³ /h | $R=0.6$ | $X_r=5376$ mg/l |
| $Q_p=525$ m ³ /h, | $Q_r=250$ m ³ /h | $R=0.5$ | $X_r=6048$ mg/l |

5.- Comprobación de la decantación secundaria

- ❖ Cálculo de la superficie

$$S = \pi \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{18^2}{4} = 254\text{m}^2$$

- ❖ Limitación por velocidad ascensional

$$\text{A } Q_m \quad V_{\text{ascensional}} \leq 0.8\text{m/h} \Rightarrow V = \frac{216\text{m}^3/\text{h}}{254\text{m}} = 0.85\text{m/h}$$

$$\text{a } Q_p \quad V_{\text{ascensional}} \leq 1.5\text{m/h} \Rightarrow V = \frac{525\text{m}^3/\text{h}}{254\text{m}^2} = 2.07\text{m/h}$$

- ❖ Limitación por carga de sólidos

a Q_m

$$CS \leq 2.5\text{kg/m}^2 \cdot \text{h} \Rightarrow S \geq \frac{(Q_m + Q_r)X}{CS} = \frac{(216 + 100)\text{m}^3/\text{h} \times 2016 \times 10^{-3}\text{kg/m}^3}{2.5\text{kg/m}^2 \cdot \text{h}} = 255\text{m}^2$$

a Q_p

$$CS \leq 4.5\text{kg/m}^2 \cdot \text{h} \Rightarrow S \geq \frac{(Q_p + Q_r)X}{CS} = \frac{(525 + 250)\text{m}^3/\text{h} \times 2016 \times 10^{-3}\text{kg/m}^3}{4.5\text{kg/m}^2 \cdot \text{h}} = 347\text{m}^2$$

Comprobamos que el decantador es insuficiente en verano, por lo que se recomienda duplicar el decantador secundario, trabajando en paralelo.

- ❖ Funcionamiento del clarificador en condiciones invernales

Limitación por velocidad ascensional

$$\text{A } Q_m \quad V_{\text{ascensional}} \leq 0.8\text{m/h} \Rightarrow S = \frac{167\text{m}^3/\text{h}}{0.8\text{m}} = 209\text{m}^2$$

$$\text{a } Q_p \quad V_{\text{ascensional}} \leq 1.5\text{m/h} \Rightarrow S = \frac{400\text{m}^3/\text{h}}{1.5\text{m}^2} = 267\text{m}^2$$

$$\text{a } Q_p \quad V_{\text{ascensional}} \leq 1.5\text{m/h} \Rightarrow S = \frac{525\text{m}^3/\text{h}}{1.5\text{m}^2} = 350\text{m}^2$$

Por lo que también en invierno será necesario el funcionamiento de los dos decantadores, pues de otro modo en los períodos de lluvia se produciría un arrastre de microorganismos que impediría el mantenimiento de las condiciones de carga másica deseadas en el reactor.

❖ Volumen

a $Q_m \text{ TRH} > 3h$

$$\text{Vol}_{\text{necesario}} = 216 \text{ m}^3/\text{h} \times 3h = 648 \text{ m}^3 < \text{Vol}_{\text{real}} = 2 \times 254 \times (2.8 - 0.3) = 1270 \text{ m}^3$$

❖ Carga sobre vertedero

a $Q_m \quad Q_v = 216/2/(\pi \cdot 18) = 1.9 < 12 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}_{\text{vertedero}}$

a $Q_p \quad Q_v = 525/2/(\pi \cdot 18) = 4.6 < 20 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}_{\text{vertedero}}$

❖ Proyección del sistema

La duplicación de los dos decantadores supone una obra importante obra, se ha preferido hacerlos del mismo tamaño de los actuales por comodidad en la explotación (no hay problemática en cuanto reparto de caudales, se puede hacer frente a la demanda en el caso de reparaciones en uno de los decantadores,...) y fundamentalmente porque este tipo de obras tienen una esperanza de vida muy superior a 10 años permitirá hacer frente a la demanda aunque se ralentice el ritmo de crecimiento actual.

Dado que los dos decantadores pueden llegar a tratar un caudal medio de 430 m^3 , supondría dar servicio a una población de 42122 habitantes, nivel de población que, manteniéndose el ritmo de crecimiento actual, se puede alcanzar antes de 25 años. Este tipo de crecimiento corresponde a poblaciones situadas en el entorno de grandes ciudades; en este caso se añade la fuerte estacionalidad propia de las áreas costeras peninsulares.

P11.- El reactor biológico de un proceso de fangos activos tiene un consumo de oxígeno de 100 Kg/d, un volumen de 1000 m³ y una temperatura del licor mezcla de 25 °C.

Determinar la K₂ (o K_{1a}) a 20 °C del sistema de aireación (en condiciones reales) para mantener una concentración de oxígeno disuelto en el reactor de 2.5 mg/l.

❖ Balance de masas en el reactor

En el reactor existe equilibrio entre el oxígeno aportado y el oxígeno consumido por los microorganismos:

$$NO = V \frac{dO}{dt}$$

NO = Consumo o necesidades de oxígeno (100 kgO₂/día)
V = Volumen del reactor (1000m³)

Por otra parte la velocidad de aporte de oxígeno por un sistema de aireación viene dada por el siguiente balance de masas:

$$\frac{dOD}{dt} = K_2 (OD_{sat} - OD)$$

con K₂, tasa de reaireación, expresada en días⁻¹.

❖ Concentración de saturación del oxígeno

El valor de saturación de la concentración de oxígeno es función de la temperatura, salinidad y presión atmosférica:

$$OD_{sat} = \frac{475 - 2.65S(\%)}{33.5 + T(^{\circ}C)} \quad (\text{Fórmula de Truesdale y Knowless})$$

que debe corregirse en función de la altitud:

$$OD'_{sat} = OD_{sat} \left[1 - \frac{0.008229E(m)}{760} \right]$$

suponemos la planta al nivel del mar

$$OD_s = \frac{475}{33.5 + 25^{\circ}} = 8.12 \text{ mg/L}$$

La concentración de oxígeno disuelto en la mezcla es de 2.5 mg/L.

❖ Tasa de reaireación

Despejando y sustituyendo en la ecuación de balance de masas:

$$K_2 = \frac{NcOx}{V(OD_s - OD)} = \frac{100 \frac{\text{kgO}_2}{\text{día}} \times 10^6 \frac{\text{mg}}{\text{kg}}}{1000\text{m}^3 \times 10^3 \frac{\text{L}}{\text{m}^3} (8.12 - 2.5) \frac{\text{mgO}_2}{\text{L}}} = 17.79\text{d}^{-1}$$

Se obtiene:

$$K_2(25^{\circ}) = 17.79 \text{ d}^{-1}$$

Por último, K₂ a 20°C es:

$$K_2(T) = K_2(25^{\circ}) \times 1.024^{(T-25)}$$

$$K_2(20^{\circ}) = 17.79 \times 1.024^{(20-25)} = 15.8 \text{ d}^{-1}$$

P12.- Estimar el volumen de un reactor de un proceso de aireación prolongada, en el que se ha rechazado la instalación de un decantador con sistema de succión para la extracción de fangos, partiendo de que:

- la población de diseño es de 10.000 h-e
- la razón de recirculación es $\frac{1}{2}$.

Mejorar las condiciones de diseño y calcular el volumen de reactor para las mismas.

Calcular el número de difusores necesarios para una aireación adecuada en el diseño mejorado.

1.- Estimación del volumen necesario de reactor

❖ Carga diaria

Se supone una red unitaria por lo que la carga por h-e es de 75gr/d.

$$\text{Carga}_{\text{diaria}} = 10000\text{hab} \times 75\text{gr/d} \times 10^{-3} = 750\text{kgDBO}_{5i}/\text{d}$$

Si suponemos que no se instala el decantador primario, ésta sería la carga que llega al reactor. Por el contrario, instalando un decantador primario se puede estimar un rendimiento del 30 %.

$$\text{Carga}_{\text{diaria}} = 750\text{kgDBO}_{5i}/\text{d} \times (1 - 0.3) = 525\text{kgDBO}_{5i} / \text{d}$$

❖ Concentración de SS en el reactor y en el fango de recirculación

Dado que se rechaza un decantador de succión, se espera que la concentración de microorganismos en el decantador de rasquetas esté en un rango de 6000-8000 mgSSLM/L.

Puesto que la razón de recirculación es $\frac{1}{2}$. Obtenemos el rango de concentración del licor mezcla:

$$X = \frac{X_r R}{1 + R} \Rightarrow X \in (2000 - 2667)\text{mgSSLM/L}$$

❖ Cálculo del volumen del reactor por condición de carga másica

Al tratarse de un proceso de aireación prolongada:

$$\text{Carga}_{\text{másica}} = \frac{\text{Carga}_{\text{diaria}}}{VX} < 0.1\text{kgDBO}_{5i} / \text{kgSSLM} \cdot \text{d}$$

$$V \geq \frac{750\text{kgDBO}_{5i} / \text{d}}{2000\text{mgSSLM} \times 0.1 \frac{\text{kgDBO}_{5i}}{\text{kgSSLM} \cdot \text{d}}} \times 10^3 \frac{\text{mg} \cdot \text{m}^3}{\text{kg} \cdot \text{L}} = 3750\text{m}^3$$

2.- Mejora del diseño

a) El volumen necesario se puede reducir colocando un decantador primario

$$V \geq \frac{525\text{kgDBO}_{5i} / \text{d}}{2000\text{mgSSLM} \times 0.1 \frac{\text{kgDBO}_{5i}}{\text{kgSSLM} \cdot \text{d}}} \times 10^3 \frac{\text{mg} \cdot \text{m}^3}{\text{kg} \cdot \text{L}} = 2625\text{m}^3$$

b) El volumen necesario se puede reducir aumentando la razón de recirculación

Si aumentamos el caudal de fango recirculado, aumentaremos la concentración en SS del licor mezcla. Para $R=1$, $X \in (3000 - 4000)\text{mgSSLM/L}$, con lo que el volumen necesario del reactor se reduciría a 2500 m^3 .

c) Si por razones de eficiencia en el funcionamiento de la planta, se prefiere instalar decantador primario, también se puede reducir el volumen necesario aumentando la recirculación. Si en condiciones medias $R=0.75$, $X \in (2500 - 3500)\text{mgSSLM/L}$

$$V \geq \frac{525\text{kgDBO}_{5i} / \text{d}}{2500\text{mgSSLM} \times 0.1 \frac{\text{kgDBO}_{5i}}{\text{kgSSLM} \cdot \text{d}}} \times 10^3 \frac{\text{mg} \cdot \text{m}^3}{\text{kg} \cdot \text{L}} = 2100\text{m}^3$$

❖ Comprobamos la carga volúmica

$$CV = \frac{\text{Carga}_{\text{diaria}}}{V} = \frac{525\text{kgDBO}_{5i} / \text{d}}{2100\text{m}^3} = 0.25 \in (0.1 - 0.35)\text{kgDBO}_{5i} / \text{d} \cdot \text{m}^3$$

❖ Calculamos el tiempo de retención hidráulica

$$Q_m = Q_{\text{dot}} \times P = 200 \frac{\text{L}}{\text{hab} \cdot \text{d}} \times 10000\text{hab} = 2000\text{m}^3 / \text{d}$$

$$\text{TRH} = \frac{2100\text{m}^3}{2000\text{m}^3 / \text{d}} \times 24 \frac{\text{h}}{\text{d}} = 25.2\text{h} > 24$$

3.- Diseño de la aireación

$$NcOx^a = 2\text{kgO}_2 / \text{kgDBO}_{5e}$$

Se supone un rendimiento máximo de 95% en la eliminación de la carga contaminante y un coeficiente punta de 1, al tratarse de un proceso en baja carga.

$$NcOX^{\text{punta}} = 2 \frac{\text{kgO}_2}{\text{kgDBO}_{5e}} 525\text{kgDBO}_5 / \text{d} \times 0.95 \times 1 = 997.5\text{kgO}_2 / \text{d} = 41.6\text{kgO}_2 / \text{h}$$

Características generales de los difusores de burbuja fina

Rendimiento de transferencia de oxígeno (12%)
 Contenido de oxígeno en el aire ($0.286 \text{ kgO}_2/\text{m}^3$ de aire)
 Energía de mezclado ($2\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^3$ reactor)

Oxígeno que se debe suministrar

$$NcOX^{\text{punta}} / \text{rendimiento} = 41.6 / 0.12 = 347\text{kgO}_2 / \text{h}$$

Caudal de aire necesario

$$\frac{347\text{kgO}_2 / \text{h}}{0.286\text{kgO}_2 / \text{m}^3 \text{aire}} = 1212\text{m}^3 \text{aire} / \text{h}$$

Energía de mezclado necesaria

$$2\text{m}^3 \text{aire}/\text{h}/\text{m}^3 \text{reactor} \times 2100\text{m}^3 = 4200\text{m}^3 \text{aire}/\text{h}$$

Son necesarias (3+1) soplantes de 1400 m^3 aire

Ya que los difusores clásicos tienen una capacidad media de $10 \text{ m}^3/\text{h}$, habría que instalar 420 difusores.

CAPÍTULO 11
DECANTACIÓN SECUNDARIA



P1.- Diseñar un proceso de decantación secundaria tanto para el caso en que el tratamiento biológico sea por fangos activos como por lechos bacterianos. El caudal medio del efluente del biológico es de $150 \text{ m}^3/\text{h}$, con un caudal punta de $300 \text{ m}^3/\text{h}$. (Los datos que faltan se sacan de los ejemplos de fangos activos y/o lechos bacterianos).

Tratamiento biológico por fangos activos

1.- Cálculo de la superficie

- ❖ Limitación por velocidad ascensional

$$\text{a } Q_m \quad V_{\text{ascensional}} \leq 0.8 \text{ m/h} \Rightarrow S \geq \frac{150 \text{ m}^3/\text{h}}{0.8 \text{ m/h}} = 187.5 \text{ m}^2$$

$$\text{a } Q_p \quad V_{\text{ascensional}} \leq 1.5 \text{ m/h} \Rightarrow S \geq \frac{300 \text{ m}^3/\text{h}}{1.5 \text{ m/h}} = 200 \text{ m}^2$$

- ❖ Limitación por carga de sólidos

a Q_m

$$CS \leq 2.5 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h} \Rightarrow S \geq \frac{(Q_m + Q_r)X}{CS} = \frac{(150 + 100) \text{ m}^3/\text{h} \times 2000 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^3}{2.5 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h}} = 200 \text{ m}^2$$

a Q_p

$$CS \leq 4.5 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h} \Rightarrow S \geq \frac{(Q_p + Q_r)X}{CS} = \frac{(300 + 200) \text{ m}^3/\text{h} \times 2000 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^3}{4.5 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h}} = 222 \text{ m}^2$$

Superficie de diseño: 222 m^2

2.- Diseño

- ❖ Diámetro

$$D = 2 \times \sqrt{222/\pi} = 16.8 \text{ m} \approx 17 \text{ m}$$

- ❖ Volumen

a Q_m TRH > 3h

$$V = 150 \text{ m}^3/\text{h} \times 3 \text{ h} = 450 \text{ m}^3$$

- ❖ Altura

$$h \geq \frac{V}{S} = \frac{450 \text{ m}^3}{\pi \frac{17^2}{4} \text{ m}^2} = 2 \text{ m}, \text{ adoptamos } 2.5 \text{ m de altura}$$

- ❖ Carga sobre vertedero

$$\text{a } Q_m \quad Q_v = 150/(\pi \cdot 17) = 2.8 < 12 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}_{\text{vertedero}}$$

$$\text{a } Q_p \quad Q_v = 300/(\pi \cdot 17) = 5.6 < 20 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}_{\text{vertedero}}$$

Tratamiento biológico por lechos bacterianos

1.- Cálculo de la superficie

❖ Limitación por velocidad ascensional

$Q_r=300\text{m}^3/\text{h}$ (200% de recirculación)

$$A \text{ Qm} \quad V_{\text{ascensional}} \leq 1.2\text{m/h} \Rightarrow S \geq \frac{(150 + 300)\text{m}^3/\text{h}}{1.2\text{m/h}} = 375\text{m}^2$$

$$a \text{ Qp} \quad V_{\text{ascensional}} \leq 2.0\text{m/h} \Rightarrow S \geq \frac{(300 + 300)\text{m}^3/\text{h}}{2\text{m/h}} = 300\text{m}^2$$

Superficie de diseño : 375 m^2

2.- Diseño

❖ Diámetro

$$D = 2 \sqrt{375/\pi} = 21.85\text{m} \approx 22 \text{ m}$$

❖ Volumen

a Qm TRH>2.5h

$$V = (150+300) \text{ m}^3/\text{h} \times 2.5\text{h} = 1125\text{m}^3$$

❖ Altura

$$h \geq \frac{V}{S} = \frac{1125\text{m}^3}{\pi \times 11^2\text{m}^2} = 2.96\text{m} \text{ adoptamos } 3\text{m de altura}$$

❖ Carga sobre vertedero

$$a \text{ Qm} \quad Q_v = (150+300)/(\pi \times 22) = 6.5 < 12 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}_{\text{vertedero}}$$

$$a \text{ Qp} \quad Q_v = (300+300)/(\pi \times 22) = 8.7 < 20 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}_{\text{vertedero}}$$

Parámetros de diseño de los decantadores secundarios

| PARÁMETROS | LECHOS BACTERIANOS | FANGOS ACTIVOS CONVENCIONAL (Media carga) | AIREACIÓN PROLONGADA |
|--|--------------------------|---|----------------------------|
| VELOCIDAD ASCENSIONAL (m/h) | < 1.2 (Qm) < 2.0 (Qp) | < 0.8 (Qm) < 1.5 (Qp) | < 0.5(Qm) < 0.9 (Qp) |
| CARGA DE SÓLIDOS (Kg/m ² /h) | --- | < 2.5 (Qm) < 4.5 (Qp) | < 1.8 (Qm) < 3.2 (Qp) |
| TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICA (horas) | > 2.5 (Qm) | > 3 (Qm) | 3 - 5 (Qm) |
| CARGA SOBRE VERTEDERO (m ³ /h/metro lineal) | < 12 (Qm) < 20 (Qp) | < 12 (Qm) < 20 (Qp) | < 12 (Qm) < 20 (Qp) |
| CONCENTRACIÓN DEL FANGO (%) (mg/L) | 4 - 7 40.000 - 70.000 | 0.5 - 1.5 5000 - 15000 | 0.5 - 1.5 5000 - 15.000 |
| ALTURA DEL DECANTADOR (m) | > 3.0 | < 3.0 | < 3.0 |

P2.- Diseñar la decantación secundaria para un proceso de lechos bacterianos. El caudal medio del efluente del reactor biológico es de $150 \text{ m}^3/\text{h}$, con un caudal punta de $300 \text{ m}^3/\text{h}$. Se procurará la menor superficie de decantación posible.

Nota: Se supondrá una recirculación inicial del 200%.

1.- Condiciones de funcionamiento

Se considera que la recirculación funciona continuamente y se realiza con el efluente del decantador secundario.

2.- Cálculo de la superficie de decantación

❖ Recirculación inicial del 200%

$Q_r = 300 \text{ m}^3/\text{h}$ (200% de recirculación)

Limitación por velocidad ascensional:

$$A Q_m \quad V_{\text{ascensional}} \leq 1.2 \text{ m/h} \Rightarrow S \geq \frac{(150 + 300) \text{ m}^3 / \text{h}}{1.2 \text{ m/h}} = 375 \text{ m}^2$$

$$A Q_p \quad V_{\text{ascensional}} \leq 2.0 \text{ m/h} \Rightarrow S \geq \frac{(300 + 300) \text{ m}^3 / \text{h}}{2 \text{ m/h}} = 300 \text{ m}^2$$

Superficie de diseño: 375 m^2

Una alternativa para reducir la superficie de decantación secundaria consiste en disminuir la carga hidráulica de funcionamiento del lecho, para lo cual basta con reducir el caudal de recirculación.

❖ Recirculación del 100%

Se comprueba el funcionamiento del lecho para el nuevo caudal de recirculación, verificándose que sigue respondiendo al rango de carga hidráulica que corresponde a un proceso de alta carga.

$$CH = \frac{(150 + 150) \text{ m}^3}{402 \text{ m}^2 \cdot \text{h}} = 0.75 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h} \in [0.5 - 1.5]$$

Se calcula la superficie del decantador para una recirculación de 100% Q_m ($150 \text{ m}^3/\text{h}$).

Limitación por velocidad ascensional:

$$A Q_m \quad V_{\text{ascensional}} \leq 1.2 \text{ m/h} \Rightarrow S \geq \frac{(150 + 150) \text{ m}^3 / \text{h}}{1.2 \text{ m/h}} = 250 \text{ m}^2$$

$$A Q_p \quad V_{\text{ascensional}} \leq 2.0 \text{ m/h} \Rightarrow S \geq \frac{(300 + 150) \text{ m}^3 / \text{h}}{2 \text{ m/h}} = 225 \text{ m}^2$$

Superficie de diseño: 250 m^2

3.- Diseño del decantador

❖ Diámetro

$$D = 2 \times \sqrt{250 / \pi} = 17.85 \text{ m} \approx 18 \text{ m}$$

❖ Volumen

a Q_m TRH > 2.5h

$$V = (150 + 150) \frac{m^3}{h} \times 2.5h = 750m^3$$

❖ Altura

$$h \geq \frac{V}{S} = \frac{750m^3}{\pi \times 9^2 m^2} = 2.95m \text{ adoptamos } 3m \text{ de altura}$$

❖ Carga sobre vertedero

$$\text{a } Q_m \quad Q_v = (150 + 150) / (\pi \cdot 18) = 5.3 < 12 \text{ m}^3/h/m_{\text{vertedero}}$$

$$\text{a } Q_p \quad Q_v = (300 + 150) / (\pi \cdot 18) = 8 < 20 \text{ m}^3/h/m_{\text{vertedero}}$$

La carga sobre vertedero es inferior a los valores máximos admisibles, por tanto, el diseño del decantador es válido.

4.- Diseño del sistema con dos decantadores

❖ Diámetro

$$D = 2 \times \sqrt{250 / (2 \times \pi)} = 12.62m \approx 13m$$

❖ Volumen

a Q_m TRH > 2.5h

$$V = (150 + 150) \frac{m^3}{h} \times 2.5h = 750m^3$$

❖ Altura

$$h \geq \frac{V}{S} = \frac{(750 / 2)m^3}{\pi \times 6.5^2 m^2} = 2.83m \text{ adoptamos } 3m \text{ de altura}$$

❖ Carga sobre vertedero

$$\text{a } Q_m \quad Q_v = (150 + 150) / (\pi \cdot 13) = 7.3 < 12 \text{ m}^3/h/m_{\text{vertedero}}$$

$$\text{a } Q_p \quad Q_v = (300 + 150) / (\pi \cdot 13) = 11 < 20 \text{ m}^3/h/m_{\text{vertedero}}$$

La carga sobre vertedero es inferior a los valores máximos admisibles, por tanto, se podría optar por esta solución que da más flexibilidad de explotación; sin embargo, se incumple la condición de ajustarse al máximo en las necesidades de terreno.

CAPÍTULO 12
TRATAMIENTO DE FANGOS



P1.- En una depuradora de tratamiento primario la producción de fangos primarios es de 850 kg SS/d con una concentración del 3% y un contenido volátil del 80%.

El fango producido se somete a espesamiento de gravedad alcanzando una concentración del 7% y después a digestión anaerobia, obteniéndose el fango digerido con una concentración del 7%.

SE PIDE:

- **Determinar el caudal de sobrenadante del digester secundario**
- **Determinar la producción de fangos digeridos (kg SS/d y m³/d)**

❖ Producción de fangos primarios

Los fangos primarios abandonan la línea de agua con una concentración del 3%, es decir, 30 kg/m³. Por tanto, el caudal de fangos primarios es:

$$Q_1 = \frac{850 \frac{\text{kg}}{\text{día}}}{30 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 28.3 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

$$1\% = \frac{1 \text{ kg SS}}{100 \text{ kg Fangos (mezcla agua + fango)}} = \frac{10 \text{ kg SS}}{1000 \text{ kg Fangos} = 1\text{T} \cong 1\text{m}^3} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Estos fangos primarios tienen un contenido de SSV del 80%.

❖ Producción de fangos espesados

Como el fango espesado tiene una concentración del 7%, el caudal de fangos que sale del espesador y alimenta el digester es:

$$Q_2 = \frac{850 \frac{\text{kg}}{\text{día}}}{70 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 12.1 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

El espesamiento no afecta a la cantidad de SSV presentes en el fango, por tanto, se mantiene el contenido de volátiles en el 80%.

❖ Producción de fangos digeridos

En la digestión se reduce el contenido de SSV, aproximadamente en un 50% para un contenido de volátiles del 80% en el fango a digerir. Por tanto:

$$\text{Reducción de SSV} = 850 \text{ kg SS/día} \times 0.8 \times 0.5 = 340 \text{ kg SSV/día}$$

$$\text{Fango remanente} = 850 \text{ kg SS/día} - 340 \text{ kg SSV/día} = 510 \text{ kg SS/día}$$

La concentración de fangos a la salida del digester es del 7%, por consiguiente el caudal es:

$$Q_3 = \frac{510 \frac{\text{kg}}{\text{día}}}{70 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 7.3 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

❖ Cálculo del caudal de sobrenadante del digestor secundario

El caudal de sobrenadante corresponde a la diferencia entre el caudal de fangos que entra a digestión y el caudal de fangos que sale del digestor, es decir:

$$Q_{\text{sobrenadante}} = 12.1 - 7.3 = 4.7 \text{ m}^3/\text{día}$$

Obsérvese que las concentraciones de salida de los fangos espesados y digeridos son las mismas, sin embargo los caudales de fangos son diferentes. El espesamiento reduce el contenido de agua de los fangos, y la digestión la cantidad de sólidos, concretamente una fracción de los volátiles, presentes en el fango.

P2.- La producción de fangos de una EDAR es la siguiente:

| Origen del fango | Cantidad kg SS/día | Caudal m ³ /día | Concentración % | SSV/SS % |
|----------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------------------|-------------|
| Del decantador primario | | 330 | 3 | 70 |
| Del tratamiento secundario | 9000 | | 1.2 | 80 |
| Del tratamiento terciario | 800 | 100 | | 85 |

Los fangos primarios se espesan por gravedad al 7 % y los fangos secundarios y terciarios, tras mezclarlos, se espesan por flotación al 4%. Una vez espesados, se mezclan todos ellos constituyendo los fangos mixtos espesados, los cuales se someten a digestión anaerobia convencional. Los fangos digeridos son extraídos del digestor secundario al 8%, y evacuados fuera de la EDAR.

Se pide:

- 1.- Caudal de fangos mixtos espesados
- 2.- Cantidad de fangos digeridos
- 3.- Caudal de sobrenadante de la línea de fangos

1.- Caudal de fangos mixtos espesados

- ❖ Producción diaria de fangos en cada unidad de tratamiento

Sabiendo que a una concentración de fangos del 1% corresponden 10 kg/m³, se puede completar la tabla del enunciado.

$$1\% = \frac{1 \text{ kg SS}}{100 \text{ kg Fangos (mezcla agua + fango)}} = \frac{10 \text{ kg SS}}{1000 \text{ kg Fangos} = 1\text{T} \cong 1\text{m}^3} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

| Origen del fango | Cantidad kg SS/día | Caudal m ³ /día | Concentración % | SSV/SS % | SSV kg/día |
|-----------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------------------|-------------|---------------|
| Del decantador primario: | 9900 | 330 | 3 | 70 | 6930 |
| Del tratamiento secundario: | 9000 | 750 | 1.2 | 80 | 7200 |
| Del tratamiento terciario: | 800 | 100 | 0.8 | 85 | 680 |
| TOTAL | 19700 | | | | 14810 |

- ❖ Espesamiento por gravedad

El caudal de fango primario espesado es:

$$\frac{9900 \text{ kgSS} / \text{día}}{70 \text{ kg} / \text{m}^3} = 141.4 \text{ m}^3 / \text{día}$$

El sobrenadante del espesamiento es:

$$330 - 141.4 = 188.6 \text{ m}^3 / \text{día}$$

- ❖ Espesamiento por flotación

El caudal de fango secundario y terciario tras la flotación es:

$$\frac{(9000 + 800) \text{ kgSS / día}}{40 \text{ kg/m}^3} = 245 \text{ m}^3 / \text{día}$$

El sobrenadante de la flotación es:

$$850 - 245 = 605 \text{ m}^3 / \text{día}$$

Por tanto, el caudal de fangos mixtos espesados es: $141.4 + 245 = 386.4 \text{ m}^3 / \text{día}$.

2.- Cantidad de fangos digeridos

En la digestión anaerobia convencional la reducción de SSV de diseño es del 50%.

$$\text{Eliminación de SSV} = 0.5 \times 14810 = 7405 \text{ kg SSV / día}$$

Por tanto, los SS que contiene el efluente de la digestión, es decir, la cantidad de fango digerido, es:

$$19700 - 7405 = 12295 \text{ kg SS/día}$$

El caudal de fangos digeridos que se obtiene tras la digestión es de:

$$\frac{12295 \text{ kg SS / día}}{80 \text{ kg/m}^3} = 154 \text{ m}^3 / \text{día}$$

La cantidad de sobrenadante de la digestión es de:

$$386.4 - 154 = 232.4 \text{ m}^3 / \text{día}$$

3.- Caudal de sobrenadante de la línea de fangos

El total de sobrenadante de la línea de fangos es de:

$$188.6 + 605 + 232.4 = 1026 \text{ m}^3 / \text{día}$$

P3.- Calcular el caudal de agua a extraer de un proceso de flotación de fangos (para su envío a cabecera de la EDAR) que trata 100 kg SS/d de fangos secundarios al 1.1% y obtiene el fango espesado con una concentración de 35.000 mg/l.

Hipótesis de partida:

No hay SS en el agua sobrenadante.

Se asume que la densidad del agua tratada es, en todo momento, 1 T/m³

❖ Cálculo del caudal de fangos a la entrada

$$Q_f^e = \frac{\text{Carga SS}}{[\text{SS}]_{\text{aff}}} = \frac{100 \text{ kg SS / d}}{11 \text{ kg / m}^3} = 9.09 \text{ m}^3 / \text{d}$$

❖ Cálculo del caudal de fangos a la salida

$$Q_f^s = \frac{\text{Carga SS}}{[\text{SS}]_{\text{eff}}} = \frac{100 \text{ kg SS / d}}{35 \text{ kg / m}^3} = 2.86 \text{ m}^3 / \text{d}$$

❖ Caudal de agua a extraer

$$Q = Q_f^e - Q_f^s = 9.09 \text{ m}^3/\text{d} - 2.86 \text{ m}^3/\text{d} = 6.23 \text{ m}^3/\text{d}$$

P4.- Diseña el espesamiento de los fangos mixtos de una EDAR.**DATOS:**

| | kg SS/día | Concentración | Porcentaje de SSV |
|------------------------------|------------------|----------------------|--------------------------|
| Fangos 1^{os} | 819 | 3 | 70 |
| Fangos 2^{os} | 646 | 0.8 | 80 |

1.- Cálculo de las características del fango mixto

Teniendo en cuenta que:

$$1\% = \frac{1 \text{ kg SS}}{100 \text{ kg Fangos (mezcla agua + fango)}} = \frac{10 \text{ kg SS}}{1000 \text{ kg Fangos} = 1T \cong 1\text{m}^3} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Los caudales de fangos primarios y secundarios son:

$$Q_{F1} = \frac{819 \frac{\text{kg SS}}{\text{día}}}{30 \frac{\text{kgSS}}{\text{m}^3}} = 27.3 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

$$Q_{F2} = \frac{646 \frac{\text{kg SS}}{\text{día}}}{8 \frac{\text{kgSS}}{\text{m}^3}} = 80.8 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

El caudal de fangos mixtos será:

$$Q_{FM} = Q_{F1} + Q_{F2} = 27.3 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} + 80.8 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} = 108.1 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

La masa de fangos mixtos es la suma de los fangos primarios y secundarios, es decir:

$$819 + 646 = 1465 \text{ kg SS/día}$$

Por tanto, la concentración de los fangos mixtos es de:

$$[\]_{FM} = \frac{1465 \frac{\text{kgSS}}{\text{día}}}{108.1 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 1.36\%$$

El contenido de SSV es de:

$$0.7 \times 819 \text{ kgSS/día} + 0.8 \times 646 \text{ kgSS/día} = 1090.1 \text{ kg SSV/día}$$

$$\text{Esta cantidad supone un contenido de SSV de } \frac{1090.1}{1465} \times 100 = 74.4\%$$

2. Diseño de los espesadores

Al tratarse de fangos mixtos se adopta espesamiento por gravedad.

❖ **Cálculo de la superficie**

Limitación por velocidad ascensional (< 0.9 m/h)

$$A = \frac{108.1 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{0.9 \frac{\text{m}}{\text{h}} \times 24 \frac{\text{h}}{\text{día}}} \geq 5.0 \text{ m}^2$$

Por carga de sólidos, tomando un valor $< 70 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{día}$

$$A = \frac{1465 \frac{\text{kgSS}}{\text{día}}}{70 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{día}}} \geq 20.9 \text{ m}^2$$

La superficie adoptada será de 20.9 m^2 .

El diámetro del espesador será de 5.2 m , por lo que la superficie real es de 21.2 m^2 .

❖ Cálculo del volumen

Suponiendo una concentración del fango espesado del 5%, el volumen de fangos, para un tiempo de retención hidráulico (TRH) de 1 día, es:

$$\frac{1465 \frac{\text{kg}}{\text{día}}}{50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} \times 1 \text{ día} = 29.3 \text{ m}^3$$

❖ Altura de la zona de almacenamiento de fangos

$$\frac{29.3 \text{ m}^3}{21.2 \text{ m}^2} = 1.38 \text{ m}$$

Dejando un resguardo de igual valor a la altura estricta, la altura total mínima es de:
 $2 \times 1.38 \text{ m} = 2.8 \text{ m}$

❖ Comprobación de la zona de clarificación

Suponiendo un TRH de 4 horas,

$$\text{Volumen de la zona de clarificación: } \frac{108.1 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \times 4 \text{ h}}{24 \frac{\text{h}}{\text{día}}} = 18 \text{ m}^3 < 21.2 \text{ m}^3$$

$$\text{Altura de la zona de clarificación: } \frac{18 \text{ m}^3}{21.2 \text{ m}^2} = 0.85 \text{ m} < 1.38 \text{ m}$$

P5.- Diseña la estabilización aerobia de los fangos mixtos procedentes de una EDAR.

DATOS:

| | kg SS/día | Concentración | kg SSV/día |
|------------------------|-----------|---------------|------------|
| Fangos 1 ^{os} | 819 | 3 | 573.3 |
| Fangos 2 ^{os} | 646 | 0.8 | 516.8 |
| Fangos mixtos | 1465 | 1.36 | 1090 |

NOTAS:

- Se considerará que el flujo másico de fangos primarios¹ es de 378 kg DBO₅/día
- Se adoptará una concentración de fangos a la salida del digestor del 2%.
- Se pondrá que la temperatura de diseño es de 13^a C.

1.- Fangos que se extraen del proceso

Los SSF que entran al proceso son: 1465 kg SS/día – 1090 kg SSV/día = 375 kg SSF/día

Como la digestión aerobia no afecta al contenido de SSF se tiene que:
SSF entrantes = SSF salientes

Los SSV eliminados se calculan a partir del rendimiento esperado, que para digestión aerobia puede considerarse del 40%.
SSV eliminados = 0.4 x 1090 kg SSV/día = 436 kg SSV/día

Por tanto:

SSV remanentes = 1090 kg SSV/día – 436 kg SSV/día = 654 kg SSV/día

Los fangos que salen del digestor corresponden a la suma de los SSF salientes más los SSV remanentes (no eliminados), es decir:

Total de fangos que salen del digestor = 375 kg SSF/día + 654 kg SSV/día = 1029 kg SS/día

El caudal de fangos a la salida del digestor, adoptando la concentración de salida del 2% planteada en el enunciado, será de:

$$\frac{1029 \text{ kg SS/día}}{20 \text{ kg SS/m}^3} = 51.5 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

La concentración máxima del fango que llega al digestor puede calcularse considerando que la concentración máxima en el reactor aerobio no debe ser superior al 2.5%. Por tanto, si 1029 kgSS/día salen con una concentración de 2.5%, los 1465 kg SS/día que entran lo harán con una concentración máxima de:

$$\frac{1465 \text{ kg SS/día} \cdot 25 \text{ kg/m}^3}{1029 \text{ kg SS/día}} = 3,6 \frac{\text{kg SS}}{\text{m}^3} = 3,6\%$$

2.- Cálculo del volumen del digestor

El TRH de diseño para un fango mixto a digerir a una temperatura de 13°C es de 18 días.
Por consiguiente:

¹ Este valor se obtiene teniendo en cuenta el caudal de entrada al decantador primario, la concentración de DBO₅ y el rendimiento.

$$V = 18 \text{ días} \cdot 51,5 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} = 927 \text{ m}^3$$

- ❖ Comprobación de la carga del proceso

$$\text{Carga} = \frac{1090 \text{ kg SSV/día}}{927 \text{ m}^3} = 1.18 \frac{\text{kgSSV}}{\text{m}^3 \cdot \text{día}} < 3 \text{ kg SSV}/(\text{m}^3 \cdot \text{día}) \text{ Cumple.}$$

- ❖ Cálculo de las necesidades de oxígeno

Las necesidades de oxígeno corresponden a 2 kg O₂/(kg SSV reducidos, procedentes del tratamiento secundario) más 1.8 kg O₂/(kg DBO₅ eliminado en la decantación primaria).

Es decir:

$$\text{NO} = 2 \frac{\text{kg O}_2}{\text{kg SSV}_{\text{red.F2}}} \times 0.4 \times 517 \frac{\text{kg SSV}_{\text{F2}}}{\text{día}} + 1.8 \frac{\text{kg O}_2}{\text{kg DBO}_{5\text{F1}}} \times 378 \frac{\text{kg DBO}_{5\text{F1}}}{\text{día}}$$

$$\text{NO} = 1094 \frac{\text{kg O}_2}{\text{día}} = 45.6 \frac{\text{kg O}_2}{\text{h}}$$

- ❖ Aireación con turbinas

La capacidad de oxigenación teniendo en cuenta el coeficiente de transferencia es de:

$$\frac{45.6 \frac{\text{kg O}_2}{\text{h}}}{0.6} = 76 \frac{\text{kg O}_2}{\text{h}}$$

La potencia de las turbinas será de:

$$\frac{76 \frac{\text{kg O}_2}{\text{h}}}{2 \frac{\text{kg O}_2}{\text{kWh}} \times 0.9} = 42.2 \text{ kW} \times \frac{1 \text{ CV}}{0.735 \text{ kW}} = 57.4 \text{ CV}$$

Se colocarán 3 turbinas de 20 CV cada una.

La energía mínima para realizar la mezcla es:

$$30 \frac{\text{W}}{\text{m}^3} \times 927 \text{ m}^3 = 27.8 \text{ kW} < 42.2 \text{ kW.}$$

- ❖ Dimensiones del digestor

El calado útil será:

$$h = \left(\frac{927 \text{ m}^3}{3 \text{ m} \times 9 \text{ m}} \right)^{\frac{1}{3}} = 3.25 \text{ m}$$

La longitud:

$$l = 3 \times h = 3 \times 3.25 \text{ m} = 9.75 \text{ m}$$

P6.- Diseña un proceso de digestión anaerobia convencional para un flujo de fangos de EDAR con las siguientes características:

- 20000 kg SS/día
- 78% SSV
- Concentración del fango entrante 5%
- Temperatura mínima 13°C
- Grado de espesamiento en el digestor secundario 6%

Suponed unas pérdidas de calor en digestores primarios, tuberías, intercambiadores y caldera del 100% respecto al calentamiento del fango.

1.- Carga de fangos

El caudal de fangos que entra a la digestión es:

$$Q = \frac{20000 \frac{\text{kg SS}}{\text{día}}}{50 \frac{\text{kg SS}}{\text{m}^3}} = 400 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Siendo el flujo de SSV que entran al proceso:

$$20000 \frac{\text{kgSS}}{\text{día}} \times 0.78 \frac{\text{kgSSV}}{\text{kgSS}} = 15600 \frac{\text{kg SSV}}{\text{día}}$$

2.- Cálculo de los volúmenes de los digestores

❖ Digestores primarios

Adoptando un valor de 15 días para el tiempo de retención hidráulico:

$$\text{Volumen digestión primaria} > 15 \text{ días} \times 400 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} = 6000 \text{m}^3$$

Tomando un valor de diseño de 2 kg SSV_i/m³· día para la carga de sólidos:

$$\text{Volumen digestión primaria} > \frac{15600 \frac{\text{kg SSV}_i}{\text{día}}}{2 \frac{\text{kg SSV}_i}{\text{m}^3 \cdot \text{día}}} = 7800 \text{ m}^3$$

Este último valor será el adoptado para el volumen al ser el que permite el cumplimiento de los dos parámetros de diseño, TRH y CS.

❖ Digestores secundarios

Adoptando un valor de 5 días para el tiempo de retención hidráulico:

$$\text{Volumen digestión secundaria} > 5 \text{ días} \times 400 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} = 2000 \text{m}^3$$

❖ Número de digestores adoptados

La máxima capacidad admisible para un digestor primario es de 6000 m³, por tanto el número de digestores primarios debe ser de:

$$\frac{7800 \text{ m}^3}{6000 \text{ m}^3} = 1.3; \text{ por lo tanto se precisan al menos 2 unidades.}$$

Constructivamente es muy apropiado dimensionar unidades iguales de forma que se puedan reducir costes de materiales, encofrados, etc. Por esto conviene intentar ajustar los volúmenes obtenidos para la digestión primaria y secundaria a un único valor. Por tanto se adoptan:

3 digestores primarios ($3 \times 2600 \text{ m}^3 = 7800 \text{ m}^3$) más 1 digestor secundario (2600 m^3)

Considerando una relación altura/diámetro de 0.5 las dimensiones serán de $\varnothing 19 \times 9.5 \text{ m}$.

3.- Cálculo de la potencia de los agitadores

La potencia necesaria por cada digestor primario es de 3.7 W/m^3 . Por tanto:

$$3.7 \frac{\text{W}}{\text{m}^3} \times 2600 \text{ m}^3 = 9.62 \text{ kW} \cong 13 \text{ CV}$$

Se adopta, para cada digestor primario, un agitador de 15 CV de potencia, las potencias suministradas por los fabricantes suelen corresponder a múltiplos de cinco o diez.

4.- Cálculo de los caudales de fangos que salen de la digestión

El rendimiento de diseño de la digestión anaerobia es 50%. Por tanto:

$$\text{Reducción de SSV en la digestión} = 0.5 \times 15600 \frac{\text{kg SSV}}{\text{día}} = 7800 \frac{\text{kg SSV}_{\text{red}}}{\text{día}}$$

$$\text{Fango remanente: } 20000 \frac{\text{kg SS}}{\text{día}} - 7800 \frac{\text{kg SS}_{\text{red}}}{\text{día}} = 12200 \frac{\text{kg SS}}{\text{día}}$$

$$\text{Caudal del fango de salida: } \frac{12200 \frac{\text{kg SS}}{\text{día}}}{60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 203.3 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

$$\text{Caudal del sobrenadante: } 400 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} - 203.3 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} = 196.7 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

5.- Cálculo del circuito del gas

La producción de gas de diseño es de $0.9 \frac{\text{m}^3}{\text{kg SSV}_{\text{red}}}$. Por tanto:

$$0.9 \frac{\text{m}^3}{\text{kg SSV}_{\text{red}}} \times 7800 \frac{\text{kg SSV}_{\text{red}}}{\text{día}} = 7020 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Calor necesario para calentar el fango (suponiendo que el calor específico del fango es igual al del agua):

$$C = C_e Q (T_f - T_0)$$

$$1 \frac{\text{kcal}}{\text{kg}} \times 400 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} (35 - 13)^\circ \text{C} = 8.8 \times 10^6 \frac{\text{kcal}}{\text{día}} = 367000 \frac{\text{kcal}}{\text{h}}$$

Calor que se debe suministrar teniendo en cuenta las pérdidas indicadas en el enunciado:

$$367000 \frac{\text{kcal}}{\text{h}} \times 2 = 734000 \frac{\text{kcal}}{\text{h}}$$

Caudal de gas necesario:

$$\frac{734000 \frac{\text{kcal}}{\text{h}}}{5000 \frac{\text{kcal}}{\text{m}^3}} = 146.8 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 3523 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} < 7020 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Como el gas necesario para calentar el fango es inferior al producido en el digestor hay gas en exceso y hay que utilizar una antorcha para eliminarlo.

El volumen del gasómetro debe ser (suponiendo una capacidad de almacenamiento del 30% de la producción diaria):

$$V_{\text{gasómetro}} = 0.3 \times 7020 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} = 2106 \text{ m}^3 (\text{Ø}19 \times 7.5 \text{ m})$$

Considerando una capacidad de combustión del doble de la producción, la capacidad de la antorcha será:

$$2 \times 7020 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} = 585 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

CAPÍTULO 13
DEPURACIÓN EN PEQUEÑOS NÚCLEOS



P1.- Se tiene un núcleo rural de población con diferentes zonas posibles para la instalación del sistema de depuración de sus aguas residuales.

Se pide:

1. **Para la zona 1 definir la línea de tratamiento y diseñar los procesos.**
2. **Hacer un estudio comparativo de soluciones alternativas considerando todas las zonas**
3. **Seleccionar y diseñar la alternativa óptima.**

DATOS:

| | |
|---|--------------------------------|
| Población | 100 habitantes |
| Red de alcantarillado | Separativa |
| Clasificación del tramo de río próximo | A3 (CE) |
| Grado depuración exigido al vertido | >85% DBO₅ |
| Cota más baja del núcleo | 100 m |

Características de las zonas:

| | Zona 1 | Zona 2 | Zona 3 |
|---|---------------|---------------|---------------|
| Superficie disponible (m²): | 800 | 3500 | 2000 |
| Distancia al núcleo (m): | 10 | 500 | 2000 |
| Tasa infiltración (min./cm): | 60 | 600 | 4 |
| Profundidad nivel freático (m): | 3,0 | 8,0 | 1,0 |
| Pendiente del terreno (%): | 1 | 1 | 3 |
| Cota media del terreno (m): | 95 | 90 | 130 |

1.- Definición de la línea de tratamiento y diseño de los procesos

El grado de depuración exigido (>85% reducción DBO₅) requiere un tratamiento secundario con la opción de un primario previo. Éste, al tratarse de una población pequeña (100 habitantes), podrá llevarse a cabo mediante bien una fosa séptica o un tanque Imhoff. No se contempla la posibilidad de colocar un pretratamiento.

2.- Estudio comparativo de las distintas soluciones en función de las zonas disponibles

❖ Tratamiento primario

La razón por la que se elige la fosa séptica frente al tanque Imhoff es su adecuación a las características de la zona:

- La población no excede el límite superior aconsejable, 200-300 habitantes.
- La red de alcantarillado es separativa.

❖ Tratamiento secundario

De las parcelas disponibles descartamos la zona 3, por su lejanía y por estar situada aguas arriba, aunque el suelo tiene una tasa de infiltración óptima, no es recomendable para un sistema de infiltración por la proximidad del nivel freático a la superficie y por la pendiente del terreno.

Las zonas 1 y 2 tienen características similares, es preferible la utilización de la zona 2 si se prevé la construcción de alguna vivienda entre el núcleo y esta zona.

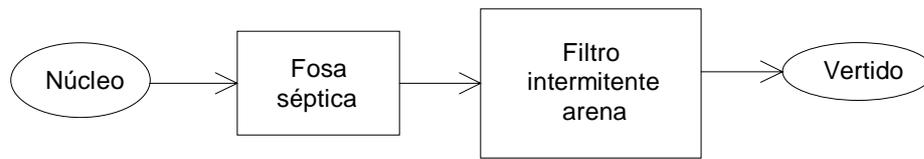
El reducido tamaño de la población no aconseja la instalación de una EDAR convencional, aunque sería correcto un lecho bacteriano de baja carga, pero dada su escasa distancia, al núcleo, eligiendo la zona 1 como enclave, no parece una solución aconsejable dada la posibilidad del rechazo por la población (molestias por presencia de moscas,...).

La distancia al núcleo (10 m) no es suficiente para utilizar un tratamiento de aplicación al terreno (riego/infiltración rápida/escorrentía subsuperficial) o un lagunaje ya que se necesita una distancia mínima de protección respecto a caminos de 40 m, y de 300 m a viviendas en un caso u otro. En este caso no se dispone de tal zona de amortiguamiento.

La tasa de aplicación (60 min/cm) impide utilizar cualquier tipo de sistema de infiltración subsuperficial (máximo 48) ya sea zanjas, lechos o pozos filtrantes, así como el riego y la infiltración rápida (precisan permeabilidades media y alta respectivamente). Existe la posibilidad de la escorrentía superficial (permeabilidad baja) y del lagunaje. Pero el sistema que más se ajusta es el filtro intermitente de arena enterrado con una tasa de aplicación inferior a 0.04.

3.- Seleccionar y diseñar la alternativa óptima

❖ Línea de tratamiento



❖ Diseño de la fosa séptica

Caudal medio

Una dotación típica sería 150 l/hab.d, mientras que para la fosa séptica la dotación doméstica de diseño asciende a 300 l/hab.d:

$$Q_m = \text{Población} \times \text{Dotación} = 100 \text{ hab} \times 300 \text{ l/hab.d} \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{l} = 30 \text{ m}^3/\text{d}$$

Volumen

Para un rango entre 5.7 y 57 m³ diarios de caudal medio, el volumen se obtiene de la expresión:

$$V_T \text{ (m}^3\text{)} = 4.3 + 0.75 \times Q \text{ (m}^3\text{/d)} = 4.3 + 0.75 \times 30 = 26.8 \text{ m}^3$$

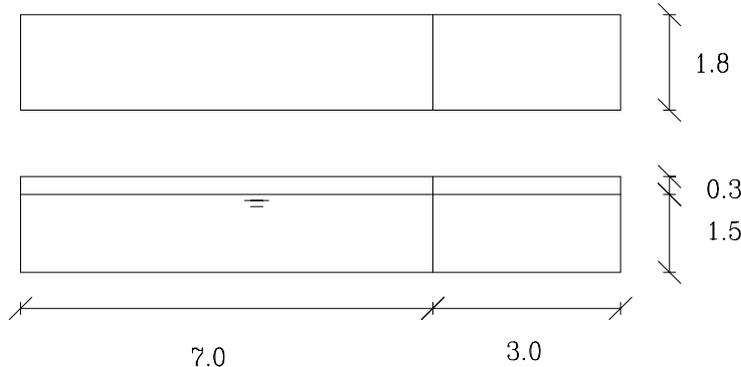
Se observa la validez de la aplicación de la fórmula.

La fosa séptica tiene un tamaño suficiente para dividirla en dos cámaras, repartiéndose el volumen total entre ambas de este modo:

$$\text{Vol}_{1^{\text{a}} \text{ cámara}} = \frac{2}{3} \times V_T = \frac{2}{3} \times 26.8 = 17.9 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol}_{2^{\text{a}} \text{ cámara}} = V_T - \text{Vol}_{1^{\text{a}} \text{ cámara}} = 26.8 - 17.9 = 8.9 \text{ m}^3$$

Dimensiones



❖ Diseño del filtro intermitente de arena

Superficie

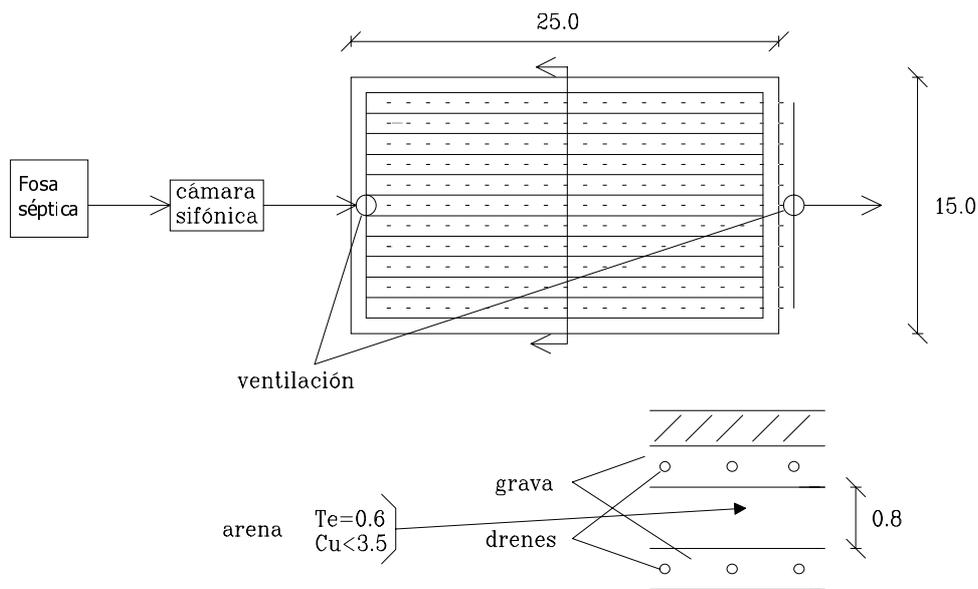
Dado que se dimensiona para una dotación de 300l/hab.día, se tiene un adecuado margen de seguridad.

$$S = \frac{Q_m}{[\text{Alimentación}]_{\min}} = \frac{30 \text{ m}^3 / \text{d}}{2 \text{ diarias}} = 375 \text{ m}^2 < 800 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{Q_m}{[\text{tasa de aplicación}]_{\min}} = \frac{30 \text{ m}^3 / \text{d}}{0.04 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d}} = 375 \text{ m}^2 < 800 \text{ m}^2$$

Se comprueba que la requerida es inferior a la disponible, por tanto se escoge esta solución.

Disposición



P2.- Calcular la superficie máxima necesaria de una laguna facultativa que debe tratar el efluente de un tanque Imhoff con las siguientes características:

| | |
|--------------------|----------------------|
| - Población | 800 habitantes |
| - Qm | 7 m ³ /h |
| - Qp | 21 m ³ /h |
| - DBO ₅ | 200 mg/l |
| - SS | 100 mg/l |

1.- Parámetros de diseño de una laguna facultativa para un pequeño núcleo de población

Carga orgánica: entre 17 y 40 kg DBO₅/Ha· día
 Tiempo de retención hidráulico > 45 días (Entre 90 y 180)
 Altura útil: 1.5 m

2.- Condiciones de funcionamiento

❖ Caudal de tratamiento

$$Q_d = 7 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 24 \frac{\text{h}}{\text{d}} = 168 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

❖ Carga diaria de DBO₅

$$B = Q \cdot [\text{DBO}_5] = 168 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 200 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg} \cdot \text{L}}{\text{mg} \cdot \text{m}^3} = 33.6 \text{ kg DBO}_5/\text{d}$$

3.- Cálculo de la superficie

❖ Según la carga orgánica (CO)

$$\text{CO} = \frac{B}{S} \Rightarrow S \leq \frac{33.6 \text{ kg DBO}_5/\text{d}}{17 \text{ kg DBO}_5/\text{Ha} \cdot \text{d}} = 1.98 \text{ Ha} = 19800 \text{ m}^2$$

Como se pide el valor máximo de la superficie de la laguna se toma el mínimo valor admisible de la carga orgánica.

❖ Por tiempo de retención hidráulico

$$\text{TRH} = \frac{S \cdot H_{\text{útil}}}{Q} \Rightarrow S \leq \frac{Q \cdot \text{TRH}_{\text{máx}}}{H_{\text{útil}}} = \frac{168 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 180 \text{d}}{1.5 \text{m}} = 20160 \text{m}^2$$

Se comprueba que no excede el máximo tiempo de retención hidráulico permitido.

Luego, la superficie necesaria es 1.98 hectáreas

CAPÍTULO 14
RESIDUOS SÓLIDOS URBANOS



P1.- Estimar la superficie que tiene que tener una nave industrial para almacenar las balas (o fardos) de papel y cartón procedentes del reciclaje de residuos sólidos urbanos de una ciudad, teniendo en cuenta que se exige una capacidad mínima de almacenamiento de un mes (correspondiente a un mes de producción).

DATOS:

| | |
|--|-----------------------------|
| - Periodo de proyecto | 10 años |
| - Población actual | 100.000 habitantes |
| - Producción específica de residuos actual | 1 Kg/(hab.día) |
| - Tasa de aumento de población | 0 % |
| - Tasa de aumento del consumo de papel y cartón | 1 % |
| - Contenido actual de papel y cartón en los RSU | 24 % |
| - Eficiencia del reciclaje de papel y cartón | 50 % |
| - Densidad del papel y cartón en balas | 550 kg/m³ |
| - Altura de almacenamiento de balas | 5 m |

NOTA:

Se plantea la duda de si la tasa de aumento del consumo de papel y cartón se refiere al consumo bruto (kg/año) o al consumo específico (kg/[hab· día]). En el primer caso no sería necesario conocer la población futura, mientras que en el segundo sí, y se tienen datos para ello. Además, es más lógico tener esta segunda información. Por ello, se considera que el dato corresponde a la tasa de aumento del consumo específico. En este caso al ser la tasa de aumento de la población nula el resultado será el mismo en ambos casos.

- ❖ Producción específica actual de cartón y papel
 $1 \text{ kg/hab} \cdot \text{día} \times 0.24 = 0.24 \text{ kg/hab} \cdot \text{día}$
- ❖ Producción específica de cartón y papel al final del proyecto
 $0.24 \text{ kg/hab} \cdot \text{día} \times (1 + 0.01)^{10} = 0.265 \text{ kg/hab} \cdot \text{día}$
- ❖ Población futura
 $100000 \text{ hab} \times (1 + 0)^{10} = 100000 \text{ hab}$
- ❖ Producción futura de papel y cartón:
 $100000 \text{ hab} \times 0.265 \text{ kg/hab} \cdot \text{día} = 26500 \text{ kg/día}$

Como se recicla el 50% del papel y cartón presente en los residuos se obtienen:
 $0.5 \times 26500 \text{ kg papel/día} = 13250 \text{ kg papel/día}$

- ❖ Capacidad de almacenamiento

Como la capacidad mínima de almacenamiento de la nave industrial debe ser de un mes, habrá que dimensionarla para la producción punta mensual (máximo de la producción media mensual de los 12 meses del año) de papel.

Producción punta mensual = C_p · Producción media mensual

$C_p \in (1.5 - 1.9)$

Tomando un valor medio de C_p (1,7):

Producción punta mensual = $1.7 \times 31 \text{ días} \times 13255 \text{ kg papel/día} = 698562 \text{ kg papel/mes}$

Siendo su volumen:

$$V = \frac{698562 \text{ kg papel}}{550 \text{ kg papel/m}^3} = 1270 \text{ m}^3$$

Como las balas se pueden almacenar hasta llegar a una altura de 5 m:

$$\text{Superficie de la nave} = \frac{1270 \text{ m}^3}{5 \text{ m}} = 254 \text{ m}^2$$

Considerando un 10% de zonas muertas y pasillos la superficie de la nave será:

$$\frac{254}{0.9} = 282 \text{ m}^2$$

Por tanto, la nave podría tener unas dimensiones de 10 x 30 m.

P2.- En un pueblo existen 90 contenedores de 1100 litros de capacidad. Si la recogida es de 6 días a la semana y prácticamente ningún día hay residuos fuera de los contenedores, ¿Cuál será la población máxima de dicho pueblo?.

Considerar una producción específica (tasa de recogida) de residuos de 1.1 kg/hab· día.

1.- Hipótesis de cálculo

Para calcular la población máxima se supone que todos los contenedores se llenan al 100% el día más desfavorable. Éste corresponde al día de máxima producción de residuos, considerando la influencia de la recogida no diaria.

Se estima que el día de máxima producción los residuos alcanzan en contenedor una densidad media – alta de 200 kg/m³ (el rango de densidades oscila entre 100 y 250 kg/m³).

2.- Producción de residuos

$P_{MÁX} = N^{\circ} \text{ contenedores} \times \text{Volumen contenedor} \times \text{Fracción de llenado} \times \text{Densidad residuos}$

$$P_{MÁX} = 90 \times 1.1 \text{ m}^3 \times 1 \times 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 19.8 \text{ T/día}$$

$$\text{Producción media anual} = \frac{P_{MÁX}}{C_{p_s} \cdot C_{p_r}}$$

Siendo:

C_{p_s} = Coeficiente punta semanal

C_{p_r} = Coeficiente punta del día de recogida máxima

Se considera que el coeficiente punta semanal es similar al mensual e igual a un valor medio: 1.7 ∈ (1.5-1.9). Al tratarse de una pequeña población esta variación estará en el rango alto.

Por otra parte, se considera que el coeficiente punta del día de recogida máxima, teniendo en cuenta la variación de la generación y el efecto de la recogida no diaria, para recogida de 6 días/semana es de 1.5 ∈ (7/6-2). Como en el caso anterior, esta variación se encontrará en el rango alto.

Por lo tanto:

$$P_{\text{media anual}} = \frac{19.8 \frac{\text{T}}{\text{día}}}{1.7 \times 1.5} = 7.76 \text{ T/día}$$

3.- Población servida

Con una producción específica de 1.1 kg/(hab· día) se tendrá una población máxima servida de:

$$\text{Población máxima} = \frac{7760 \frac{\text{kg}}{\text{día}}}{1.1 \text{ kg}/(\text{hab} \cdot \text{día})} = 7059 \text{ habitantes}$$

P3.- Estimar la vida útil de un vertedero controlado que tiene las características siguientes:

| | |
|---|--------------|
| - Producción anual de residuos sólidos urbanos | 40.000 t/año |
| - Evolución de la población y producción específica | 0% |

¿Cuál será la producción anual de residuos sólidos urbanos si se realiza recogida selectiva de vidrio, papel y cartón mediante contenedores situados en la vía pública?

| | |
|-----------------------------------|------------------------------|
| - Vertedero: | |
| Tipo de residuo sólido vertido | Residuo bruto. |
| Distribución de residuos y tierra | Mediante palas (máquinas) |
| Compactación | Mediante rodillos (máquinas) |
| Superficie | 5 ha |
| Altura media total | 10 m |
| Material de cobertura | de préstamo (cantera a 2 km) |

| | |
|----------------------------------|-----|
| - Composición de los RSU: | |
| Materia orgánica | 50% |
| Papel y cartón | 20% |
| Plásticos | 5% |
| Textil y otros | 2% |
| Metales | 3% |
| Vidrio | 10% |
| Cenizas, cerámicas | 10% |
| Humedad | 40% |

NOTA: Considerar que el vertedero es un paralelepípedo

1.- Características del vertedero

Dentro de las tecnologías de vertedero controlado, la distribución de los residuos con palas, la compactación mediante rodillos y la ausencia de trituración previa son propias del sistema de media densidad.

Este tipo de vertederos tienen otras características como:

| | |
|--|-----------------------|
| - Densidad (ρ) | 800 kg/m ³ |
| - Altura de las capas | 1 m |
| - Espesor de las capas de tierra (intermedias) | 20 cm |

2.- Capacidad del vertedero

❖ Número de capas (n)

Es preciso tener en cuenta que la cubrición final mínima de un vertedero controlado es de 60 cm.

$$h_{\text{total}} = h_{\text{cubrición final}} + n \cdot h_{\text{capa}} + (n-1) \cdot h_{\text{tierra}}$$

Por tanto, resolviendo la ecuación, el número máximo de capas que se pueden disponer es ocho.

$$10 \text{ m} = 0.6 \text{ m} + n \cdot 1 \text{ m} + (n-1) \cdot 0.2 \text{ m} \Rightarrow n \cong 8$$

❖ Capacidad de almacenamiento

$$\text{Vol} = S \cdot n \cdot h_{\text{capa}} = 5 \text{ ha} \cdot 10^4 \text{ m}^2 / \text{ha} \cdot 8 \text{ capas} \cdot 1 \text{ m/capa} = 400000 \text{ m}^3$$

❖ Capacidad de recogida de residuos

$$M_{\text{res}} = \text{Vol} \cdot \rho = 400000 \text{ m}^3 \times 800 \text{ kg/m}^3 \times 10^{-3} \text{ T/kg} = 320000 \text{ T}$$

❖ Vida útil

La producción de residuos actualizada es idéntica a la inicial ya que la evolución tanto de la población como de la producción específica son nulas, así que finalmente se tiene que:

$$\text{Vida útil} = \frac{M_{\text{res}}}{\text{Prod}_{\text{res}} \text{ anual}} = \frac{320000 \text{ Tn}}{40000 \text{ Tn/año}} = 8 \text{ años}$$

3.- Aumento de la capacidad del vertedero por recogida selectiva

Asumiendo unas eficiencias de 20 y 30% en las recogidas selectivas del vidrio y de papel-cartón respectivamente, la producción anual se verá reducida a:

$$\text{Prod. anual} = 40000 \text{ T/año} \times \left(\frac{100 - (\%_{\text{vidrio}} \cdot \text{efic}_{\text{vidrio}} - \%_{\text{papel/cartón}} \cdot \text{efic}_{\text{papel/cartón}})}{100} \right)$$

$$\text{Prod. anual} = 40000 \text{ T/año} \times \left(\frac{100 - (10 \times 0.2 - 20 \times 0.3)}{100} \right) = 36800 \text{ T/año}$$

Es decir, se consigue una reducción del 8% que supone unos 8 meses más de vida útil del vertedero.

P4.-Determinar (para el año actual) el número máximo de contenedores de 1200 L del que debe disponer un edificio de viviendas de 120 habitantes si la recogida se realiza 2 días a la semana y la tasa de producción específica de residuos domiciliarios es de 0.8 kg/hab· día.

1.- Cálculo de la producción de residuos

❖ Residuos generados

$P_{\text{media}} = \text{Población} \times \text{tasa de producción específica} = 120 \text{ hab} \times 0.8 \text{ kg/hab} \cdot \text{ día} = 96 \text{ kg/día}$

La máxima producción semanal vendrá dada por:

$$P_{\text{smáx}}^{\text{gen}} = P_{\text{media}} \times C_{\text{ps}}^{\text{gen}}$$

EL coeficiente punta semanal puede suponerse igual al mensual, se estima su variación entre 1.5 y 1.9. Para poblaciones pequeñas, como en este caso, se adoptará el valor máximo.

Así, la producción punta ($P_{\text{smáx}}^{\text{gen}}$) será:

$$P_{\text{smáx}}^{\text{gen}} = P_{\text{media}} \times C_{\text{ps}}^{\text{gen}} = 96 \text{ kg/d} \times 1.9 = 182.4 \text{ kg/día}$$

Si la recogida no se hace todos los días de la semana, al efecto anterior hay que añadir el factor de distribución heterogénea provocado por la recogida. En el caso de que esta producción semanal máxima sea recogida en siete días se obtendría una cierta distribución heterogénea que para la semana máxima puede llegar a producir una punta diaria de alrededor de 1.25. Este factor no va a ser tenido en cuenta.

❖ Residuos recogidos

$$P_{\text{pd}}^{\text{rec}} = P_{\text{smáx}}^{\text{gen}} \times C_{\text{pd}}^{\text{rec}}$$

Los residuos recogidos varían en función del número de recogidas semanales y de la distribución de éstas a lo largo de la semana.

Ahora $C_{\text{pd}}^{\text{rec}}$ puede variar entre $7/n$ y el número máximo de días que transcurren entre dos recogidas (4), siendo "n" el número de recogidas semanales (2). Es decir $C_{\text{pd}}^{\text{rec}} \in (3.5-4)$.

Adoptando 3.8 que es un valor intermedio próximo al mayor:

$$P_{\text{pd}}^{\text{rec}} = P_{\text{smáx}}^{\text{gen}} \times C_{\text{pd}}^{\text{rec}} = 182.4 \text{ kg/d} \times 3.8 = 693.1 \text{ kg/día}$$

$$P_{\text{min}}^{\text{rec}} = P_{\text{p}}^{\text{gen}} \times C_{\text{p}}^{\text{rec}}_{\text{min}} = 144 \text{ kg/d} \times 7/2 = 504 \text{ kg/d}$$

❖ Volumen de residuos generados

Considerando que el día de máxima producción la densidad en contenedor (100 a 250 kg/m^3) aumenta, se toma un valor alto, 200 kg/m^3 .

$$V_{\text{nec}} = \frac{P_{\text{máx}}^{\text{ins}}}{\text{Densidad}} = \frac{693.1 \text{ kg}}{200 \text{ kg/m}^3} = 3.47 \text{ m}^3$$

2.- Contenedores necesarios

$$n^{\circ}_{\text{contenedores}} = \frac{V_{\text{nec}}}{V_{\text{con}}}$$

$$n^{\circ}_{\text{con}} = \frac{3.47 \text{ m}^3 \times 10^3 \text{ l/m}^3}{1200 \text{ l}} = 2.88 \approx 3 \text{ contenedores}$$

El número de contenedores para una situación media anual será (utilizando una densidad de 175 kg/m^3 y sin coeficiente punta de generación):

$$V_{\text{nec}} = \frac{96 \text{ kg} \times 3.5}{175 \text{ kg/m}^3} = 1.92 \text{ m}^3$$

$$n^{\circ}_{\text{con}} = \frac{1.92 \text{ m}^3 \times 10^3 \text{ l/m}^3}{1200 \text{ l}} = 1.6 \approx 2 \text{ contenedores}$$

En esta situación el factor de llenado de los 3 contenedores será:

$$\frac{1.92 \text{ m}^3}{3 \times 1.200 \text{ m}^3} = 53.3\%$$

P5.- ¿Qué superficie ocuparían en el año 1994, los RSU de un vertedero controlado de baja-media densidad (600 kg/m^3) con alturas de capa de RSU de 2.5 m si se vierten en una sola capa en 1 año?

Población (1994)= 300000 habitantes

1.- Cálculo de la producción

❖ Tasa de producción específica

Para calcular la tasa de producción específica (TPE) actual se asume que, en 1980 para poblaciones entre 100000 y 1000000 habitantes, era de $0.75 \text{ kg/hab} \cdot \text{ día}$ y se ha producido un crecimiento anual entre (1.5-3.5), adoptando una tasa del 2%:

$$T.P.E._t = T.P.E._o \times \left(1 + \frac{r_{T.P.E.}(\%)}{100} \right)^t$$

$$T.P.E._{1994} = T.P.E._{1980} \times \left(1 + \frac{2}{100} \right)^{14} = 0.99 \text{ kg/hab} \cdot \text{ día}$$

Con lo cual la tasa de producción específica en 1994 se estima en $0.99 \text{ kg/hab} \cdot \text{ día}$, que es un valor normal para ciudades españolas y para dicho año.

❖ Producción anual

$$\text{Prod.diaria}_{\text{media}} = \text{Población}_{1994} \times T.P.E._{1994} = 300000 \text{ hab} \times 0.99 \text{ kg/hab} \cdot \text{ día} \times 10^{-3} \text{ T/kg} = 297 \text{ T/día}$$

$$\text{Prod.anual} = \text{Prod.diaria}_{\text{media}} \times 365 \text{ d/año} = 297 \text{ T/día} \times 365 \text{ días/año} = 108405 \text{ T/año}$$

2.- Dimensiones anuales necesarias en el vertedero

❖ Volumen necesario

$$V = \frac{\text{Prod.anual}}{\text{Densidad}_{\text{vert}}} = \frac{108405 \text{ T/año} \cdot 10^3 \text{ kg/T}}{600 \text{ kg/m}^3} = 180675 \text{ m}^3 / \text{año}$$

❖ Superficie necesaria

$$S = \frac{V_{\text{anual}}}{h_{\text{capa}} \cdot n^{\circ} \text{ anual}_{\text{capas}}} = \frac{180675 \text{ m}^3 / \text{año}}{2.5 \text{ m/capa} \times 1 \text{ capa / año}} = 72270 \text{ m}^2 \cong 7.23 \text{ ha}$$

P6.- Estimar la superficie necesaria del vertedero controlado a incluir en el sistema de tratamiento y evacuación de los RSU de una ciudad española de 200.000 habitantes en la que se hace recogida selectiva y compostaje.

Considerar un terreno horizontal con una altura máxima de relleno de 15 m.

1.- Hipótesis de crecimiento

Adoptamos:

| | |
|-----------------------------------|---------|
| Periodo de proyecto | 10 años |
| Tasa de crecimiento de población | 0.01 |
| Tasa de crecimiento de producción | 0.015 |

2.- Producción en 10 años

$Prod_{10} = 200000 \text{ hab} \times (1+0.01)^{10} \times 0.75 \text{ kg/hab} \cdot \text{día} \times (1+0.015)^{10} \times 10^{-3} \text{ T/kg} = 192.3 \text{ T/día}$
 Al cabo de 10 años: $192.3 \times 365 \times 10 = 701895 \text{ Tn.}$

❖ Estimación de una composición media de residuos sólidos urbanos

| | |
|----------------------------|-----|
| Materia orgánica | 50% |
| Papel y cartón | 20 |
| Plásticos | 9 |
| Metales | 3 |
| Vidrios | 5 |
| Otros (textiles) | 3 |
| Otros (cenizas, cerámicas) | 10 |

Admitiremos que papel y cartón, plásticos, metales y vidrio estarán destinados a recogida selectiva, y la materia orgánica a la producción de compost. De modo que, sólo un 13% de la producción total estará destinada al vertedero más un 2% de margen de precisión, con lo cual la producción que iría al vertedero:

$$701895 \times 0.15 = 105285 \text{ T}$$

3.- Diseño del vertedero

❖ Estimación del volumen necesario de vertedero

Ya que la producción diaria (192.3 Tn) es menor que 350 Tn se aconseja un vertedero sin trituración previa. Los volúmenes requeridos en función de la densidad adoptada serían:

| | |
|--|-----------------------------------|
| Baja densidad (0.5 Tn/m ³) | $105285/0.5 = 210570 \text{ m}^3$ |
| Media densidad (0.8 Tn/m ³) | 131607 m^3 |
| Alta densidad sin cobertura (1.1 Tn/m ³) | 95714 m^3 |

❖ Cálculo de las alturas útiles

* Número de capas

| | |
|--------------------|---|
| Baja densidad | $15 \text{ m} = (n - 1) (2 + 0.2) \text{ m} + 2 \text{ m} + 0.6 \text{ m} \Rightarrow n = 7$ |
| Media densidad | $15 \text{ m} = (n - 1) (1 + 0.2) \text{ m} + 1 \text{ m} + 0.6 \text{ m} \Rightarrow n = 11$ |
| Alta densidad s.c. | $n = 1$ |

* Alturas útiles

| | |
|--------------------|----------------------------------|
| Baja densidad | $h = 7 \times 2 = 14 \text{ m}$ |
| Media densidad | $h = 11 \times 1 = 11 \text{ m}$ |
| Alta densidad s.c. | $h = 15 - 0.6 = 14.4 \text{ m}$ |

❖ Superficies necesarias

| | |
|--------------------|--|
| Baja densidad | $210570 \text{ m}^3 / 14 \text{ m} = 15.041 \text{ m}^2$ |
| Media densidad | $131607 \text{ m}^3 / 11 \text{ m} = 11.965 \text{ m}^2$ |
| Alta densidad s.c. | $95714 \text{ m}^3 / 14.4 \text{ m} = 6.647 \text{ m}^2$ |

La superficie óptima será de 6.647 m^2