



**ORIGINAL**

Recibido: 30/06/2021 | Aceptado: 11/11/2021

**Propuesta de diseño de lagunas facultativas para las aguas residuales de la ciudad de Manta.**

**Design Proposal for Facultative Lagoons for the Wastewaters of the Manta city.**

Juan Ramón Cedeño Candela [[juanr.cedeno@uleam.edu.ec](mailto:juanr.cedeno@uleam.edu.ec)]   
*Arquitecto.*  
*Universidad "Eloy Alfaro" de Manabí. Manabí, Ecuador.*

Erick Jonathan Cedeño Matute [[erick-141@hotmail.com](mailto:erick-141@hotmail.com)]   
*Ingeniero civil.*  
*Trabaja independiente. Manta, Ecuador.*

**Resumen**

La investigación analiza el efecto del período de retención hidráulica sobre la carga orgánica contaminante de las aguas residuales en las condiciones desarrolladas por las lagunas de oxidación tipo facultativas, a partir de un modelo físico y teniendo en cuenta las peculiaridades de la ciudad de Manta. Se valora la influencia del tiempo de retención sobre las demandas biológica y química de oxígeno, el potencial de hidrógeno y los sólidos suspendidos y totales, de forma tal para lograr la optimización del diseño de lagunas de facultativas, empleando programación no lineal. Se emplean métodos basados en procedimientos de flujo disperso para la evaluación de un sistema lagunar compuesto por una laguna facultativa primaria y otra secundaria de dos metros de profundidad. Se analizan ocho casos de estudio en los que se tienen en cuenta el costo del terreno, el uso de mamparas o deflectores, variando el tiempo de retención hidráulica y la rectangularidad en las lagunas, buscando el mínimo de una función de costo al emplear programación no lineal. Para la solución del problema son utilizados los parámetros de calibración obtenidos para el modelo físico, en función del tiempo de retención hidráulica.



## **Abstract**

The research analyzes the effect of the hydraulic retention period on the organic pollutant load of the wastewaters in the conditions developed by the facultative type oxidation lagoons, based on a physical model and taking into account the peculiarities of the city of Manta. The influence of the retention time on the biological and chemical oxygen demands, the hydrogen potential and the suspended and total solids is evaluated, in such a way to achieve the optimization of the design of facultative ponds, using non-linear programming, methods are used based on dispersed flow procedures for the evaluation of a lagoon system composed of a primary and a secondary facultative lagoon two meters deep. Eight case studies are analyzed in which the cost of the land, the use of partitions or deflectors are taken into account, varying the hydraulic retention time and the rectangularity in the lagoons and looking for the minimum of a cost function using non-linear programming. . To solve the problem, the calibration parameters obtained for the physical model are used, depending on the hydraulic retention time.

**Palabras claves:** aguas residuales; lagunas facultativas; optimización.

**Keywords:** wastewater; facultative lagoons; optimization.

## **Introducción**

El tratamiento y disposición apropiada de las aguas residuales es un problema global, no solamente porque las fuentes hídricas resultan un recurso, en buena medida, no renovable, sino porque el hecho de no realizar un saneamiento apropiado se convierte en una seria amenaza para la salud pública. Según informes de la Organización Mundial de la Salud (OMS) (Saracho, M; Flores, M y Rodríguez, C. 2012) se establece que, si las poblaciones estuviesen dotadas de servicios de agua potable y estas recibiesen un adecuado tratamiento, la incidencia de padecimientos gastrointestinales disminuiría en un 90%. Los países desarrollados destinan



cuantiosas sumas de su presupuesto a garantizar la calidad de las aguas negras que son devueltas al entorno natural. La realidad es otra para los países en vías de desarrollo y del tercer mundo.

En el planeta, más de dos mil millones de seres humanos, cerca del 30%, no poseen acceso a agua potable. En torno a los sistemas de saneamiento, la situación es aún más dramática, pues alrededor de cuatro mil millones y medio de personas, aproximadamente un 60% de la población mundial, carecen de un saneamiento seguro (OMS, 2017).

Concretamente en Ecuador, aunque se ha avanzado bastante en este aspecto en los últimos años, al extremo de encontrarse entre los 11 países de la región que ya en el año 2011 habían alcanzado los objetivos de desarrollo del milenio, propuestos por la Organización Mundial de la Salud (Soulier, Ducci, Altamira y Perroni, 2013), lo cierto es que alrededor de nueve millones y medio de personas, el 54% de la población, no tienen acceso a un sistema de saneamiento administrado de forma segura (WHO, 2017).

Los países del tercer mundo emplean procedimientos para el tratamiento de las aguas residuales, con el uso de conjuntos de técnicas caracterizadas por el bajo consumo de energía y, en esa línea, han estimulado la utilización de lagunas aeróbicas, facultativas y anaeróbicas.

Las lagunas facultativas son sistemas en el que se desarrollan complicados procesos que ameritan un cuidadoso diseño. Se distinguen dos tipos de metodologías generales para el diseño de estas lagunas: las que se basan en el resultado de investigaciones en el lugar y las llamadas analíticas.

Las lagunas son excavaciones realizadas en un terreno para el tratamiento de aguas residuales, la profundidad de estas es variable. La tecnología de tratamiento con lagunas se utiliza principalmente en comunidades pequeñas, sin embargo, las lagunas aireadas y facultativas se usan frecuentemente en comunidades medianas. Estos sistemas pueden funcionar en forma



independiente o en combinación con otros sistemas de tratamientos de aguas residuales.

Las lagunas se pueden clasificar teniendo en cuenta la concentración de oxígeno disuelto (nivel de aerobividad), y la fuente que suministra el oxígeno necesario para la asimilación bacteriana de compuestos orgánicos presentes en las aguas residuales. Entre ellas se destacan las aerobias, facultativas, aireadas con mezcla parcial y las anaerobias.

**Lagunas aerobias:** este tipo de lagunas son poco profundas ya que deben permitir la penetración de la luz del sol en toda la columna de agua; por tal motivo se tiene gran actividad fotosintética durante las horas de luz solar, en toda columna de agua. Su profundidad varía entre 1 y 1,5 m. Las lagunas diseñadas para aumentar la actividad fotosintética de las algas se denominan de alta tasa. Esta denominación se refiere a la velocidad de producción fotosintética de oxígeno por parte de las algas presentes y no a la velocidad de asimilación metabólica de compuestos orgánicos, la cual permanece invariable. El oxígeno producido por las algas permite a las bacterias degradar en forma aerobia los compuestos orgánicos presentes en el agua residual.

Durante las horas de luz solar, el oxígeno y el pH aumentan alcanzando valores máximos, mientras que en las horas de oscuridad éstos parámetros disminuyen en forma considerable respecto al valor máximo. Los tiempos de retención de estos sistemas son relativamente cortos (generalmente 5 a 10 días). Las lagunas aerobias se utilizan en combinación con otras lagunas y su aplicación se limita a climas cálidos y soleados.

**Lagunas facultativas:** Este tipo de lagunas es el más usado. La profundidad oscila entre 1,5 a 2,5 m., y se las conoce también como lagunas de estabilización. El tratamiento se desarrolla por acción de las bacterias aerobias en la capa superior y de bacterias anaerobias o anóxicas en la capa inferior, dependiendo de la mezcla que se induce por acción del viento. Los sólidos sedimentables se depositan en el fondo de la laguna. El aporte de oxígeno se logra por



fotosíntesis y por reaireación natural superficial. Las lagunas facultativas pueden funcionar como lagunas con descarga controlada, lagunas de retención total o como unidades de almacenamiento para un tratamiento posterior sobre el suelo.

Lagunas aireadas con mezcla parcial: son más profundas y pueden recibir mayor carga orgánica que una laguna facultativa. El suministro de oxígeno se realiza por medio de aireadores mecánicos flotantes o difusores de aire sumergidos. Las lagunas aireadas tienen una profundidad que varía entre 2 y 6 m y se diseñan con un bajo tiempo de retención (3 a 20 días). La principal ventaja radica en que necesita menor área que otros sistemas de lagunas.

Lagunas anaerobias: Este tipo de lagunas se diseñan para el tratamiento de residuos líquidos con alto contenido de materia orgánica, generalmente aguas residuales de industrias ubicadas en zonas rurales apartadas. Estas lagunas no cuentan con zonas aerobias, la profundidad oscila entre 2.5 y 4.0 m (Yanez, 1993) y su tiempo de retención va de 20 a 50 días. Es común en ellas la generación de malos olores y requieren ser cubiertas o aisladas en zonas pobladas.

De los diferentes tipos analizados en este trabajo se centra el análisis en las lagunas facultativas, en las cuales existe una mezcla de condiciones aeróbicas y anaeróbicas (Mara, 2004), las aeróbicas se mantienen en la capa superior mientras existen condiciones anaeróbicas hacia el fondo del estanque. Estos estanques son de dos tipos, estanques facultativos primarios que reciben aguas residuales sin procesar y estanques facultativos secundarios que reciben las aguas residuales tratadas de la primera etapa (habitualmente el efluente de estanques anaerobios).

Generalmente su profundidad fluctúa entre 1,5-2,0 m, siendo los más comunes 1,5 m, y están diseñados geoméricamente para tener una elevada rectangularidad (hasta 1:10) para simular el flujo de tapón hidráulico en estos estanques (Peña, Mara y Pignet, 2003). Por su parte, Mara (2004) compara el diseño de estanques de estabilización de residuos utilizando métodos



modernos y clásicos, evidenciando que los métodos modernos de diseño son apropiados cuando se mejoran los estanques de estabilización existentes, mientras que las nuevas lagunas de estabilización deben diseñarse utilizando métodos clásicos.

Los estanques facultativos están diseñados para la remoción de la demanda biológica de oxígeno (DBO 5) sobre la base de recibir una baja carga superficial orgánica lograda por un estanque anaeróbico, esto permite el desarrollo de una población activa de algas; así, las algas generan el oxígeno necesario para eliminar la DBO 5 soluble (Peña y Mara, 2004).

DBO 5 se refiere a la cantidad de oxígeno que los microorganismos, especialmente bacterias y hongos presentes en las aguas residuales, consumen durante la degradación de las sustancias orgánicas contenidas en la muestra y es un parámetro indispensable cuando se necesita determinar el estado o la calidad que vierte a los ríos, lagos, lagunas o efluentes.

Mara (2004) sostiene que cuando se diseñan estanques facultativos, se debe dar énfasis al área de la superficie. Aumentar la superficie del estanque facultativo mejora el rendimiento del sistema, para ello se debe adoptar un valor mínimo de tiempo de retención hidráulico de 5 días para temperaturas inferiores a 20 °C y de 4 días para temperaturas superiores a 20°C, esto minimiza los cortocircuitos hidráulicos y permite que las algas tengan tiempo suficiente para multiplicarse. Sin embargo, algunos investigadores han observado que el tiempo de retención teórico no se alcanza en lagunas facultativas debido a la existencia de cortocircuitos hidráulicos y la formación de estancamientos (Lloyd, Vorkas y Guganesharajah, 2003).

La eliminación de DBO 5 en estanques facultativos primarios generalmente está en el rango de 70-80 por ciento basado en muestras no filtradas (es decir, incluida la DBO 5 ejercida por las algas), y generalmente superior al 90 por ciento en base a muestras filtradas. En los estanques facultativos secundarios, la eliminación es menor, pero el rendimiento combinado de



los estanques facultativos anaeróbicos y secundarios generalmente se aproxima (o es ligeramente mejor) al alcanzado por los estanques facultativos primarios.

Según Do Monte y Mara (1987), el diseño del proceso de estanques facultativos se basa en enfoques racionales y empíricos. El enfoque de diseño empírico se ha desarrollado utilizando datos de rendimiento de estanques, de estabilización de residuos, en funcionamiento.

Como informa Banda (2007), en el año 1996 a partir del resultado de sus estudios, Sperling propuso un principio de incertidumbre para diseñar estanques facultativos basados en valores de diseño aleatorios seleccionados en un rango de cada parámetro de diseño dependiendo del grado de certeza. Esto se debe a que se observó que los parámetros de diseño de entrada utilizados en la derivación de las ecuaciones DBO de carga superficial no se conocen con gran certeza en los países en desarrollo debido a la limitación de los recursos de investigación.

Por lo tanto, para diseñar el área facultativa del estanque, el tiempo medio de retención hidráulica y la concentración de DBO del efluente, se emplean simulaciones de Monte Carlo. Aunque las simulaciones de Monte Carlo dan confianza a los diseños resultantes así producidos (área y calidad del efluente), el enfoque de diseño asume que el tiempo de retención teórico se logra durante el período operacional del estanque facultativo.

La ciudad de Manta es un cantón de la provincia de Manabí que se encuentra ubicado en el perfil costero del Océano Pacífico, con un área de 306 kilómetros cuadrados y aproximadamente 242 000 habitantes. Posee un sistema de alcantarillado sanitario que conduce las aguas servidas hasta la planta de tratamiento ubicado en el sector San Juan. El sistema de tratamiento se compone de ocho tipos de lagunas de estabilización. En primera instancia, y luego de pasar por el filtro, el afluente ingresa a las lagunas anaeróbicas desde donde el líquido residual transita por desniveles hacia las lagunas restantes, que son las facultativas y de pulimento. El



sitio de descargas de estas lagunas es el cauce del río Manta, que posteriormente las transporta a la desembocadura en el Océano Pacífico.

Atendiendo a las consideraciones antes expuestas, en el presente artículo, se hace un estudio que permita determinar el mejor diseño para las lagunas facultativas de la ciudad de Manta.

### **Población y Muestra**

Para el estudio se utilizan dos lagunas, una facultativa primaria y otra secundaria, en las cuales se analizan cuatro tipos de diseños, para ver cuáles obtienen los mejores resultados utilizando cuatro variantes de acuerdo a una población de 2 000 a 60 500 habitantes y del costo del terreno donde se construya de 1.00 a 5.00 USD/m<sup>2</sup>.

### Variables controladas

La tasa de evaporación considerada parte de aplicar la ecuación de Visentini para la temperatura media anual en Manta. La expresión queda entonces:

$$E = 75 * \bar{T} = 75 * 25 = 1\ 875 \text{ mm} * \text{año}^{-1}$$

La concentración de la demanda biológica de oxígeno en el influente de la laguna se considera igual al valor de la muestra tomada en el filtro el primer día. Es decir:

$$\text{DBO}_a = 482 \text{ mg / L}$$

La concentración de coliformes fecales en el influente de la laguna se considera igual al valor de la muestra tomada en el filtro el primer día. Es decir:

$$\text{CF}_a = 1,2 * 10^6 \frac{\text{NMP}}{100\text{mL}}$$

Caudal en el afluente de la laguna, se maneja en dos niveles. El primer nivel considera una población de 2000 habitantes y el segundo, da respuesta al volumen de aguas residuales, generado por la cuarta parte de la población de Manta.





El primer caudal se determina a partir de una población de diseño que, en este caso, es de 2000 habitantes. La dotación o consumo diario, se estima en  $192 \frac{L}{hab.día}$ . De aquí, el aporte al sistema de saneamiento se considera del 80% de este valor. El caudal promedio es:

$$Q_p = 0,80 * 192 * 2000 = 307,2 \text{ m}^3 * \text{día}^{-1}$$

$$\text{El caudal máximo: } Q_{m\acute{a}x} = 307,2 * \left( 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{\frac{2000}{1000}}} \right) + 0,07 * 2000$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 1\ 102 \text{ m}^3 * \text{día}^{-1}$$

$$\text{Mientras que el mínimo: } Q_{m\acute{i}n} = \frac{QP}{M} = \frac{307,2}{3,59}$$

$$Q_{m\acute{i}n} = 85,7 \text{ m}^3 * \text{día}^{-1}$$

El segundo caudal se determina a partir de una población de diseño que, en este caso, es de 60 500 habitantes. La dotación o consumo diario, se estima en  $192 \frac{L}{hab.día}$ . De aquí, el aporte al sistema de saneamiento se considera del 80% de este valor. El caudal promedio es:

$$Q_p = 0,80 * 192 * 60\ 500 = 9\ 292,8 \text{ m}^3 * \text{día}^{-1}$$

$$\text{El caudal máximo: } Q_{m\acute{a}x} = 9\ 292,8 * \left( 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{\frac{60500}{1000}}} \right) + 0,07 * 60500$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 20\ 342 \text{ m}^3 * \text{día}^{-1}$$

$$\text{Mientras que el mínimo: } Q_{m\acute{i}n} = \frac{QP}{M} = \frac{9\ 292,8}{2,19}$$

$$Q_{m\acute{i}n} = 4\ 246 \text{ m}^3 * \text{día}^{-1}$$

La temperatura juega un papel esencial en el desempeño de una laguna de oxidación. Esta variable climática cambia con la estación del año, así como con la hora del día en que se analice. Se considera un valor de referencia y este coincide con el promedio de las temperaturas del agua residual, medidas en el filtro y las lagunas anaerobia, facultativa y de maduración. Esta



temperatura es entonces:  $T = 27,3 \text{ }^\circ\text{C}$ .

El coeficiente de calibración de la temperatura ( $\psi$ ), para la degradación DBO<sub>5</sub>, se establece en  $\psi = 0,625$

La temperatura media del mes más frío en Manta alcanza el valor de  $24,0 \text{ }^\circ\text{C}$ .

El coeficiente de calibración de la temperatura ( $\varphi$ ), para la reducción bacteriana, se establece en  $\varphi = 0,774$

El calado de la laguna, se considera, en todos los casos, igual a la profundidad del modelo físico. Esto es  $Z = 2,0 \text{ m}$ .

La relación de taludes vertical a horizontal (V:H) se toma, en todos los casos, como una invariante. Su valor es  $V:H = 1:2$

Para los efectos del cálculo se considera el valor del denominador y este se nombre ( $r_T$ )  
 $r_T = 2$

El ancho de circulación o corona de los terraplenes ( $B_T$ ) de la laguna se toma con el valor de  $3,0 \text{ m}$ .  $B_T = 3,0 \text{ m}$ .

Se considera un espacio libre entre el nivel máximo de las aguas y la parte superior del terraplén igual a  $0,50 \text{ m}$ .

#### Variables deterministas

El tiempo medio de retención hidráulica se determina por la expresión:  $\tau = \frac{V}{Q_P}$

Donde,  $V$ : Volumen de la laguna y  $Q_P$ : Caudal medio en el afluente de la laguna

El área media de la laguna facultativa ( $A_f$ ) se calcula mediante la ecuación:  $A_f = \frac{V}{Z}$

La rectangularidad ( $r$ ) de la laguna se define como la relación del largo y el ancho. El ancho medio ( $W_m$ ) y largo medio ( $L_m$ ) de la laguna, pueden ser obtenidos a partir de la ecuación

siguiente:  $r = \frac{L_m}{W_m}$  de donde,  $L_m = r * W_m$



El área media de la laguna ( $A_f$ ) se considera entonces:  $A_f = L_m * W_m$  o  $A_f = r * W_m^2$

El área superior de la laguna ( $A_{sup}$ ), se estima, entonces como:  $A_{sup} = L_{sup} * W_{sup}$

Siendo  $A_{sup} = (L_m + Z * r_T) * (W_m + Z * r_T)$

El gasto en el efluente ( $Q_e$ ), corregido por evaporación es:

$$Q_e = Q_a - 0,001 * E * A_{sup}$$

El coeficiente de dispersión (d), se determina por la ecuación propuesta por el CEPIS:

$$d = \frac{1,158 * [\tau * (W + 2Z)]^{0,489} * W^{1,511}}{(T + 42,5)^{0,734} * (L * Z)^{1,489}} \quad \text{En la cual,}$$

L: longitud equivalente de la laguna en la dirección del flujo,  $L = L_p * r_M * (N_M + 1)$

$L_p$ : longitud promedio del estanque

$N_M$ : número de mamparas

$r_M$ : coeficiente que considera la razón de la longitud mampara ( $L_M$ ) y la longitud

$$\text{promedio de la laguna. } r_M = \frac{L_M}{L_p} \quad r_M = \begin{cases} 1 & \text{si } N_M = 0 \\ 0,7 & \text{si } N_M \geq 1 \end{cases}$$

W: ancho equivalente de la laguna.  $W = \frac{W_p}{N_M + 1}$

El factor de respuesta al tratamiento se estima a partir del coeficiente de dispersión d:

$$n = \begin{cases} \frac{1}{0,187} * d; & \text{si } d \leq 0,187 \\ 1; & \text{si } d > 0,187 \end{cases}$$

La tasa de remoción de DBO, puede ser estimada a partir de la expresión dada por Yanez (1993), ajustada con el coeficiente de temperatura obtenido para el modelo físico:

$$k = 0,796 * \tau^{-0,355} * 1,085^{\psi * T - 20}$$

Se emplea como valor de temperatura, el valor medio medido en las lagunas, es decir 27,3°C.

Y entonces, la demanda bioquímica de oxígeno en el efluente ( $DBO_e$ ) resulta, según el



modelo de remoción adoptado.

$$DBO_e = \frac{DBO_a}{(1+k*n*\tau)^{\frac{1}{n}}}$$

La demanda bioquímica de oxígeno en el efluente, corregida por evaporación ( $DBO_{eC}$ )

es:

$$DBO_{eC} = DBO_e * \frac{Q_p}{Q_e}$$

La eficiencia en la remoción de DBO5 ( $\epsilon_{DBO}$ ) es:  $\epsilon_{DBO} = \frac{DBO_a - DBO_{eC}}{DBO_a} * 100 \%$

La tasa de remoción bacteriana ( $k_b$ ) se calcula a través de la ecuación ajustada con el coeficiente de temperatura obtenido para el modelo físico:  $k_b = 0,841 * 1,075^{\varphi T - 20}$

Se emplea como valor de temperatura, el valor medio histórico del mes más frío de la localidad. Es decir 24,0 °C.

Los coliformes fecales en el efluente de la laguna se obtienen a partir del modelo de Thirumurthi cuando el coeficiente de dispersión (d) es menor que 2:

$$CF_e = \frac{4*a*e^{\frac{1-a}{2d}}}{(1+a)^2} * CF_a$$

En la ecuación anterior, la constante a, se determina:  $a = \sqrt{1 + 4 * k_b * \tau * d}$

Los coliformes fecales en el efluente, corregidos por evaporación ( $CF_{eC}$ ) es:

$$CF_{eC} = CF_e * \frac{Q_p}{Q_e}$$

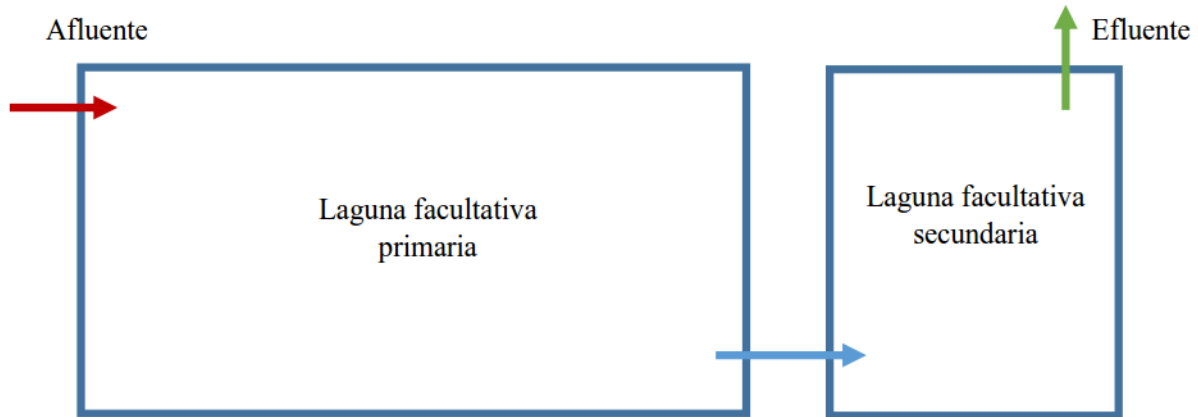
La eficiencia en la remoción de DBO5 ( $\epsilon_{DBO}$ ) es:  $\epsilon_{CF} = \frac{CF_a - CF_{eC}}{CF_a} * 100 \%$



Se emplea una combinación de dos lagunas: una facultativa primaria y otra secundaria, tal y como se muestra en la figura 1.

### Figura 1

*Modelo del estanque calibrado y los datos experimentales para la DBO<sub>5</sub>, en función del tiempo de retención hidráulica.*



El modelo matemático de optimización se detalla a continuación. La función objetivo del modelo es una ecuación de costo,  $\Phi = \sum_{i=1}^5 k_i * p_i$

Donde:

$\Phi$ : función de costo

$k_i$ : costo unitario del rubro considerado.

$p_i$ : rubro considerado. Dentro de los rubros se encuentran:

$p_1$ : Terreno

$p_2$ : Desbroce

$p_3$ : Excavación

$p_4$ : Terraplén

$p_5$ : Mamparas o deflectores

Se pretende minimizar dicha ecuación:  $\frac{\partial \Phi}{\partial p_i} = 0$



Variando la rectangularidad de las lagunas y el tiempo de retención hidráulico. El modelo queda sujeto a las siguientes restricciones:

$$\tau_I \geq 5 \text{ días}$$

$$\tau_{II} \geq 1 \text{ día}$$

$$L_{prom II} = W_{prom I}$$

$$1 \leq \frac{L_{prom I}}{w_{prom I}} \leq 3$$

$$1 \leq \frac{L_{prom II}}{w_{prom II}} \leq 3$$

$$DBO_{e II} \leq 75 \frac{mg}{L}$$

$$CF_{ec II} \leq 1000 \frac{NMP}{100 mL}$$

$$DBO_{e I} \geq 130 \frac{mg}{L}$$

Cada modelo fue corrido, además, considerando cuatro casos:

Caso A. Sin mamparas

Caso B. Una mampara en la laguna facultativa primaria

Caso C. Una mampara en la laguna facultativa secundaria

Caso D. Dos mamparas, una en cada laguna

Estos casos fueron resueltos para los dos caudales calculados. Se realizó un análisis de sensibilidad, valorando los costos por metro cuadrado de terreno, primero en  $1.00 \frac{USD}{m^2}$  y luego en  $5.00 \frac{USD}{m^2}$ .

### **Análisis de los resultados**

#### **Variante I**

La variante I, aduce a 2000 habitantes y el costo por metro cuadrado de terreno es 1.00



$$\frac{USD}{m^2}$$

Luego de aplicar el algoritmo de optimización propuesto por el Solver de MS Excel, se obtienen los resultados mostrados en las tablas 1 y 2.

**Tabla 1**

*Modelos optimizados de la Variante I*

Casos	Mamparas		Costo	Rectangularidad		TRH		
	LF 1	LF 2		LFI	LFII	LFI	LFII	Total
A	0	0	49.920	2,12	1,47	10,24	3,29	13,53
B	1	0	52.007	1,00	1,47	7,04	4,78	11,82
C	0	1	52.296	2,25	1,00	8,32	3,70	12,03
D	1	1	55.251	1,00	1,09	5,59	5,13	10,72

*Fuente: Elaboración de los autores*

**Tabla 2**

*Valores numéricos arrojados por el proceso de optimización de la Variante I*

Casos	Laguna facultativa principal			Laguna facultativa secundaria			Área total /m <sup>2</sup>
	L prom /m	W prom /m	Área /m <sup>2</sup>	L prom /m	W prom /m	Área /m <sup>2</sup>	
A	57,79	27,23	2801,64	27,23	18,56	1225,76	4027,40
B	32,89	32,89	2035,70	32,89	22,32	1572,02	3607,73
C	53,58	23,86	2412,25	23,86	23,86	1302,03	3714,28
D	29,30	29,30	1724,89	29,30	26,89	1627,80	3352,69

*Fuente: Elaboración de los autores*

## Variante II

La variante II, aduce a 2000 habitantes y el costo por metro cuadrado de terreno es 5.00

$\frac{USD}{m^2}$ . Luego de aplicar el algoritmo de optimización propuesto por el Solver de MS Excel, se

obtienen los resultados mostrados en las tablas 3 y 4.



**Tabla 3**

*Modelos optimizados de la Variante II*

Casos	Mamparas		Costo	Rectangularidad		TRH		
	LF 1	LF 2		LFI	LFII	LFI	LFII	Total
A	0	0	66.027	2,12	1,44	10,19	3,33	13,53
B	1	0	66.765	1,00	1,41	6,98	4,95	11,93
C	0	1	67.153	2,25	1,00	8,32	3,70	12,03
D	1	1	68.645	1,00	1,11	5,71	4,96	10,67

*Fuente: Elaboración de los autores*

**Tabla 4**

*Valores numéricos arrojados por el proceso de optimización de la Variante II*

Casos	Laguna facultativa principal			Laguna facultativa secundaria			Área total /m <sup>2</sup>
	L prom /m	W prom /m	Área /m <sup>2</sup>	L prom /m	W prom /m	Área /m <sup>2</sup>	
A	57,67	27,15	2791,10	27,15	18,87	1234,78	4025,89
B	32,74	32,74	2022,37	32,74	23,23	1606,64	3629,01
C	53,58	23,86	2412,25	23,86	23,86	1302,03	3714,28
D	30,08	29,13	1751,57	29,13	26,15	1591,48	3343,05

*Fuente: Elaboración de los autores*

### Variante III

La variante III, aduce a 60 500 habitantes y el costo por metro cuadrado de terreno es  $1.00 \frac{USD}{m^2}$ . Luego de aplicar el algoritmo de optimización propuesto por el Solver de MS Excel, se obtienen los resultados mostrados en las tablas 5 y 6.

**Tabla 5**

*Modelos optimizados de la Variante III*

Casos	Mamparas		Costo	Rectangularidad		TRH		
	LF 1	LF 2		LFI	LFII	LFI	LFII	Total
A	0	0	828.364	3,00	1,43	12,94	3,01	15,94
B	1	0	741.083	1,16	2,27	9,62	3,64	13,26
C	0	1	766.416	3,00	1,00	10,44	3,48	13,92
D	1	1	699.066	1,30	1,25	7,20	4,43	11,63

*Fuente: Elaboración de los autores*





**Tabla 6**

Valores numéricos arrojados por el proceso de optimización de la Variante III

Casos	Laguna facultativa principal			Laguna facultativa secundaria			Área total /m <sup>2</sup>
	L prom /m	W prom /m	Área /m <sup>2</sup>	L prom /m	W prom /m	Área /m <sup>2</sup>	
A	424,67	141,56	67553,07	141,56	98,67	17112,32	84665,39
B	228,19	195,96	50100,46	195,96	86,30	20653,73	70754,19
C	381,49	127,16	55208,91	127,16	127,16	19434,50	74643,41
D	208,43	160,49	38177,95	160,49	128,30	24316,36	62494,31

Fuente: Elaboración de los autores

#### Variante IV

La variante IV, aduce a 60 500 habitantes y el costo por metro cuadrado de terreno es  $5.00 \frac{USD}{m^2}$ . Luego de aplicar el algoritmo de optimización propuesto por el Solver de MS Excel, se obtienen los resultados mostrados en las tablas 7 y 8.

**Tabla 7**

Modelos optimizados de la Variante IV

Casos	Mamparas		Costo	Rectangularidad		TRH		
	LF 1	LF 2		LFI	LFII	LFI	LFII	Total
A	0	0	1.167.018	3,00	1,43	12,92	3,02	15,94
B	1	0	1.024.098	1,16	2,28	9,63	3,63	13,26
C	0	1	1.064.990	3,00	1,00	10,44	3,48	13,92
D	1	1	949.035	1,30	1,26	7,21	4,42	11,63

Fuente: Elaboración de los autores

**Tabla 8**

Valores numéricos arrojados por el proceso de optimización de la Variante IV

Casos	Laguna facultativa principal			Laguna facultativa secundaria			Área total /m <sup>2</sup>
	L prom /m	W prom /m	Área /m <sup>2</sup>	L prom /m	W prom /m	Área /m <sup>2</sup>	
A	424,40	141,47	67472,58	141,47	99,24	17189,48	84662,05
B	228,25	196,03	50131,42	196,03	86,11	20622,19	70753,61
C	381,49	127,16	55208,91	127,16	127,16	19434,50	74643,41



D	208,52	29,13	38252,48	160,76	127,62	24238,18	62490,66
---	--------	-------	----------	--------	--------	----------	----------

Fuente: Elaboración de los autores

Para comparar los resultados en cada variante se obtienen tres índices: de costo, del tiempo de retención hidráulica y del terreno ocupado.

$$\text{Índice de costo (IC): } IC_i = \frac{C_i}{\min(C_A; C_B; C_C; C_D)}$$

$$\text{Índice de tiempo de retención (IT): } IT_i = \frac{\tau}{\min(C_A; C_B; C_C; C_D)}$$

$$\text{Índice de terreno ocupado (IT): } IT_i = \frac{T}{\min(C_A; C_B; C_C; C_D)}$$

Esto permite tener un modo de comparar de las variantes y casos de estudio a partir de relativizar el problema y de este modo, mientras más cercano sea a la unidad el coeficiente, mejor desempeño tendrá el caso analizado.

Para la variante I, la tabla 9, muestra los resultados de los índices mencionados y la figura 2, representa estos índices en un gráfico de barras.

**Tabla 9**

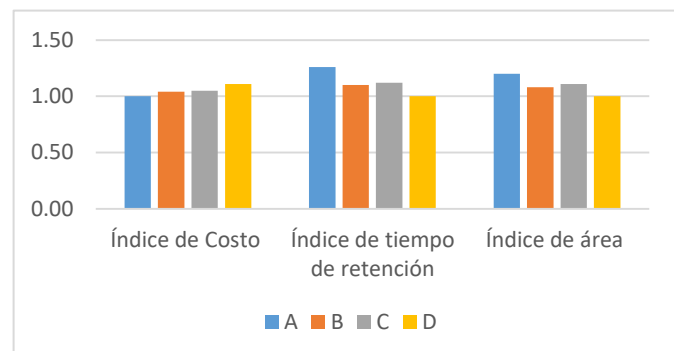
*Índices de la variante I*

Variante I			
Casos	Índice de Costo	Índice de tiempo de retención	Índice de área
A	1,00	1,26	1,20
B	1,04	1,10	1,08
C	1,05	1,12	1,11
D	1,11	1,00	1,00

Fuente: Elaboración de los autores

**Figura 2**

*Índices de la variante I*



Fuente: Elaboración de los autores

Se observa que la variante A domina en el caso del índice de costo y que la variante D, muestra menor tiempo de retención y menor área ocupada.

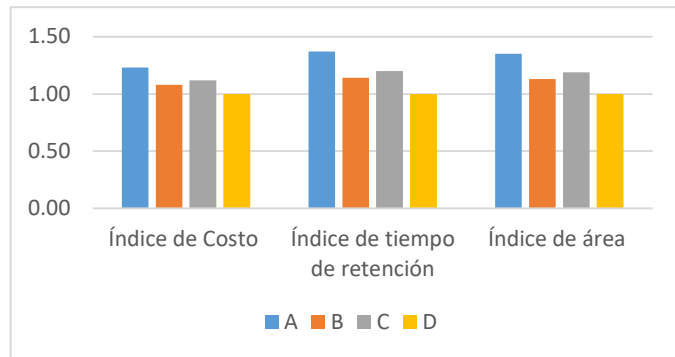


Para la variante II, la tabla 10, muestra los resultados de los índices mencionados y la figura 3, representa estos índices en un gráfico de barras.

**Tabla 10***Índices de la variante II*

Variante II			
Casos	Índice de Costo	Índice de tiempo de retención	Índice de área
A	1,23	1,37	1,35
B	1,08	1,14	1,13
C	1,12	1,20	1,19
D	1,00	1,00	1,00

*Fuente: Elaboración de los autores*

**Figura 3***Índices de la variante II*

*Fuente: Elaboración de los autores*

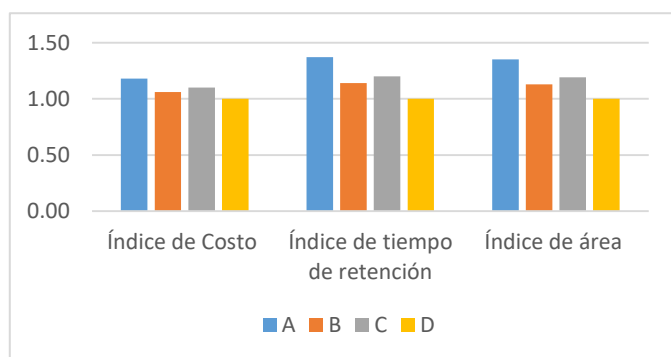
Se observa que la variante D es la mejor en todos los casos.

Para la variante III, la tabla 11, muestra los resultados de los índices mencionados y la figura 4, representa estos índices en un gráfico de barras.

**Tabla 11***Índices de la variante III*

Variante III			
Casos	Índice de Costo	Índice de tiempo de retención	Índice de área
A	1,18	1,37	1,35
B	1,06	1,14	1,13
C	1,10	1,20	1,19
D	1,00	1,00	1,00

*Fuente: Elaboración de los autores*

**Figura 4***Índices de la variante III*

*Fuente: Elaboración de los autores*

Se observa que la variante D es la mejor en todos los casos.

Para la variante IV, la tabla 12, muestra los resultados de los índices mencionados y la



figura 5, representa estos índices en un gráfico de barras.

Tabla 12

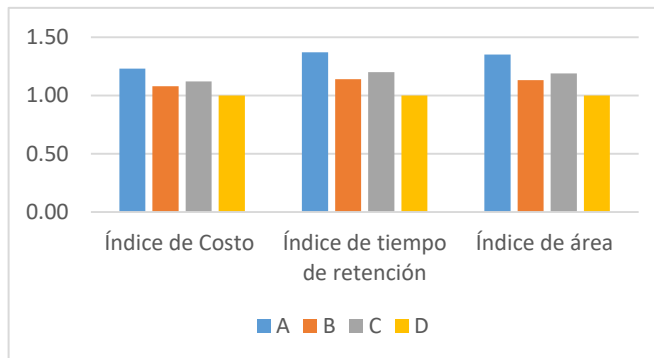
Índices de la variante IV

Variante IV			
Casos	Índice de Costo	Índice de tiempo de retención	Índice de área
A	1,23	1,37	1,35
B	1,08	1,14	1,13
C	1,12	1,20	1,19
D	1,00	1,00	1,00

Fuente: Elaboración de los autores

Figura 5

Índices de la variante IV

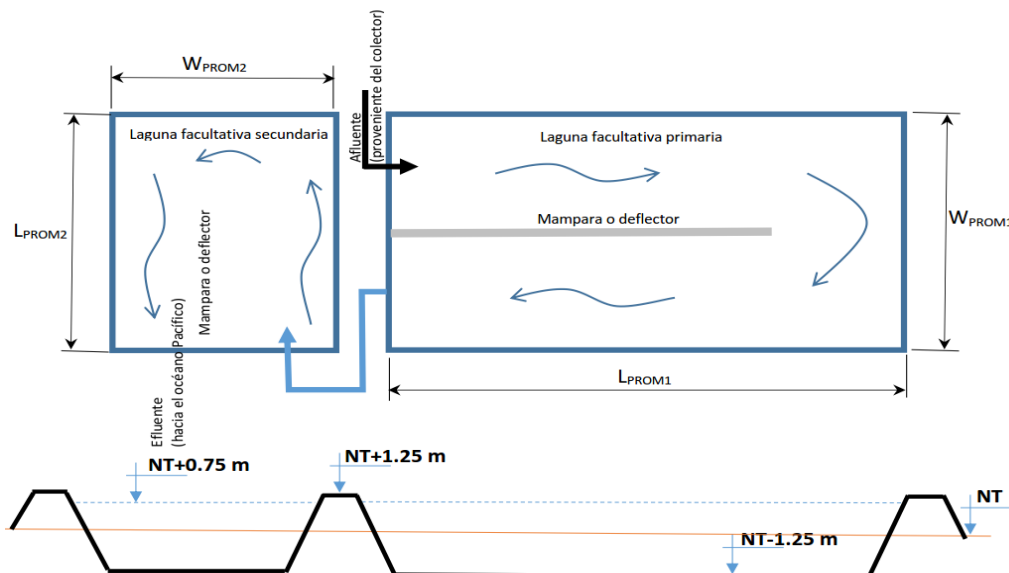


Fuente: Elaboración de los autores

Se observa que la variante D (ver figura 6) es la de mejor desempeño, de acuerdo a los índices analizados, para todos los casos.

Figura 6

Diseño recomendado para la construcción de lagunas facultativas en Manta.



## Conclusiones

Luego de concluida la investigación se arriban a las siguientes conclusiones:

1. El modelo físico de 2 m de profundidad logró cumplir con los parámetros exigidos por la norma ambiental ecuatoriana a partir de los 20 días, en todos los parámetros medidos, a excepción de los sólidos totales.
2. Los resultados arrojados por el proceso de optimización sugieren que el empleo de sistemas de lagunas sin el uso de mamparas conviene en poblaciones pequeñas, donde el costo del terreno sea relativamente pequeño (alrededor de  $1.00 \frac{USD}{m^2}$ )
3. Los resultados arrojados por el proceso de optimización sugieren que debe valorarse el uso de mamparas para poblaciones numerosas o donde el costo del terreno sea considerable.

## Referencias bibliográficas

- Banda, C. G. (2007) *Computational fluid dynamics modeling of baffled waste stabilization ponds*. PhD Thesis, School of Civil Engineering, University of Leeds, UK, Leeds.
- Do Monte, M. M., & Mara, D. D. (1987). The hydraulic performance of waste stabilization ponds in Portugal. *Water Science and Technology*, 19(12), 219-227.
- Lloyd, B. J., Vorkas, C.A., & Guganesharajah, R.K. (2003) Reducing hydraulic short circuiting in maturation ponds to maximize pathogen removal using channels and wind breaks. *Water Science and Technology*, 48 (2), 153-162.
- Mara, D. D. (2004). Natural sewage treatment in the UK: selection guidelines. *Water and Environment Journal*, 18(4), 230-234.
- OMS (2017). *2100 millones de personas carecen de agua potable en el hogar y más del*



*doble no disponen de saneamiento seguro.* Comunicado de prensa. Disponible en:

<http://www.who.int/mediacentre/news/releases/2017/water-sanitation-hygiene/es/>

Peña, M.R., Mara, D.D., & Pignet, J. M. (2003) Improvement of mixing pattern in pilotscale anaerobic ponds treatment domestic sewage. *Wat. Sci. Tech.*, 48(2), 235-242.

Peña, M. R., & Mara, D. D. (2004) *Waste Stabilization Ponds – Thematic Overview Paper. Delft: IRC International Water and Sanitation Centre.*

Saracho, M., Flores, M., & Rodríguez, C. (2012). *Evaluación del sistema de lagunas de estabilización de andalgalá, catamarca.* <https://www.mendoza-conicet.gov.ar/asades/modulos/averma/trabajos/2012/2012-t001-a020.pdf>

Soulier, M., Ducci, J., Altamira, M., y Perroni, A. (2013). *Agua potable, saneamiento y los Objetivos de Desarrollo del Milenio en América Latina y el Caribe.* Inter-American Development Bank.

WHO/UNICEF Joint Monitoring Programme (JMP) is the custodian of global data on Water Supply, Sanitation and Hygiene (WASH). (2017). Disponible en: <https://washdata.org/data>

Yanez, F. (1993). *Lagunas de estabilización. Teoría, diseño y mantenimiento.* ETAPA, Cuenca, Ecuador.

