

# Diseño y construcción de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales El Salitre con losas pilotadas (Bogotá, Colombia)

*Design and construction of the Waste Water Treatment Plant El Salitre using piled slabs (Bogotá, Colombia)*

Adrián Zamacona Fernandez<sup>a</sup>, Santiago Ortega Orcos<sup>b</sup>, Ana Oliva Canelo<sup>a</sup>,  
Eduardo Torralba Bozzano<sup>a</sup>, José Manuel Duro Rodríguez<sup>a</sup>, Álvaro del Cuvillo Martínez-  
Ridruejo<sup>c</sup>

<sup>a</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Estructuras TYPSA

<sup>b</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director Departamento de Geotecnia TYPSA

<sup>c</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Sección. Departamento de Estructuras TYPSA

## RESUMEN

El diseño de las estructuras considerando cimentaciones pilotadas para minimizar y compatibilizar los asentamientos globales, unido a la importante componente sísmica de la zona, ha supuesto un importante reto a nivel de diseño, tanto por la dificultad técnica del problema como por su impacto en el presupuesto final.

## ABSTRACT

The design of the structures considering deep foundations to minimize and make global settlement compatible, together with the important seismic component of the area, has been an important challenge at the design level, both due to the technical difficulty of the problem as because its impact on the final budget.

**PALABRAS CLAVE:** Pilotes, asentamientos, digestores, sismicidad, empuje hidrodinámico, postesado.

**KEYWORDS:** Piles, settlements, digestors, seismic, hydrodynamic forces, post tensioning.

## 1. Introducción

La ampliación y optimización de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, PTAR Salitre, de gran importancia para la comunidad y el medio ambiente, es el mayor proyecto de saneamiento de aguas residuales realizado hasta el momento en Colombia. Tratará un caudal medio de 7 m<sup>3</sup>/s y un máximo de 14 m<sup>3</sup>/s, decisivo para lograr la descontaminación del

Río Bogotá. Actualmente en fase de ejecución, se prevé su pleno funcionamiento en 2021.

Una de las grandes problemáticas de este proyecto a nivel de diseño fue la geotecnia y su interacción con las estructuras. Los suelos de Bogotá son bien conocidos por la existencia de depósitos arcillosos muy blandos y deformables de origen lacustre, alcanzando en la parcela del proyecto un espesor estimado de más de 300 m. Como consecuencia de ello, las cimentaciones de cualquier estructura están sometidas a un nivel de asentamientos muy elevado, produciéndose

éstos de forma diferida en el tiempo a lo largo de su vida útil.

En este contexto, para minimizar los asentamientos y hacerlos compatibles con el diseño hidráulico de la planta, ha sido necesario recurrir a cimentaciones conocidas localmente como “placa-pilote” o losa pilotada. A diferencia de una cimentación profunda convencional, donde las cargas estructurales

son íntegramente transferidas a los pilotes, en este caso se emplean pilotes de fricción conectados a la losa superior, lo que permite que las tensiones sean repartidas entre pilotes y terreno circundante, trasladando las cargas a capas profundas y reduciendo de forma significativa el asiento esperable. Para ello, se ejecutaron un total de más de 2000 pilotes de 30 a 40 m de profundidad.



## 2. Descripción de la problemática del emplazamiento

La PTAR El Salitre se localiza al noroeste de Bogotá, en una parcela que estuvo funcionando hasta 1985 como área de vertido incontrolado de basuras. Después de su cierre se autorizó únicamente el vertido de los desechos de construcción de la primera fase de la planta, ejecutada en 1997.

Para caracterizar la parcela desde un punto de vista geotécnico se realizó una campaña de investigaciones consistente en sondeos verticales con toma de muestras

inalteradas y ensayos SPT, calicatas, piezoconos, presiómetros, ensayos de corte in situ tipo vane test y ensayos de laboratorio.

Atendiendo a los resultados de estos ensayos, se diferenciaron cuatro unidades geotécnicas principales: rellenos antrópicos (R), arcillas aluviales (CA), arenas aluviales (SA), y arcillas lacustres de la formación Sabana (CS).

Los rellenos están constituidos por los vertidos depositados durante los últimos 40 años y se encuentran irregularmente distribuidos, con espesores de hasta 21 m. Las arcillas y arenas aluviales presentan consistencia y plasticidad variable, con espesores reconocidos de hasta 7 m. Finalmente, las arcillas lacustres de la formación Sabana

presentan consistencia blanda y humedad y plasticidad muy alta, apareciendo en toda la parcela hasta la máxima profundidad investigada (superior a 100 m).

El nivel freático se ubicó entre las cotas 2540 y 2541 m, muy próximo a la superficie del terreno natural.

Atendiendo a los resultados de los ensayos realizados, se recomendaron los siguientes parámetros geotécnicos de diseño en las formaciones afectadas (se excluye el nivel de rellenos superficiales ya que se retira de forma previa a la ejecución de las cimentaciones):

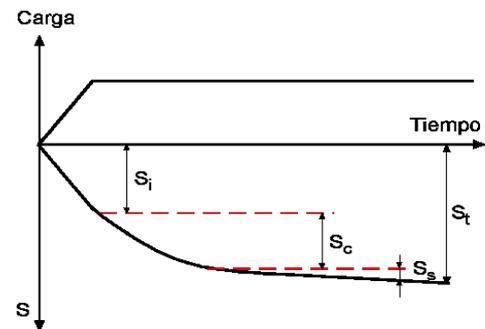
**Tabla 1. Parámetros geotécnicos recomendados**

Parámetro	CA	SA	CS
Densidad aparente	15 - 18	18 - 21	13 - 15
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )			
Humedad natural w (%)	30 - 60	20 - 40	100 - 120
Índice de plasticidad I <sub>p</sub> (%)	40 - 60	-	80 - 110
Cohesión efectiva c' (kPa)	10 - 20	0 - 5	5 - 25
Angulo rozamiento $\phi$ (°)	23 - 27	33 - 37	20 - 24
Resist. no drenada c <sub>u</sub> (kPa)	20 - 60	-	30 - 60
Modulo deformación E (MPa)	-	20 - 50	-
Coficiente compresión C <sub>c</sub>	0,2 - 0,8	-	1,0 - 1,5
Coficiente hinchamiento C <sub>s</sub>	0,05 - 0,1	-	0,1 - 0,2
Coficiente consolidación C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	10 <sup>-2</sup> - 10 <sup>-1</sup>	-	10 <sup>-3</sup> - 10 <sup>-2</sup>

A efectos de diseño estructural, el comportamiento de estos suelos se caracteriza por su baja densidad y elevada deformabilidad, lo que puede dar lugar a grandes asientos. En este sentido, el asiento total a calcular en cada estructura puede establecerse como suma de

tres componentes: el asiento elástico o instantáneo (S<sub>i</sub>), el de consolidación primaria (S<sub>c</sub>) y el de fluencia o consolidación secundaria (C<sub>c</sub>).

La figura 2 muestra el esquema clásico de asientos en este tipo de suelos:



**Figura 2. Esquema clásico de asientos en suelos edométricos**

El asiento instantáneo sería propio de suelos de comportamiento elástico no saturados o con elevada permeabilidad. En este caso sería poco representativo, afectando únicamente a los depósitos arenosos superiores. El asiento de consolidación primaria corresponde al proceso de disipación de presión intersticial generado por sobrecargas, y evoluciona en el tiempo en función de la permeabilidad del medio. Su magnitud en este caso es muy significativa y su evolución muy lenta, debido a la elevada potencia y baja permeabilidad de la formación Sabana. Por último, el asiento de consolidación secundaria se produce como consecuencia de fenómenos de fluencia, viscosidad o cambios químicos en la estructura del suelo.

La magnitud de asientos según el modelo descrito anteriormente depende de cuatro factores fundamentales: sobrecarga aplicada, extensión del área cargada, parámetros de deformabilidad y estado de sobreconsolidación del suelo.

Particularmente relevantes son los aspectos relativos a la preconsolidación del suelo, ya que el comportamiento de estos materiales es muy diferente dependiendo de si trabajan en carga noval (suelos normalmente consolidados) o en régimen de recarga (suelos sobreconsolidados).

Por todo ello resulta de gran importancia la historia tensional del terreno en la parcela, condicionada por el vertido de basuras de los años 70, y su posterior retirada previa a la ejecución de las obras.

Para complicar el análisis, este asiento puede verse acelerado por la explotación de los acuíferos para consumo humano, lo que genera una disminución progresiva de la presión de poro y el consecuente incremento de la presión efectiva del suelo.

Para ilustrar esta problemática se muestra en la figura 3 la tasa de asientos regionales en la ciudad de Bogotá, que, en la zona de proyecto, se sitúa entre 2 y 3 cm anuales.

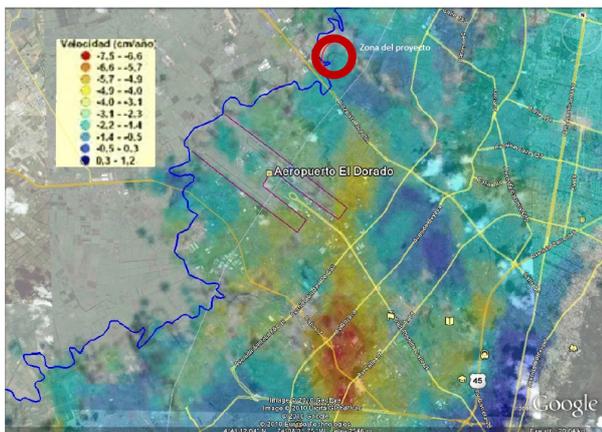


Figura 3. Tasa de asientos regionales en la ciudad de Bogotá (Blanco y Barreto, 2010)

### 3. Modelos geotécnicos realizados

La cimentación de las principales estructuras de la nueva planta se resolvió mediante losas pilotadas, conocidas en el ámbito local como sistema “placa - pilote”.

A diferencia de una cimentación profunda convencional, donde las cargas son íntegramente transferidas a la cimentación, en este caso los pilotes trabajan juntamente con el terreno circundante, lo que permite trasladar las cargas a capas profundas reduciendo significativamente la magnitud del asiento esperable.

Este fue también el sistema empleado en las estructuras de la planta original, donde se

reportaron asientos de entre 10 y 20 cm desde su puesta en servicio (aproximadamente 20 años).

Para evaluar el nivel de asientos esperable en un sistema de losa pilotada se empleó el concepto de “zapata equivalente” propuesto por Terzaghi y Peck (1967) y en concreto, para cimentaciones con pilotes de fricción en arcillas blandas, se consideró de aplicación el método propuesto por Enrique Támez en la publicación “Ingeniería de cimentaciones” (2001).

Según este modelo, el asiento de un grupo de pilotes verticales en suelos cohesivos puede asimilarse al de una zapata equivalente localizada a una profundidad de  $L$  sobre la punta del pilote y cuyas dimensiones vienen dadas por  $(A+L/2)$  y  $(B+L/2)$ , siendo  $L$  la longitud total del pilote, y  $A$  y  $B$  las dimensiones de la zapata.

En la figura 4 se ilustra este concepto, de aplicación a suelos cohesivos blandos:

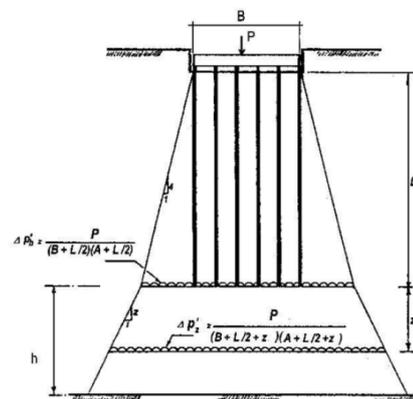


Figura 4. Modelo de zapata equivalente para el cálculo de asientos en sistemas de losa pilotada (Enrique Támez, 2001)

De esta forma, en sistemas de losas pilotadas se logra una significativa reducción de asientos con respecto a una cimentación superficial por dos vías: traslado de cargas a mayor profundidad, donde el suelo está sometido a una mayor tensión efectiva inicial, y aplicación de la sobrecarga en un área más repartida, por efecto del reparto de tensiones a lo largo de la profundidad del pilote.

Para el cálculo numérico de asientos se empleó el software SETTLE3D (v.1004), que

permite modelar diferentes perfiles de suelos y condiciones de carga, presentando los resultados en forma tridimensional con geometrías reales y fases temporales. Además, discretiza el análisis de los asientos de consolidación primaria y secundaria en cada intervalo temporal, simulando las condiciones de drenaje horizontal y vertical.

Estos aspectos lo consideran especialmente ventajoso frente a otras alternativas de cálculo por elementos finitos, que requerirían tiempos de cálculo inasumibles para este tipo de geometrías, con numerosos elementos y fases constructivas involucradas. Aun así, se realizaron también modelos de contraste por elementos finitos para elementos aislados, que sirvieron de base para la calibración del modelo y confirmación de los parámetros de cálculo.

Teniendo en cuenta el número y complejidad de las variables involucradas en el cálculo, los análisis se desarrollaron en tres fases: modelos de calibración, modelos locales y modelos globales.

Los modelos de calibración se realizaron para confirmar las hipótesis de cálculo (parámetros geotécnicos y simplificaciones del modelo) con los resultados de auscultación de los elementos principales de la planta actual.

Una vez confirmada esta calibración, se procedió a la ejecución de modelos locales de cada grupo de elementos (figura 5), a fin de tener una primera aproximación de los asientos esperables para distintas configuraciones y longitudes de pilotes.

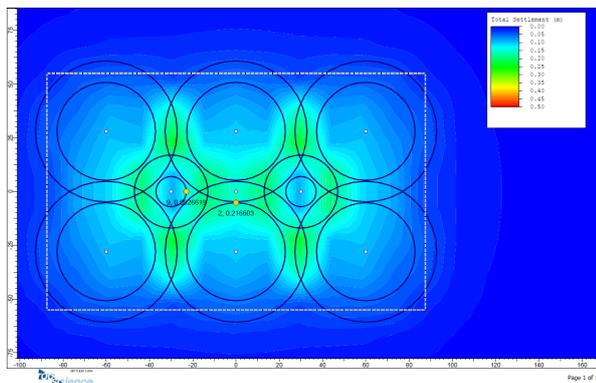


Figura 5. Salida gráfica de cálculo (modelo local)

Finalmente, una vez confirmada la disposición, geometría y cargas de todos los elementos de la planta, se realizó un modelo global (figura 6) considerando la interacción de todos los elementos, incluyendo también las cargas de urbanización.

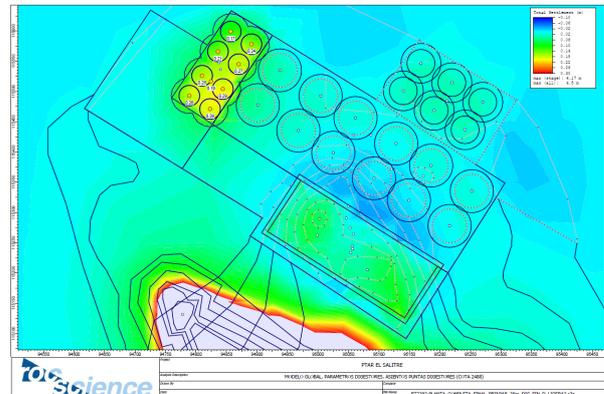
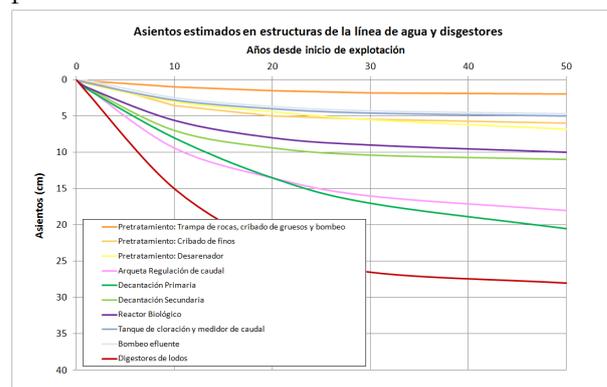


Figura 6. Salida gráfica de cálculo (modelo global)

En la determinación de longitudes de pilote se tuvieron en cuenta criterios geotécnicos, estructurales e hidráulicos, verificándose que los asientos eran compatibles con la capacidad de carga del terreno, la capacidad estructural de los pilotes y el diseño de la línea piezométrica de la planta.

En la figura 7 se muestran los asientos estimados en cada grupo de estructuras, que oscilaron entre los 2-5 cm para los elementos más ligeros en áreas poco precargadas (pretratamiento y área de cloración) y los 25 - 30 cm en las estructuras más pesadas (digestores de lodos).

Como puede observarse la magnitud de los asientos es fuertemente dependiente de la escala temporal, estimándose que tenderán a estabilizarse a partir de 20 - 30 años desde la puesta en servicio de las estructuras.



**Figura 7. Asientos estimados a 50 años en las principales estructuras de la planta**

#### 4. Interacción suelo – estructura

Los problemas relacionados con la interacción suelo – estructura son complejos de resolver en la ingeniería de cimentaciones, y sin embargo resultan claves en el caso de losas pilotadas.

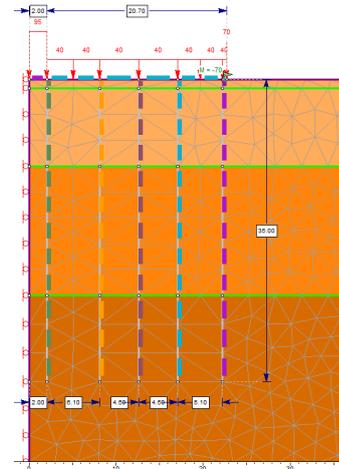
Es preciso analizar, por una parte, el reparto de tensiones verticales entre los pilotes y el terreno bajo la losa, y por otra, la reacción lateral del terreno ante la aplicación de cargas horizontales para el diseño frente a sismo. Los modelos tradicionales de muelles empleados para ello (coeficientes de balasto) tienen en estos suelos blandos una limitación importante en relación con la capacidad de carga lateral del terreno, que es bastante limitada. Además, su respuesta es dependiente del nivel de deformaciones y del tiempo de aplicación de la carga, siendo diferente frente a acciones estáticas y dinámicas.

Para analizar estas problemáticas se recurrió en este caso a modelos numéricos avanzados por elementos finitos, contrastados con otros métodos analíticos simplificados recogidos en la bibliografía local de Bogotá.

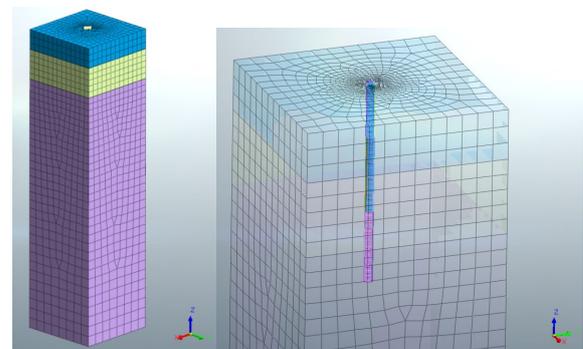
Para el estudio del reparto de cargas verticales se realizaron cálculos con el software RS2 v9.0 (Rocscience), asumiendo un modelo axilimétrico con distintas fases de cálculo (estado inicial, construcción del decantador, y puesta en carga) en condiciones drenadas y no drenadas. Se pretendió con ello obtener una deformada lo más aproximada posible a la realidad, que sirviera de base para la determinación de las constantes de rigidez de los muelles en el modelo estructural.

Para el estudio de reacciones horizontales se realizaron modelos por elementos finitos en tres dimensiones con el software MIDAS GTS, simulando el comportamiento de un pilote aislado sometido a distintos estados de carga estáticos y dinámicos, hasta obtener la fuerza

horizontal crítica en cabeza del pilote capaz de movilizar la presión límite del terreno.



**Figura 8. Salida gráfica del modelo de interacción suelo estructura (cargas verticales)**



**Figura 9. Salida gráfica del modelo de interacción suelo estructura (cargas horizontales)**

#### 5. Diseños estructurales destacados

El cálculo de los distintos depósitos se ha realizado conforme a la norma colombiana NSR-10 y en concreto cumpliendo las prescripciones del “Capítulo C.23 – Tanques y estructuras de ingeniería ambiental de concreto”. Esta normativa está basada prácticamente al completo en la ACI 350-06.

Un aspecto particular de esta norma es la aplicación de un coeficiente de durabilidad ambiental  $S_d$  que mayor el esfuerzo de diseño (NSR-10 C.23-1):

Este factor depende de la tensión en servicio de la armadura así como de la relación entre los esfuerzos en combinaciones de diseño y característica.

La condición de servicio en este tipo de estructuras es muy importante para evitar pérdidas de agua por filtraciones y por ello la comprobación en situación de servicio es en general condicionante.

La comprobación se basa en limitar la tensión de las armaduras en servicio. Para esfuerzos de flexión la tensión máxima que se admite para un acero de  $f_y=420$  MPa depende de la separación y diámetro de las armaduras. Para separaciones de 10 cm se alcanza el valor máximo de 250 MPa que podría llegar hasta los 140 MPa si la separación es de 25 cm (NSR-10 C.23-3)

La zonificación sísmica de Bogotá considera, para la zona en la que se encuentra la planta, una aceleración horizontal pico efectiva de 0.15g. La amplificación de este valor por diferentes factores así como por el factor de importancia resulta en una aceleración espectral en la meseta de 0.534g.

El comportamiento sísmico de las estructuras que contienen líquidos se desarrolla en la norma ACI 350.3. Debe incluir las fuerzas de inercia generadas por la aceleración de la estructura y las fuerzas hidrodinámicas del líquido contenido. Estas fuerzas hidrodinámicas se pueden dividir en impulsivas y convectivas. Las fuerzas impulsivas representan la parte del líquido que se mueve al unísono junto con la estructura mientras que la parte convectiva representa el efecto del oleaje del líquido.

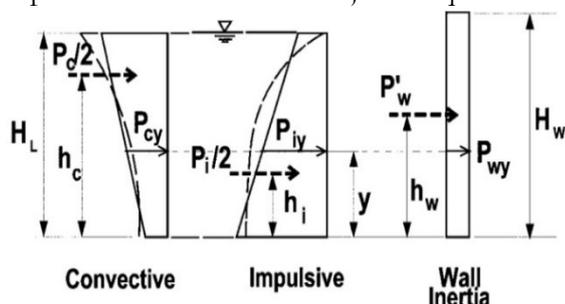


Figura 10. Presiones convectiva, impulsiva y de inercia bajo una aceleración sísmica (ACI 350.3-06)

## 5.1 Pretratamiento

El recinto presenta una forma trapezoidal en planta, de largo 52.65 m, y un ancho variable entre 33.20 y 47.60 m, con pantallas perimetrales de hormigón armado, de 80cm de espesor, protegidas en el interior por un forro hidráulico no estructural. Sobre la coronación de las pantallas se levantan unos muros convencionales hasta el nivel de cubierta, formada por una losa de hormigón. La altura libre interior en el recinto es de 8.50 m, alcanzando un máximo de 11.50 m.



Figura 11. Pretratamiento

Con el nivel freático situado a nivel de urbanización, se descartó la excavación a cielo abierto por la inestabilidad del proceso, decidiéndose recurrir a una solución con pantallas que formasen parte de la estructura definitiva. Las longitudes de estas pantallas varían entre los 14 y 25 m, con alturas libres de excavación de 4 y 7 m respectivamente, obteniéndose ratios longitud/excavación de 3.5.

Debido a las propiedades del terreno y su alta impermeabilidad no fue posible realizar un cálculo de pantallas tradicional, basado en tensiones efectivas, por las incertidumbres en los resultados que ofrecía, y se aplicó así otra metodología que ofreciera resultados apropiados. Para ello se abordó el diseño considerando dos comportamientos diferentes del terreno:

- Corto plazo: terreno no drenado, parámetros a corto plazo, fase de construcción.
- Largo plazo: terreno en fase drenada, parámetros a largo plazo, fase de servicio.

Para el cálculo de pantallas en situación de corto plazo se recurrió a un modelo geotécnico 2D MEF, que es el que con mayor fiabilidad permite determinar los empujes del trasdós de la pantalla en condiciones no drenadas (figura 12). Este modelo sirvió para estudiar la rotura del terreno según el proceso constructivo (figura 13) y la rigidez del sistema, así como para determinar las presiones de empuje del terreno a corto plazo.

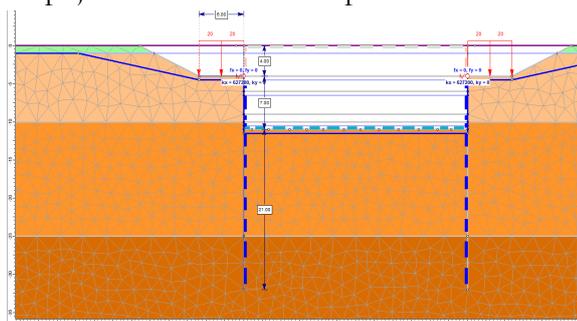


Figura 12. Análisis Pantallas. Geometría y cargas

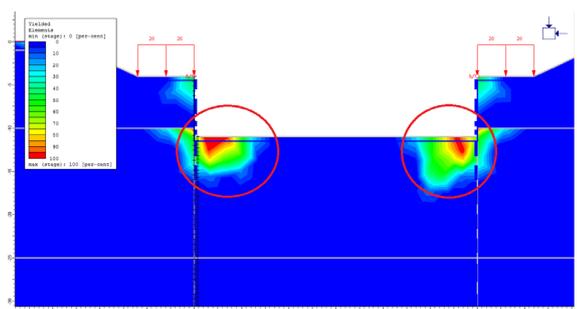


Figura 13. Rotura del terreno

Por su parte, los cálculos a largo plazo en tensiones efectivas se realizaron mediante modelos elastoplásticos convencionales.

El diseño de las pantallas, tanto a nivel de estabilidad como estructural, se basó en un cálculo evolutivo, siguiendo las fases establecidas en el proceso constructivo, a las que se les sumaron una fase de servicio, y una fase de evento sísmico.

Para conseguir estabilidad durante la fase de excavación, fue necesario establecer varios niveles intermedios de puntales provisionales, para alcanzar una fase final donde las pantallas quedan apuntaladas por la losa de fondo y de cubierta.

### 5.3 Tanques de aireación

Los tanques de aireación son una estructura de hormigón armado, con unas dimensiones de 265.30 m de largo, por 98.30 m de ancho. La componen 6 tanques, de 44 m de ancho por 98 m de largo.



Figura 14: Definición de módulos en la estructura según disposición de juntas de dilatación

Dada la entidad de la estructura, ésta se divide empleando juntas de dilatación con membrana “water-stop” en 10 zonas, de entre 50 y 66 m de longitud y un ancho igual a la mitad del total, 49.15 m. A su vez, se disponen juntas de construcción/contracción a no más de 12 m, igualmente equipadas con membranas tipo “water-stop”.

La altura de los muros es de 6.60 m con sección escalonada de espesor 0.65 m en la base y 0.40 m en la parte superior. La altura de la lámina de agua de 6.10 m. La losa de fondo del tanque es de 0.40 m de espesor constante con recrecidos de 0.70 m en las zonas de muros. Se disponen capiteles de 0.70 m de espesor total en los pilotes en la zona de espesor más bajo.

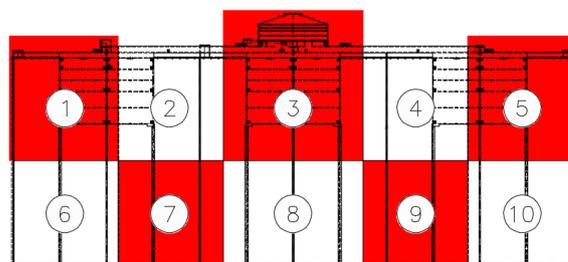


Figura 15: Definición de módulos en la estructura según disposición de juntas de dilatación

El dimensionamiento de los muros está condicionado por la situación de servicio,

mientras que la situación sísmica produce desplazamientos y esfuerzos horizontales y dimensiona el armado de los pilotes y la losa de fondo.

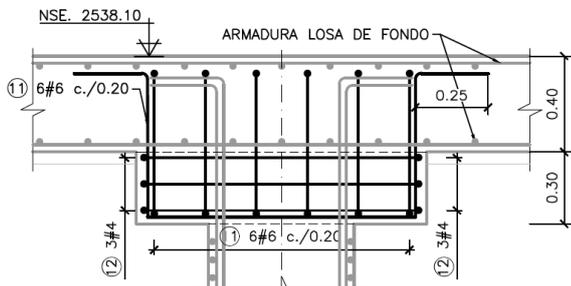


Figura 16: Detalle y armado de la unión losa-pilote

La cimentación de los tanques de aireación se realiza mediante 1384 pilotes de hormigón in situ de diámetro 0.60 m. La separación máxima en ambas direcciones es de 5x5 m quedando condicionada esta disposición por la hipótesis de flotación de la estructura en situación de tanque vacío. En la zona de juntas de dilatación se disponen los pilotes a 1.80 m (3 diámetros) para evitar deformaciones diferenciales en la junta de dilatación.

Dada la condición de tracciones altas (1300 kN en situación de avenida extraordinaria) en los pilotes se realiza un detalle de cabezal de unión pilote-losa con la doble intención de anclar los pilotes en la losa y conseguir más sección frente a la concentración de esfuerzos que se produce en ellos.

#### 5.4 Digestores

Los digestores son depósitos cilíndricos para almacenamiento de lodos 15000 m<sup>3</sup> de capacidad. Su diámetro interior es de 33.50 m, con una altura total de 21.65 m.

La losa de fondo es de forma troncocónica, con una variación de altura de 3.00 m. Los muros son de hormigón pretensado, de espesor 0.50 m y altura de 15 m, quedando los primeros 4 m de su arranque enterrados.

La cubierta queda resuelta con una cúpula de hormigón empotrada en los muros, de 33.50

m de diámetro, 0.30 m de espesor y una diferencia de cotas de +3.35 m.



Figura 17: Vista aérea de los 8 digestores

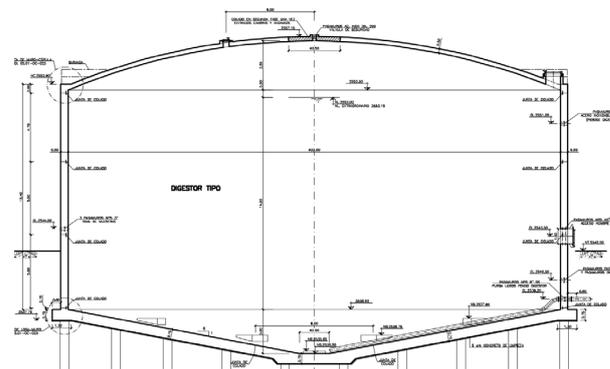


Figura 18: Sección tipo de un digestor.

La losa de fondo, de 0.70 m de espesor, descansa sobre una malla de 120 pilotes de  $\phi 600$  mm de entre 45 y 50 m de longitud, siendo el asiento estimado a 50 años del entorno de 25 cm. El dimensionamiento de los pilotes, al igual que en los tanques de aireación, está determinado por la situación de flotación con tanque vacío y la situación sísmica con el tanque lleno.

El proceso anaerobio que se produce en los digestores provoca un aumento de temperatura en fluido. Esto tiene como consecuencia unos gradientes térmicos elevados en el muro. Se diseña una protección aislante térmica del digestor con la que se reducen muy considerablemente los esfuerzos térmicos.

Como se ha comentado, el diseño de los depósitos está fuertemente condicionado por la situación de servicio. En este caso, la gran altura de lodos produce unas tracciones horizontales considerables en los muros. Al tratarse de una sección sometida a tracción directa, la limitación de tracciones en la

armadura sería de 120 MPa. Esto daría lugar a unas cuantías de armado muy elevadas y por ello se optó por postesar los muros.

Se disponen 36 anillos de pretensado con separaciones entre tendones que oscilan entre los 0.60 m en la base del muro, 0.90 m en la zona central y 1.20 m en la zona superior. Cada anillo está formado por 2 cables pretensados, cada uno de ellos de una mitad de la circunferencia del depósito. Los anillos van girando 90° para que el anclaje del pretensado vaya variando de un anillo a otro. Además, así se dispone del espacio suficiente para colocar las placas de anclaje necesarias.

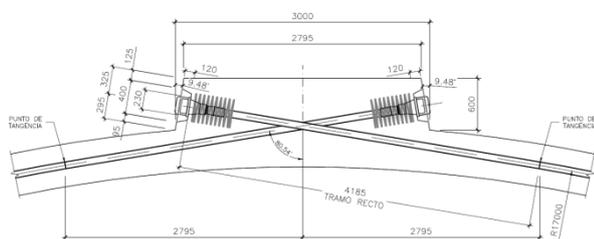


Figura 19. Costilla de anclaje de pretensado

Con este pretensado se consigue cumplir la norma NSR-10 en su apartado C.18 que establece una compresión mínima de 0.86 MPa en situación de servicio para las secciones pretensadas.

## 6. Conclusiones

Los proyectos de ampliación de PTARs deben ser compatibles con la planta existente, imponiendo unos criterios de diseño tanto hidráulicos como estructurales que condicionan la solución final.

En este proyecto, de manera adicional, la reducida capacidad portante y elevada deformabilidad del terreno, la afección por el nivel freático y los niveles de avenida elevados, con su efecto en la flotabilidad de las estructuras, así como la sismicidad de la zona, han sido factores críticos en todos los diseños.

Para minimizar los asentamientos ha sido necesario recurrir a losas pilotadas, lo que

permite trasladar las cargas a capas profundas reduciendo de forma significativa el asiento esperable. En total, para el conjunto de estructuras, se ejecutaron un total de más de 2000 pilotes de 30 a 40 m de profundidad. Destacar que asegurar la estabilidad a la flotación resultó en algunos casos en diseños de pilotes a tracción.

La acción sísmica produce efectos hidrodinámicos del líquido almacenado, adicionales a los propios efectos de inercia de la masa del conjunto. Esta acción, debido a la particularidad del terreno, dimensiona las cimentaciones, apareciendo importantes esfuerzos, especialmente en los primeros metros de los pilotes y en su unión a la losa.

## Referencias

- [1] J. Moya Barrios, J.A. Rodríguez Ordóñez, El subsuelo de Bogotá y los problemas de cimentaciones, Cartagena, Colombia, 1987.
- [2] J. E. Durán, Optimización de un sistema de cimentación placa - pilotes en el depósito lacustre de Bogotá, 2003.
- [3] L. F. Orozco, Asentamientos de fundaciones en la arcilla de Bogotá, 2006.
- [4] E. Támez, Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos básicos de la práctica, 2001.
- [5] Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Capítulo C- 23 – Tanques y estructuras de ingeniería ambiental de concreto.
- [6] Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-06), 2006.
- [7] Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-06), 2006.
- [8] Design Considerations for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350.4R), 2004.