



**Universidad Nacional Autónoma de México**

**Escuela Nacional de Estudios Profesionales  
A R A G O N**

**Comportamiento Geotécnico de la Planta  
de Tratamiento de Aguas Residuales  
en el Lago de Texcoco**

**T E S I S**  
*Que para Obtener el Título de*  
**INGENIERO CIVIL**  
**P r e s e n t a**  
**Raymundo Bravo Macías**

San Juan de Aragón, Edo. de Méx.

1998

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

TEMA :COMPORTAMIENTO GEOTECNICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO  
DE AGUAS RESIDUALES EN EL LAGO DE TEXCOCO

C O N T E N I D O

	Pag.
CAPITULO I) INTRODUCCION	1
A) Antecedentes y finalidades	2
B) Estratigrafía, Propiedades y Hundimiento Regional	7
C) Descripción General de la Planta de Tratamiento	16
CAPITULO II) SOLUCION DE CIMENTACIONES Y COMPORTAMIENTO TEORICO	22
A) Posibles alternativas	22
B) Cimentación de Tanques Sedimentadores	25
B.1) Capacidad de Carga	25
B.2) Distribución de Esfuerzos	30
B.3) Deformaciones (Expansiones - Asentamientos)	32
B.4) Estabilidad de Taludes	35
B.5) Estabilidad por Flotación	39
B.6) Estabilidad de Falla de Fondo por Subpresión	41
B.7) Procedimiento constructivo	43
C) Cimentación de Tanques de Aeración	44
C.1) Efecto de Precarga	44
C.2) Capacidad de Carga	45
C.3) Distribución de Esfuerzos	45
C.4) Deformaciones (Expansiones - Asentamientos)	46
C.5) Estabilidad de Taludes	47
C.6) Procedimiento constructivo	48

D) Cimentacion de Tanques de Cloración y Digestores	48
D.1) Capacidad de Carga	50
D.2) Distribución de Esfuerzos	51
D.3) Deformaciones (Expansiones - Asentamientos)	54
D.4) Estabilidad de Taludes	55
D.5) Estabilidad por Flotación	58
D.6) Estabilidad de Falla de Fondo por Subpresión	59
D.7) Procedimiento constructivo	61
CAPITULO III) INSTRUMENTACION Y MEDICIONES	62
A) Registro de Movimientos a Nivel de Desplante	63
B) Registro de Movimientos Superficiales (deformación-tiempo)	65
C) Registro de Lecturas Piezométricas	65
D) Interpretación de Datos	73
CAPITULO IV) ANALISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS TEORICOS CON SU COMPORTAMIENTO	81
A) Movimientos Elásticos Verticales	82
B) Movimientos No Elásticos Verticales	90
C) Movimientos Diferenciales	99
CAPITULO V) CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	102
REFERENCIAS	106

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

El desordenado crecimiento de la ciudad de México, debido en parte a la llegada de población del interior del país, ha venido a desequilibrar el hábitat natural del valle. Este crecimiento se ha desarrollado hacia la periferia de la ciudad, como en la zona oriente generando asentamientos humanos considerables y en consecuencia mayores demandas de los servicios mínimos, indispensables para habitar la región.

Debido a la situación, se requiere dar solución a las necesidades o requerimientos de vivienda, agua potable, drenaje, alimentación, vías de comunicación, etc. y para ello la ingeniería mexicana ha tenido que desarrollarse a la par de las necesidades existentes.

Uno de los retos más grandes que han tenido que afrontar los ingenieros mexicanos, ha sido en el campo de la mecánica de suelos en la cuenca del Valle de México, ya que como es conocido, al extraer el agua del subsuelo, los que fueron fondos lacustres muy compresibles componen ahora los suelos del valle, que presentan una gran problemática para la ingeniería de cimentaciones. Ejemplo de ello es la zona del Lago de Texcoco, que en el presente trabajo será la zona de estudio.

Por tales motivos se han creado organismos encargados de aprovechar los recursos del Lago de Texcoco para dar solución a algunas de las necesidades de la ciudad. Tal es la función del Proyecto del Lago de Texcoco de la Comisión Nacional del Agua, cuyas finalidades se expondrán más adelante. Por ahora basta decir que una de las necesidades adoptadas es la de aprovechar las aguas negras que llegan al lago para fines agrícolas, agua potable, industrias, etc. Para ello se requiere de obras como la Planta de Tratamiento de Aguas Negras de  $1 \text{ m}^3/\text{seg}$  de gasto.

El comportamiento geotécnico de esta obra será el tema que se tratará, comparando los resultados teóricos obtenidos con los reales que se han registrado, reforzando así las afirmaciones de que los suelos del Valle de México presentan grandes problemas que aún no se han superado y que no está lejos el momento de desarrollar teorías más exactas, en base a la observación y experimentación, propias de los suelos (antes lagos) heredados por los pobladores que decidieron construir la ciudad de México sobre la gran laguna.

#### A) ANTECEDENTES Y FINALIDADES.

Desde la fundación de México -Tenochtitlan sobre los lagos de la cuenca, el principal problema que se presenta para sus habitantes es el controlar y aprovechar el agua que por efecto natural escurre al fondo del valle. Prueba de ello son los testimonios de los cronistas españoles y las investigaciones históricas que se han realizado, las cuales muestran que desde esa época, la ingeniería se hacía presente, ya sea para contener inundaciones como es el caso del dique que Nezahualcoyotl dirigió y que se extendía desde Atzacualco (al norte) hasta Iztapalapa (al sur) de una longitud aproximada de 16 km, también éste gobernante contribuyó y dirigió los acueductos que traían el agua desde Chapultepec (1449).

Las principales calzadas de las cuales se tiene conocimiento, fueron hechas no solamente como vías de comunicación, sino también como diques. Así se fue fragmentando la laguna y esto permitió acelerar el proceso de separación del agua salobre del agua dulce. Tal fue el caso de las calzadas de Tepeyac, Iztapalapa y Mexicaltzingo. La calzada-dique de Tláhuac, que aparentemente nada tenía que ver con ese propósito, servía para controlar la masa de agua del lago de Chalco que en la

estación lluviosa tendía a desbordarse sobre la laguna de Xochimilco y ésta a su vez, sobre la de México. Al oriente de Tenochtitlan existió otro albarradón, el llamado de Ahuizotl o de San Lorenzo y que prácticamente circundaba a la ciudad. Se cree que ésta albarrada no fue hecha como medida defensiva contra las inundaciones sino para contribuir a mejorar la calidad del agua en la laguna de México.

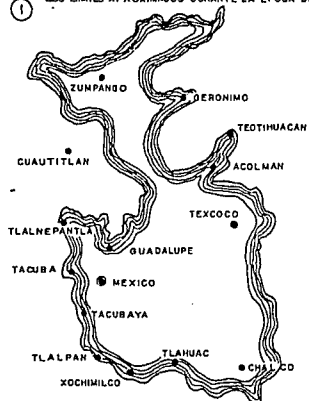
Así de todas estas consideraciones puede concluirse que todo el sistema de diques, calzadas, represas y compuertas tenían tres finalidades: comunicar la ciudad tenochca con tierra firme, evitar las inundaciones y mejorar la calidad del agua de la laguna de México.

Con el transcurso del tiempo la historia se ha repetido. Así en la época virreinal se muestran obras de defensa como los diques Albarradón Nuevo y el de San Cristobal que separaba (éste último) el lago de Xaltocan con el de Texcoco.

Las medidas tomadas no fueron suficientes, decidiendo entonces que si no era posible evitar que el agua entrara, habría que desalojarla. Así la solución que se le dió al problema de las inundaciones fue la construcción de obras de desagüe que convirtieron al Valle de México en una cuenca abierta, mediante el Tajo de Nochistongo (1608-1789), el Gran Canal del Desagüe (1856), y los túneles de Tequisqualac (1940-1946) y el Drenaje Profundo (1967-1975).

Por medio de estas obras se extraen las aguas de la cuenca y paulatinamente se fueron secando los lagos de Xaltocan, San Cristobal y Chalco. El lago de Zumpango recibe parte de las aguas de los ríos de Cuautitlán, Tepozotlán, De Las Avenidas de Pachuca, mientras que el lago de Xochimilco queda reducido a una zona de chinampas y unos cuantos canales para fines recreativos (fig.1.)

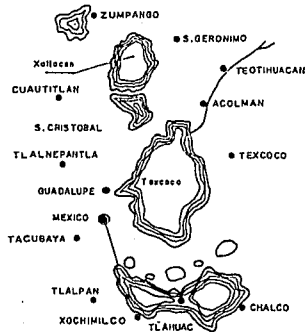
1 LOS LÍMITES APROXIMADOS DURANTE LA ÉPOCA DILUVIAL



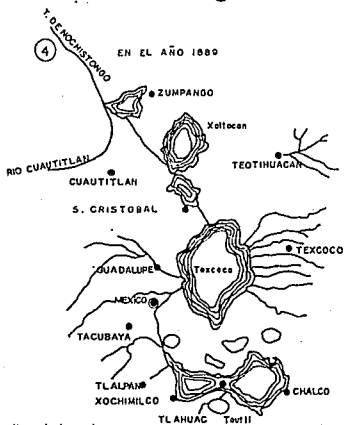
2 AL COMIENZO DEL SIGLO XVI



3 AL COMIENZO DEL SIGLO XIX



4 EN EL AÑO 1889



Secuencia del desarrollo de los lagos.



FIGURA No. 1

E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL.

RAYMUNDO BRAVO MACIAS.



Aparentemente el problema se resolvía, pero por la salida de importantes volúmenes de agua de la cuenca condujo a la reducción del área de los lagos cubierta por agua durante todo el año y la presencia de esas superficies desecadas durante el estiaje contribuye a la formación de tolveneras que tanto afectan a la ciudad. Si aumentamos a esto la creciente invasión del área urbana a la zona del lago, ha obligado a recurrir a fuentes de abastecimiento de agua potable cada vez más costosas, ya sea directa o indirectamente, como fue el caso del bombeo en el área metropolitana, generando el conocido fenómeno del hundimiento de la ciudad de México.

Con dichos hundimientos, ahora la ciudad en la parte más hundida está varios metros más abajo que el fondo del Lago de Texcoco y en consecuencia se ha cambiado el funcionamiento hidráulico de los drenajes en el área, reduciendo la utilidad de aquel como regulador de avenidas, ya que descargan en él 9 ríos torrenciales por el este y los ríos de aguas negras de los Remedios, Compañía y Churubusco de régimen permanente, por el oeste y sur.

Lo anterior ha obligado a tomar soluciones prácticas para aliviar el problema, como es el caso del Drenaje Profundo (1967-1975) a base de dos interceptores y un emisor central de 7 m de diámetro, longitud de 68 km y una profundidad media de 120 m que se encarga de expulsar las aguas negras y pluviales de la ciudad. Conjuntamente con estas soluciones el Plan Lago de Texcoco ha desarrollado un plan de trabajo que se ha venido implantando los últimos años (1971).

Los objetivos a cubrir que el Proyecto del Lago de Texcoco se ha fijado son tres:

1).- Aprovechar al máximo las aguas que se puedan captar en la zona, para fines agrícolas, industriales, recreativos, turísticos y otros que se consideran asimismo convenientes para el Valle de México y las zonas aledañas.

2).- Desarrollar en el Lago de Texcoco áreas forestales, agrícolas, industriales y para habitación popular, así como vías de comunicación y los demás servicios correspondientes.

3).- Determinar las medidas que deben adoptarse para disminuir las tolvaneras en el Valle de México que en parte se originan dentro del vaso del Lago de Texcoco.

Dicho plan se pretende cubrir totalmente para el año 2000, dependiendo de las condiciones económicas del país, dividido en dos etapas. La primera etapa del plan ya cubierta, comprende entre las obras más importantes la construcción de los lagos Churubusco y Dr. Nabor Carrillo, el Dren General del Valle, trabajos de forestación y plantación de pastizales y dos plantas de tratamiento de aguas negras. La distribución y ubicación de las obras se localizan en la fig. 2.



FIG.2 LOCALIZACION DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

La segunda etapa comprende los lagos de Desviación Combinada y Texcoco Norte, plantas de tratamiento y obras de comunicación, entre otras.

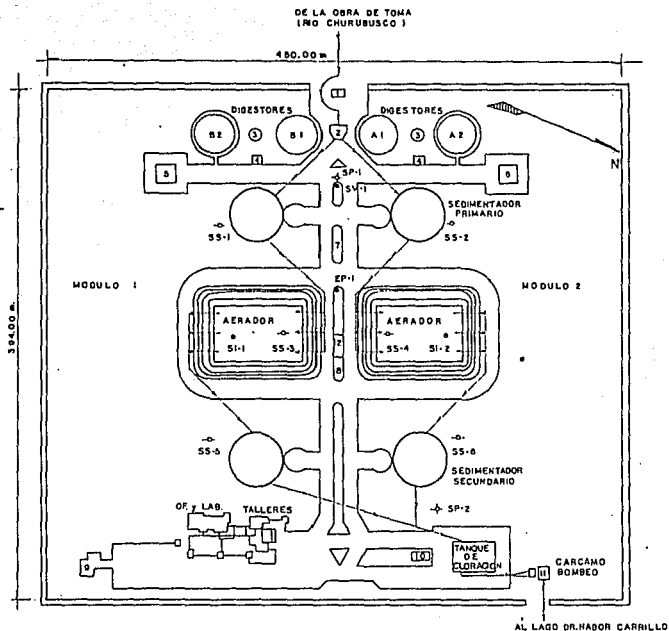
La construcción de los lagos se realizó por medio de consolidación de las capas de arcilla del Lago de Texcoco mediante el bombeo del agua salina de los acuíferos subterráneos, ocasionando el mismo fenómeno que en la ciudad.

La función principal de los lagos es la de almacenar las aguas negras tratadas y las aportaciones de los ríos que llegan al Lago por el oriente, así como la regularización de las avenidas pluviales en la zona. Parte de las aguas negras tratadas se intercambian por el agua subterránea que se bombea en la zona de Texcoco y se utiliza en riego agrícola e industrial, siendo su calidad adecuada para el abastecimiento de agua potable de poblaciones del Valle de México.

Para desarrollar la vegetación en algunas áreas del Lago de Texcoco se modificarán el drenaje de los suelos y se mejoraran éstos por medio de lavado y adición de materia orgánica y fertilizantes. Esto se debe a que desde el punto de vista agrícola, los suelos del ex-vaso se clasifican como salino-sódicos y en ellos sólo crecen las especies como *Distichlis Spicata* y *Suaeda Nigra* (pasto salado y romerito). Se piensa además seleccionar variedades forestales adecuadas y aplicar técnicas agrícolas adaptadas al Lago de Texcoco.

## B) ESTRATIGRAFIA, PROPIEDADES Y HUNDIMIENTO REGIONAL.

La zona del Lago de Texcoco ha sido estudiada en varias ocasiones (ref.1), reforzando tales estudios los sondeos realizados en el área donde se construyó la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, resumiéndolos de la siguiente forma: dos sondeos continuos inalterados profundos de 55.30 m de profundidad (SI-1, SI-2) con diámetro de 10 cm; seis sondeos continuos inalterados someros hasta 4 m de profundidad. De las muestras obtenidas se determinaron las propiedades índice y mecánicas por medio de las pruebas tradicionales. La distribución de los sondeos se localiza en la fig.3.



**PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS**  
**DISTRIBUCION DE INSTALACIONES Y SONDEOS**

- 1.- CASETA DE VIGILANCIA
- 2.- CAJA DE DISTRIBUCION
- 3.- SEPARADORES DE LODOS
- 4.- BOMBEO DE LODOS
- 5.- PLATAFORMA DE CENTRIFUGAS
- 6.- CARGAMO DE AGUAS PLUVIALES

- 7.- SUBESTACION
- 8.- RECIRCULACION DE LODOS
- 9.- INTENDENCIA
- 10.- EDIFICIO DE CLORACION
- 11.- BOMBEO DE AGUAS TRATADAS
- 12.- PLANTA DE EMERGENCIA

- SONDEO INALTERADO PROFUNDO
- ⊕ SONDEO DE PENETRACION.
- SONDEO INALTERADO SOMERO
- SONDEO CON VELETA
- ESTACION PIEZOMETRICA
- FLUJO DE AGUA.



FIGURA No. 3

E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL

RAYMUNDO BRAVO MACIAS

Los resultados obtenidos, así como los perfiles estratigráficos se condensan en la fig.4 y de acuerdo con ellos las formaciones superiores del subsuelo en la zona del vaso de Texcoco son similares en su origen y propiedades a las que se localizan bajo la ciudad de México (ref.2) pudiendo distinguirse las siguientes formaciones:

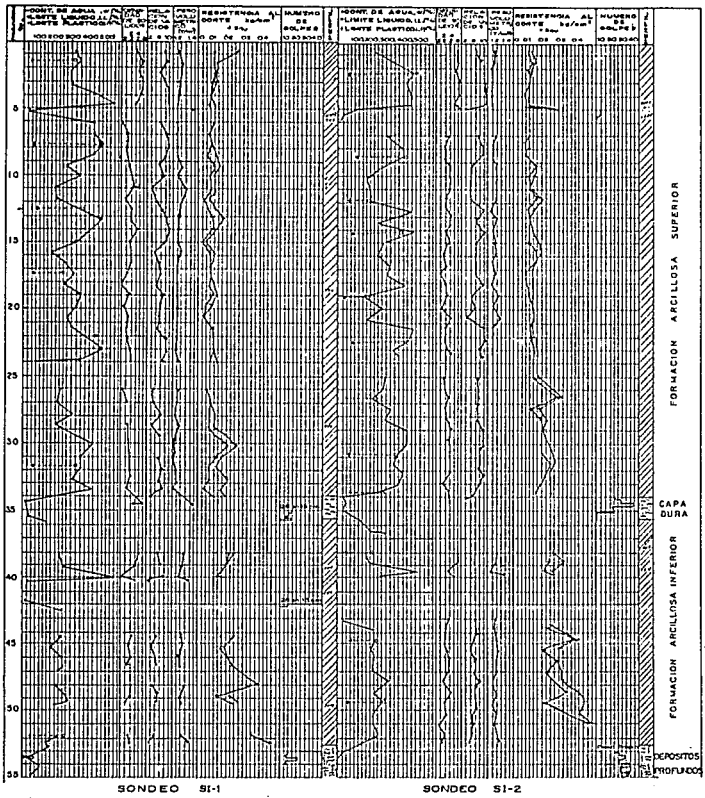
Manto Superficial (MS): De espesor reducido, llegando incluso a desaparecer y constituido por suelos areno-limosos y arcillo-limosos de bajo contenido de agua (60%).

Formación Arcillosa Superior (FAS): Formada por arcillas de alta compresibilidad (CH) y baja resistencia al esfuerzo cortante, de consistencia blanda, con intercalaciones de extractos y lentes delgados de arena fina y vidrio volcánico a diferentes profundidades. Su espesor en el sitio de estudio abarca prácticamente desde la superficie hasta 34 m. El NAF se localiza entre 0.8 m y 1.5 m. Se detectó una capa continua de vidrio volcánico de 4.5 m a 5.5 m de profundidad.

Capa Dura (CD): La constituyen primordialmente suelos limo-arenosos, arenosos y limos intercalados en ocasiones por materiales arcillosos. Su contenido de agua medio es de 45% y su resistencia a la penetración estándar es notablemente variable, aún para la misma zona, con los valores extremos de 8 a más de 50 golpes, su espesor es variable con un valor medio de 1.6 m.


Formación Arcillosa Inferior (FAI): Del mismo origen y características que la superior, se diferencia de ésta por su menor contenido de agua medio (23%), su horizonte inferior se localiza aproximadamente a 52.8 m.

Depósitos Profundos Superiores (DPS): Conocidos también como segunda capa dura, constituidos por limos, arenas finas y limosas muy compactas. Su profundidad varía entre 24 m al oriente, a más



- ARCILLA
- LIMON
- ARENA
- FOSILES
- VIDRIO VOLC.

**ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES**



**FIGURA No. 4**

**E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M**

**TESIS PROFESIONAL**

**RAYMUNDO BRAVO MACIAS**

de 64 m en las inmediaciones de ciudad Nezahualcóyotl. Su contenido de agua es cercano al 50% y su resistencia a la penetración estándar es mayor a los 50 golpes.

Tercera Formación Arcillosa: Esta capa compresible está formada por arcillas volcánicas y su espesor es superior a 6 m, su contenido de agua medio es de 147% con valores máximos del orden de 280%.

Depósitos Profundos Inferiores: Subyacentes a la anterior formación se localizan estratos arenosos, limos y limo-arenosos, que en ocasiones contienen arcilla y gravas. Su contenido medio de agua es del 37%.

En la tabla I (ref.3), se presenta de manera condensada los valores medios de las propiedades índice así como la resistencia al corte en diferentes condiciones de prueba para las Formaciones Arcillosas Superior e Inferior en el área estudiada.

TABLA I. PROPIEDADES DEL SUBSUELO

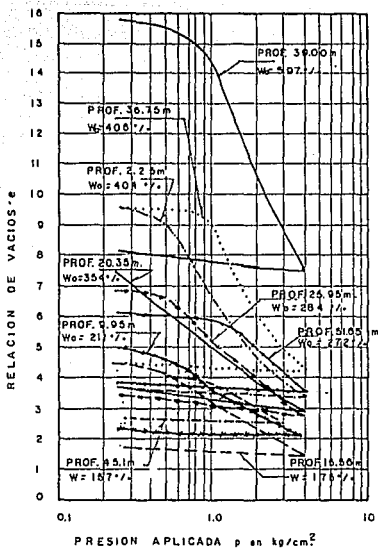
PROPIEDAD	FAS	FAI
Contenido Natural de Agua (%)	364	269
Peso volumétrico saturado ( $t/m^3$ )	1.15	1.20
Densidad de Sólidos	2.39	2.37
Relación de Vacíos	2.9-13.9	1.3-12.6
Límite Líquido (%)	122-536	227-330
Límite Plástico (%)	38-115	46-85
Resistencia al corte en compresión no confinada ( $kg/cm^2$ )	0.03-0.33	0.06-0.79
Resistencia máxima al corte "IN SITU" ( $kg/cm^2$ )(de 0.0 a 20.0 m).	0.12-0.60	
Resistencia al corte residual "IN SITU" ( $kg/cm^2$ )(de 0.0 a 20.0 m)	0.02-0.10	

En las figuras 5 y 6 se presentan las curvas de compresibilidad y distribución de esfuerzos efectivos inicial, así como carga de preconsolidación obtenidos en el sondeo SI-1 donde destaca que la Formación Arcillosa Superior se encuentra preconsolidada en la superficie, debido probablemente a secado (ref.3), en las cercanías a la Capa Dura, producido por los abatimientos de la presión por bombeo en este estrato, que también es apreciable en la FAI. El grado de preconsolidación disminuye al centro de la FAS.

El hundimiento regional se ha venido registrando a partir de 1972 con mediciones periódicas (ref.1) de la subsidencia del Lago mediante nivelaciones de precisión del cerro del Peñón a las cercanías del lago Dr. Nabor Carrillo (camino Peñón-Texcoco), registrándose hundimientos medios de 15.4 cm/año con valores máximos y mínimos de 28 cm/año y 13.2 cm/año respectivamente, en un lapso de 11 años.

Es notorio que se manifiestan varias velocidades de asentamiento (fig.7). Del banco BNA al BND, la velocidad media ha sido de 16.9 cm/año. Esa zona corresponde a áreas urbanizadas con anterioridad a 1972. El banco BNF, presenta una mayor velocidad, de 28.0 cm/año, debido a rellenos colocados en 1968 y años posteriores para nuevas zonas habitacionales. Del BNE al BNJ, corresponde a la zona poniente del lago, en la que no han sido colocados rellenos ni se ha efectuado bombeo en las inmediaciones, con velocidad promedio de 21.6 cm/año. Del Banco J al L, son áreas sometidas a bombeo cercano de 1975 a 1978 y de 1982 a la fecha y presenta una velocidad media de asentamiento de 14.2 cm/año. Los compartimientos irregulares en esta última parte, no ha sido suficientemente comprendida para establecer las razones por las que manifiesta recuperaciones entre nivelaciones subsecuentes.





CURVAS DE COMPRESIBILIDAD  
SONDEO SI 1



FIGURA No. 5

E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL

RAYMUNDO BRAVO MACIAS

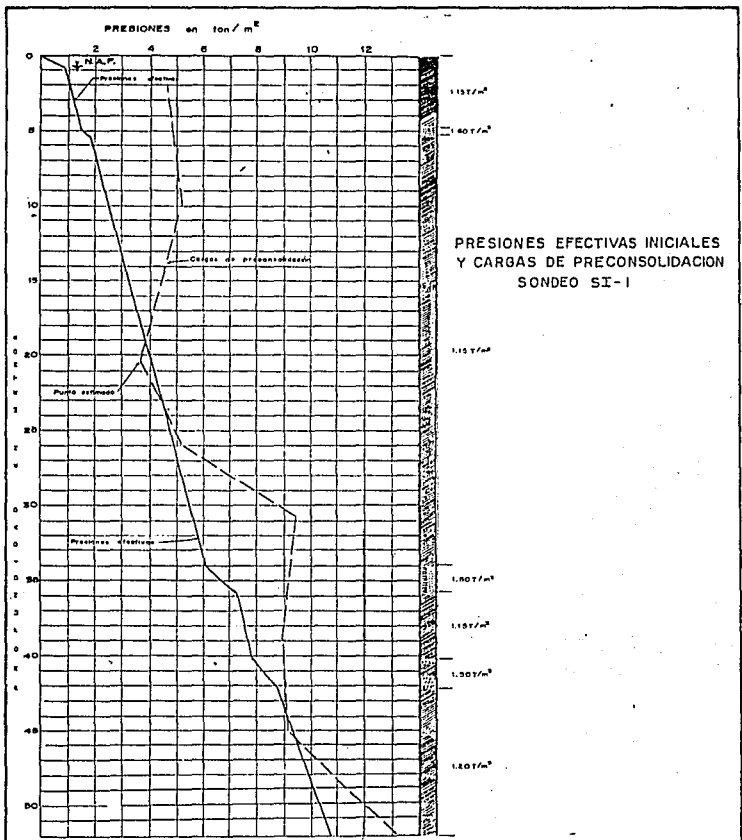
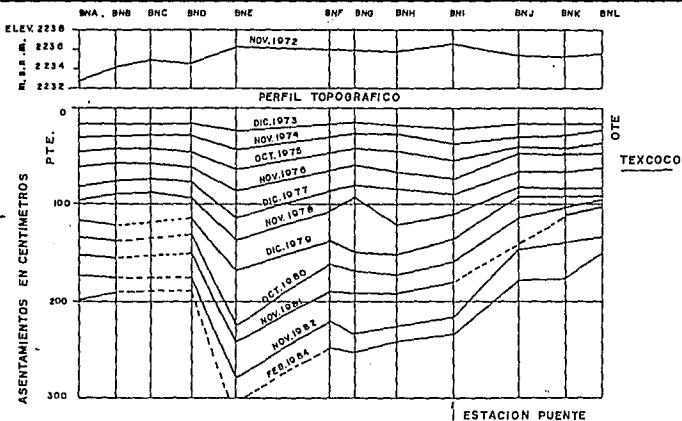


FIGURA No. 6

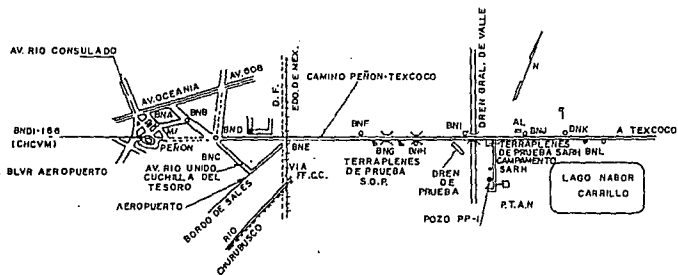
E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL

RAYMUNDO BRAVO MACÍAS.



PERFILES DE ASENTAMIENTO CAMINO PEÑON - TEXCOCO



LOCALIZACION DE BANCOS DE NIVEL EN EL CAMINO PEÑON - TEXCOCO



FIGURA No. 7

E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL.

RAYMUNDO BRAVO MACIAS.

### C) DESCRIPCION GENERAL DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

Como ya se mencionó, la Planta de Tratamiento de Aguas Negras se construyó en la primera etapa del plan y su función es el tratamiento de las aguas residuales del río Churubusco para su reuso en riego, almacenamiento y procesos industriales. Su capacidad es de  $1 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Se delimita por un terreno de aproximadamente 18 ha de forma rectangular y dimensiones 394 m por 450 m; la topografía de la zona es sensiblemente plana.

La planta es del tipo de Tratamiento de Aguas Residuales para reuso, con tratamiento de lodos. El proceso que emplea es de lodos activados, diseño convencional con aeración superficial y desinfección por cloración, digestión aeróbica de lodos y secado por centrifugación.

Las características de las aguas residuales crudas que aporta el río Churubusco a la planta son en valores promedio, demanda bioquímica de oxígeno (DBO) a 5 días y 20 grados centígrados, de 212 ppm mg/l, sólidos suspendidos 233 mg/l, pH = 7.6. La eficiencia del tratamiento es: reducción de sólidos suspendidos en 95%, de la DBO en 90 a 92% y bacteriana en 99% (ref.4).

Las principales estructuras que componen la Planta son las siguientes: un cárcamo de bombeo de aguas crudas (obra de toma). Dos Tanques Sedimentadores Primarios de forma cilíndrica con un diámetro interior de 40 m, de escurrimiento radial con concentración mecánica y extracción hidráulica de lodos y recolección periférica del agua sedimentada. Los tanques son de concreto armado y tienen una capacidad de  $2,700 \text{ m}^3$  cada uno.

Cuatro Tanques Digestores (2 primarios y 2 secundarios) de forma cilíndrica con un diámetro interior de 30 m, de concreto armado y tienen una capacidad para lodos de 2,400 m<sup>3</sup> cada uno. En 1982 al decidir el proceso aerobio para el tratamiento de lodos se agregaron dos tanques separadores de lodos de concreto armado y 7 m de diámetro.

Dos Tanques de Aeración de forma rectangular con dimensiones interiores 69.30 m por 43.80 m. Son bordos perimetrales de sección homogénea constituidos por una mezcla de tezontle cementado con tepetate. Tiene una altura de 2.95 m y un ancho de corona de 3.5 m con taludes de 1.5 : 1 y base del bordo 10.81 m, con un volumen de agua de 8,190 m<sup>3</sup> cada uno.

Un Tanque de contacto de Cloro de forma rectangular de 20 x 30 x 2 m, de concreto armado con una capacidad de 1,200 m<sup>3</sup>.

Dos Tanques Sedimentadores Secundarios con las mismas características que los primarios excepto que la capacidad de estos es más grande (más profundos), 3,600 m<sup>3</sup> cada uno.

Existen además estructuras auxiliares como son: taller, almacén, oficinas, laboratorios, casa del intendente y subestación eléctrica.

La distribución de las instalaciones descritas, la localización de los sondeos efectuados, así como el flujo del agua tratada son representados en la fig 3. En la tabla No III se resumen las características de las estructuras según la ref.3.

La secuencia del tratamiento se resume de la siguiente manera: Las aguas negras son captadas mediante una obra de toma, ubicada en el borde del encauzamiento del río Churubusco, a 100 m de la intersección de éste con el Dren General de Valle y conducidas hasta la estación de bombeo de Aguas Crudas.

TABLA No. III CARACTERISTICAS DE LAS ESTRUCTURAS.

ESTRUCTURA	MATERIAL	PESO PROPIO ton	AGUA DE PROCESO ton	LASTRE MAXIMO ton	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE m	CARGA TRANSMITIDA EN OPERACION ton/m2	SUBPRESION ton
SEDIMENTADORES PRIMARIOS	Concreto armado	3,052	2,700	3,198	3.30	0.48	3,236
SEDIMENTADORES SECUNDARIOS	Concreto armado	2,425	3,600	959	3.85	0.00	3,948
DIGESTORES	Concreto armado	1,379	2,400	1,143	4.25	0.00	2,537
AERADORES	Bordos de tierra	---	8,190	Sistema de Subdrenaje	0.95	1.26	0
TANQUE DE CONTACTO DE CLORO	Concreto armado	665	1,200	Sistema de Subdrenaje	2.12	0.25	0

Previamente a su entrada al cárcamo de bombeo las aguas negras son pasadas por un dispositivo desmenuzador, del tipo de rejilla vertical con un dispositivo rotatorio cortante que se desmenuza verticalmente desmenuzando el material retenido en la rejilla, con el objeto de reducir los sólidos flotantes y suspendidos.

La estación de bombeo ha sido considerada de una sola cámara con ampliación gradual en la entrada para conseguir una alta eficiencia en la succión. Se utilizan 3 bombas verticales de flujo axial de  $0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$  de gasto.

La descarga de las bombas se conduce hasta una caja de llegada que tiene dos compuertas para derivar y controlar el gasto a cada una de las unidades de  $0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$ . El gasto es medido por medio de Canales Parshal colocados entre la caja de llegada y las cajas partidoras, que sirven para controlar la entrada a los Sedimentadores Primarios por medio de compuertas.

El proceso de clarificación se inicia en los tanques Sedimentadores Primarios, donde los lodos y las partículas más pesadas se sedimentan en el fondo del tanque. De ahí, los lodos pasan a los Digestores, donde son tratados por digestión aerobia, de los cuales pasan a los separadores y posteriormente a las centrifugas, donde se les da un secado previo a su manejo (lodos primarios).

El agua de proceso pasa a los Tanques de Aeración donde se produce la oxigenación de la materia orgánica. El flujo en los tanques es longitudinal, entrando el agua sedimentada y el retorno de lodos activados por un extremo y recolectándose el licor mezclado en el otro.

El licor mezclado recolectado se reparte a los Tanques Sedimentadores secundarios de una profundidad mayor que los Primarios. En estos tanques termina prácticamente el tratamiento

o proceso de clarificación. El lodo extraído de los Sedimentadores Secundarios se denomina lodo activado, del cual el 33% es retornado a los Aeradores para formar el licor mezclado y el resto se envía a los Digestores para seguir el proceso aeróbico.

El último paso es la reducción de la contaminación bacteriológica, mediante la cloración, por lo que el agua clarificada de los Sedimentadores Secundarios se recolecta y se conduce al Tanque de Contacto de Cloro y una vez rectificada su claridad el agua tratada se conduce finalmente por bombeo al lago Dr. Nabor Carrillo para su almacenamiento y distribución a las zonas de riego del oriente y futuras zonas industriales.

Por condiciones hidráulicas se requiere que las aguas vertidas pasen de la caja de distribución a los Sedimentadores Primarios; de ahí, que fluyan por gravedad hacia los Aeradores; de éstos a los Sedimentadores Secundarios y finalmente, al Tanque de Cloración y cárcamo de bombeo de aguas tratadas para su envío al lago Dr. Nabor Carrillo. Por ello es importantísimo la elevación de las estructuras para mantener una carga hidráulica que permita el flujo por gravedad en el proceso. La fig.8 muestra las elevaciones adoptadas para asegurar el funcionamiento hidráulico del tratamiento.



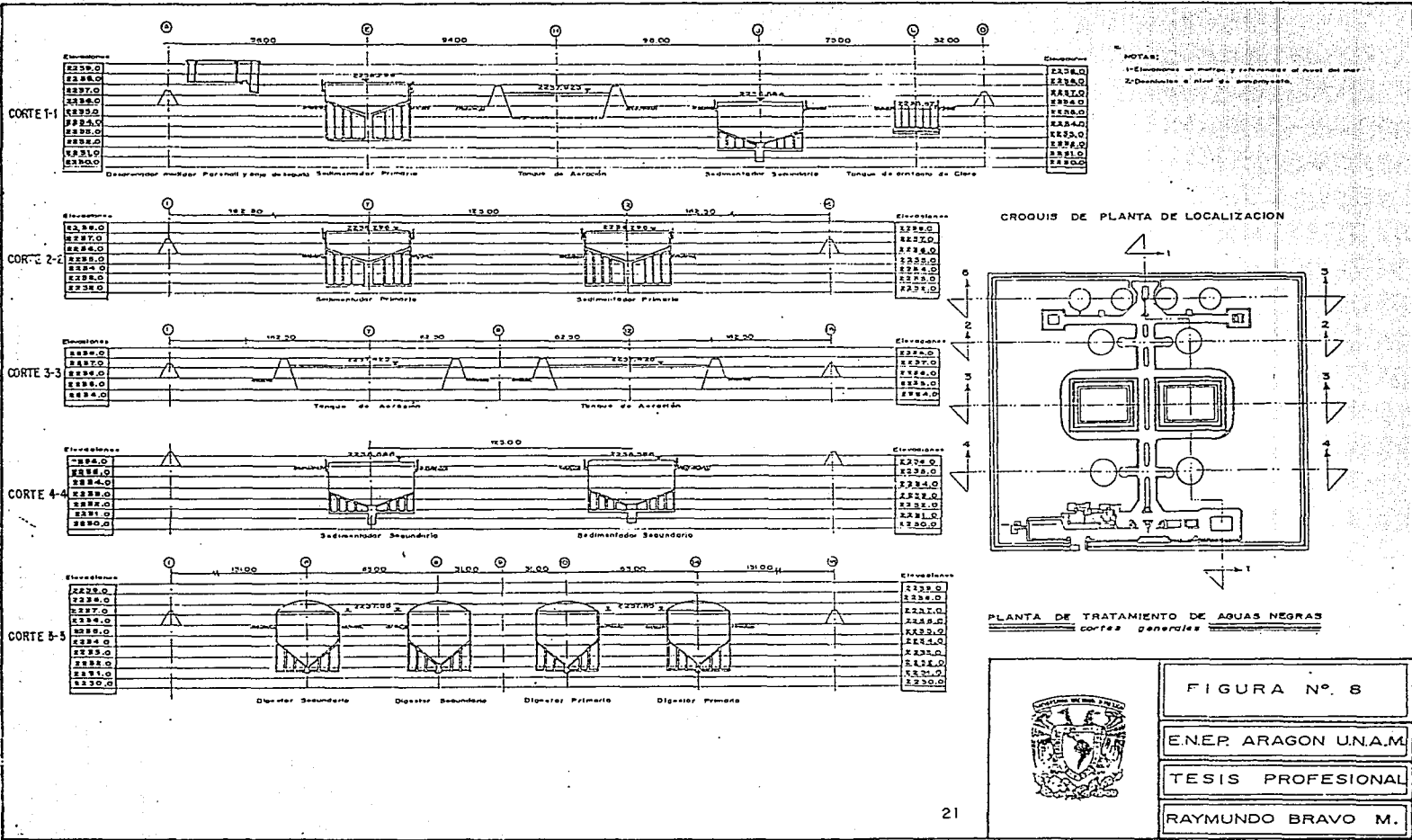


FIGURA N° 8

E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL

RAYMUNDO BRAVO M.



## CAPITULO II

### SOLUCION DE CIMENTACIONES Y COMPORTAMIENTO TEORICO

Debido a la problemática que presentan las arcillas de la zona para cimentar los tanques, se revisaron varios métodos de cimentación, para que éstos funcionaran de una manera aceptable.

Para ello se determinó un criterio homogéneo de cimentaciones, es decir cimentar todas las estructuras tipo superficial o bien todas de tipo profundo, o una combinación de ambas (mixtas).

Este criterio se adoptó pues se requería que las estructuras tuvieran un comportamiento semejante, debido a que se necesita una carga hidráulica constante entre estructuras; este comportamiento se lograba empleando tipos semejantes de cimentación.

#### A) POSIBLES ALTERNATIVAS.

Dentro de las soluciones se contemplaron, cimentaciones superficiales ( $D/B < 5$ ) y cimentaciones profundas ( $D/B > 5$ ) donde:

D = profundidad de desplante

B = ancho de la base

y una combinación de ellas que fue desechada por cuestiones económicas, se menciona de forma general las ventajas y desventajas de cada una.

Las cimentaciones superficiales se dividen en zapatas aisladas, zapatas corridas, losas de cimentación y cajones de cimentación. Si bien es cierto que este tipo de cimentación es

más económico, dependerá su elección de la carga que transmita al suelo y en consecuencia al tipo de suelo, pues en suelos blandos, que es el caso del lago de Texcoco, (arcillas de alta compresibilidad CH), el problema principal son las deformaciones o asentamientos excesivos; por ello las zapatas no presentaban una solución atractiva pues se requería controlar estas deformaciones.

Una forma de controlarlos es por medio de cimentaciones compensadas a base de cajones huecos, lo suficientemente rígidos para reducir la descarga neta y así reducir los incrementos de presión en la masa del subsuelo, que pudiera producir asentamientos intolerables.

Cuando la descarga neta se hace igual a cero, la cimentación se llama totalmente compensada, y esto se logra excavando un volumen de suelo tal que su peso sea igual al peso de la estructura, de tal forma que los asentamientos teóricamente no existan.

$$W_e = W_s \Rightarrow \delta = 0$$

donde:

$W_e$  = peso de la estructura

$W_s$  = peso de la masa de suelo

$\delta$  = deformación

Si la descarga neta es sólo una fracción del peso de la estructura, se le da el nombre de parcialmente compensada, provocando asentamientos mucho menores que si se desplantará en la superficie ( $W_e > W_s \Rightarrow \delta \neq 0 \downarrow$ ).

El caso contrario es cuando el peso del terreno excavado resulta mayor que la carga transmitida y se llama sobrecompensada. ( $W_e < W_s \Rightarrow \delta \neq 0 \uparrow$ ). En este caso, el peso transmitido no es suficiente para controlar la presión existente en el suelo y éste tiende a expandirse.

Los cajones son generalmente retículas de contratraves con tapa y las retículas forman huecos o espacios para las necesidades del diseño. Las losas de cimentación se diferencian en que se rellenan dichos espacios huecos. Cuando el nivel de desplante se encuentra por debajo del nivel freático se recomienda impermeabilizar las losas y los cajones.

Las cimentaciones profundas se componen de pilotes (fricción y punta), pilas y cilindros. Los pilotes de punta, pilas y cilindros son elementos colados en el sitio o precolados (el caso del primero) y se desplantan en una capa dura. De esta manera la estructura no sufrirá asentamientos apreciables. El problema que hay que tomar en cuenta para su elección es el hundimiento regional, ya que como sucede en la ciudad de México, las estructuras cimentadas con pilotes de punta, al no poder asentarse, y por otro lado el hundimiento del terreno, provoca que la estructura se mantenga a una elevación constante pareciendo que emerge del terreno, provocando fallas funcionales pues el nivel del suelo constantemente se va reduciendo en comparación con la estructura fija. Efectos de esta índole se presentan en toda la zona baja del valle, dislocando las líneas subterráneas de agua, drenaje, teléfonos etcétera.

En el caso de los pilotes de fricción, debido a la adherencia de las arcillas, la estructura se hundirá a la par del suelo, por lo que es necesario controlar los asentamientos diferenciales que se presentan a largo plazo, lo cual resulta complicado y costoso al renivelar nuevamente las estructuras así cimentadas. La ventaja de este tipo de cimentación es que aumenta considerablemente la capacidad de carga del terreno. Por ello su elección está en función de la carga que transmita al suelo y si es justificable dicha solución.

Por lo anterior se puede intuir fácilmente que de las alternativas posibles, la que más se apega a las necesidades de la planta son las cimentaciones superficiales compensadas. A continuación se describen las cimentaciones de las estructuras más importantes del módulo 1 de la planta, así como el comportamiento teórico esperado.

#### B) CIMENTACION DE TANQUES SEDIMENTADORES.

La cimentación adoptada, es una cimentación superficial totalmente compensada y consiste en un cajón a base de doble losa y retículas de trabes que forman celdas, a lo largo de la circunferencia, en los que se puede aplicar una sobrecarga con agua a fin de restablecer su horizontalidad, pues como se mencionaba al principio del capítulo, los tanques deben operar con una carga hidráulica constante, por lo que se debe tener cuidado que se encuentren nivelados para no variar dicha carga y además permita el funcionamiento de la rastra removedora de lodos.

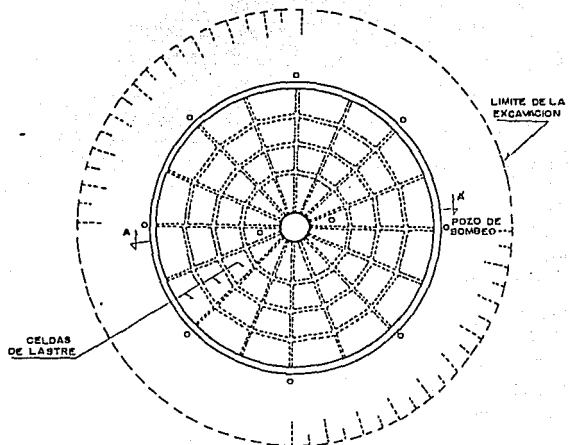
Para ello los tanques son lo suficientemente rígidos (ref.4). En la fig.9 se presenta en planta y corte los tanques Sedimentadores Primarios y Secundarios y en la tabla No.III se resumen las características de las estructuras analizadas según la referencia 3.

#### B.1) CAPACIDAD DE CARGA.

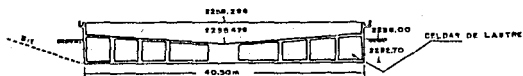
Una vez obtenida la información necesaria de las pruebas índice y mecánicas, se obtiene la capacidad de carga del suelo a la profundidad de desplante de proyecto para cada tanque y se analiza con la condición de carga más desfavorable, ésta es:

$$Q_t = \text{Peso de agua de Proceso} + \text{Peso de Lastre Máximo} + \text{Peso propio T}$$

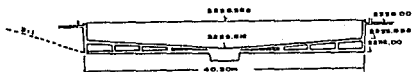
(1)



PLANTA DE SEDIMENTADORES PRIMARIOS Y SECUNDARIOS



CORTE DE SEDIMENTADOR PRIMARIO POR 'A-A'



CORTE DE SEDIMENTADOR SECUNDARIO A-A'



FIGURA No. 9

E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL

RAYMUNDO BRAVO MACIAS.

El cálculo se basa en la Teoría de Skempton para suelos puramente cohesivos y cimientos superficiales circulares, además se compara con la teoría de Terzaghi para las mismas condiciones.

SEDIMENTADOR PRIMARIO:

La teoría establece que:

$$q_u = c N_c + \gamma_m D_f \dots (2)$$

donde:

$c$  = cohesión del material en  $\text{ton/m}^2$

$\gamma_m$  = peso volumétrico del material en  $\text{ton/m}^3$

$D_f$  = profundidad de desplante

$N_c$  = factor en función de  $(D/B)$  {  $D$  = profundidad de empotramiento en un estrato firme o resistente;  $B$  = ancho de zapata }

de los datos sabemos:

$$c = 1 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_m = 1.2 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 0$$

$$D_f = 3.3 \text{ m}$$

$$NAF = 0.8 \text{ m de profundidad}$$

como  $D/B \approx 0 \Rightarrow N_c = 6.2$  para cimiento circular

luego:

$$q_u = 1 \text{ ton/m}^2 (6.2) + (1.2 \text{ ton/m}^3 \times 0.8 \text{ m} + 0.2 \text{ ton/m}^3 \times 2.5 \text{ m})$$

si tomamos un factor de seguridad igual a 3

$$q_a = c N_c / F_s + \gamma_m D_f = (1)(6.2)/3 + 1.46$$

$$q_a = 3.53 \text{ ton/m}^2$$

Por la teoría de Terzaghi :

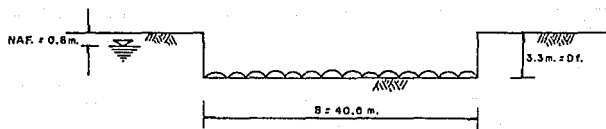
$$q_u = 1.3 \times c N_c + \gamma_m D_f N_q \dots (3)$$

el valor de  $N_c$  y  $N_q$  para las mismas condiciones será:

$$\phi = 0 \Rightarrow N_c = 5.4 \text{ y } N_q = 1 \text{ tomando el mismo factor } F_s = 3$$

$$q_a = 1.3(1)(5.14)/3 + (1.2 \times 0.8 + 0.2 \times 2.5)(1)$$

$$q_a = 3.69 \text{ ton/m}^2$$



La condición de carga más desfavorable será de acuerdo a los datos reportados en la tabla III

$$Q_t = \text{Peso Agua} + \text{Peso Lastre} + \text{Peso Propio} \dots (1)$$

$$Q_t = 2,700 \text{ ton} + 3,198 \text{ ton} + 3,052 \text{ ton} = 8,950 \text{ ton}$$

el área de la base del tanque es  $A = 1,294.6 \text{ m}^2$ , la carga será:

$$W_e = Q_t/A = 8,950 \text{ ton}/1,294.6 \text{ m}^2 = 6.91 \text{ ton/m}^2$$

Si descontamos el efecto de la carga por excavación ( $\gamma_m D_f$ ) la carga real distribuida será:

$$W_e = 6.91 \text{ ton/m}^2 - (1.2 \text{ ton/m}^3 \times 3.3 \text{ m}) = 2.95 \text{ ton/m}^2$$

$$W_e = 2.95 \text{ ton/m}^2 < q_a = 3.53 \text{ ton/m}^2$$

luego el suelo no fallará por capacidad de carga.



## SEDIMENTADOR SECUNDARIO

de los datos sabemos:

$$c = 1 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_m = 1.2 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 0 \rightarrow N_c = 6.2$$

$$D_f = 3.85 \text{ m}$$

$$NAF = 0.8 \text{ m de profundidad}$$

substituyendo valores en (2)

$$q_u = (1)(6.2) + (1.2 \times 0.8 + 0.2 \times 3.05)$$

tomando un  $F_s = 3$

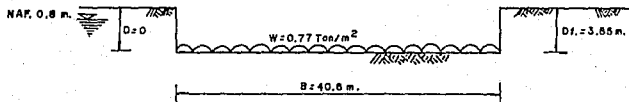
$$q_a = (1)(6.2)/3 + 1.57$$

$$q_a = 3.64 \text{ ton/m}^2$$

Revisando por la teoría de Terzaghi y substituyendo en (3) con  $F_s = 3$ ,  $N_c = 5.14$  y  $N_q = 1$  tenemos:

$$q_a = 1.3(1)(5.14)/3 + (1.2 \times 0.8 + 0.2 \times 3.05)(1)$$

$$q_a = 3.80 \text{ ton/m}^2$$



La carga más desfavorable según la tabla III y substituyendo en (1)

$$Q_t = 3,600 \text{ ton} + 959 \text{ ton} + 2,425 \text{ ton} = 6,984 \text{ ton}$$

luego

$$W_e = Q_t/A = 6,984 \text{ ton}/1,294.6 \text{ m}^2 = 5,395 \text{ ton/m}^2$$

Si descontamos el efecto de la descarga por excavación ( $\gamma_m D_f$ ) la carga real distribuida será:

$$W_e = 5,395 \text{ ton/m}^2 - (1.2 \text{ ton/m}^3 \times 3.85 \text{ m})$$

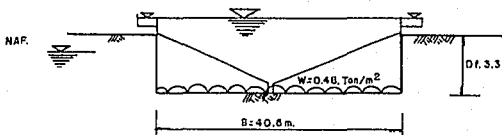
$$W_e = 0.77 \text{ ton/m}^2 < q_a = 3.64 \text{ ton/m}^2$$

luego el suelo no fallará por capacidad de carga.

## B.2) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS.

Para los efectos de cálculo se toma como carga actuante la presión de operación del tanque, calculada de la siguiente forma:

### SEDIMENTADOR PRIMARIO



sabemos :

$$\gamma_m = 1.2 \text{ ton/m}^3$$

$$D = 40.6 \text{ m}$$

$$A = 1,294.6 \text{ m}^2$$

$$D_f = 3.3 \text{ m}$$

Para determinar el incremento neto (I.N.):

$$\frac{\text{Peso prop.T} + \text{Peso Agua Operación} - \text{Descarga por Excavación}}{\text{Area del Tanque}} = \text{I.N.} \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$(3,052 + 2,700)/1,294.6 - 1.2(3.3) = 4.44 - 3.96 = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

La distribución de esfuerzos será calculada por la teoría de Boussinesq, que para un área circular con carga uniformemente distribuida:

$$\tau = \omega \times \omega_0$$

donde:

$\tau$  = esfuerzo vertical al centro de la circunferencia

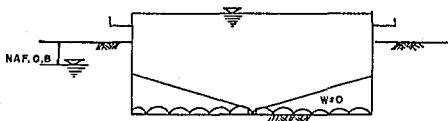
$\omega$  = carga uniformemente distribuida

$\omega_0$  = valor tabulado en función de la relación (r/z)(ref.5)

la tabla resume el cálculo a las profundidades indicadas

r	z	r/z	$\omega_0$	$\omega$	$\tau$
20.3	0.75	27.07	0.9999	0.48	0.4799
	6.65	3.05	0.9683		0.4648
	12.25	1.657	0.8626		0.4140
	17.05	1.19	0.7337		0.3521
	22.66	0.859	0.5831		0.2799
	27.45	0.739	0.4806		0.2306
	35.7	0.568	0.3443		0.1652
	41.8	0.485	0.2673		0.1283
	48.35	0.419	0.2163		0.1038

## SEDIMENTADOR SECUNDARIO



sabemos:

$$\gamma_m = 1.2 \text{ ton/m}^3$$

$$D = 40.60 \text{ m}$$

$$A = 1,294.6 \text{ m}^2$$

$$D_f = 3.85 \text{ m}$$

Para determinar el Incremento Neto (I.N.) y substituyendo en (4)

$$\frac{2,425 \text{ ton} + 3,600 \text{ ton} - 1.2 \text{ ton/m}^3(3.85 \text{ m})}{1,294.6 \text{ m}^2} = 0.03 \text{ t/m}^3 \approx 0$$

Por lo tanto no transmite carga de operación, trabaja totalmente compensado. Luego no transmite esfuerzos verticales ( $\tau_v$ ) a la masa de suelo.

### B.3) DEFORMACIONES (EXPANSIONES - ASENTAMIENTOS).

La magnitud de los asentamientos generados se calcula empleando la teoría de Consolidación Unidimensional propuesta por Terzaghi; para ello, se utilizaron las curvas de compresibilidad construidas con los resultados que se obtuvieron de los sondeos inalterados (ref.8).

Las expansiones calculadas se refieren a expansiones elásticas (inmediatas) debido a que las excavaciones permanecieron poco tiempo abiertas y no se justifica el cálculo de expansiones a largo plazo. La teoría se basa en el método elástico (ref.5).

La estratificación del subsuelo para el cálculo de consolidación se efectuó tomando como punto medio del estrato la profundidad a la que se tomaron las muestras, tratando en lo posible, que dichos estratos no fueran mayores de 6 m para tener una aproximación más real de los resultados.

#### SEDIMENTADOR PRIMARIO.

En la figura 10 se presentan los estratos considerados para determinar la consolidación primaria al centro del tanque, así como la tabla de resultados.

Calculando la expansión elástica al centro de una superficie circular uniformemente cargada tenemos:

$$\delta_c = (1 - \mu^2) P/E \times D \dots (5)$$

en la periferia:

$$\delta_p = 2/\pi (1 - \mu^2) P/E \times D \dots (6)$$

Si aceptamos  $E = 50 \text{ kg/cm}^2$  y  $\mu = 0.5$  para arcillas saturadas (ref.8) y además:

$$P = \text{Presión total retirada} = \gamma_m h = 1.2 \times 3.3 = 0.396 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = \text{Diámetro exterior de tanque} = 40.6 \text{ m}$$

tenemos :

$$\delta_c = (1 - (0.5)^2) 0.396/50 (4,060)$$

$$\delta_c = 24.1 \text{ cm}$$

$$\delta_p = 15.3 \text{ cm por tanto } \delta_m = 19.7 \text{ cm}$$

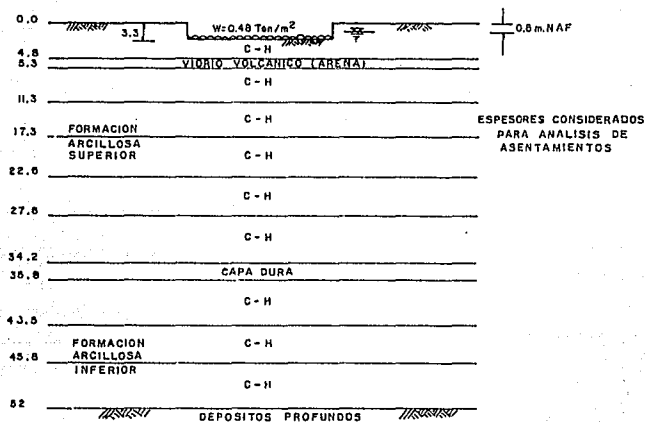


FIGURA No 10 CONSOLIDACION PRIMARIA  
TANQUE SEDIMENTADOR PRIMARIO (Al centro del área del tanque)

ESTRATO m	Z m	Z'	Po kg/cm <sup>2</sup>	dP kg/cm <sup>2</sup>	Po+dP kg/cm <sup>2</sup>	ef	ef	e'	Av cm <sup>2</sup> /kg	ESPESOR cm	Hv cm <sup>2</sup> /kg	dH cm
3.3-4.8	4.05	0.75	0.141	0.0479	0.189	9.59	9.5	0.09	1.85	150	0.1775	1.27
5.3-11.3	9.95	6.65	0.252	0.046	0.297	5.01	4.9	0.11	2.39	600	0.3977	10.98
11.3-17.3	15.55	12.25	0.336	0.0414	0.377	4.40	4.25	0.15	3.62	600	0.6704	15.65
17.3-22.6	20.35	17.05	0.4077	0.0352	0.442	6.55	6.42	0.13	3.69	530	0.4887	9.12
22.6-27.6	25.96	22.66	0.492	0.27	0.519	6.65	6.6	0.05	1.85	500	0.2418	3.26
27.6-34.2	30.75	27.45	0.564	0.023	0.587	9.39	9.388	0.002	0.0.87	660	0.0084	0.13
35.8-40.5	39.0	35.7	0.76	0.0165	0.776	14.91	14.91	0.002	0.121	470	0.0076	0.059
40.5-45.8	45.10	41.8	0.932	0.0128	0.945	3.916	3.911	0.005	0.391	530	0.0795	0.54
45.8-52	51.65	48.35	1.063	0.0103	1.073	5.933	5.933	0.003	0.291	620	0.0419	0.27

$\Sigma dH = 42.28\text{cm}$

## SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Los asentamientos teóricamente son nulos, debido a que es una cimentación totalmente compensada y no transmite carga en operación. Por ello, sólo se calculan expansiones elásticas (a corto plazo). Utilizando la teoría de la elasticidad (fórmula 5). Tomando los datos anteriores para el mismo caso; excepto  $P = 0.462 \text{ kg/cm}^2$  y substituyendo en 5 y 6 tenemos:

$$\delta_c = (1 - (0.5^2))(0.462)/50 (4,060)$$

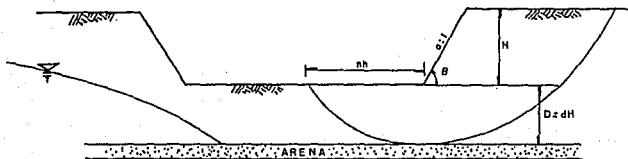
$$\delta_c = 28.13 \text{ cm}$$

$$\delta_p = 17.9 \text{ cm} \quad \text{por lo tanto} \quad \delta_m = 23 \text{ cm}$$

Es conveniente apuntar que tales expansiones son recuperables en el momento de aplicar la carga de la estructura en operación.

### B.4) ESTABILIDAD DE TALUDES.

De acuerdo con la estratigrafía reportada, es conveniente basarse para el análisis de estabilidad de taludes en el concepto de una excavación practicada en arcillas blandas saturadas y material cohesivo con terreno de cimentación homogéneo con él y limitado por un estrato resistente.



Debido a que la excavación realizada fué provisional, la condición más crítica para el diseño será al final de la construcción, es decir cuando la profundidad máxima de excavación se encuentre seca y totalmente terminada. En este caso, para la condición de falla a corto plazo, el factor de seguridad se obtiene de la gráfica No 1 (ref. 6). donde se ha graficado los círculos críticos en función de el Número de Estabilidad ( $N_0$ ), el ángulo  $\beta$  del talud y el valor D, (para evitar el tedioso tanteo de los círculos críticos.)

La utilización de la gráfica se basa en las siguientes hipótesis:

- 1) No existe tirante de agua al pie del talud.
- 2) No actúan sobrecargas ni existen grietas de tensión
- 3) El suelo es homogéneo hasta la profundidad  $H+D$
- 4) La resistencia se debe únicamente a la cohesión y es constante con la profundidad
- 5) La falla se produce a través de un cilindro (traza circular).

Las condiciones involucradas para el análisis son: material puramente cohesivo con cohesión aparente de  $1 \text{ ton/m}^2$  y peso volumétrico ( $\gamma_m$ ) de  $1.2 \text{ ton/m}^3$ , superficie de falla cilíndrica tangente el estrato arenoso resistente detectado a 5 m de profundidad.

#### SEDIMENTADOR PRIMARIO.

Se propuso un talud 3:1 lo cual implica  $\beta = 18.43^\circ$

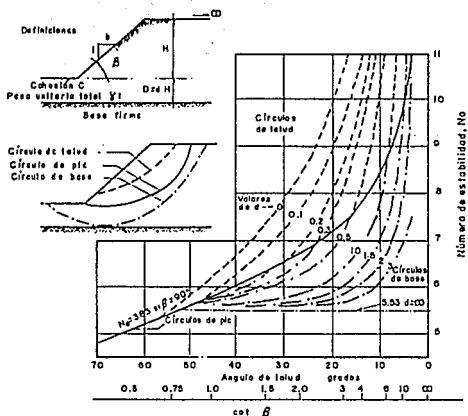
como:

$$H = 3.3 \text{ m}$$

$$\therefore D = dh \Rightarrow d = D/H = 1.7 \text{ m}/3.3 \text{ m} = 0.515$$

$$D = 1.7 \text{ m}$$





Factor de seguridad

$$F_s = N_o \frac{c}{\gamma_1 H}$$

FACTOR DE SEGURIDAD DE TÁLDES EN SUELOS PURAMENTE COHESIVOS.  
MATERIAL BLANDO SOBROYACIENDO A MATERIAL RESISTENTE.



GRAFICA No.1

E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL.

RAYMUNDO BRAVO MACIAS.

luego de la gráfica No 1 tenemos:

$$\beta = 18.43^{\circ} \rightarrow No = 7.2$$
$$d = 0.5$$

Si

$$Fs = No(c/\gamma_m H) \rightarrow Fs = 7.2(1/1.2 \times 3.3) = 1.82$$

$Fs = 1.82$  por lo que es estable el talud 3:1 en falla de base.

$$\text{Si se reduce el talud hasta } 1:1 \rightarrow \beta = 45^{\circ}$$

luego

$$d = 0.5 \rightarrow No = 5.75 ; Fs = 5.75(1/1.2 \times 3.3) = 1.45 \approx 1.5$$
$$\beta = 45^{\circ}$$

$Fs = 1.5$  es estable en falla de base.

#### SEDIMENTADOR SECUNDARIO

$$\text{Proponiendo el mismo talud } 3:1 \rightarrow \beta = 18.43^{\circ}$$

como

$$H = 3.85 \text{ m}$$

$$D = 1.15 \text{ m} \quad \therefore D = dH \rightarrow d = D/H = 1.15/3.85 = 0.298$$

de la gráfica

$$d = 0.298 \rightarrow No = 8.1$$
$$\beta = 18.43^{\circ}$$

$$\text{Si } Fs = No(c/\gamma_m H) = 8.1(1/1.2 \times 3.85) = 1.75 \approx 1.8$$

$Fs = 1.8$  es estable en falla local o de talud

$$\text{Si se reduce el talud hasta } 1:1 \rightarrow \beta = 45^{\circ}$$

luego

$$d = 0.298 \rightarrow No = 5.8 ; Fs = 5.8(1/1.2 \times 3.85) = 1.3$$
$$\beta = 45^{\circ}$$

$Fs = 1.3$  es una condición No Recomendable en falla de base.

## B.5) ESTABILIDAD POR FLOTACION.

Debido a que las estructuras están desplantadas bajo el nivel freático se hace necesario revisar un factor de seguridad para el efecto de flotación, durante las condiciones de carga, mantenimiento y operación de los tanques, resumidas de la siguiente forma:

$W_1$  = Peso propio del tanque

$W_2$  = Peso del tanque + Peso del Lastre

$W_3$  = Peso del tanque + Peso de Agua de Proceso

$W_4$  = Peso del tanque + Peso del Agua de Proceso + Peso del Lastre

En todas las condiciones se considerará el NAF a 0.8 m de profundidad.

### SEDIMENTADOR PRIMARIO

a) 1a condición  $W_1$

$$W_E = 3,052 \text{ ton}$$

$$\text{Subp} = \gamma_w (h - \text{NAF}) A_t$$

$$\text{Subp} = 1(3.3 - 0.8) 1,294.6$$

$$\text{Subp} = 3,236.5 \text{ ton}$$

$$F_s = W_E / \text{Subp} = 3,052 \text{ ton} / 3,236.5 \text{ ton} = 0.94$$

$F_s = 0.94 < 1$  el tanque flotará sólo con el peso propio.

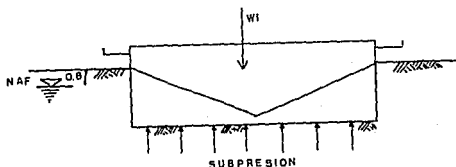
b) 2a condición  $W_2$

$$W_E = 3,052 \text{ ton}$$

$$\text{Subp} = 3,236.5 \text{ ton}$$

$$W_L = 3,198 \text{ ton}$$

$F_s = 1.93$  No flotará con el Lastre.



c) 3a condición  $W_3$

$$W_E = 3,052 \text{ ton}$$

$$W_A = 2,700 \text{ ton}$$

$$\text{Subp} = 3,236.5 \text{ ton}$$

$$F_s = \frac{W_E + W_A}{\text{Subp}} = \frac{3,052 \text{ t} + 2,700 \text{ t}}{3,236.5 \text{ t}} = 1.77$$

$F_s = 1.8$  No flotará con agua de proceso

d) 4a condición  $W_4$

$$W_E = 3,052 \text{ ton}$$

$$F_s = \frac{W_E + W_A + W_L}{\text{Subp}} =$$

$$W_A = 2,700 \text{ ton}$$

$$W_L = 3,198 \text{ ton}$$

$$\text{Subp} = 3,236.5 \text{ ton}$$

$$= \frac{3,052 \text{ t} + 2,700 \text{ t} + 3,198 \text{ t}}{3,236.5 \text{ t}} = 2.8$$

$F_s = 2.8$  Es la condición más favorable para evitar la flotación

#### SEDIMENTADOR SECUNDARIO

a) 1a condición  $W_1$

$$W_E = 2,425 \text{ ton}$$

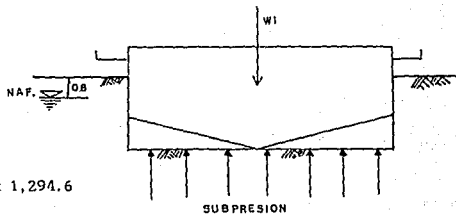
$$\text{Subp} = \gamma_w(h - \text{NAF}) \times A_t$$

$$\text{Subp} = 1(3.85 - 0.8) \times 1,294.6$$

$$\text{Subp} = 3,948.5 \text{ ton}$$

$$F_s = \frac{W_E}{\text{Subp}} = \frac{2,425 \text{ t}}{3,948.5 \text{ t}} = 0.61 < 1 \text{ por lo tanto}$$

el tanque flotará con su peso propio



b) 2a condición  $W_2$

$$W_E = 2,425 \text{ ton}$$

$$W_L = 959 \text{ ton}$$

$$\text{Subp} = 3,948.5 \text{ ton}$$

$$F_s = \frac{W_E + W_L}{\text{Subp}} = \frac{2,425 \text{ t} + 959 \text{ t}}{3,948.5 \text{ t}} = 0.85 < 1$$

Por lo tanto el lastre no es suficiente para evitar la flotación.

c) 3a condición  $W_3$

$$W_E = 2,425 \text{ t}$$

$$W_A = 3,600 \text{ t}$$

$$\text{Subp} = 3,948.5 \text{ t}$$

$$F_s = \frac{2,425 \text{ t} + 3,600 \text{ t}}{3,948.5 \text{ t}} = 1.5$$

$F_s = 1.5$  No flotará con el agua de proceso.

d) 4a condición  $W_4$

$$W_E = 2,425 \text{ t}$$

$$W_A = 3,600 \text{ t}$$

$$W_L = 959 \text{ t}$$

$$\text{Subp} = 3,948.5 \text{ t}$$

$$F_s = \frac{2,425 \text{ t} + 3,600 \text{ t} + 959 \text{ t}}{3,948.5 \text{ t}} = 1.77$$

$F_s = 1.77$  No flotará con carga máxima

#### B.6) ESTABILIDAD DE FALLA DE FONDO POR SUBPRESION.

Para decidir si es necesario un sistema de bombeo durante la excavación para alojar los tanques se requiere revisar el fondo de la misma contra la subpresión, producida por la presencia de un estrato permeable bajo el fondo de la misma, determinando un Factor de Seguridad que involucra los siguientes términos:

$$F_s = \frac{W_s + R}{\text{Subp}} \geq 1.1 \quad \dots (7)$$

donde:

$W_s$  = Peso del suelo bajo el área de excavación, hasta el estrato permeable

$R$  = Resistencia Lateral del suelo bajo la excavación por la cohesión

Subp = Subpresión del agua

#### SEDIMENTADOR PRIMARIO

Determinando los parámetros de cálculo para el tanque:

$$\text{NAF} = 0.80 \text{ m}$$

$$\text{Area} = 1,294.6 \text{ m}^2$$

$$\gamma_m = 1.2 \text{ ton/m}^3$$

$$c = 1 \text{ ton/m}^2$$

$$(\text{Perímetro}) P = \pi D = \pi(40.6) = 127.55 \text{ m}$$

La profundidad de desplante del tanque es  $D_r = 3.3 \text{ m}$  y la profundidad al estrato permeable es  $= 5.0 \text{ m}$ , por lo tanto la distancia de la base del tanque al estrato permeable es  $P_o = 1.7 \text{ m}$  y tenemos:

$$R = P P_o c = 127.5 \times 1.7 \times 1 = 216.84 \text{ ton}$$

$$W_s = P_o A \gamma_m = 1.7 \times 1,294.6 \times 1.2 = 2,641 \text{ ton}$$

$$\text{Subp} = A h_w = 1,294.6 \times 4.2 = 5,437.3 \text{ ton}$$

sustituyendo en (7)

$$F_s = \frac{216.84 + 2,641}{5,437.3} = 0.53 < 1.1$$

Se REQUIERE abatir el Nivel de Aguas Freáticas (NAF) para excavación.

Debido a que el Sedimentor Secundario es de las mismas características que el Primario excepto que se desplanta a una profundidad mayor, su factor de seguridad será menor, por lo que requerirá también de un bombeo durante la excavación.

## B.7) PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

El procedimiento establecido fué el de realizar la excavación en seco para desplantar los sedimentadores. Debido a que los análisis de estabilidad de taludes se basan en las hipótesis ya mencionadas, se requirió de aproximarse a las condiciones hipotéticas empleadas, auxiliándose en la excavación con un sistema de pozos de bombeo de 1 m de diámetro y 8 m de profundidad, con objeto de mantener estables los taludes y reducir la magnitud de las expansiones por la descarga del terreno.

La distribución de los pozos de bombeo se muestran en la fig.9 para los sedimentadores que contaron con 10 cada uno.

Los taludes recomendados fueron 3:1 y las profundidades de excavación de 3.3 m para primarios y 3.8 m para secundarios. Se recomendó utilizar en la excavación equipo ligero y herramientas manuales en los últimos 30 cm de la excavación para evitar el remoldeo. La excavación tendría que acelerarse al máximo, así como el colado de la estructura, de manera que las excavaciones permanecieran abiertas el menor tiempo posible.

Los sedimentadores primarios se desplantaron 20 cm arriba de la profundidad de proyecto, a fin de que al producirse la recuperación de las expansiones o asentamientos elásticos quedaran en el nivel necesario de operación.

En estas estructuras se recomendó colocar un relleno de tezontle y un firme de concreto pobre para disponer de una superficie adecuada para trabajar. Se recomendó impermeabilizar las juntas y la losa de fondo para garantizar la estanqueidad de los cajones.

## C) CIMENTACION DE LOS TANQUES DE AERACION.

Los tanques de oxidación requieren de una capacidad mayor que las demás estructuras, debido a su mayor tiempo de retención de las aguas en tratamiento. En la fase de proyecto se decidió que consistieran en almacenamientos mediante excavación parcial y bordos de tierra (combinación de tezontle y tepetate) con un recubrimiento interior de concreto hidráulico en sus taludes y de concreto asfáltico impermeable en el fondo, formando así una cimentación parcialmente compensada.

### C.1) EFECTO DE PRECARGA.

Al evaluar los asentamientos provocados por la estructura en operación, transmitiendo al terreno una carga de  $1.26 \text{ t/m}^2$  resultaron de 93 cm al centro del área de los tanques, magnitud calculada considerando únicamente el efecto de consolidación primaria (ref.7). Por ello se consideró conveniente el empleo de una precarga que generase dicho asentamiento previamente a la construcción de los tanques. La magnitud de la precarga fue el doble de la carga que transmitía en operación,  $2.53 \text{ t/m}^2$  con el fin de que el asentamiento se produjera en el menor tiempo posible.

Hay que aclarar que al producirse la consolidación provocada por la precarga, a largo plazo aumenta la resistencia al corte por consolidación y correspondientemente mejoran las condiciones, de estabilidad, pues el esfuerzo cortante medio ya no aumenta más.

Al carecer de la información de la masa de suelo mejorada, en este inciso se presentan de una forma resumida los resultados teóricos basados en las condiciones del suelo antes de aplicar la precarga. La evolución y el comportamiento de ésta ya ha sido reportada con anterioridad (ref.7).



## C.2) CAPACIDAD DE CARGA

Como se mencionó anteriormente la condición de carga más desfavorable para el suelo es cuando se aplica la precarga de  $2.53 \text{ t/m}^2$ , según la teoría de Skempton:

$$q_u = c N_c + \gamma_m D_f$$

debido a que la precarga se aplicó a nivel del terreno la carga última será:

$$q_u = c N_c$$

sabemos:

$$c = 1 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 5.14 \quad \text{ya que } D/B = 0 \text{ para cimiento largo}$$

luego :

$$q_u = (1)(5.14) = 5.14 \text{ ton/m}^2$$

ya que la carga transmitida fue  $2.53 \text{ t/m}^2$  es conveniente determinar el factor de seguridad  $F_s$ .

$$q_a = \frac{c N_c}{F_s}$$

$$\text{si } q_a = 2.53 \text{ t/m}^2 \Rightarrow F_s = \frac{(1)(5.14)}{2.53} = 2.03$$

$F_s = 2$  que es un factor de seguridad para cargas eventuales; y el suelo no fallará por capacidad de carga.

## C.3) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS.

Se consideraron 3 cargas en el análisis, ésto es  $1.26 \text{ t/m}^2$  de carga neta;  $2.53 \text{ t/m}^2$  precarga ideal y  $1.53 \text{ t/m}^2$  condición real. Según la referencia 7 la distribución se resume hasta  $51.56 \text{ m}$  de prof. al centro del tanque:

Profundidad m	Descarga Neta 1.26 t/m <sup>2</sup>	Precarga Ideal 2.53 t/m <sup>2</sup>	Condición Real 1.53 t/m <sup>2</sup>
2.25	1.26	2.53	1.53
9.95	1.26	2.53	1.53
15.55	1.20	2.41	1.49
.	.	.	.
.	.	.	.
51.65	0.69	1.39	0.84

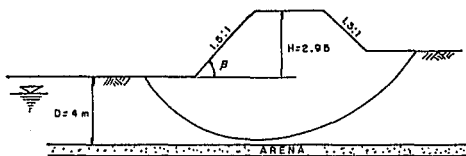
#### C.4) DEFORMACIONES (EXPANSIONES - ASENTAMIENTOS).

Los asentamientos por consolidación primaria se estimaron por la teoría de consolidación de Terzaghi y se presenta para las tres condiciones de carga y en varios puntos del tanque que se indican en la siguiente tabla II:

Puntos	ASENTAMIENTO TOTAL EN cm		
	Carga	Carga	Carga
	2.53 t/m <sup>2</sup>	1.26 t/m <sup>2</sup>	1.53 t/m <sup>2</sup>
A	222	93	104
B y C	138	58	71
D y E	172	73	88
F y G	143	60	74
H	162	69	83
I	175	75	87

Los asentamientos inmediatos se calcularon con la teoría de la elasticidad, dando valores del orden de 17 cm en las orillas y 34 cm al centro siendo recuperables al quitar la precarga.

### C.5) ESTABILIDAD DE TALUDES.



Debido a que el bordo está constituido por material cohesivo -friccionante y el subsuelo por material cohesivo, para el análisis se hace la consideración que el talud es homogéneo con el material de cimentación y limitado por un estrato resistente. Con ello se tiene un marco mayor de seguridad pues la fórmula de resistencia al cortante se ve reducida por el término  $\sigma \tan \phi$  ya que

$$Z = c + \sigma \tan \phi \quad \text{si } \sigma \tan \phi = 0$$

$$Z = c$$

Las condiciones e hipótesis son las mismas que para el inciso b.4) tenemos:

$$\text{talud } 1.5:1 \rightarrow \beta = 33.7^\circ$$

como

$$H = 2.95 \quad D = 4 \text{ m} \quad \rightarrow \quad d = \frac{D}{H} = \frac{4}{2.95} = 1.4$$

$$\text{con } \beta = 33.7 \rightarrow N_o = 5.6$$

si

$$F_s = \frac{N_o \cdot c}{\gamma_m H} = 5.6 \frac{1}{1.2 \times 2.95} = 1.58 \approx 1.6$$

y es estable por falla de base; según la referencia 4 el  $F_s = 1.6$  para el círculo más crítico, lo cual confirma el cálculo.

Es evidente, como ya se dijo, que las condiciones del subsuelo, así como la estabilidad mejorarán con el tiempo por efecto de la consolidación, de ahí que se espere un comportamiento bastante aceptable.

#### C.6) PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

La aplicación de la precarga se realizó en 1973 y fue retirada en 1978, obteniendo prácticamente los asentamientos esperados y en las cotas necesarias para su operación. La construcción de los bordos se llevó a cabo con material cohesivo-friccionante (Tezontle-Tepetate) en proporción 65-35% compactado en capas de 20 cm.

El fondo de los tanques cuenta con un sistema de subdrenaje basado en material filtrante bien graduado apisonado, que permite abatir el nivel freático en caso de requerirse vaciarlos. El sistema empleado se muestra en la fig.11.

Las paredes del talud se recubrieron con losas de concreto hidráulico y el fondo se impermeabilizó con una carpeta de concreto asfáltico, que posteriormente se reforzó a base de emulsión catiónica de rompimiento rápido.

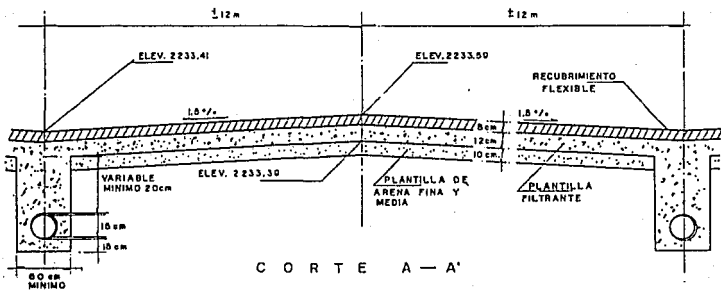
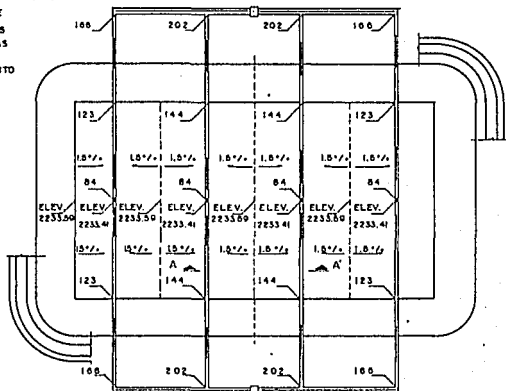
#### D) CIMENTACION DE TANQUES DIGESTORES Y DE CLORACION.

Los tanques digestores son similares a los sedimentadores, es decir, cimentación superficial totalmente compensada, a base de un cajón de doble losa y retícula de trabes para celdas de lastre, a lo largo de la circunferencia; el diámetro interior es de 30 m y la profundidad de desplante de 4.25 m.

El tanque de contacto de cloro es también una cimentación totalmente compensada, sólo que su forma es rectangular y no necesita de celdas de lastre, pues tiene un sistema de subdrenaje similar a los tanques de oxidación, en cambio, tiene trabes conductoras del flujo.

**SIMBOLOS**

- CAMBIO DE PENDIENTE
- ▬▬▬ SUBDRENAJE
- ▬▬▬ COLECTORES
- - - PARTE-AGUAS
- - - SENTIDO DE ESCURRIMIENTO



PROYECTO DE SUBDRENAJE EN  
LOS TANQUES DE AERACION  
SUPERFICIAL.



FIGURA No. II

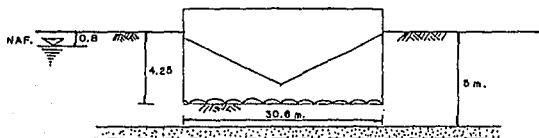
EN.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL

RAYMUNDO BRAVO MACIAS

#### D.1) CAPACIDAD DE CARGA.

Para los Digestores y utilizando la teoría de Skempton por ser menos conservadora, fórmula (2) tenemos:



Sabemos:  $c = 1 \text{ ton/m}^2$   
 $\gamma_m = 1.2 \text{ ton/m}^3$   
 $Df = 4.25 \text{ m}$   
 $Nc = 6.2$  para  $D/B = 0$  y  $NAF = 0.8 \text{ m}$   
 $Fs = 3$

tenemos:

$$q_a = 1(6.2)/3 + (1.2 \times 0.8 + 0.2 \times 3.45)$$

$$q_a = 3.72 \text{ ton/m}^2$$

La condición de carga más desfavorable según la ref. 3 y substituyendo en 1

$$Qt = 1,379 \text{ ton} + 2,400 \text{ ton} + 1,143 \text{ ton} = 4,922 \text{ ton}$$

el área del tanque es  $A = 735.41 \text{ m}^2$

luego

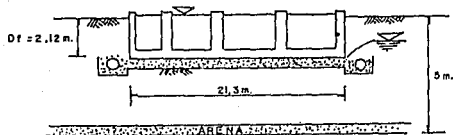
$$Wc = \frac{4,922 \text{ t}}{735.41 \text{ m}^2} = 6.69 \text{ ton/m}^2$$

Si descontamos la descarga por excavación  $\gamma_m Df = 1.2 \times 4.25 = 5.1 \text{ ton/m}^2$  la carga real distribuida será:

$$We = 6.69 - 5.1 = 1.59 \text{ ton/m}^2$$

$W_e = 1.59 \text{ ton/m}^2 < q_a = 3.72 \text{ ton/m}^2$  por tanto no fallará por capacidad de carga.

#### TANQUE DE CONTACTO DE CLORO.



Utilizando el mismo criterio y substituyendo en (2)

$$q_a = 1(5.14)/3 + (1.2 \times 0.8 + 0.2 \times 1.32) = 2.94 \text{ ton/m}^2$$

La condición más desfavorable será el peso propio más el agua de proceso:

$$Q_t = 665 \text{ ton} + 1,200 \text{ ton} = 1,865 \text{ ton}$$

el área del tanque sera  $A = 666.69 \text{ m}^2$

luego

$$W_e = \frac{1,865 \text{ t}}{666.69 \text{ m}^2} = 2.797 \text{ ton/m}^2$$

si descontamos el efecto del suelo retirado  $\gamma_m Df$

$$1.2 \text{ ton/m}^3 \times 2.12 \text{ m} = 2.54 \text{ ton/m}^2 \text{ luego:}$$

$$W_e = 2.797 - 2.54 = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

$W_e = 0.25 \text{ ton/m}^2 < q_a = 2.94 \text{ ton/m}^2$  por tanto no fallará por capacidad de carga.

#### D.2) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS.

Para efecto de cálculo se toman las cargas de operación, y se basa el análisis en la teoría de Bussinesq:

## DIGESTORES.

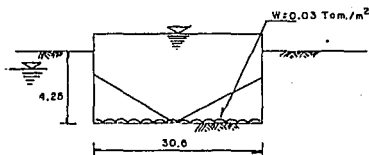
sabemos:

$$\gamma_m = 1.2 \text{ ton/m}^3$$

$$D = 30.6 \text{ m}$$

$$A = 735.41 \text{ m}^2$$

$$D_f = 4.25 \text{ m}$$



$$\frac{W_{pp} + W_a}{\text{Area T.}} - \gamma_m D_f = \text{I.N. (Incremento neto)}$$

luego

$$\frac{1,39 \text{ t} + 2,400 \text{ t}}{735.41 \text{ m}^2} - 1.2 \text{ ton/m}^3 (4.25 \text{ m}) = 0.03 \approx 0 \text{ ton/m}^2$$

No transmite carga en operación, trabaja totalmente compensado luego no transmite incrementos de esfuerzos verticales a la masa de suelo.

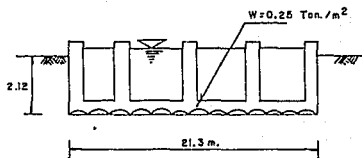
## TANQUE DE CONTACTO DE CLORO.

sabemos:

$$\gamma_m = 1.2 \text{ ton/m}^3$$

$$A = 666.69 \text{ m}^2$$

$$D_f = 2.12 \text{ m}$$



$$\frac{W_{pp} + W_a}{\text{Area T.}} - \gamma_m D_f = \text{I.N. (Incremento neto)}$$

$$\frac{665 \text{ ton} + 1,200 \text{ ton}}{666.69 \text{ m}^2} - 1.2 \text{ ton/m}^3 \times 2.12 \text{ m} = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

$$\omega = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

Para área rectangular uniformemente cargada el esfuerzo se da por:



$$\tau_v = \omega \times \omega_0$$

donde:

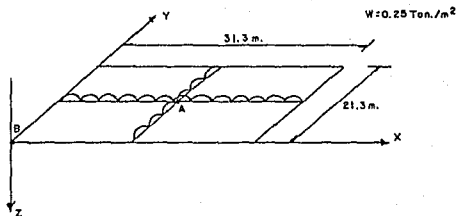
$\tau_v$  = esfuerzo vertical

$\omega$  = carga uniformemente distribuida

$\omega_0$  = parámetro en función de  $m$  y  $n$

$m = x/z$

$n = y/z$



Punto A (  $x = 15.65$ ,  $y = 10.65$  ) centro del área

z	m	n	$\omega_0$	$\omega \times 4$	$\tau_v$
0	-	-	0.25	1	0.25
1.34	11.68	7.95	0.25		0.25
7.83	1.99	1.36	0.212		0.212
13.43	1.65	0.793	0.179		0.179
18.23	0.865	0.584	0.123		0.123
23.84	0.656	0.45	0.093		0.093
28.63	0.546	0.372	0.071		0.071
36.88	0.424	0.289	0.047		0.047
42.98	0.364	0.248	0.036		0.036
49.53	0.316	0.215	0.031		0.031

Para el punto B (x = 31.3, y = 21.3) en la esquina

z	m	n	$\omega_0$	$\omega$	$\tau_v$
0	-	-	0.25	0.25	0.0625
1.34	23.36	15.89	0.25		0.0625
7.83	3.99	2.72	0.248		0.062
13.43	2.33	1.59	0.229		0.057
18.23	1.72	1.17	0.205		0.051
23.84	1.31	0.98	0.182		0.045
28.63	1.09	0.74	0.155		0.039
36.88	0.85	0.58	0.122		0.031
42.98	0.73	0.495	0.104		0.026
49.53	0.63	0.43	0.088		0.022

### D.3) DEFORMACIONES (EXPANSIONES - ASENTAMIENTOS).

#### DIGESTORES.

Los asentamientos teóricamente son nulos, debido a que es una cimentación totalmente compensada y no transmite carga en operación. Por ello sólo se calculan expansiones elásticas (a corto plazo) utilizando la teoría de elasticidad. Para una superficie circular uniformemente cargada, calculando al centro del área y substituyendo en 5 y 6

$$\delta_c = (1 - (0.5)^2) \frac{(0.51 \times 3,060)}{50}$$

$$\delta_c = 23.4 \text{ cm}$$

$$\delta_p = 14.19 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_m = 19.15 \text{ cm}$$

Tales expansiones son recuperables en el momento de colocar la estructura. Como se ha mencionado la expansión a largo plazo no se calcula por ser una excavación que estará poco tiempo descubierta.

## TANQUE DE CLORACION.

Se calcula el asentamiento por consolidación primaria debido a una carga de operación de  $0.25 \text{ ton/m}^2$  en el centro y en una esquina del área. Las condiciones del cálculo son las mismas que el inciso b.3) y los resultados se presentan en las tablas IV y V.

La expansión elástica (a corto plazo) se calcula por la teoría de Steinbrenner, para áreas rectangulares:

$$\delta = \frac{P B}{E} ((1-\nu^2)F_1 + (1-\nu-2\nu^2)F_2) \dots (8)$$

donde P = presión retirada

B = ancho de la zapata

$F_1, F_2$  = factores de ajuste  $f(L/B, Z/B)$  graf. III ref. 5

para el centro del área y aceptando  $\nu$  y E las que anteriormente se han usado tenemos:

$$\text{para } \frac{Z}{B/2} = \frac{34.2}{10.62} = 3.21 \quad \Rightarrow \quad F_1 = 0.4, F_2 = 0.7$$

$$\text{luego } \frac{L}{B} = \frac{31.3}{21.3} = 1.46$$

$$\delta_c = \frac{4(0.254)(2130/2)}{50} ((1-0.5^2)0.4 + (1-0.5-2(0.5^2)0.7)$$

$\delta_c = 6.49 \text{ cm}$  al centro, siendo recuperable al colocar la estructura.

## D.4) ESTABILIDAD DE TALUDES.

Para el análisis se utilizarán los mismos conceptos e hipótesis que en el inciso b.4)

TABLA No IV CONSOLIDACION PRIMARIA  
 TANQUE DE CLORACION PUNTO A (Centro del area)

ESTRATO m	Z m	Z' m	Po kg/cm <sup>2</sup>	dP kg/cm <sup>2</sup>	Po+dP kg/cm <sup>2</sup>	ei	ef	e'	Av cm <sup>2</sup> /kg	ESPESOR cm	Hv cm <sup>2</sup> /kg	dH cm
2.12-4.8	3.46	1.34	0.132	0.025	0.157	9.56	9.52	0.04	1.6	268	0.1511	1.012
5.3-11.3	9.95	6.65	0.252	0.0212	0.273	5.01	5.0	0.01	0.471	600	0.0784	0.99
11.3-17.3	15.55	12.25	0.336	0.0179	0.354	4.40	4.35	0.05	2.79	600	0.5166	5.55
17.3-22.6	20.35	17.05	0.407	0.0123	0.42	6.58	6.55	0.03	2.439	530	0.3218	2.10
22.6-27.6	25.96	22.66	0.492	0.0093	0.50	6.65	6.60	0.05	5.376	500	0.7027	3.27
27.6-34.2	30.75	27.45	0.564	0.0071	0.571	9.39	9.375	0.015	2.113	660	0.2034	0.95
35.8-40.5	39.0	35.7	0.76	0.0047	0.765	14.912	14.908	0.002	0.425	470	0.0267	0.06
40.5-45.8	45.10	41.8	0.932	0.0036	0.936	3.916	3.914	0.002	0.555	530	0.1129	0.21
45.8-52	51.65	48.35	1.063	0.0031	1.066	5.933	5.93	0.005	1.613	620	0.2326	0.45

$\Sigma dH = 14.59cm$

TABLA No V CONSOLIDACION PRIMARIA  
 TANQUE DE CLORACION PUNTO B (Esquina del área)

ESTRATO m	Z m	Z' m	Po kg/cm <sup>2</sup>	dP kg/cm <sup>2</sup>	Po+dP kg/cm <sup>2</sup>	ei	ef	e'	Av cm <sup>2</sup> /kg	ESPESOR cm	Hv cm <sup>2</sup> /kg	dH cm
2.12-4.8	3.46	1.34	0.132	0.00625	0.138	9.56	9.52	0.04	6.4	268	0.6061	1.015
5.3-11.3	9.95	7.83	0.252	0.0062	0.258	5.01	5.001	0.009	1.451	600	0.2415	0.89
11.3-17.3	15.55	13.43	0.336	0.0057	0.342	4.40	4.38	0.02	3.51	600	0.6497	2.22
17.3-22.6	20.35	18.23	0.4077	0.0051	0.412	6.58	6.57	0.01	1.961	530	0.2587	0.69
22.6-27.6	25.96	23.84	0.492	0.0045	0.497	6.65	6.63	0.02	4.44	500	0.5804	1.31
27.6-34.2	30.75	28.63	0.564	0.0039	0.568	9.39	9.387	0.003	0.7692	660	0.0740	0.19
35.8-40.5	39.0	36.88	0.76	0.0031	0.763	14.91	14.909	0.001	0.323	470	0.0203	0.03
40.5-45.8	45.10	42.98	0.932	0.0026	0.935	3.916	3.914	0.002	0.7692	530	0.1565	0.22
45.8-52	51.65	49.53	1.063	0.0022	1.065	5.933	5.932	0.001	0.455	620	0.0656	0.10

$\Sigma dH = 6.66cm$

## DIGESTORES. -

Se propone un talud 3:1  $\rightarrow \beta = 18.43^\circ$

como :

$$H = 4.25 \quad \rightarrow \quad d = \frac{0.75}{4.25} = 0.176$$

$$D = 0.75$$

luego

$$\beta = 18.43^\circ$$

$$d = 0.176 \quad \rightarrow \quad No = 9$$



si

$F_s = No \cdot \frac{c}{\gamma H} = (1.2)(4.25) = 1.76$  es aceptable la estabilidad.

Si se reduce hasta 1:1  $\rightarrow \beta = 45^\circ$

$$d = 0.176$$

$$\beta = 45^\circ \quad \rightarrow \quad No = 5.71 ; \quad F_s = \frac{5.71(1)}{(1.2)(4.25)} = 1.12 = F_s$$

que es un valor crítico no recomendable en falla de base.

## TANQUE DE CLORACION.

Para un talud propuesto 3:1  $\rightarrow \beta = 18.43^\circ$

como

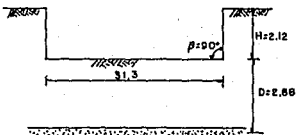
$$H = 2.12 \text{ m} \quad \rightarrow \quad d = 2.88/2.12 = 1.36$$

$$D = 2.88 \text{ m}$$

luego

$$d = 1.36$$

$$\beta = 18.43^\circ \quad \rightarrow \quad No = 6.15$$



si  $F_s = \frac{6.15}{1.2 \times 2.12} = 2.42 = F_s$  es aceptable por falla de base.

Por ser una profundidad pequeña se podría reducir el talud hasta formar un  $\beta = 90^\circ \rightarrow No = 3.83$

$$F_s = \frac{3.83 \times 1}{1.2 \times 2.12} = 1.5$$

es estable en corte vertical y teóricamente no se necesita tender talud, sin embargo para evitar caídas durante la construcción por intemperización de las arcillas, es conveniente tender un talud al menos 1:1.

#### D.5) ESTABILIDAD POR FLOTACION.

Se revisa el tanque digestor para las mismas condiciones que en b.5). Se considera el NAF a 0.8 m de profundidad.

a) 1a condición (W1)

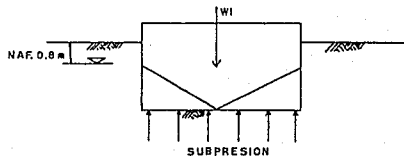
$$W_E = 1,379 \text{ ton}$$

$$\text{Subp} = \gamma_m(h-\text{prf}) \times A_t$$

$$\text{Subp} = 2,537 \text{ ton}$$

$$F_s = \frac{W_E}{\text{Subp}} = \frac{1,379 \text{ ton}}{2,537.2 \text{ ton}} = 0.5 < 1 \text{ el tanque flotará con su}$$

peso propio.



b) 2a condición (W2)

$$W_E = 1,379 \text{ ton}$$

$$W_L = 1,143 \text{ ton}$$

$$\text{Subp} = 2,537.2 \text{ ton}$$

$$F_s = \frac{W_E + W_L}{\text{Subp}} = \frac{1,379 + 1,143}{2,537.2}$$

$$F_s = 1$$

Está al límite de flotar con el lastre.

c) 3a condición (W3)

$$W_E = 1,379 \text{ ton}$$

$$W_W = 2,400 \text{ ton}$$

$$\text{Subp} = 2,537.2 \text{ ton}$$

$$F_s = \frac{W_E + W_W}{\text{Subp}} = \frac{1,379 + 2,400}{2,537.2} = 1.48 \approx 1.5$$

El tanque no flotará con agua de proceso.

d) 4a. condición (W4)

$$W_E = 1,379 \text{ ton}$$

$$W_W = 2,400 \text{ ton}$$

$$W_L = 1,143 \text{ ton}$$

$$\text{Subp} = 2,537.2 \text{ ton}$$

$$F_s = \frac{W_E + W_W + W_L}{\text{Subp}}$$

$$F_s = \frac{1,379 + 2,400 + 1,143}{2,537.2}$$

$F_s = 1.9$  no flotará con carga máxima.

D.6) ESTABILIDAD DE FALLA DE FONDO POR SUBPRESION.

Se revisa la falla de fondo por subpresión para las mismas condiciones que en b.6)

TANQUE DIGESTOR.

Determinando los parámetros de cálculo del tanque:

$$\text{NAF} = 0.80 \text{ m}$$

$$\text{Area} = 735.41 \text{ m}^2$$

$$\gamma_m = 1.2 \text{ ton/m}^3$$

$$c = 1 \text{ ton/m}^2$$

$$P = 96.13 \text{ m}$$

$$D_f = 4.25 \text{ m}$$

$$P_e = 0.75 \text{ m}$$

$$h_w = 4.2 \text{ m}$$

Obteniendo los términos del Factor de Seguridad tenemos:

$$R = P P_e c = 96.13 \times 0.75 \times 1 = 72.1 \text{ ton}$$

$$W_B = P_e A \gamma_m = 0.75 \times 735.41 \times 1.2 = 662 \text{ ton}$$

$$\text{Subp} = A h_w = 735.41 \times 4.2 = 3,089 \text{ ton}$$

sustituyendo en (7)

$$F_s = \frac{72.1 + 661.86}{3,089} = 0.25 < 1.1$$

Se REQUIERE abatir el Nivel Freático (NAF) para la excavación.

#### TANQUE DE CLORACION

Determinando los parámetros de cálculo del tanque:

$$NAF = 0.8 \text{ m}$$

$$A = 666.69 \text{ m}^2$$

$$\gamma_m = 1.2 \text{ ton/m}^3$$

$$c = 1 \text{ ton/m}^2$$

$$P = 105.2 \text{ m}$$

$$D_f = 2.12 \text{ m}$$

$$P_e = 2.88 \text{ m}$$

$$h_w = 4.2 \text{ m}$$

Obteniendo los términos del Factor de Seguridad tenemos:

$$R = P P_e c = 105.2 \times 2.88 \times 1 = 302.97 \text{ ton}$$

$$W_s = P_e A \gamma_m = 2.88 \times 666.69 \times 1.2 = 2304 \text{ ton}$$

$$\text{Subp} = A h_w = 666.69 \times 4.2 = 2800 \text{ ton}$$

sustituyendo en (7)

$$F_s = \frac{302.97 + 2,304}{2,800} = 0.93 < 1.1$$

En el periodo de construcción el NAF bajo a 1.5 m por lo que la Subpresión bajo a 2,333.4 ton teniendo:

$$F_s = \frac{2,607}{2,333.4} = 1.12$$

Por ser una excavación poco profunda se puede aceptar sólo con bombeo de achique.



#### D.7) PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

El procedimiento de los digestores es similar a los sedimentadores, es decir, excavación en seco y talud 3 :1. Sólo que en los digestores fueron construidos 8 pozos por estructura, dos al centro y el resto distribuidos perimetralmente. Fuera de ello el procedimiento es el mismo que en b.5).

Para el tanque de cloración no se colocaron pozos de bombeo por ser poco profunda la excavación y muy rápido el proceso de construcción. El tanque cuenta con un sistema de subdrenaje similar al de los tanques aeradores. Aún cuando en el análisis de estabilidad de talud se permite un corte vertical, por intemperización de las arcillas, es conveniente tender un talud al menos 1:1.

### CAPITULO III

#### INSTRUMENTACION Y MEDICIONES

Para poder evaluar los efectos que produjeron sobre el terreno los procedimientos constructivos de las estructuras de la planta, así como el comportamiento de éstas una vez terminadas y en operación, se planeó un sistema de instrumentación con el fin de evaluar la magnitud y evolución de los siguientes factores :

- a) Movimientos a nivel de desplante
- b) Movimientos superficiales
- c) Enjutamiento de capas arcillosas
- d) Presiones en el agua intersticial
- e) Niveles de agua freática

Por la distribución simétrica de las estructuras de la planta, los aparatos se concentraron en el módulo 1 (sur) y en el módulo 2 se colocaron los aparatos necesarios para comparar el comportamiento de esas áreas con las del módulo 1, Se reportan los movimientos de las estructuras del módulo 1, por ser representativos al comportamiento general de la P.T.A.N. Los comportamientos que difieren del común, son comentados en forma particular.

La mayoría de los aparatos que constituyen el programa de instrumentación son del tipo usual y se eligieron en base al comportamiento experimentado por otros similares instalados anteriormente en el Lago de Texcoco.

Para referir la nivelación tanto de los bancos superficiales como de los someros y profundos se utilizó un banco topográfico superficial localizado dentro el predio, fuera de la influencia de las estructuras.

#### A) REGISTRO DE MOVIMIENTOS A NIVEL DE DESPLANTE.

Se refiere a los movimientos del terreno a la profundidad de desplante durante el proceso de excavación. Se registraron con bancos de nivel someros sepultados al nivel de la base de los tanques, realizando la primera lectura al llegar a la profundidad de desplante y las posteriores al final de la excavación, determinando así su expansión elástica.

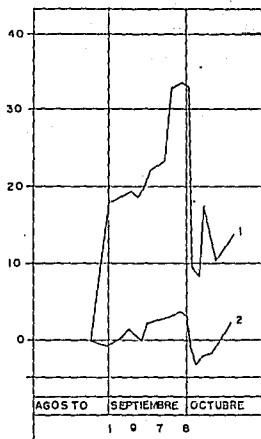
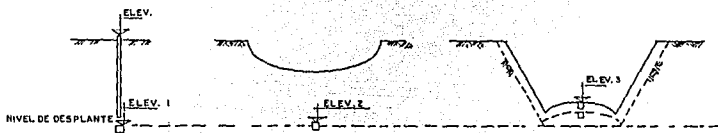
Debido a las necesidades de aquel momento, sólo se registraron estos movimientos en 3 tanques: 1 Sedimentador Primario y 2 Digestores, los cuales se muestran en las siguientes gráficas 2), 3) y 4).

Aún cuando no se tiene la expansión registrada en todos los tanques, es posible tomar como representativo las expansiones de los tanques con los diámetros y profundidades de desplante registrados de la siguiente forma:

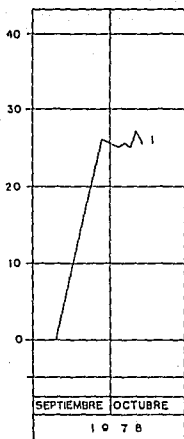
TANQUE	SEDIMENTADOR PRIMARIO	SEDIMENTADOR SECUNDARIO	DIGESTORES
DIAMETRO	40 m	40 m	30 m
PROF. DE DESPLANTE	3.3 m	3.8 m	4.25 m
EXPANSION MAXIMA	33.5 cm	33.5 cm.	27.9 cm

#### B) REGISTRO DE MOVIMIENTOS SUPERFICIALES (deformación - tiempo).

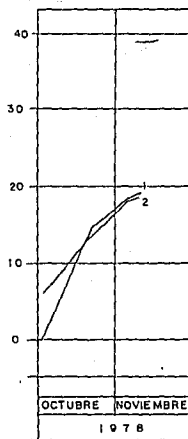
Se refiere a los movimientos (asentamientos-recuperaciones) que se registran una vez terminados los tanques de la planta y durante su operación y funcionamiento, por medio de nivelaciones



SÉDIMENTADOR PRIMARIO 2  
( 2 )



DIGESTOR No.1  
( 3 )



DIGESTOR No.2  
( 4 )

GRAFICAS DE EXPANSIONES ELASTICAS

NOTA: 1 y 2 TESTIGOS



GRAFICAS No. 2,3,4.

E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL

RAYMUNDO BRAVO MACIAS.

que dependen del comportamiento de las estructuras, así como de su operación (vacíos, llenados, lastres, fugas, etc.).

Es importante mencionar que durante las nivelaciones realizadas, es determinante la experiencia y el criterio para realizar las nivelaciones necesarias y el intervalo de los mismos, aunque es representativo las lecturas de una vez por semana los primeros meses de su operación y lecturas posteriores, de una vez por mes, según cada caso.

Cada estructura cuenta con determinado número de testigos superficiales distribuidos en el perímetro de los tanques: 12 en Sedimentadores Secundarios, 12 en Tanques Digestores y 8 en Aeradores y de Cloración.

En las gráficas siguientes (5 a 9) se reportan para cada una de las estructuras del módulo 1 y Tanque de Cloración, los movimientos registrados posteriores a la terminación de los colados de los tanques, hasta enero de 1988. Se indican sólo las fechas en que se presentaron cambios significativos en la evolución de los asentamientos, registrando la lectura de la mitad de los testigos en cada estructura para una fácil interpretación.

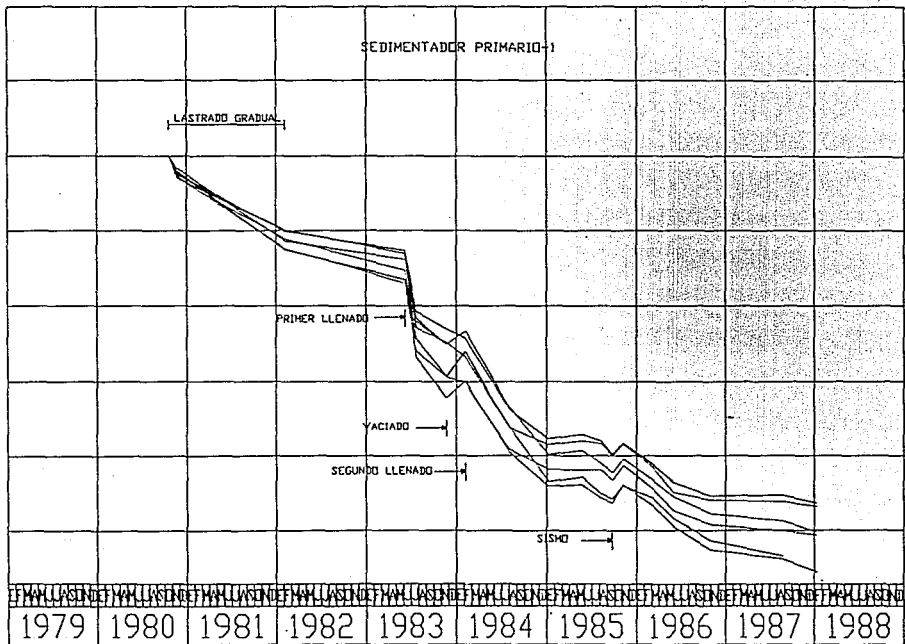
#### C) REGISTRO DE LECTURAS PIEZOMETRICAS.

La medición de presiones en el agua intersticial se efectuó con piezómetros abiertos Casagrande y con piezómetros neumáticos diseñados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM; en la figura 12 se muestran detalles de su instalación.

Se instalaron varios piezómetros en la planta, pero muchos de ellos fueron dañados, destruidos o presentaron fallas en su instalación. La estación EP-10 al centro de la planta se

ASENTAMIENTOS EN CM

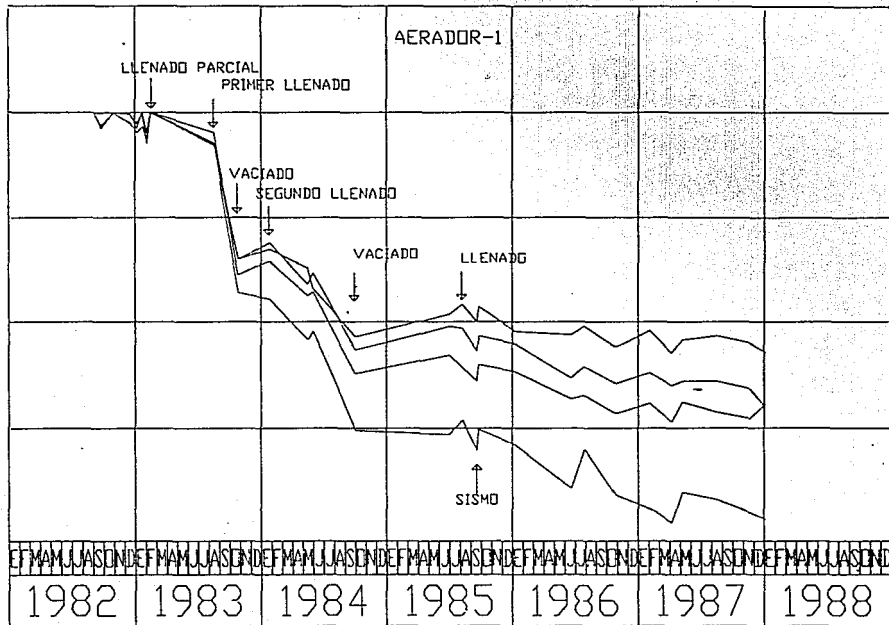
20  
10  
0  
10  
20  
30  
40  
50



GRAFICA No 5

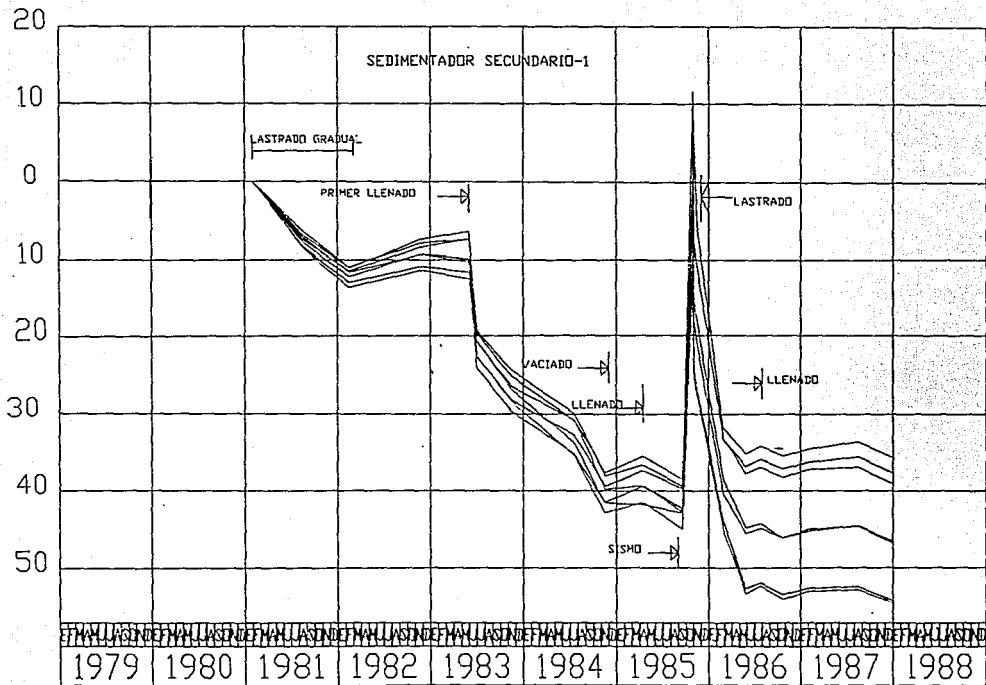
ASENTAMIENTOS EN CM

10  
0  
10  
20  
30  
40



GRAFICA No 6

ASENTAMIENTOS EN CM

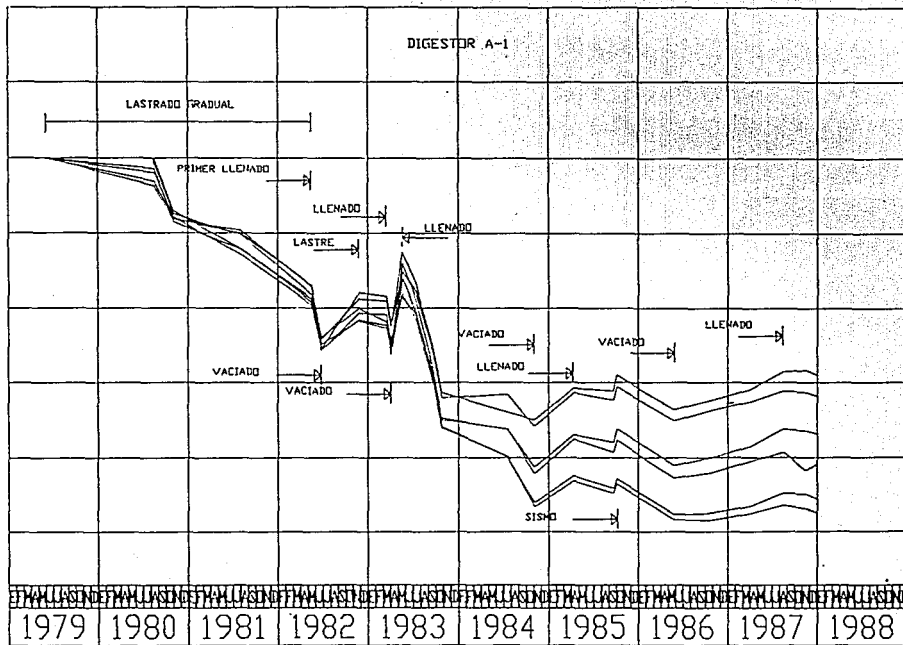


GRAFICA No 7



ASENTAMIENTOS EN CM

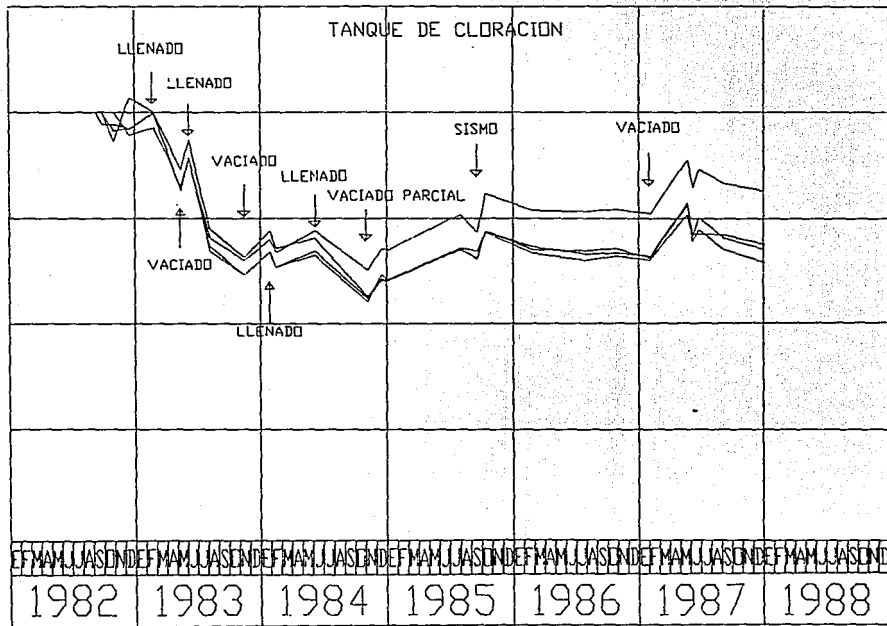
20  
10  
0  
10  
20  
30  
40  
50



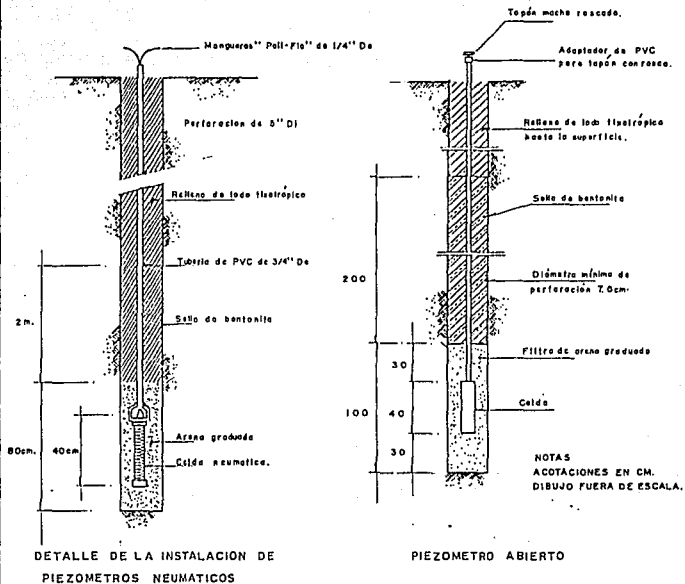
GRAFICA No 8

ASENTAMIENTOS EN CM

10  
0  
10  
20  
30  
40



GRAFICA No 9



INSTALACION DE PIEZOMETROS NEUMATICOS Y TIPO CASAGRANDE

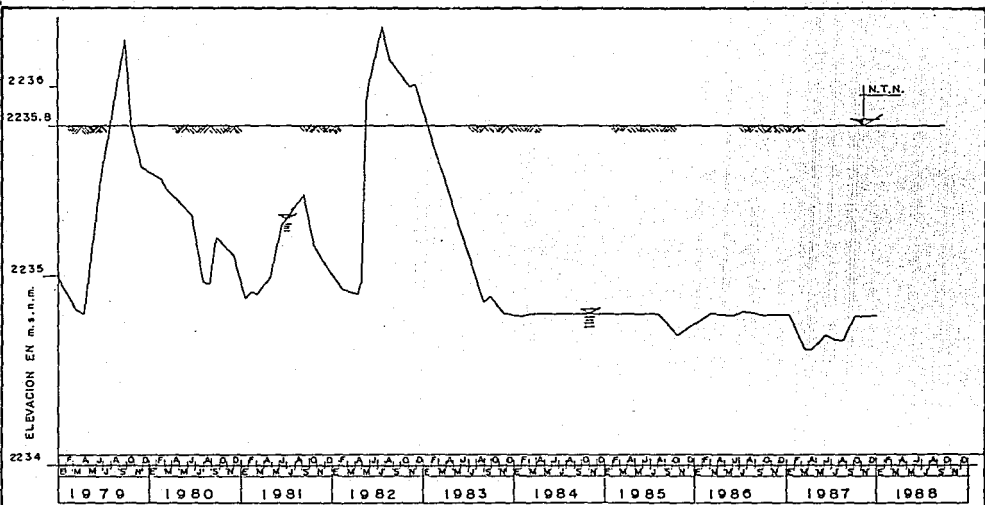


FIGURA No.12

E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL.

RAYMUNDO BRAVO MACIAS.



EVOLUCION DEL NAF  
EN EL PERIODO DE CONSTRUCCION DE P.T.A.N.



GRAFICA No. II-

E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL

RAYMUNDO BRAVO MACIAS.

conservó y es la que ha reportado las evoluciones piezométricas, contiene 3 piezómetros abiertos tipo Casagrande a una profundidad de 12 m, 35 m y 52 m.

En 1982 se instaló la estación EP-13 con 2 piezómetros abiertos a una profundidad de 35 m y 54.2 m y un tubo ranurado para medición del NAF a 13 m de profundidad.

En la actualidad se registran las evoluciones piezométricas con piezómetros abiertos tipo Casagrande, debido a las fallas en los piezómetros neumáticos.

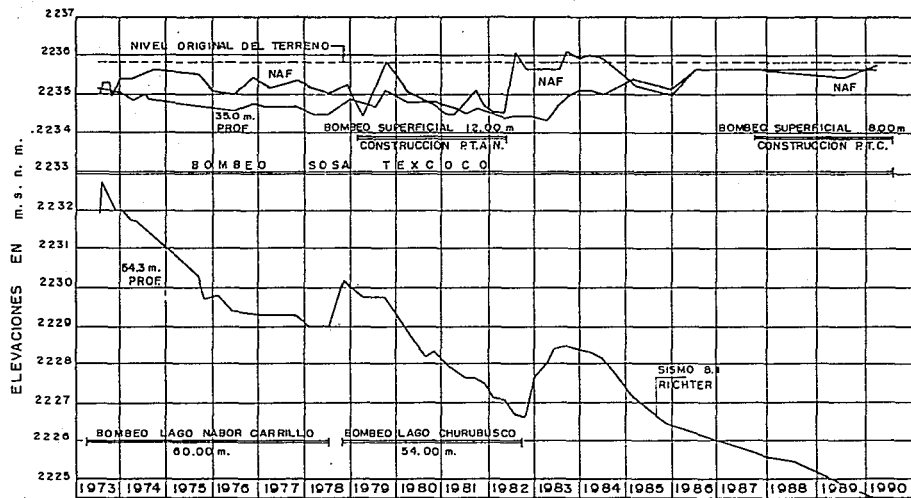
En la fig.13 se presenta la evolución piezométrica y del NAF al centro de la planta, así como los periodos en que se efectuó el bombeo para los lagos y la P.T.A.N.

#### D) INTERPRETACION DE DATOS.

D.1) La información obtenida para determinar la expansión elástica se puede interpretar de la siguiente forma: Para el Sedimentador Primario, la expansión se presenta en un plazo de una semana, aunque debido al proceso de excavación se ven alterados siendo significativas las líneas rectas ascendentes de las gráficas.

Para los Digestores, el período medio en que se dan las expansiones son del orden de 15 días. Debe notarse que no presentaron alteraciones significativas debidas al proceso de construcción.

D.2) De los datos registrados hasta enero de 1988 en las estructuras del módulo 1 se puede interpretar el comportamiento de las mismas en términos generales. A continuación se describe el comportamiento de los tanques estudiados.



EVOLUCION PIEZOMETRICA EN EL CENTRO DEL LAGO



FIGURA No. 13

E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL.

RAYMUNDO BRAVO MACIAS.

D.2a) Sedimentador Primario: Una vez terminados los colados y suspendido el bombeo en esa estructura el tanque se mantuvo vacío de febrero a septiembre de 1980, registrando pequeños movimientos. A partir de octubre del mismo año, se aplicó gradualmente lastre en la cimentación, con lo que se manifestaron asentamientos con la velocidad casi constante hasta enero de 1982 en que se tenía un lastre de  $1.3 \text{ ton/m}^2$ . Los hundimientos medio y diferencial alcanzaron valores de 11.4 cm y 4.2 cm respectivamente.

Esta carga fue mantenida, manifestándose una reducción en la velocidad de deformación, alcanzando en mayo de 1983 asentamiento promedio y diferencial de 14.1 y 6 cm. En junio, al llenarse el tanque con aguas negras se manifestó un asentamiento a mayor velocidad (casi elástico) alcanzando un valor medio de 23.7 cm en 42 días aumentando el movimiento diferencial a 7.7 cm. De julio a noviembre, se redujo la velocidad de deformación y en enero de 1984 se registraron recuperaciones en los asentamientos provocados por el vaciado del tanque para mantenimiento y reparación, reduciéndose el hundimiento medio en 1 cm. De febrero de 1984, en que se vuelve a llenar, a enero de 1985 la velocidad de deformación es casi constante y presenta hundimientos promedio de 40.8 cm y diferenciales de 6.2 cm.

Se vacía parcialmente hasta abril y se llena nuevamente presentando una velocidad de deformación similar a la que tenía, con hundimiento promedio de 42.8 cm y diferencial de 6.4 cm hasta el 18 de septiembre de 1985.

Debido a los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 el tanque obtiene una recuperación en 38 días de 2 cm registrado el 28 de octubre donde el asentamiento medio es de 40.9 y diferencial de 5.5 cm. Se lastra y se mantiene constante la velocidad del asentamiento hasta octubre de 1986.

A partir de esa fecha el hundimiento medio prácticamente se mantiene constante 50.7 cm incrementándose el diferencial a 9.2 cm hasta enero de 1988.

D.2b) Tanque de Aeración: Hasta febrero de 1978, en que se retiró la precarga, los máximos hundimientos en los bordes de los tanques fueron del orden de 80 cm, siendo los diferenciales máximos de 22 cm. Una vez renivelada la corona de los bordos y terminada la estructura en 1982 se presentaron movimientos leves hasta febrero de 1983, en que se llenó parcialmente para observar condiciones de estanqueidad. En agosto del mismo año cuando se llenó de aguas negras, presentó un asentamiento medio de 15.2 cm y diferencial de 3.3 cm en 2 meses aproximadamente. En octubre se vació por fallas en la base y en enero de 1984 se volvió a llenar, presentando una velocidad de asentamiento uniforme hasta octubre del mismo año, en que fue vaciado nuevamente por fugas. En agosto del 1985 se llena, presentando un asentamiento medio de 25.15 cm y diferencial de 12.1 cm hasta el 18 de septiembre.

Debido a los sismos de septiembre de 1985 el tanque obtuvo una recuperación en 9 días de 2 cm. A partir del 27 del mismo mes la velocidad del asentamiento se mantiene prácticamente constante con un asentamiento medio de 29.3 cm y diferencial de 15.7 cm hasta enero de 1988.

D.2c) Sedimentador Secundario: A partir de su terminación en agosto de 1980 y hasta enero de 1981 en que se lastró progresivamente los movimientos fueron de pequeña magnitud. De esa fecha a febrero de 1982, se manifestó una velocidad uniforme de asentamiento al tener un lastre de  $0.75 \text{ ton/m}^2$ , alcanzando un hundimiento medio de 11.7 cm y un desnivel de 2.7 cm. De febrero de 1982 y hasta mayo de 1983 se manifestaron recuperaciones con valor medio de 3.1 cm y se incrementó el desnivel a 5.1 cm, teniendo un hundimiento promedio de 8.6 cm. Durante ese lapso,



el lastre se fue reduciendo paulatinamente por fugas hasta su entrada en operación.

En mayo de 1983, se llenó el tanque con aguas de tratamiento, produciendo un rápido asentamiento uniforme de 13.3 cm. en 2 meses. Los asentamientos continuaron con velocidad decreciente hasta noviembre de 1984 en que los hundimientos medio y diferencial fueron de 40.14 cm y 5.2 cm respectivamente. De noviembre a abril de 1985 el tanque obtuvo recuperaciones debidas a un vaciado parcial, se llena nuevamente y hasta el 18 de septiembre se encontraba con un hundimiento medio de 41.5 cm y diferencial de 4.4 cm.

Con los sismos de 1985, las tuberías que conectan al tanque se rompieron provocando que el tanque emergiera en 9 días 4.1 cm en promedio. Para el 29 de octubre la recuperación de la estructura era en promedio de 50 cm con un desnivel de 24.3 cm. Una vez reparada la ruptura de la tubería se lastró el tanque presentando un hundimiento rápido del orden de 23 cm en 7 días

Se llena nuevamente obteniendo una velocidad uniforme de asentamiento hasta el mes de mayo de 1986 en que el asentamiento medio era ya de 43.7 cm pero el diferencial se incrementa a 18 cm. De mayo a julio de 1986 se presentaron recuperaciones pequeñas (1 cm) debido a nuevas fugas en las celdas de lastre. De julio a octubre una vez reparadas las fugas se llena el tanque regresando al asentamiento de 44.3 cm (1.2 cm) y diferencial de 18.4 cm .

A partir de octubre de 1986 y hasta agosto de 1987 el tanque se mantuvo con la carga hidráulica constante, en ese lapso tuvo recuperaciones del orden de 1.3 cm debido a que se fue vaciando parcialmente el tanque. De esa fecha, 14 de agosto de 1987, hasta enero de 1988 una vez lleno el tanque y en operación se manifiesta una tendencia uniforme del asentamiento medio de 45 cm

y un diferencial de 18.6 cm.

Es importante señalar que al ser vaciado el tanque para mantenimiento y reparación ha manifestado levantamientos uniformes casi instantáneos del orden de 3 cm. Por otro lado el incremento diferencial no se ha recuperado, manteniéndose en 18 cm, prácticamente en un año y medio.

D.2d) Digestores: La evolución de movimientos entre las cuatro estructuras ha sido similar con las variaciones propias debidas a sus llenados y vaciados.

Terminada la construcción en mayo de 1979, se lastra con  $0.35 \text{ ton/m}^2$  en agosto de ese año y permanece en esas condiciones hasta agosto del 1980, teniendo ligeros asentamientos con valor medio de 1.8 cm y diferencial de 3.9 cm. Al incrementarse el lastre en esa fecha a  $1.10 \text{ ton/m}^2$  aumenta la velocidad de asentamiento hasta julio de 1981, en que se lastra completamente con  $1.6 \text{ ton/m}^2$ . En mayo de 1982 y conservando el lastre se procede a llenarlo, cuando presentaba hundimientos medio y diferencial de 18.4 cm y 2.5 cm aumentando el primero hasta 26.2 cm en 15 días. Posteriormente, se vacía y deslastra para reparar fugas, con lo que se presentan expansiones hasta noviembre en que se vuelve a aplicar el lastre, siendo los hundimientos total y diferencial de 20.5 y 3.9 cm respectivamente, conservándose estable hasta marzo de 1983 en que se llena nuevamente y se vacía el mes siguiente, registrando por ello un movimiento descendente de 3.4 cm y ascendente de 8.7 cm, favorecido éste último por un ascenso del nivel freático.

Es llenado nuevamente en mayo de 1983, provocando un hundimiento de 10.6 cm, hasta ser el total de 28.2 cm y diferencial de 4.9 cm en septiembre del mismo año. A partir de esa fecha y con las celdas de lastre vacías, la velocidad del asentamiento ha sido menor incrementándose el movimiento

diferencial a 11.7 cm y el total a 41.1 cm en noviembre de 1984. Se vacía nuevamente obteniendo una recuperación de 4.1 cm en el mes de abril de 1985, una vez en operación se mantiene uniforme la velocidad de asentamiento hasta el 18 de septiembre, en que el hundimiento medio y diferencial era de 38.2 cm y 13.7 cm respectivamente.

Debido a los sismos de septiembre de 1985, el tanque obtuvo una recuperación de 1.6 cm en promedio en un lapso de 19 días y su diferencial se incrementó a 14.5 cm. Se lastra para regular nuevamente la velocidad de asentamiento y así se mantiene hasta el 20 de mayo de 1986 teniendo un hundimiento medio de 41.4 cm y diferencial de 14.8 cm. A partir de esa fecha y hasta el 14 de agosto de 1987 el tanque obtiene recuperaciones debido a la extracción de los lodos, es decir se fue vaciando parcialmente y la recuperación fue de un valor medio de 3.7 cm y un desnivel de 17.9 cm. Nuevamente se va llenando y se mantiene así hasta enero de 1988 presentando un hundimiento de 38.7 cm y diferencial de 18.5 cm.

D.2e) Tanque de Cloración: Desde el 5 de septiembre de 1982 en que fue terminado el tanque, al mes de febrero se presentaron pequeños movimientos, en ese mes se llenó el tanque para prueba teniendo un hundimiento, de febrero a mayo de 1983 del orden de 6.7 cm y diferencial de 1.9 cm.

Es vaciado para revisar la estanqueidad y llenado nuevamente con agua de proceso, teniendo una recuperación rápida de 2.8 cm y un asentamiento de valor medio de 11.9 cm, respectivamente. De agosto a noviembre la velocidad de asentamiento es uniforme alcanzando un asentamiento medio de 14.6 cm y diferencial de 1.7 cm.

En los dos meses siguientes obtiene una recuperación de 2.3 cm ya que el tanque se vació, siendo llenado nuevamente durante

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

febrero de 1984 y vaciado a fines del mes. Esta vez la recuperación fue de 1.38 cm. En el mes de junio se llena nuevamente y presenta una velocidad uniforme de asentamiento hasta el mes de noviembre de 1984 en que el hundimiento medio es de 17 cm y un desnivel de 3.1 cm.

El tanque se mantiene parcialmente lleno de noviembre de 1984 a julio de 1985 presentándose una recuperación uniforme pues el asentamiento era de 12.1 cm y el diferencial de 3.4 cm. Se llena totalmente con el agua de proceso y para el 18 de septiembre el hundimiento era de 15.1 cm con un desnivel de 6.6 cm.

Los sismos de septiembre también afectan al tanque teniendo una recuperación en 22 días de 5 cm y su diferencial disminuye a 3.8 cm. Después de estabilizarlo nuevamente, el tanque permanece prácticamente estable de octubre de 1985 a febrero de 1987 con un hundimiento de 12.7 cm y un desnivel de 4.5 cm. Se vacía en febrero y en mayo se llena nuevamente teniendo una recuperación de 4.9 cm, a fines de mayo se vuelve a vaciar parcialmente y en 9 días se llena nuevamente teniendo una velocidad uniforme de asentamiento en enero de 1988 de 11.8 cm y un diferencial de 6.8 cm.

Cabe destacar que el tanque no ha alcanzado el hundimiento medio que presentó en noviembre de 1984, que era de 17 cm y su diferencial no ha sido menor a 4 cm.

Se requiere indicar, que durante la construcción (1983) se obstruyó el cárcamo para achique del sistema de subdrenaje, por lo que se registró que el nivel freático alrededor de la estructura ascendió casi a la superficie por fugas en el concreto, lo que aumentó la fuerza de subpresión.

## CAPITULO IV

### ANALISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS TEORICOS CON SU COMPORTAMIENTO.

En el capítulo III de éste trabajo se presentó el cálculo teórico de los movimientos que tendrían los tanques estudiados en determinadas condiciones de carga y con características e hipótesis específicas, resumiendo los resultados en la tabla No VI.

En el desarrollo del presente capítulo se analizarán las variaciones encontradas así como sus posibles causas basándose en los resultados obtenidos y en la observación de las estructuras así como la detección de fenómenos no contemplados.

Los resultados obtenidos en las mediciones se condensan en la tabla No.VII y servirán de fundamento para el análisis de los datos registrados. Se omite la comparación de capacidad de carga ya que no es una condición que tenga efectos de relevancia para la obra.

TABLA No. VI RESUMEN DE CALCULOS TEORICOS

TANQUE	CAPACIDAD DE CARGA ton/m <sup>2</sup>	CARGA DE OPERACION ton/m <sup>2</sup>	CONSOLIDACION cm	EXPANSION cm	ESTABILIDAD DE TALUDES
SEDIMENTADOR PRIMARIO	3.53	0.48	42.3	24.1	ESTABLE A 45°
SEDIMENTADOR SECUNDARIO	3.64	0.0	0.0	28.1	NO RECOMENDABLE A 45°
TANQUE DE AERACION	2.53	1.26	93	NO DETERMINADO	ESTABLE 1.5:1
TANQUE DIGESTOR A-1	3.72	0.0	0.0	23.4	CRITICO A 45°
TANQUE DE CLORACION	2.94	0.25	14.6	4.5	ESTABLE A 90°

TABLA No VII

	CARGA DE OPERACION T/H <sup>2</sup>	CONSOLIDACION cm	EXPANSION cm	ESTABILIDAD DE TALUD
SEDIMENTADOR PRIMARIO	0.48	26.7	33	Estable
SEDIMENTADOR SECUNDARIO	0.0	22	33	Falla local de pie a 45°
TANQUE DE AERACION	1.26	14.4	----	Estable
TANQUE DIGESTOR	0.0	8.7	28	Estable
TANQUE DE CLORACION	0.25	5	----	Estable

A) MOVIMIENTOS ELASTICOS VERTICALES.

En los cálculos realizados las consideraciones hechas se refieren a un medio linealmente elástico, es decir un medio que cumple de modo satisfactorio la ley de Hooke y por ende es necesario determinar un módulo de elasticidad del suelo (E).

La expansión elástica calculada se refiere únicamente a la expansión que sufriría el suelo al ser retirada instantáneamente una masa de suelo que le producía una presión determinada ( $\bar{\sigma}$ ), tal expansión sería vertical ascendente ( $\lambda$ ).

Desde un punto de vista más veraz, no sólo ocurrieron expansiones elásticas debidas a tal condición, sino también debidas a las siguientes causas:

a) Cambios en la presión efectiva (aumento o disminución) debido a la operación de los tanques por vaciado, llenados, lastre, etcétera.

b) Movimientos Dinámicos de la masa de suelo (sismo).

A continuación se presentan las expansiones calculadas y medidas, debidas a las diferentes condiciones actuantes en las estructuras analizadas. Las hipótesis y cálculos se consideraron de la misma forma que en el capítulo II. En lo referente a las presiones de contacto se han considerado las variaciones debidas a la posición del fondo de los tanques, así como las variaciones en el lastre, incluso se han hecho consideraciones de suponer el lastre al 10%, 50%, 80% y 90% de su totalidad por los problemas observados de fugas y operación, tabla VIII.

Con lo que respecta a los datos medidos se han tomado valores promedio de los testigos de los tanques y se obtuvieron los datos de las gráficas presentados en los tramos en que las líneas de desarrollo del asentamiento sufren ascensos o descensos fuertes, producto de los movimientos elásticos.

Se puede observar que los valores reales de las expansiones o asentamientos elásticos en comparación con los calculados, disminuyen su valor conforme se lleva a cabo el proceso de operación de los tanques excepto en la excavación inicial, donde generalmente fue mayor la expansión medida que la calculada, debido a la expansión por la descarga del terreno y a otras causas que se analizarán más adelante.

El fenómeno observado tiene su origen en los siguientes puntos:

TABLA No VIII MOVIMIENTOS ELASTICOS TEORICOS Y REGISTRADOS

TANQUE	CONDICION	PRESIONES kg/cm <sup>2</sup>	MOVIMIENTO ELASTICO CALCULADO cm	MOVIMIENTO ELASTICO MEDIDO cm
SEDIMENTADOR PRIMARIO	EXCAVACION	-0.379	-23	-33.5
	LLENADO	0.048	+26.1	+23.7
	VACIADO	0.0198	-1.2	-1
	SISMO	0.048	--	-2
SEDIMENTADOR SECUNDARIO	EXCAVACION	-0.443	-27	-33.5
	LLENADO	0	+27	+22
	SISMO	0	--	-4.1
	LASTRADO VACIADO	0.527 -0.18	+32 -11	+23 -3
TANQUE DIGESTORES A - 1	EXCAVACION	-0.489	-22.43	-27.9
	LLENADO	0.18	+30.7	+26
	VACIADO	-0.145	-6.69	-6
	LLENADO	0.11	+5	+3.4
	VACIADO	-0.146	-6.7	-8.7
	LLENADO	0.344	+15.79	+12
	VACIADO SISMO	-0.139 0	-6.39 --	-4.1 -1.6
TANQUE DE CLORACION	EXCAVACION	-0.252	-6.44	--
	LLENADO	0.025	+7.07	+6.7
	VACIADO	-0.152	-3.89	-2.8
	LLENADO	0.029	+4.63	+5.4
	VACIADO	-0.151	-3.85	-2.3
	LLENADO	0.029	+4.63	+1.2
	VACIADO	-0.151	-3.85	-1.38
	LLENADO SISMO VACIADO	0.029 0.025 -0.151	+4.63 -- -3.85	+1.6 -5 -4.49



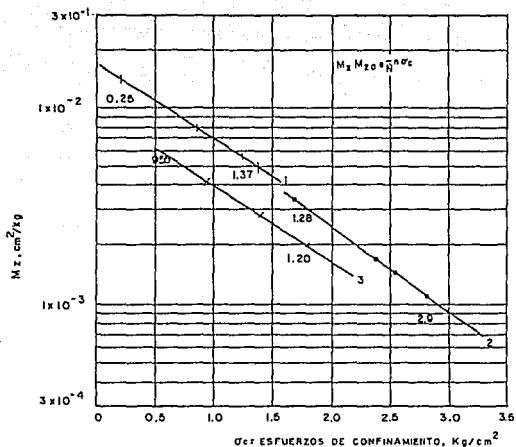
a) Módulo de Elasticidad (E).- Al utilizar el concepto de módulo de elasticidad como una propiedad del suelo se cae en el concepto erróneo de ese parámetro, pues debido a la heterogeneidad del suelo es difícil aceptar un valor único para un suelo determinado pues si se hacen cambiar las condiciones circundantes de éste, también cambiará considerablemente lo relacionado a un módulo de elasticidad de dicho suelo.

Se puede observar que al aumentar la presión con llenados de los tanques y debido al fenómeno de consolidación primaria del suelo se genera en la masa del mismo esfuerzos de confinamiento mayores de los que tenía en estado natural, por tal motivo existe una variación en el E como se puede observar en la gráfica 10 (L.Zeevart), esta variación es ascendente, es decir a un esfuerzo de confinamiento mayor también será mayor el módulo (E).

Si observamos las hipótesis para el cálculo teórico del asentamiento elástico encontramos que es función del módulo (E) fórmula 5 del cap. II. El asentamiento es inversamente proporcional a E , y E es directamente proporcional al  $\sigma$  según ref.9 . Por tal motivo al aumentar E, las expansiones o asentamientos de tipo elástico disminuirán, como ocurrió según los datos registrados.

En el caso de los Digestores y los Sedimentadores Secundarios que presentaron un comportamiento contrario al descrito, en un momento dado de su operación, las posibles causas se dan a conocer en el siguiente punto.

b) Flotación.- Este fenómeno se presenta en cimentaciones estancas que se desplantan por debajo del nivel de aguas freáticas, que es el caso de los tanques con celdas de lastre que funcionan como cajón de cimentación. Por las características de los tanques que son suficientemente rígidos y en cambio no lo suficientemente estancos, se han registrado comportamientos de



MODULO DE ELASTICIDAD DE SUELOS COHESIVOS.



GRAFICA No. 10

E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL.

RAYMUNDO BRAVO MACIAS.

interés que se comentarán.

Como es sabido la flotación no es más que el empuje vertical del agua en forma ascendente sobre la base de los tanques y provoca que estos floten o emerjan según las condiciones de carga en que se encuentre. Basado este comportamiento en el principio de Arquímedes es de interés determinar la posición del NAF en el transcurso de los años para medir así la fuerza vertical ascendente que ejerce el agua, también denominada subpresión.

Se analiza el caso en que la flotación afecta los movimientos elásticos y para mayor claridad se han graficado a otra escala la evolución del NAF a partir de la puesta en operación de la planta, para poder comparar los niveles de profundidad con el comportamiento de los tanques graf.11.

Así en el caso del Digestor Primario A-1 se observa lo siguiente: En mayo de 1982 cuando se procede a llenarlo con agua de tratamiento y el lastre incluido, sufre un asentamiento medio de 26.2 cm hasta fines de junio cuando el asentamiento calculado fué del orden de 31 cm (incluida la expansión recuperable), al vaciarlo se recupera 6 cm (jun-nov), así se mantiene con lastre pero presenta leves recuperaciones. En marzo de 1983 se llena nuevamente pero no alcanza el mismo asentamiento, aun en las mismas condiciones de carga (peso propio + lastre + agua p.) asentandose 3.4 cm. Al vaciarlo un mes después (abril-83) asciende 8.7 cm, mayor que la calculada teóricamente de 6.7 cm.

Si ahora comparamos el nivel del NAF en las fechas mencionadas se observa que en mayo de 1982 el NAF tuvo una recuperación hasta alcanzar 50 cm por arriba del terreno natural (registrado con sonda en tubo ranurado a 12 m de prof. julio 1982) por ello el primer asentamiento no alcanzó la totalidad calculada; empezó a descender pero siguiendo por arriba de los 0.8 m de prof. inicial del NAF.

En abril cuando se vacía nuevamente, el NAF se encontraba a 0.3 m de N.T.N. para ello el tanque emerge más de lo calculado ayudado por la subpresión.

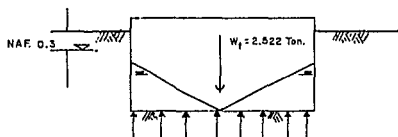
Los siguientes cálculos refuerzan las razones expuestas:

$W_t$  = peso propio + peso agua + peso lastre (llenado)

$W_t$  = peso propio + peso lastre (vaciado)

de acuerdo con la tabla III

$$W_t = 1,379 \text{ ton} + 1,143 \text{ ton} = 2,522 \text{ ton}$$



$$\text{Subp} = (4.25 - 0.3)\gamma_w A_t = (4.25 - 0.3) 1 \times 735.41 = 2,905 \text{ ton}$$

$$\text{Subp} = 2,905 \text{ ton} > W_t = 2,522 \text{ ton} \text{ por tanto el tanque emerge.}$$

Otro caso de éste comportamiento se presentó en el tanque Sedimentador Secundario de los módulos 1 y 2.

El comportamiento de estas estructuras en lo referente a movimientos elásticos fue normal en su desarrollo para el módulo 1 hasta los sismos de 1985, pues debido a ello las tuberías de conducción del agua de proceso tuvieron un desplazamiento, permitiendo así la fuga de agua a la base del tanque, y aunque en esa fecha el nivel del NAF se encontraba estable a 1 m de prof., el agua que se fugó causó un efecto local de flotación lo que provocó que el tanque emergiera en promedio 50 cm en un mes. Algo similar ocurrió en el módulo 2 sólo que en éste al vaciar el Tanque Aerador, el agua escurrió al Sedimentador inundando la

zona, lo que provocó que emergiera casi 2 m. Por ello los tanques están expuestos a este fenómeno y es importante preverlo.

c) Fricción Lateral.- Se analiza en éste punto el efecto que produce la fricción lateral producida por la adherencia del suelo a los tanques de cimentación y como puede este efecto contribuir o no al comportamiento aceptable de los tanques, pudiendo evitar en un momento dado que los tanques suban o bajen o se desequilibren de su posición final.

Así el problema esencial será el de evaluar la fricción lateral entre los tanques de concreto y los rellenos locales.

La experiencia ha demostrado que los métodos teóricos para determinar la fricción lateral en función de los resultados de ensayos de suelos no merecen ninguna confianza, de modo que dichos valores deben obtenerse de los resultados empíricos (ref.10).

En la ref 5-1 se presenta la tabla de valores de adherencia comparada con la cohesión en diferentes arcillas que ha propuesto Tomlinson con base a numerosas pruebas. Tales valores semiempíricos han comprobado ser bastante confiables en las aplicaciones prácticas por lo que deben preferirse al uso de fórmulas.

Para nuestro caso :

$q_u = 0.1 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ ton/m}^2$  se recomienda el valor de  $c = 1/2 q_u$

$c = 1/2 \text{ ton/m}^2 = 0.5 \text{ ton/m}^2 \rightarrow$  adherencia para arcillas blandas

$a = 0.437 \text{ ton/m}^2$  por lo tanto

$$f_s = \omega \times h \times a$$

donde

$\omega$  = perímetro del tanque  
 $h$  = profundidad de desplante  
 $a$  = adherencia  
 $f_s$  = fricción lateral en ton.

luego

$$f_s = 96.13 \text{ m} \times 4.25 \text{ m} \times 0.437 \text{ ton/m}^2$$
$$f_s = 178.5 \text{ ton.}$$

Si consideramos que la subpresión cuando aumenta el NAF alcanza valores de  $S_p = 2,905$  ton, la fuerza de fricción representa el 6.14% que no es una fuerza estabilizadora de los movimientos, por lo que se puede considerar como nulo o casi nulo el efecto de fricción lateral.

#### B) MOVIMIENTOS NO ELASTICOS VERTICALES.

La magnitud del asentamiento por consolidación se basó en la teoría de Consolidación Unidimensional propuesta por Terzghi, y se resumen los valores de consolidación de cada estructura analizada en la tabla No VII del presente capítulo.

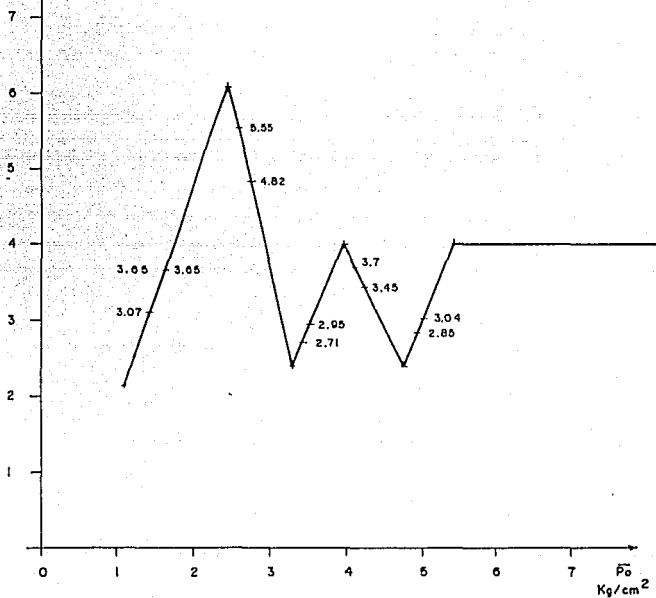
En el capítulo II se ha mencionado ya las consideraciones tomadas, así como los criterios para determinar los estratos de suelo de cada estructura.

Por otro lado se analiza aquí la cuantificación del tiempo de consolidación teórica contra los datos registrados del asentamiento de los tanques durante su operación.

Los coeficientes de consolidación ( $C_v$ ) para cada uno de los estratos definidos se obtuvieron a partir de la construcción de la gráfica No 12 de  $C_v$  v.s. la presión media aplicada en este estrato, obtenida como media aritmética de las presiones inicial

$C_v \times 10^{-4}$   
 $\text{cm}^2/\text{seg}$

CURVA  $C_v$  vs. PRESION MEDIA



GRAFICA No. 12

E.N.E.P. ARAGON U.N.A.M.

TESIS PROFESIONAL.

RAYMUNDO BRAVO MACIAS.

y final. Los valores del  $C_v$  para construir la gráfica se tomaron de la tabla No 8 de la ref.7 que a su vez se determinaron a partir de la correspondiente curva de consolidación representativa del rango de presiones por la sobrecarga exterior impuesta dentro de la zona en estudio.

En las tablas IX y X se presenta el tiempo en días en que cada estrato alcanza un cierto grado de consolidación teórico de los Tanques Sedimentador Primario y Tanque de Cloración; sólo se presentan en estas 2 estructuras debido a que teóricamente son las únicas que sufren consolidación. Hay que mencionar que los Sedimentadores Primarios se desplantaron 0.20 m arriba de la profundidad de proyecto, a fin de que al recuperarse las expansiones elásticas (compresión elástica) quedarán en el nivel necesario de operación. En el Tanque de Contacto de cloro por ser la estructura final del proceso de tratamiento no requirió de esta previsión.

En las gráficas 13 y 14 se han trazado con línea continua el asentamiento que han presentado las estructuras analizadas y en línea discontinua el asentamiento teórico, pudiéndose observar la diferencia en magnitud entre los hundimientos medidos y los calculados hasta enero de 1988.

a) Carga de Preconsolidación.- Se puede apreciar que en los dos casos la consolidación medida ha sido menor que la calculada, por otro lado la mayor concentración de esfuerzos se generó en la zona superior y por ende la mayor consolidación primaria total se presentó en la FAS.

La posible causa de lo sucedido se debe probablemente a que la FAS se encuentra preconsolidada en la zona superior por el secado que ha sufrido en su vida geológica y en la zona cercana a la capa dura, debido al bombeo del manto acuífero.



TABLA No IX TIEMPO DE CONSOLIDACION TEORICA EN DIAS  
TANQUE SEDIMENTADOR PRIMARIO

ESTRATO M	Cv x 10E-4 cm <sup>2</sup> /seg	dH cm	PORCENTAJE DE CONSOLIDACION U %									
			10 %	20 %	40 %	60 %	70 %	75 %	80 %	85 %	90 %	95 %
3.3 - 4.8	3.65	1.27	1.5	6	22	51	72	85	101	122	151	201
5.3 - 11.3	4.82	10.98	17	67	272	620	875	1031	1221	1478	1833	2435
11.3 - 17.3	2.95	16.65	28	109	445	1013	1430	1684	1995	2415	2994	3979
17.3 - 22.6	3.45	9.12	19	73	297	676	954	1124	1331	1611	1998	2655
22.6 - 27.6	3.04	3.26	19	74	300	683	964	1135	1344	1628	2018	2860
27.6 - 34.2	4	0.13	25	98	397	904	1276	1503	1780	2155	2672	3551
35.8 - 40.5	4	0.059	12	49	201	459	647	762	903	1093	1355	1801
40.5 - 45.8	4	0.54	16	63	256	583	823	969	1148	1390	1723	2290
45.8 - 52	4	0.27	22	86	350	798	1126	1326	1571	1902	2358	3134

SUMA = 42.23 cm    \* % dH = 35 cm

TABLA No. X TIEMPO DE CONSOLIDACION TEORICA EN DIAS

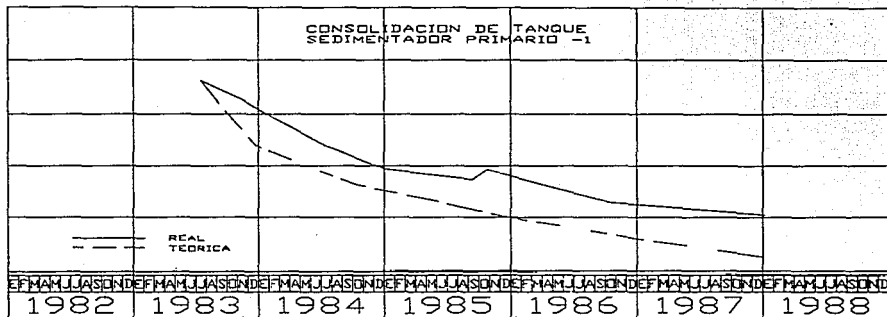
TANQUE DE CLORACION

ESTRATO H	Cv x 10E-4 cm <sup>2</sup> /seg	dH cm	PORCENTAJE DE CONSOLIDACION U %									
			10 %	20 %	30 %	40 %	50 %	60 %	70 %	80 %	90 %	95 %
2.12 - 4.8	3.07	1.012	5	21	48	85	133	194	274	382	574	763
5.3 -11.3	5.55	0.99	15	58	133	236	370	537	760	1060	1592	2115
11.3 - 17.3	2.71	5.55	31	119	273	484	757	1103	1557	2172	3259	4332
17.3 - 22.6	3.7	2.10	17	68	158	277	433	630	889	1241	1863	2476
22.6 - 27.6	2.85	3.27	20	79	180	319	500	728	1028	1434	2152	2860
27.6 - 34.2	4	0.95	25	98	224	397	621	904	1276	1780	2672	3551
35.8 - 40.5	4	0.06	13	49	113	201	315	459	647	903	1355	1801
40.5 - 45.8	4	0.21	16	63	144	256	400	583	823	1148	1723	2290
45.8 - 52	4	0.45	22	86	197	350	548	798	1126	1571	2358	3134

SUMA = 14.59 cm \* % dH = 11.71 cm

ASENTAMIENTOS EN CM

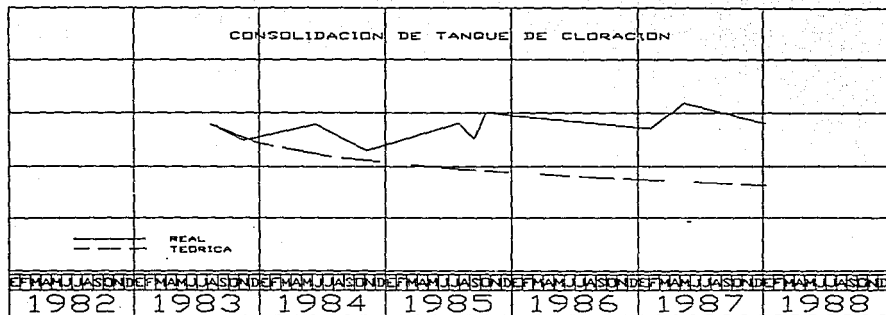
10  
20  
30  
40  
50  
60



GRAFICA No 13

ASENTAMIENTOS EN CM

10  
0  
10  
20  
30  
40



GRAFICA No 14

La aplicación práctica más importante en el concepto de  $P_c$  radica en el análisis de asentamientos, ya que si el máximo esfuerzo aplicado, debido a tensión capilar por secado ha preconsolidado al suelo, el asentamiento debido al incremento de carga  $\Delta p$  resultará mucho menor, independientemente del hecho de que no exista una carga aparente.

b) Efecto de Flotación .- Este comportamiento se ha presentado en casi todos los tanques de la planta no de una forma tan inmediata como en los movimientos elásticos, pero si de gran significación en la operación y funcionamiento de la planta, ejemplo de ello son los casos siguientes:

En el Sedimentador Secundario antes de la fuga en la tubería provocada por los sismos de 1985 y al término de la aplicación del lastre total de  $0.75 \text{ ton/m}^2$  (feb-82) el tanque presentaba una velocidad de asentamiento más o menos constante.

Con esa carga se mantuvo hasta mayo de 1983, cuando se observó que el tanque tenía recuperaciones en valor medio de 3.1 cm y su desnivel de 5.1 cm (graf. asentamiento-tiempo).

Se ha mencionado también que en abril de 1982 el NAF tuvo una recuperación debido a la suspensión del bombeo por lo que el tanque empezó a emerger, el cálculo numérico ilustra lo dicho.

$W_t = P.\text{propio} + P.\text{lastre} = 2,425\text{ton} + 959 \text{ ton} = 3,384\text{ton}$   
con el NAF superficial:

$$\text{Subp} = \gamma_w h \times A_t = 1\text{ton/m}^3 \times 3.85 \text{ m} \times 1,294.6\text{m}^2$$

$\text{Subp} = 4,984.2 \text{ ton} > W_t = 3,384 \text{ ton}$  por lo tanto el tanque emerge.

Aún cuando el NAF se encontrara a 0.8 m de profundidad se presentaría la flotación:

$Subp = 1 \text{ ton/m}^3 \times 3.05 \text{ m} \times 1,294.6 \text{ m}^2 = 3,948.5 \text{ ton} > Wt$   
que fue la situación inicial, por lo tanto el tanque está expuesto a flotar cuando se vacíe.

En el caso de los Digestores, debido a que no se requieren de una rigurosa horizontalidad ha tendido a incrementar su desnivel (18 cm) pues el proceso de estos tanques consiste en vaciarlos y llenarlos con el licor de proceso, por tal motivo al vaciar y llenar las celdas de lastre no se llenan en su totalidad, pues también sirven para nivelar los tanques, así solo se llenan las celdas que contrarresten el desnivel. Se puede suponer que las celdas trabajan a un 80% de su capacidad por lo que se genera la flotación como se observa en las gráficas de asentamiento-tiempo y en el cálculo numérico.

$Wt = P.\text{propio} + P.\text{lastre} = 1,379 \text{ ton} + 1.143 \text{ ton} = 2,522 \text{ ton.}$   
suponiendo un 80% de lastre:

$$Wt = 1,379 \text{ ton} + 914.4 \text{ ton} = 2,293 \text{ ton}$$

el efecto de subpresión a una prof. del NAF de 1 m:

$$Subp = \gamma_{wh} \times A_t = 1 \text{ ton/m}^3 \times 3.25 \text{ m} \times 735.41 \text{ m}^2 = 2,390 \text{ ton}$$

$Subp = 2,390 \text{ ton} > Wt = 2,293 \text{ ton}$  por lo tanto hay un ascenso del tanque.

Es importante mencionar que aún cuando teóricamente en estos tanques no se transmite carga de operación al terreno, como sucede también en los Sedimentadores Secundarios, han sufrido consolidación lo que demuestra que no trabajan totalmente compensados, y que las consideraciones de carga e hipótesis de comportamiento mecánico del subsuelo no son del todo exactas.

Por último, en el Tanque de Cloración, el problema fundamental ha sido la deficiente operación del sistema de subdrenaje con que cuenta el tanque, pues ha permanecido prácticamente arriba del nivel que alcanzó el agua dentro del tanque en noviembre de 1984 hasta enero de 1988.

Después de llenados y vaciados de prueba, aunque se esperaba que no se presentara la flotación, debido al sistema de subdrenaje, se observó que por fallas en el sistema (azolve de los tubos) el tanque ha flotado una pequeña magnitud.

Esto se debe también a que la carga en el tanque no ha sido constante pues por el proceso seguido no se obtiene la cantidad supuesta de operación, el siguiente cálculo demuestra la flotación cuando el tanque se encuentra vacío y el NAF a 1 m de profundidad.

$$W_t = 665 \text{ ton (peso propio)}$$

$$\text{Subp} = 1 \text{ ton/m}^3 (2.12 \text{ m} - 1 \text{ m}) A_t = 1(2.12 - 1)666.69 \text{ m}^2 = 747 \text{ ton}$$

Subp = 747 ton >  $W_t = 665 \text{ t}$  por lo tanto si el sistema no abate el NAF el tanque emergerá como ha ocurrido.

#### C) MOVIMIENTOS DIFERENCIALES.

En el análisis del comportamiento de los tanques los movimientos diferenciales son los indicadores más claros de las variaciones que se presentaron tanto en las suposiciones hechas como en la operación de los tanques.

Como se sabe los movimientos diferenciales son los que se presentan en la misma estructura pero en puntos diferentes, es decir, en un extremo de un tanque al otro, se hunde más en uno que en otro extremo, provocando un desnivel en el tanque.

La pregunta obligada es ¿ por qué no se hunden igual o uniformemente? Debido a la complejidad del sistema de operación, la razón fundamental en los movimientos diferenciales serán las variaciones en estratigrafía y propiedades del terreno, así como las condiciones de carga y operación de los tanques. En el principio de éste trabajo se mencionaba la importancia de la verticalidad de las estructuras para poder operar con eficiencia en el sistema, pero se ha comprobado que no es posible

prácticamente obtener la eficiencia esperada por las siguientes razones:

a) Heterogeneidad del suelo.-Es conocido que la estructura de un suelo no es homogénea ni isotrópica por ello puede existir en una misma masa de suelo zonas que presenten variaciones en sus propiedades con respecto a otra cercana, si bien es cierto que no varía demasiado, se puede aceptar que existen zonas más deformables que otras y por ello sea mayor el asentamiento en ellas, provocando así los desniveles observados, aún con la misma carga, cosa que tampoco es muy válida como se verá más adelante.

b) Carga hidráulica.- Al trabajar con aguas residuales y un tirante constante se requiere de una perfecta verticalidad de los tanques para que el líquido pueda verter por los bordes de los tanques y obtener el gasto esperado, cosa que es muy difícil, pues al no asentarse el tanque uniformemente provoca que la carga hidráulica disminuya ligeramente en un extremo y aumente en el otro aumentando así el desnivel en el tanque.

c) Fugas en la estructura.- El concreto hidráulico, material del cual están hechos los tanques (excepto aeradores) no tiene en sus propiedades la capacidad de ser totalmente impermeable, por la presencia de juntas frías, lo que ocasiona que con el tiempo se presenten filtraciones o fugas, que lleva a la estructura a presentar variaciones de carga en las celdas que repercuten en un desequilibrio, pues al filtrarse el agua de una celda a otra o del exterior del tanque al interior o viceversa provocará un aumento o disminución de carga en el lastre.

d) Estimación de cargas.- Como es común en la práctica de la ingeniería, la mayoría de las cargas o fuerzas actuantes en un sistema analizado son en el mejor de los casos estimados por pruebas o supuestas, esto nos lleva a arrastrar siempre un margen de error que se refleja en el comportamiento, en este caso del



sistema de tratamiento de aguas negras. Esto ocasiona que se excedan las cargas o bien sean escasas para buscar la verticalidad de los tanques, con llenados, vaciados, lastres etcétera.

e) Imprevistos.- Por último los efectos imprevistos que se han visto como el de flotación de los tanques por la ruptura de tubos han causado serios problemas al funcionamiento óptimo de la planta pues por los movimientos diferenciales el vertido del agua de proceso no es adecuado y afecta la eficiencia del tratamiento.

A continuación se presenta la tabla No XI, donde se resume los asentamientos medios y diferenciales, máximos y actuales hasta enero de 1988.

TABLA No XI

ESTRUCTURA	ASENTAMIENTO MEDIO		ASENTAMIENTO	
	CM		DIFERENCIAL CM	
	MAXIMO	ACTUAL	MAXIMO	ACTUAL
DIGESTOR A-1	41.4	38.7	18.5	18.5
SEDIMENTADOR PRIMARIO 1	50.7	50.7	11.2	9.2
AERADOR 1	29.4	29.4	16	15.7
SEDIMENTADOR SECUNDARIO 1	45	45	24.3	18.6
TANQUE DE CLORACION	17	11.8	6.8	6.8

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De los análisis y observaciones presentados se llega a las siguientes conclusiones:

Las deformaciones observadas en las excavaciones para el alojamiento de los tanques fueron del orden de 25% mayor que las calculadas. Se considera que en estas expansiones, quedaron incluidas las deformaciones elásticas y las diferidas por descarga.

La teoría utilizada para el comportamiento elástico del suelo, presenta variaciones de importancia durante el periodo de prueba y operación de los tanques con respecto a las mediciones.

El siguiente cuadro resume las variaciones en porcentaje respecto al movimiento elástico calculado, que se observó al inicio de las mediciones y al término del periodo reportado para este trabajo.

	INICIO DEL REGISTRO	TERMINO DEL REGISTRO
SEDIMENTADOR PRIMARIO	10% menor	17% menor
SEDIMENTADOR SECUNDARIO	18% menor	28% menor
TANQUE DIGESTOR A-1	15% menor	36% menor
TANQUE DE CLORACION	5% menor	74% menor

Se puede concluir también que los movimientos elásticos tienden a disminuir durante cada proceso de carga y descarga del terreno y no son lineales como se esperaba de acuerdo con las hipótesis teóricas para el análisis elástico, debido a que el módulo de elasticidad cambia durante el proceso de carga y descarga  $E_f > E_i$ .

En lo referente a los movimientos no elásticos, para el caso aquí estudiado la teoría de Consolidación Unidimensional de Terzaghi presenta diferencias con los resultados obtenidos, como se ha observado comúnmente en el Valle de México, siendo generalmente mayores los valores calculados que los reales, resultando 63% del valor calculado para el Sedimentador Primario y 34% para el Tanque de Cloración.

Aún en estructuras totalmente compensadas, se registran asentamientos por consolidación, de 22 cm para el Sedimentador Secundario y 8.7 cm para el Tanque Digestor A-1 y variaciones diferenciales de importancia. Esta situación puede ser producto de diferencias en la estratigrafía y propiedades mecánicas, así como en diferencias de cargas en las estructuras y en los volúmenes de agua durante la operación.

Por otra parte, no es posible prever todas las eventualidades que se pueden presentar durante la operación de un sistema complejo, porque a pesar de las precauciones que se tomen, los cajones de cimentación con nivel freático superficial se encuentran siempre bajo riesgo de flotación, como lo muestra la siguiente tabla, donde se presentan los factores de seguridad en diferentes condiciones de operación para los tanques y con variaciones del NAF.

CONDICION POSICION DEL NAF	OPERACION WT + WA		SUSPENSION DE OPERACION WT + WL		REPARACION Y MANTENIMIENTO (VACIO) WT	
	1m de PROF.	SUPER- FICIAL	1m de PROF.	SUPER- FICIAL	1m de PROF.	SUPER- FICIAL
DIGESTORES	FS = 1.58	FS = 1.2	FS = 1	FS = 0.8	FS = 0.57	FS = 0.44
SEDIMENTADOR PRIMARIO	FS = 1.9	FS = 1.3	FS = 2	FS = 1.15	FS = 1	FS = 0.70
SEDIMENTADOR SECUNDARIO	FS = 1.6	FS = 1.2	FS = 0.91	FS = 0.67	FS = 0.65	FS = 0.5

WT = PESO DE LA ESTRUCTURA ; WA = PESO DEL AGUA DE PROCESO;

WL = PESO DEL LASTRE

En lo referente a la operación de los tanques, se observa que el manejo de celdas de lastre requiere de una supervisión constante que la encarece y dificulta.

Además, no siempre se consigue la estanqueidad de las celdas, por lo que no es recomendable la construcción de nuevas plantas o estructuras cimentadas en la misma forma y con este método de operación de la cimentación, pues para que se dé la condición de compensación, se requiere que los tanques se encuentren en equilibrio, ya que si se modifican carga o NAF, se afecta intensamente el comportamiento de los mismos.

Con el objeto de buscar una eficiencia mayor y reducir los imprevistos y dificultades presentadas en la operación de la planta se presentan las siguientes recomendaciones:

Debido a que el problema más frecuente se presenta por las filtraciones en las celdas de lastre, se sugiere obtener la estanqueidad de las celdas por medio de trabajos de inyectado y sellado de juntas frías. Además, se debe elaborar un Manual de Operación de la Cimentación, como parte del Programa de Operación de la Planta, así como capacitar y adiestrar al personal para la operación de la cimentación.

Ayudará a evitar algunos imprevistos, la instalación de un sistema de alarma para ascensión del NAF a condiciones críticas o de vaciado inesperado de tanques o celdas, auxiliado por un sistema electromecánico automático y ajustable para el vaciado y llenado de celdas, el cual indicará el nivel de cada celda y facilitará el manejo del lastre.

Por todo lo anterior, la metodología utilizada en el Lago de Texcoco para esta obra, debe de tomarse con reservas y los resultados obtenidos en los análisis deben de considerarse como indicadores de un posible comportamiento y no como la respuesta exacta.

De forma general, se pueden aceptar como adecuados los resultados obtenidos, con las reservas mencionadas.

## REFERENCIAS

1) COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

Geotecnia .B.2.3 Estructuras de Tierra. "Manual de Obras Civiles". México, 1983.

2) GEOTEC S.A.

"Estudio de Mecánica de Suelos para la Planta de Tratamiento de Aguas Negras en el Lago de Texcoco". México, 1976.

3) Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso.

"Mecánica de Suelos, Teoría y aplicación de la mecánica de suelos". Tomos I y II.  
Ed. Limusa, México, 1982.

4) J. Marsal Raul, Mazari Marcos.

"El Subsuelo de la Ciudad de México".  
U.N.A.M. Facultad de Ingeniería. 1959.

5) Rojas Morales Carlos.

"Planta de Tratamiento de Aguas Negras de 1 m<sup>3</sup>/seg en el Lago de Texcoco".  
Tesis Profesional. IPN, México, 1975.

6) Rovirosa P. Carlos.

"Efecto de una Precarga en las arcillas del Lago de Texcoco".  
Tesis Profesional. UNAM, México, 1978.

7) Murillo Fernández Rodrigo, García Altamirano Gabriel.

"Ex-Lago de Texcoco". Simposio sobre el Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el área urbana del Valle de México.  
SMMS., México, 1978.

8) Murillo Fernández Rodrigo.

"Comportamiento de la Planta de Tratamiento de Aguas Negras".

"Obras recientes en el Lago de Texcoco".

SMMS., México, 1984.

9) Terzaghi Karl., Peck B. Ralph.

"Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica".

Ed. El Ateneo, Barcelona, Reimpresión 1968.

10) Zeevaert Wlechers Leonardo.

"Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions".

Ed. Krieger, New York, USA., 1979.