



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

26
23

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA
DE LOS SILOS DE ALMACENAMIENTO "LAZARO CARDENAS"

T E S I S

Que para obtener el Título de

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a

EDUARDO JAVIER BARRERA PLIEGO

México, D. F.

1984



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 esta 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.

INDICE

I.	Introducción.	1
II.	Descripción de la Obra.	4
	II.1. Antecedentes.	
	II.2. Funcionamiento de la planta.	
	II.3. Características de la obra.	
	II.4. Características del suelo de apoyo.	
	II.5. Cimentación de la obra.	
	II.6. Conclusiones.	
III.	Distribución de Presiones en el suelo.	18
	III.1. Introducción.	
	III.2. Teoría de Boussinesq.	
	III.3. Geometría de la carga cónica.	
	III.4. Esfuerzos en el suelo debidos a la carga cónica.	
	III.5. Esfuerzos en el suelo debidos a la carga circular uniforme de diseño.	
	III.6. Comparación entre ambos esfuerzos.	
	III.7. Esfuerzos efectivos en el suelo.	
	III.8. Conclusiones.	
	III.9. Anexo: programa para obtener los esfuerzos centra les bajo carga cónica.	

IV.	Análisis de los asentamientos producidos.	47
	IV.1. Introducción.	
	IV.2. Teoría de Consolidación de Terzaghi.	
	IV.3. Estimación de los asentamientos teóricos.	
	IV.4. Asentamientos reales medidos en la obra.	
	IV.5. Conclusiones.	
V.	Situación Actual de la obra y reacondicionamiento de la misma.	69
VI.	Conclusiones Generales.	83

CAPITULO I

INTRODUCCION.

La ciudad de México es actualmente una de las urbes más densamente pobladas. Sus necesidades de alimentación, transportación, vivienda y muchas más crecen a un ritmo acelerado. Diariamente llegan a ella miles de toneladas de alimento que requieren ser almacenados, antes de proceder a su distribución. Entre los alimentos de mayor importancia se tiene, sin duda, al maíz. Procedente del campo mexicano o de la frontera norte o las costas, cuando es importado, el maíz llega a la ciudad por ferrocarril u otros medios.

El presente trabajo tiene como finalidad el estudio del comportamiento de una planta de almacenamiento de grano, que recibe el maíz por medio del ferrocarril México-Teotihuacán. Dicha planta denominada "Lázaro Cárdenas", forma parte de Almacenes Nacionales de Depósito (A.N.D.S.A.). Tiene una capacidad total de 60,000 ton. y está construida sobre las arcillas del exlago de Texcoco.

El objetivo que se persigue en esta obra, es el de tratar de explicar el comportamiento del suelo sobre el que se apoyan los silos. Como es bien sabido, las arcillas del ex-Lago se distinguen por su alto índice de compresibilidad y sus elevados contenidos de agua. Es frecuente encontrar ejemplos de ella en los tratados de Mecánica de Suelos. En general se le cataloga como un suelo de mala calidad capaz de sufrir asentamientos enormes.

El afortunado hecho de que exista en la obra a estudiar, toda la historia de asentamientos y carga, permitirá dar una

idea clara del comportamiento que han tenido los silos con el tiempo. Asimismo, servirá para comparar teoría y realidad.

Antes de iniciar el estudio correspondiente, es bueno aclarar, que no se hablará en él, de problemas estructurales que presente la obra. Asimismo, se recuerda que el tema a tratar es el de una obra ya construida en base a los estudios y mediciones que se han realizado.

CAPITULO II

DESCRIPCION DE LA OBRA.

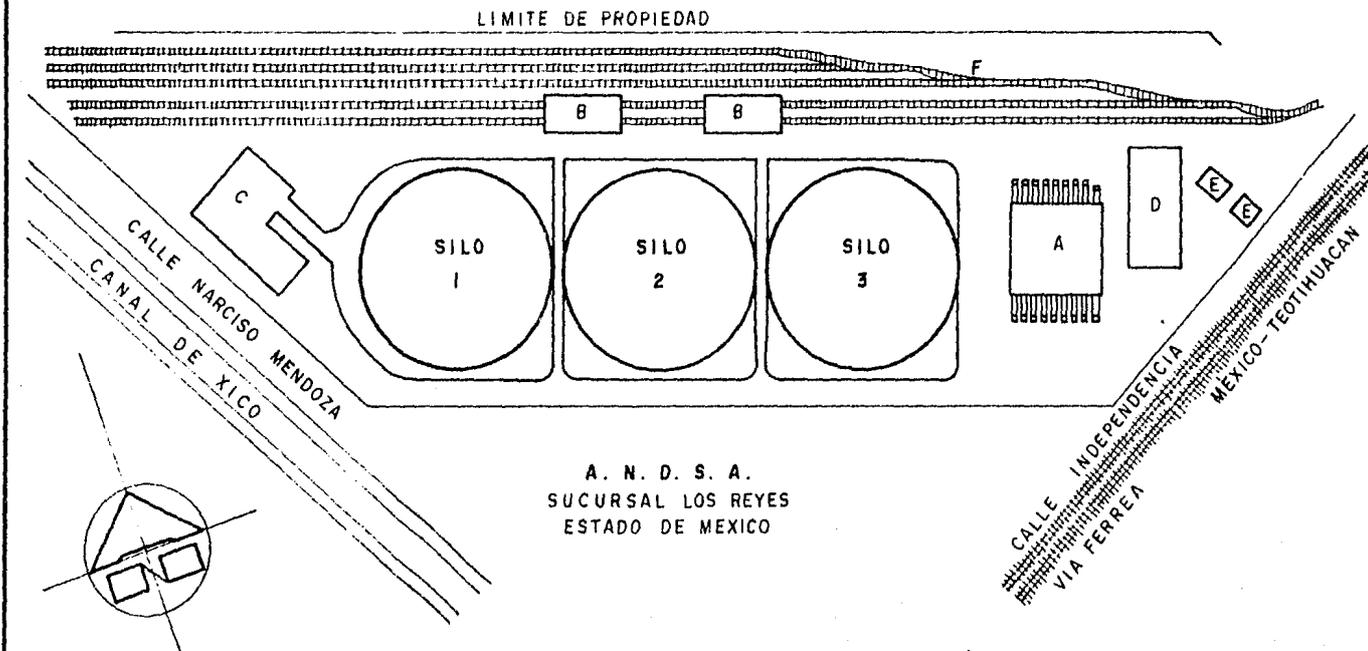
1. Antecedentes.

Los Silos de Almacenamiento de Grano "Lázaro Cárdenas" se localizan en el poblado de la Magdalena, en el municipio de los Reyes, Estado de México. Los límites del predio son: hacia el oriente la vía del ferrocarril México-Teotihuacán y hacia el poniente el canal de aguas negras denominado XICO (ver figura II-1).

En el mencionado sitio se construyó una planta de almacenamiento de grano que consta de las siguientes estructuras:

- Tres cúpulas Geodésicas (Silos) de 74 metros de diámetro y una altura total de 24 metros.
- Tolva y edificio de aquintalado.
- Túneles de transportación de grano.
- Silos verticales para grano contaminado.
- Acceso al predio de la vía del ferrocarril.
- Estructuras Ligeras.
- Etc.

CROQUIS DE LOCALIZACION DE LOS SILOS
 "LAZARO CARDENAS"

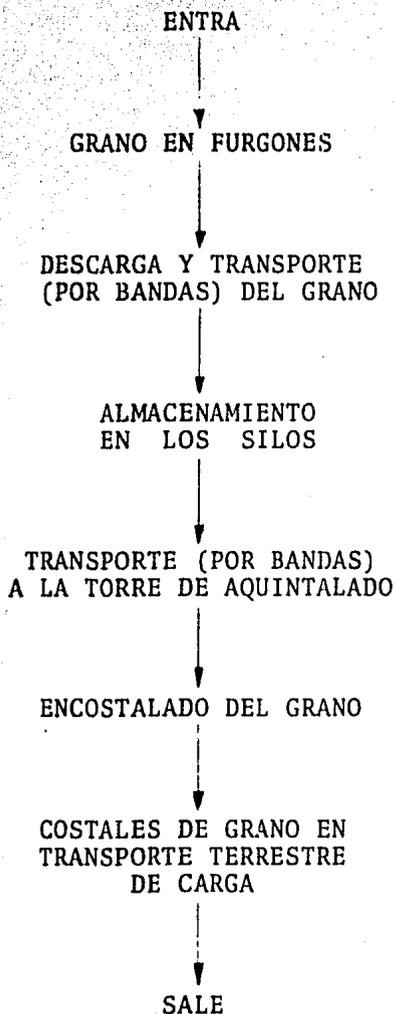


- A.- TOLVA Y EDIFICIO DE AQUINTALADO
- B.- CUBIERTA PARA TOLVA DE DESCARGA DE FURGONES
- C.- PATIO DE MANIOBRAS Y TALLER
- D.- OFICINAS ADMINISTRATIVAS
- E.- CASAS PARA EMPLEADOS
- F.- ESPUELA DE FERROCARRIL

FIGURA. II. 1

2. Funcionamiento de la Planta.

En forma esquemática el proceso que sigue el grano al llegar a la planta "Lázaro Cárdenas" es el siguiente:



Podemos afirmar que dos son los procesos más importantes en la planta:

- 1.- Almacenar el grano dentro de las cúpulas geodésicas, protegiéndolo así de la lluvia y de más factores climáticos que lo puedan afectar.
- 2.- Encostalar el grano (es decir, meterlo en costales) para mayor comodidad y rapidez en su manejo. Los costales fácilmente pueden ser transportados en camiones de carga.

3. Características de la Obra.

La zona en que se ubica la planta tiene una área aproximada de $52,000 \text{ m}^2$, siendo el área ocupada por silos de $12,900 \text{ m}^2$ ($4,300 \text{ m}^2$ por silo). Se trata de un terreno sensiblemente plano cuyas características serán indicadas más adelante.

En cuanto a las descargas transmitidas por las estructuras a la cimentación podemos mencionar las siguientes:

- a) Descarga del grano almacenado.

La capacidad total por silo es de 20,000 ton. siendo, por tanto, la capacidad máxima de la planta de 60,000 ton.

Ahora bien, ¿Cómo es transmitida la carga al terreno

de cimentación? La forma en la que el grano se va a ir almacenando nos dará la respuesta.

Como el grano se deja caer libremente desde la parte superior del silo, va a ir tomando la forma de un cono y por tanto, las presiones que transmitirá al suelo no serán uniformes.

Si consideráramos que las 20,000 ton. por silo se reparten uniformemente en toda su área, se tendría lo siguiente:

$$\text{Presión Transmitida} = \frac{\text{PESO TOTAL}}{\text{AREA DEL SILO}}$$

$$\text{P.t.} = \frac{20,000}{\pi \times (37)^2}$$

$$\text{P.t.} = 4.7 \text{ ton./m}^2.$$

Sin embargo, ya hemos dicho que no existe tal uniformidad de presiones. Las diferencias entre estas dos consideraciones (carga cónica y carga circular uniforme) se estudiarán con todo detalle en el siguiente capítulo.

Es conveniente señalar, como característica importante de la obra, que bajo el nivel de piso terminado de los silos existen túneles cuya función es la transportación del grano en la planta. Dichos túneles, son descritos en el Estudio original

de Mecánica de suelos, como:

- "Dos túneles de 290m. de longitud, separados una distancia de 19m. de eje a eje de túnel; la longitud de los túneles comprende los tres silos, llegando hasta la bodega de aquintalado "1 (son los denominados norte y sur; figura II.3).

- "En la zona de los entresilos se localizan dos túneles de una longitud de 58 y 40m., con una separación de 80m. La longitud de los túneles es a partir de los entresilos hasta la espuela del ferrocarril "2 (son los denominados oriente y poniente; figura II.3).

Todos los túneles son de sección rectangular de 2.00m. de ancho por 2.00 a 2.75 mts. de altura. En su interior hay una banda transportadora, encargada del movimiento del grano.

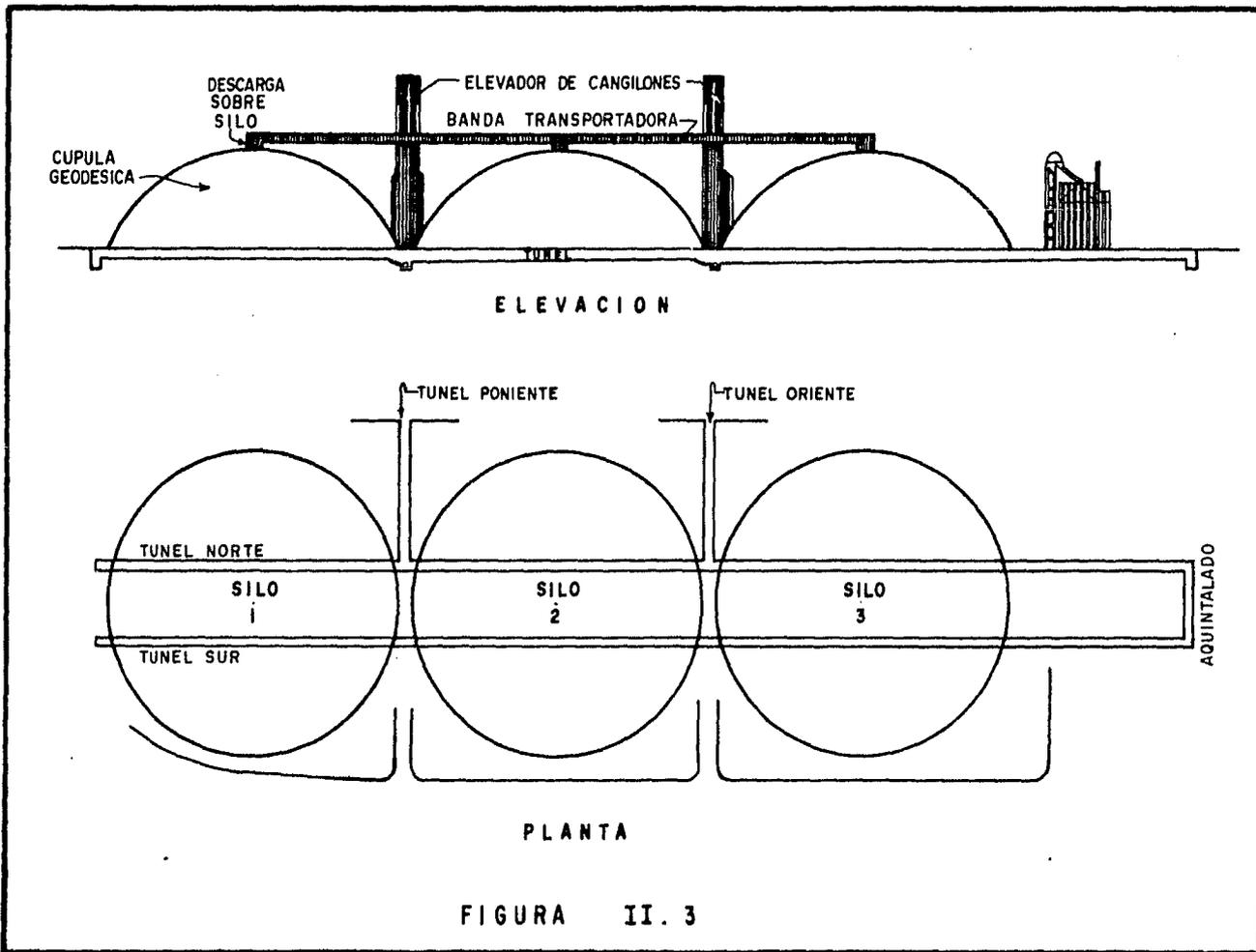
b) Descarga de otras estructuras.

Podemos mencionar las siguientes:

- Descarga de la bodega de Aquintalado.
- Descarga de la espuela del ferrocarril.
- Descarga de la estructura geodésica de los silos.
- Etc.

4. Características del suelo de apoyo.

En la cuenca cerrada del Valle de México, existen tres zonas principales, atendiendo al tipo de suelo:



- 1.- La zona conocida por su altitud relativa como las lomas.
- 2.- La zona de transición entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco.
- 3.- La formación típica de la parte centro y oriente de la ciudad construida sobre el fondo del ex-Lago de Texcoco y conocida como Zona del Lago.

Los silos "Lázaro Cárdenas" se localizan dentro de esta última formación.

El problema principal en la zona del Lago es el de los asentamientos que inducen las sobrecargas y su efecto en la estructura misma y en las estructuras vecinas. La naturaleza extraordinariamente compresible de las arcillas del Valle de México explica el hecho de que se produzcan estos asentamientos tan importantes. El problema de la resistencia del subsuelo es también digno de consideración, dado que se refleja de un modo directo en la capacidad de carga. Las arcillas del valle están normalmente consolidadas en general; sin embargo, el intenso bombeo que se ha realizado desde hace varios años en los acuíferos del terreno ha aumentado las cargas de preconsolidación en los materiales sujetos a dicho fenómeno.

Presentamos a continuación los trabajos efectuados de acuerdo al estudio original de Mecánica de suelos, elaborado en octubre de 1979.

- a) Exploración de campo y pruebas de laboratorio.

Se determinaron las características estratigráficas del subsuelo, mediante un sondeo mixto de 60m. de profundidad y dos pozos a cielo abierto (P.C.A.) de una profundidad de 2 y 3m. respectivamente, obteniéndose muestras alteradas e inalteradas. El nivel freático se detectó a 2.00 y 2.65m. de profundidad.

"Con las muestras obtenidas se efectuaron los ensayos de laboratorio requeridos, tanto para precisar la clasificación de los materiales como para determinar las propiedades mecánicas que interesaba conocer ^{"3}. Se realizaron los siguientes ensayos:

PRUEBAS INDICE

- clasificación visual y al tacto de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.).
- contenido natural de agua.
- límites de consistencia.

PRUEBAS ESPECIALES

- resistencia a la compresión simple.
- resistencia en compresión triaxial consolidada rápida en probetas sujetas a diferentes presiones de confinamiento.
- consolidación unidimensional.

SONDEO M-1 PROF. m.	DENSIDAD DE SOLIDOS SS -	RELACION DE VACIOS INICIAL ei -	CONTENIDO NATURAL DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL %	INDICE PLASTICO IP %	PESO VOLUME TRICO m_3 Kg/ m^3	PRESION EFECTIVA VERTICAL Po Kg/ cm^2	CARGA DE PRECONSO LIDACION Pc Kg/ cm^2	CLASIFI CACION S.U.C.S.
			Wi %	Wf %						
7.50	2.39	6.165	267.2	174.4	206.5	179.7	1225	0.42	1.6	CH
15.20	2.56	5.028	189.1	132.9	135.7	106.9	1228	0.66	1.5	CH
20.60	2.48	2.524	95.2	95.2	149.1	94.5	1373	0.82	2.0	CH
28.70	2.33	4.651	195.5	166.9	239	178.8	1219	1.05	1.9	CH
36.80	2.48	2.165	85.6	84.8	265.5	197.3	1454	1.30	1.8	CH
44.40	2.58	1.763	67.8	65.0	76.0	60.5	1566	1.51	2.20	CH
50.90	2.51	2.280	91.5	90.7	190.2	152.1	1465	1.70	2.03	CH

PROF. m.	COHESION KG/ cm^2	ANGULO DE FRICCION ϕ
4.90	0.30	41.5°
9.90	0.34	8.5°
20.60	0.55	13°
36.80	0.25	20.5°
48.00	1.07	5°

En las siguientes tablas aparecen algunos de los valores obtenidos en las pruebas de laboratorio realizadas:

b) Estratigrafía y propiedades.

En base a los datos obtenidos en campo y laboratorio, la estratigrafía y propiedades del suelo son indicados en el Estudio de Mecánica de Suelos ya citado, de la siguiente forma:

PROFUNDIDAD (metros)	ESTRATO
0 - 4.40	"Arcilla limosa de consistencia blanda, de color café con un contenido de agua en promedio de 150% (CH)".
4.40 - 36.20	"Arcillas de consistencia blanda, de color verde, gris y café rojizo, con intercalaciones de arena y limo con fósiles. El contenido de agua, en promedio, es de 350% (CH)".
36.20 - 40.00	"Arcilla poco limosa, de color gris verdoso, de consistencia blanda a media, el contenido de agua en promedio es de 50 a 100%".
40.00 - 56.60	"Arcilla limosa con fósiles y poca arena fina de consistencia blanda a media, el contenido de agua en promedio es de 200%. Excepto de 44 a 47m.

donde se detecta una arcilla arenosa de color café oscuro, donde el contenido de humedad disminuye a 50%. La primera capa dura no se detectó".

56.0 - 60.05 "Limo arenoso compacto de color gris verdoso. El contenido de agua es en promedio de 30%".⁴

5. Cimentación de la Obra.

La cimentación de los silos es superficial, a base de una sustitución del material producto de la excavación por un material de relleno. El material es una mezcla de tezontle con limo tendido en capas de 20 cms. de espesor y compactado al 95% de su peso volumétrico seco máximo. La excavación tuvo 1.50m. de profundidad y se hizo en el área de apoyo de los silos (extendiéndose 2.0 m. a cada lado). Por encima del relleno se construyó una losa de concreto de 15 cms. de espesor con acero por temperatura, la cual constituye el piso de los silos.

Los túneles se construyeron una vez que se hubo sustituido totalmente el material del subsuelo por el relleno. Considerando que el nivel de desplante de los túneles es de 2.0 m. de profundidad, bajo el nivel de piso terminado de los silos y que el nivel freático se detectó a una profundidad de 2 y 2.65 metros, se estableció un sistema simple de abatimiento, el cual consistió en unas zanjas y un carcamo para las filtra-

ciones captadas por las zanjas.

Por otro lado, la bóveda metálica de forma elipsoidal que constituye la estructura de los silos se apoya en zapatas aisladas desplantadas a 1m. de profundidad. (ver figura No. II.4).

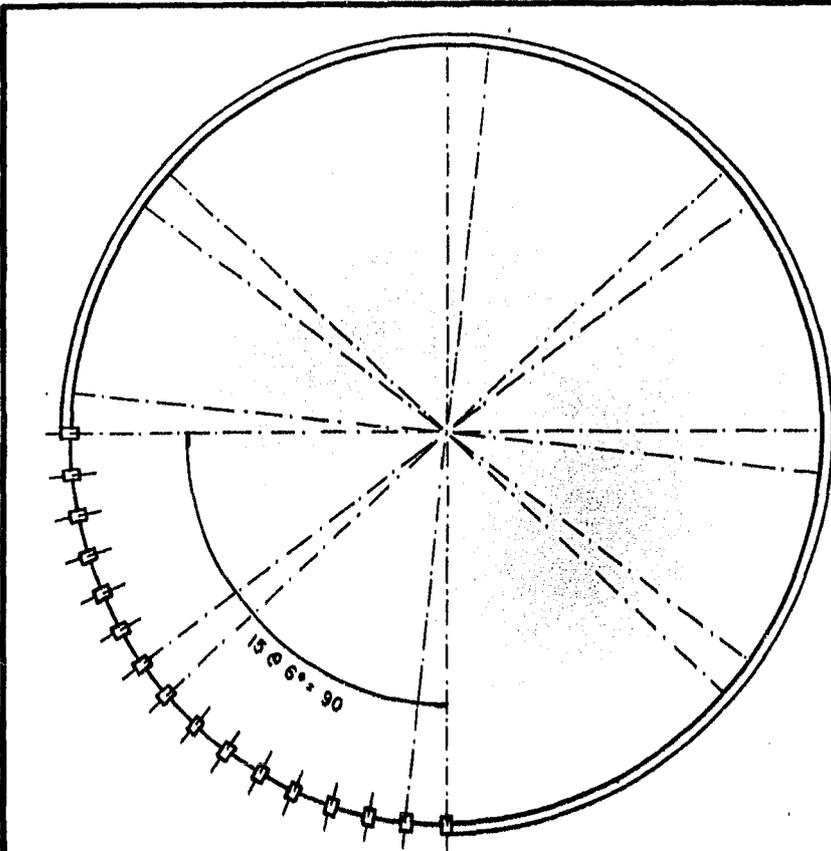
La cimentación de la bodega de aquintalado es también a base de un relleno estructural similar al efectuado para los silos; la carga, que es de 111 ton. por columna, es tomada por zapatas aisladas desplantadas a 1m. de profundidad.

En todos los casos, la capacidad de carga del relleno es de 15 t/m^2 .

Desde que se empezaron a construir los silos se recomendó efectuar nivelaciones mediante bancos de nivel superficial, por lo menos cada 15 días. Al término de la construcción se espaciaron al doble, o sea cada 30 días. En los túneles también se colocaron puntos de control que permiten hacer las nivelaciones de éstos, con el objeto de ver como se comportan al variar las cargas y el tiempo.

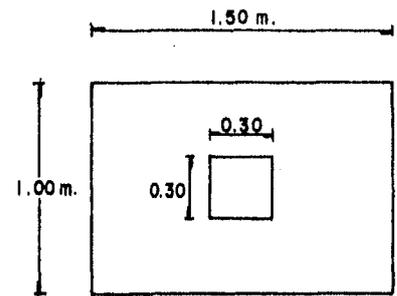
6. Conclusiones.

En el presente capítulo se ha hecho una descripción somera de las características principales de los silos "Lázaro Cárdenas". Se pretende que tal descripción ayude a la mejor comprensión de los fenómenos que se verán en los siguientes capítulos.



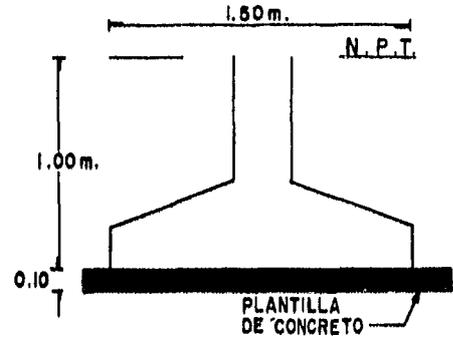
PLANTA CIMENTACION SILO

Escala 1: 5000 (3 pzas)



PLANTA

N.P.T. = Nivel de piso terminado (98.00)



ELEVACION

DIMENSIONES
ZAPATAS AISLADAS

FIGURA II. 4

El suelo, tal como se sospechaba, resultó ser una arcilla compresible con límites líquidos e índices plásticos muy elevados. No se encontró, el estrato permeable resistente (primera capa dura) que aparece normalmente a profundidades del orden de 30m. Es decir, se tiene un solo estrato impermeable de 60m. aproximadamente, con algunos lentes de arena intercalados en forma aleatoria. En el capítulo IV se verá la influencia de esa primera capa dura y que es lo que sucede en casos como el presente en las que no existe tal capa.

En lo que se refiere a las descargas de la obra sobre el suelo podemos comentar lo siguiente:

Existen descargas de dos tipos:

1.- Las estructurales.

Estas son independientes de la cantidad de grano que se maneje. Se deben sobre todo al peso y a los momentos que producen las estructuras, así como a cargas accidentales (sismo, viento, etc).

2.- Las debidas al almacenamiento del grano.

Estas dependen del peso del grano almacenado.

Hay una gran diferencia entre estos dos tipos de carga y consiste en que, mientras las primeras se transmiten al suelo a través de zapatas aisladas de pequeña superficie, las segundas se transmiten por medio de una losa de gran superficie.

Las presiones transmitidas al suelo por las zapatas aisladas se disipan con cierta rapidez, de manera que a relativa

poca profundidad el incremento de presión es ya despreciable. Por el contrario, al tener una superficie de apoyo tan grande, la carga debida al almacenamiento de grano, llega a profundidades mucho mayores. La presión en el suelo disminuye con mucha menor intensidad al ir aumentando la profundidad.

REFERENCIAS.

- 1.- Estudio de Mecánica de Suelos efectuado por Solum S.A. a A.N.D.S.A., para la cimentación de 3 silos metálicos ubicados en el poblado de la Magdalena, Municipio de Los Reyes, Edo. de México.- México 1979.- p. 4.
- 2.- Ob. cit.- p. 4.
- 3.- Ob. cit.- p. 5.
- 4.- Ob. cit.- p. 9 y 10.

BIBLIOGRAFIA.

- Estudio de Mecánica de Suelos, de SOLUM, S.A. a A.N.D.S.A.- México 1979.
- El Subsuelo y La Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México.- Simposio.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.- México 1978.

CAPITULO III

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO.

1. Introducción.

Toda obra de Ingeniería tiene como medio de sustentación al suelo. Al apoyarse en él, la obra le transmitirá presiones debidas a sus condiciones de carga. El comportamiento del suelo sobre el que se apoya la obra, estará determinado por una serie de factores entre los que podemos mencionar:

- Naturaleza del suelo.
- Cargas externas y momentos.
- Flujo de agua.

En el presente capítulo estudiaremos la influencia de la carga externa. Es lógico pensar que, a medida que nos alejamos de la superficie del suelo, la influencia de la sobrecarga impuesta va disminuyendo. A una cierta profundidad el suelo ya no sabrá que se le ha colocado una sobrecarga. Debemos, entonces, conocer cual es esa profundidad y como varía el esfuerzo al ir aumentando ésta. Para lograrlo, se requieren importantes conocimientos de La Mecánica del medio continuo. El suelo, sabemos bien, es un material heterogéneo cuyas propiedades varían de un centímetro a otro.

Actualmente los problemas de distribución de esfuerzos en la masa del suelo, distan mucho de estar resueltos. Una de las teorías más utilizadas es la de Boussinesq, en la que se hacen las siguientes hipótesis:

Semiinfinito
homogéneo
El medio es:
isótropo
linealmente elástico.

Las hipótesis anteriores no se cumplen, por lo general, en los suelos. Sin embargo, ante la dificultad que representa utilizar teorías más apegadas a la realidad, se opta en muchos casos por utilizar ésta. Además, de la aplicación de ella, "el Ingeniero Civil actual logra, en la inmensa mayoría de los casos prácticos, una estimación suficientemente aproximada de los fenómenos reales en que está interesado".¹

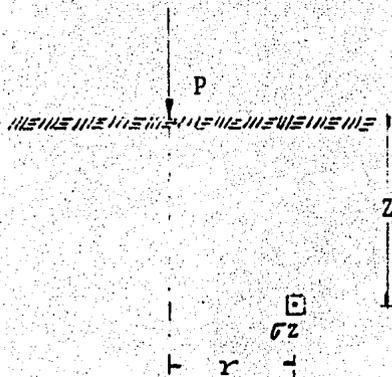
Por lo anterior, utilizaremos la Teoría de Boussinesq, para determinar la distribución de esfuerzos en el suelo de los silos.

2. Teoría de Boussinesq.

"Los esfuerzos que una sola carga vertical concentrada actuante en la superficie horizontal de un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, induce en los puntos de cualquier vertical trazada en el medio, fueron calculados por vez primera por Boussinesq."²

La expresión a la que llegó fué la siguiente:

$$\sqrt{z} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$



Como la carga existente en los silos no es puntual, usa remos algunas extensiones de la fórmula de Boussinesq para otras condiciones de carga.

Ya hemos dicho antes que el tipo de carga debido al almacenamiento del grano en los silos es de forma cónica. La solución analítica para este caso sólo ha sido desarrollada para los esfuerzos que se presentan al centro del área cargada. A continuación presentamos dicha solución:

Por sencillez, la función de carga se puede representar como se muestra en la figura III.1. La solución para esta función podrá ser entonces, restada a la función de la carga uniformemente repartida, para obtener así la solución deseada para la carga cónica (simétrica respecto al eje Z).

Como se muestra en la figura III.1.b. el esfuerzo buscado a lo largo del eje Z se puede obtener de la resta de los esfuerzos producidos por la función de carga de la fig. III.1.a.

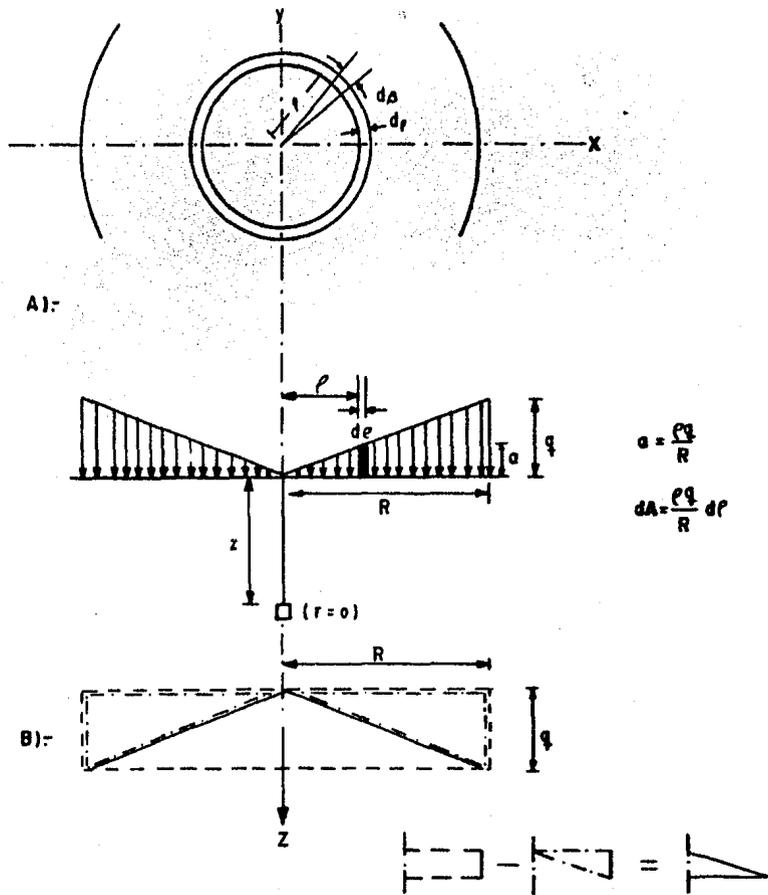
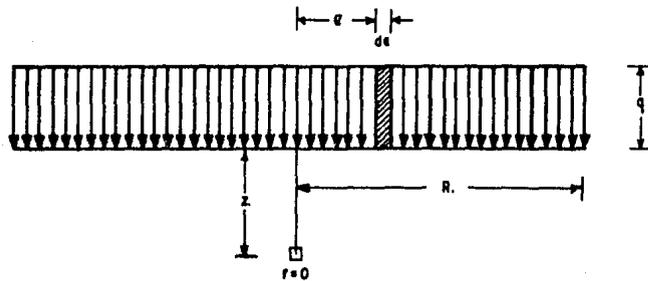
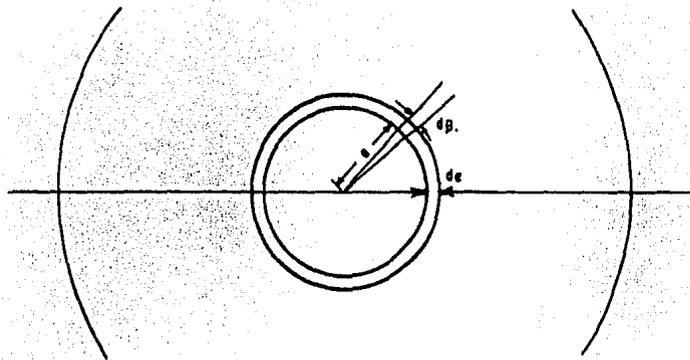


FIGURA III. 1.- ESFUERZO CENTRAL BAJO CARGA CONICA.- SOLUCION POR PARTES EN UN MEDIO FLEXIBLE, NO FRICCIONANTE.



$$dA = q de$$

FIG. III . 2 .- ESFUERZO CENTRAL BAJO CARGA CIRCULAR UNIFORME EN UN MEDIO FLEXIBLE, NO FRICCIÓNANTE .

y los de la carga uniforme. "3 En la misma figura III.1.a. la diferencial de carga esta dada por:

$$dp = \frac{e q}{R} de (e d\beta) = \frac{q}{R} e^2 de d\beta.$$

Sustituyendo dicha diferencial de carga en la expresi3n de Boussinesq para carga puntual y tomando integrales con respecto a β y a e obtenemos:

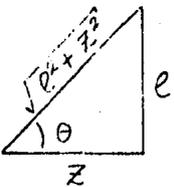
$$(\sigma_z)_{r=0} = \int_0^{2\pi} \int_0^R \frac{3q}{R} z^3 \frac{e^2 de d\beta}{(e^2 + z^2)^{5/2}}.$$

Integrando con respecto a β :

$$(\sigma_z)_{r=0} = \frac{3q}{R} z^3 \int_0^R \frac{e^2 de}{(e^2 + z^2)^{5/2}}$$

Integrando ahora con respecto a e :

Usemos el m3todo de sustituci3n trigonom3trica:



$$\tan \theta = \frac{e}{z} \quad e = z \tan \theta$$

$$e^2 = z^2 \tan^2 \theta \quad de = z \sec^2 \theta d\theta$$

$$\cos \theta = \frac{z}{\sqrt{e^2 + z^2}} \quad (e^2 + z^2)^{1/2} = \frac{z}{\cos \theta} = z \sec \theta$$

$$(e^2 + z^2)^{5/2} = z^5 \sec^5 \theta$$

sustituyendo en $\int_0^R \frac{e^2 de}{(e^2 + z^2)^{5/2}}$ nos queda:

$$\int_0^R \frac{z^2 \tan^2 \theta (z \sec^2 \theta) d\theta}{z^5 \sec^5 \theta} = \int_0^R \frac{\tan^2 \theta d\theta}{z^2 \sec^3 \theta}$$

sabemos que $\tan^2 \theta = \sec^2 \theta - 1$ entonces:

$$\int_0^R \frac{(\sec^2 \theta - 1) d\theta}{z^2 \sec^3 \theta} = \frac{1}{z^2} \int_0^R \frac{d\theta}{\sec \theta} - \frac{1}{z^2} \int_0^R \frac{d\theta}{\sec^3 \theta}$$

$$\frac{1}{z^2} \int_0^R \cos \theta d\theta - \frac{1}{z^2} \int_0^R \cos^3 \theta d\theta$$

pero: $\cos^2 \theta = 1 - \sin^2 \theta$ nos queda:

$$\frac{1}{z^2} \int_0^R \cos \theta \, d\theta - \frac{1}{z^2} \int_0^R (1 - \sin^2 \theta) \cos \theta \, d\theta$$

$$\frac{1}{z^2} \int_0^R \cos \theta \, d\theta - \frac{1}{z^2} \int_0^R \cos \theta \, d\theta + \frac{1}{z^2} \int_0^R \sin^2 \theta \cos \theta \, d\theta$$

$$\frac{1}{z^2} \int_0^R \sin^2 \theta \cos \theta \, d\theta = \frac{1}{3z^2} \sin^3 \theta \Big|_0^R$$

sustituyendo $\sin^3 \theta = \frac{e^3}{(e^2 + z^2)^{3/2}}$ obtenemos:

$$\frac{1}{3z^2} \frac{e^3}{(e^2 + z^2)^{3/2}} \Big|_0^R = \frac{1}{3z^2} \frac{R^3}{(R^2 + z^2)^{3/2}}$$

El esfuerzo σ_z será, por lo tanto:

$$(\sigma_z)_{r=0} = \frac{3qz^3}{R} \left[\frac{R^3}{3z^2 (R^2 + z^2)^{3/2}} \right] = qz \left[\frac{R^2}{(R^2 + z^2)^{3/2}} \right]$$

- 25 -

$$(\bar{\sigma}_z)_{r=0} = qz \left[\frac{R^2}{(z^2 \left(\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right))^{3/2}} \right] = qz \left[\frac{R^2}{z^3 \left(\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right)^{3/2}} \right]$$

Finalmente llegamos a:

$$(\bar{\sigma}_z)_{r=0} = q \left[\frac{\left(\frac{R}{z} \right)^2}{\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{3/2}} \right]$$

Para una carga circular uniforme y de acuerdo con la figura III.2 la diferencial de carga está dada por:

$$dp = q e \text{ de } d\beta.$$

sustituyendo en la expresión de Boussinesq y tomando integrales obtendremos:

$$(\bar{\sigma}_z)_{r=0} = \int_0^R \int_0^{2\pi} \frac{3qz^3}{2\pi} \frac{e \text{ de } d\beta}{(e^2 + z^2)^{5/2}}$$

integrando con respecto a β :

$$(\bar{\sigma}_z)_{r=0} = 3qz^3 \int_0^R \frac{e \text{ de}}{(e^2 + z^2)^{5/2}}$$

integrando ahora con respecto a e :

$$(\bar{\sigma}_z)_{r=0} = - \frac{qz^3}{(e^2 + z^2)^{3/2}} = - \frac{qz^3}{(R^2 + z^2)^{3/2}} + \frac{qz^3}{z^3}$$

$$(\bar{\sigma}_z)_{r=0} = q - \frac{q z^3}{z^3 \left(\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right)^{3/2}}$$

Finalmente llegamos a:

$$(\bar{\sigma}_z)_{r=0} = q \left[1 - \frac{1}{\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{3/2}} \right]$$

que es la distribución de esfuerzos centrales para -
carga circular uniforme

Por lo tanto, de la resta de 2 - 1 obtendremos la dis
tribución de esfuerzos bajo carga cónica.

$$(\bar{\sigma}_z)_{r=0} = q - \frac{q}{\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{3/2}} - \frac{q \left(\frac{R}{z} \right)^2}{\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{3/2}}$$

tomando comun denominador:

$$(\bar{\sigma}_z)_{r=0} = \frac{q \left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{3/2} - q \left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]}{\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{3/2}}$$

$$(\bar{\sigma}_z)_{r=0} = \frac{q \left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right] \left[\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{1/2} - 1 \right]}{\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]}$$

$$(\bar{\sigma}_z)_{r=0} = q \frac{\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{1/2} - 1}{\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{1/2}}$$

Finalmente obtenemos:

$$(\sigma_z)_{r=0} = q \left[1 - \frac{1}{\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{1/2}} \right]$$

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES AL CENTRO DE UNA AREA CIRCULAR, BAJO CARGA CONICA.

Para obtener los esfuerzos normales fuera de la linea central, es decir, para valores de $\frac{r}{R}$ diferentes de cero, se requieren tediosos cálculos numéricos difíciles de realizar. Por ello es conveniente considerar que aproximaciones se pueden hacer para la solución de problemas prácticos.

Los dos intentos más obvios de aproximación a una carga cónica son:

- a) Su remplazo por una función de carga continua que le sea similar. Parece obvio que la función de carga escogida será la parabólica.



- b) Su remplazo por una función de carga escalonada, es decir, por una serie de discos (cargas circulares uniformes) superpuestos.



Tanto la aproximación parabólica como la de serie de discos son conservadoras (es decir, producen esfuerzos normales mayores que los producidos por la carga cónica).⁴

3. Geometría de la Carga Cónica.

La forma que tendrá el cono de grano en cada silo dependerá de la inclinación de sus paredes. Esa inclinación estará en función del ángulo de reposo (ϕ) del grano. El ángulo ϕ depende a su vez de las características intrínsecas del maíz (humedad, peso, rugosidad, etc). Consideremos los siguientes ángulos:

$$\text{Grano húmedo } \phi = 28^\circ$$

$$\text{Grano seco } \phi = 22.5^\circ$$

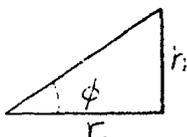
En cuanto al peso del cono, este depende del peso específico del maíz que en el presente caso es:

$$\gamma^1 \text{ maíz} = 0.729 \text{ T/m}^3$$

Evaluemos ahora el volumen, altura y radio del cono. El volumen está dado por:

$$V_c = \frac{1}{3} \pi r^2 h \text{ - - - - - (3)}$$

entre la base del cono y sus paredes inclinadas se forma el ángulo ϕ , entonces:



$$h = r \tan \phi \text{ - - - - - (4)}$$

El volumen del cono es también: $V_c = \frac{W_c}{\gamma_c}$ ----- (5)

sustituyendo (2) y (3) en (1):

$$\frac{W_c}{\gamma_c} = \frac{1}{3} \pi r^2 (r \tan \phi)$$

$$r = \sqrt[3]{\frac{3W_c}{\pi \gamma_c \tan \phi}} \text{ ----- (6)}$$

Así, conocido el peso total almacenado obtendremos por la expresión (5) el volumen del cono, por la (6) su radio y por la (4) su altura.

En la figura III.3 aparecen algunas gráficas relativas a la geometría de la carga. Algunos de los valores obtenidos fueron:

ϕ	PESO TOTAL TON.	VOLUMEN m ³	ALTURA m.	RADIO m.
28°	7,000	9,602	13.74	25.84
	15,000	20,576	17.71	33.31
	20,000	27,435	19.49	36.60
22.5°	7,000	9,602	11.63	28.08
	10,000	13,717	13.10	31.62
	16,000	21,498	15.32	37.00

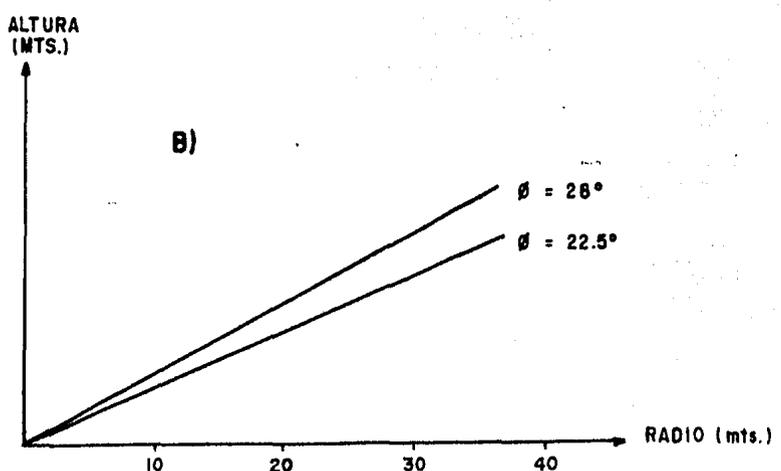
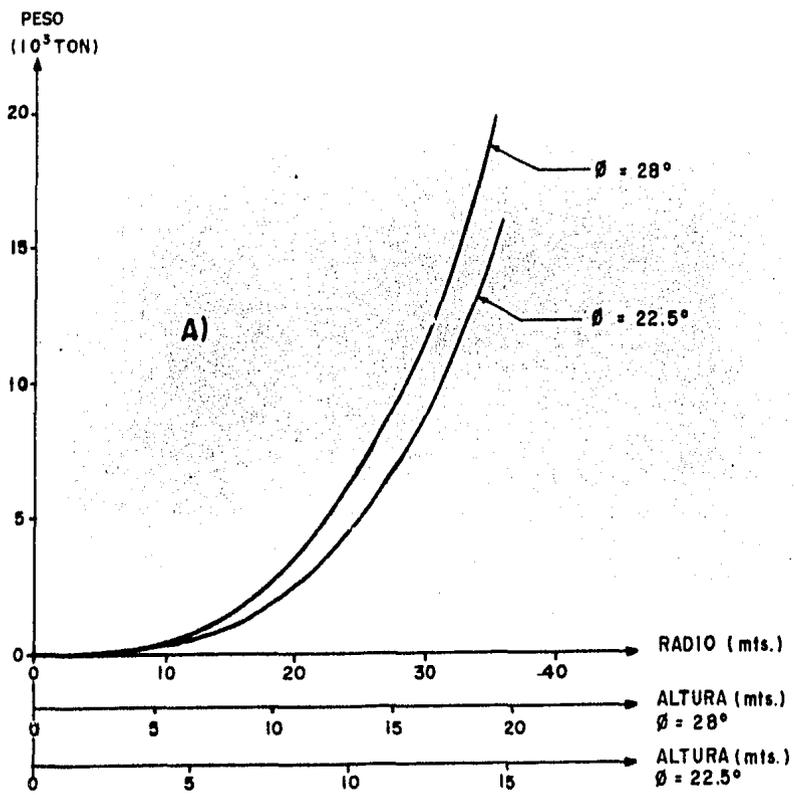


FIG. III. 3: GRAFICAS CORRESPONDIENTES A LA CARGA CONICA:
 a)-Variación del radio y la altura con el peso.
 b)-Relación altura vs. radio.

Podemos concluir que para un mismo peso:

- la altura del cono aumenta al aumentar ϕ
- el radio decrece al aumentar ϕ

4. Esfuerzos en el suelo debidos a la carga cónica.

- a) al centro del área cargada.

Utilizando la expresión que se dedujo, la cual se programó en una calculadora HP-41CV, se obtuvieron los resultados que a continuación presentamos (aparece, primero, en forma tabulada, la relación profundidad-esfuerzo correspondiente y segundo la gráfica de dichos valores). No hay que olvidar, además, que estos esfuerzos son los máximos que se presentan en la masa del suelo. Es decir, el esfuerzo máximo ocurre en la vertical que pasa por el centro del área, siendo la carga del tipo cónico. Así, para los pesos indicados en la tabla anterior, los resultados son, los que aparecen en las siguientes tablas:

CARGA CONICA

ΔREP.=?
 PESO ESP. =? 22.50 ***
 0.73 ***
 PESO TOTAL=?
 7,000.00 ***

R=28.00
 H=11.63

PROFUNDIDAD METROS	ESFUERZO TON/M**2
0.00	8.48
2.00	7.88
4.00	7.28
6.00	6.71
8.00	6.16
10.00	5.63
15.00	4.43
20.00	3.56
25.00	2.84
30.00	2.29
35.00	1.87
40.00	1.54
45.00	1.29
50.00	1.09
55.00	0.93
60.00	0.80

PLOT OF ENZ
 X <UNITS= 1.> ↓
 Y <UNITS= 1.> →
 0.00 9.00
 0.00

0.0!
 5.0!
 10.0!
 15.0!
 20.0!
 25.0!
 30.0!
 35.0!
 40.0!
 45.0!
 50.0!
 55.0!
 60.0!

CARGA CONICA

ΔREP.=?
 PESO ESP. =? 22.50 ***
 0.73 ***
 PESO TOTAL=?
 10,000.00 ***

R=31.62
 H=13.16

PROFUNDIDAD METROS	ESFUERZO TON/M**2
0.00	9.55
2.00	8.95
4.00	8.35
6.00	7.77
8.00	7.21
10.00	6.67
15.00	5.46
20.00	4.44
25.00	3.63
30.00	2.96
35.00	2.46
40.00	2.06
45.00	1.74
50.00	1.48
55.00	1.27
60.00	1.10
65.00	0.96
70.00	0.85

PLOT OF ENZ
 X <UNITS= 1.> ↓
 Y <UNITS= 1.> →
 0.0 10.0
 0.0

0.0!
 5.0!
 10.0!
 15.0!
 20.0!
 25.0!
 30.0!
 35.0!
 40.0!
 45.0!
 50.0!
 55.0!
 60.0!
 65.0!
 70.0!

CARGA CONICA

ΔREP.=?
 PESO ESP. =? 22.50 ***
 0.73 ***
 PESO TOTAL=?
 16,000.00 ***

R=36.95
 H=15.32

PROFUNDIDAD METROS	ESFUERZO TON/M**2
0.00	11.17
2.00	10.57
4.00	9.97
6.00	9.38
8.00	8.81
10.00	8.25
15.00	6.97
20.00	5.86
25.00	4.91
30.00	4.13
35.00	3.48
40.00	2.97
45.00	2.54
50.00	2.19
55.00	1.90
60.00	1.66
65.00	1.46
70.00	1.29
75.00	1.15
80.00	1.03

PLOT OF ENZ
 X <UNITS= 1.> ↓
 Y <UNITS= 1.> →
 0.0 12.0
 0.0

0.0!
 5.0!
 10.0!
 15.0!
 20.0!
 25.0!
 30.0!
 35.0!
 40.0!
 45.0!
 50.0!
 55.0!
 60.0!
 65.0!
 70.0!
 75.0!
 80.0!

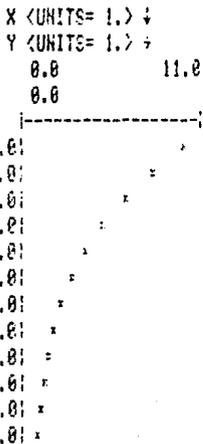
CARGA CONICA

ΔREP.=?
 28.00 ***
 PESO ESP. =? 0.73 ***
 PESO TOTAL=? 7,000.00 ***

R=25.94
 H=13.74

PROFUNDIDAD METROS	ESFUERZO TON/M**2
0.00	10.01
2.00	9.24
4.00	8.48
6.00	7.75
8.00	7.05
10.00	6.40
15.00	4.99
20.00	3.80
25.00	3.05
30.00	2.43
35.00	1.96
40.00	1.60
45.00	1.33
50.00	1.12
55.00	0.95

PLOT OF ENZ



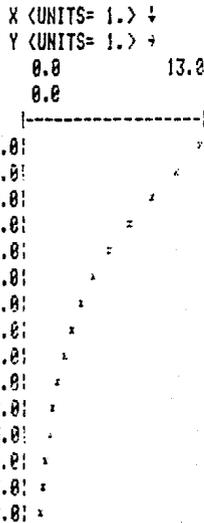
CARGA CONICA

ΔREP.=?
 28.00 ***
 PESO ESP. =? 0.73 ***
 PESO TOTAL=? 15,000.00 ***

R=33.31
 H=17.71

PROFUNDIDAD METROS	ESFUERZO TON/M**2
0.00	12.91
2.00	12.14
4.00	11.37
6.00	10.62
8.00	9.90
10.00	9.20
15.00	7.61
20.00	6.26
25.00	5.16
30.00	4.27
35.00	3.56
40.00	2.99
45.00	2.53
50.00	2.17
55.00	1.87
60.00	1.62
65.00	1.42
70.00	1.25

PLOT OF ENZ



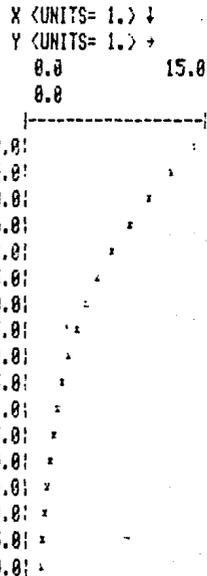
CARGA CONICA

ΔREP.=?
 28.00 ***
 PESO ESP. =? 0.73 ***
 PESO TOTAL=? 20,000.00 ***

R=36.66
 H=19.49

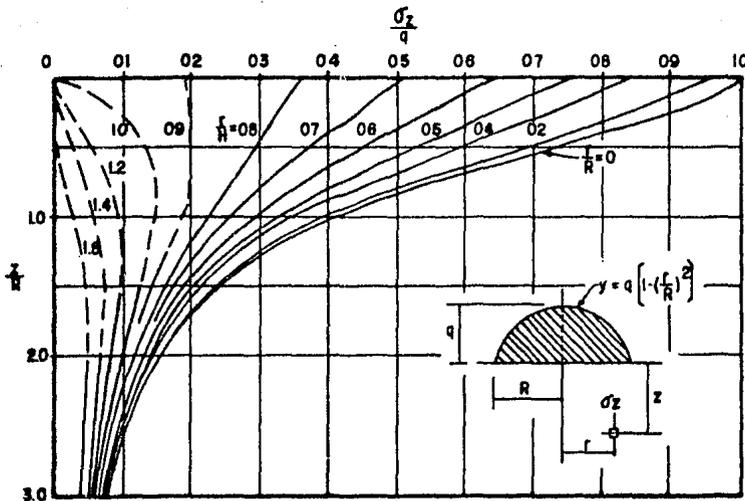
PROFUNDIDAD METROS	ESFUERZO TON/M**2
0.00	14.21
2.00	13.44
4.00	12.67
6.00	11.92
8.00	11.18
10.00	10.47
15.00	8.83
20.00	7.40
25.00	6.26
30.00	5.21
35.00	4.40
40.00	3.73
45.00	3.19
50.00	2.75
55.00	2.39
60.00	2.08
65.00	1.83
70.00	1.62
75.00	1.44
80.00	1.25

PLOT OF ENZ



b) Esfuerzos fuera del centro del área cargada.

Una vez conocidos los esfuerzos centrales procedamos ahora a calcular los esfuerzos que se presentan en el perímetro del área cargada. Ya hemos dicho que existen dos aproximaciones para lograrlo. Utilizaremos la primera de ellas, es decir, la aproximación parabólica. Para ello utilizaremos la siguiente gráfica:



CARGA PARABOLICA SOBRE UNA SUPERFICIE CIRCULAR

En adelante sólo calcularemos esfuerzos perimetrales para el cono, cuyo ángulo de reposo es 22.5° . Hasta ahora, en los silos, el maíz usado ha sido el seco, el cual tiene un $\phi = 22.5^\circ$. Para el ángulo $\phi = 28^\circ$ los esfuerzos son mayores y por lo tanto, la situación es aún más crítica.

Haciendo uso de la gráfica antes mostrada y para 7000, 10,000 y 16,000 toneladas, obtenemos las siguientes tablas de valores (que nos dan: esfuerzos al centro, a un tercio del centro, a dos tercios y en el perímetro).

Z	ESFUERZO σ_z				
	PERIMETRO			CENTRO	
	r=R	r=2/3R	r=1/3R	r=0 *	r=0 * *
		PESO TOTAL = 7000 TON.			
0	0	4.75	7.55	8.48	8.48
1	0.08	4.66	7.46	8.19	8.42
2	0.26	4.58	7.29	7.88	8.34
5	0.59	4.24	6.78	6.99	7.94
10	1.02	3.82	5.93	5.63	6.95
15	1.19	3.39	5.26	4.48	6.03
20	1.23	2.97	4.32	3.56	5.09
25	1.24	2.54	3.56	2.84	4.00
30	1.21	2.12	2.88	2.29	3.22
40	1.10	1.61	2.03	1.54	2.20
50	0.93	1.27	1.44	1.09	1.53
75	0.68	0.76	0.81	0.54	0.81
		PESO TOTAL = 10,000 TON.			
0	0	5.40	8.45	9.55	9.55
1	0.10	5.35	8.40	9.25	9.50
2	0.19	5.25	8.31	8.95	9.45
5	0.62	4.97	7.83	8.06	9.17
10	1.05	4.49	7.07	6.67	8.31
15	1.29	4.01	6.40	5.46	7.50
20	1.38	3.53	5.35	4.44	6.11
25	1.43	3.06	4.30	3.63	4.97
30	1.40	2.77	3.72	2.98	4.20
40	1.24	1.91	2.48	2.06	2.67
50	1.15	1.62	2.05	1.48	2.20
75	0.81	0.95	1.05	0.75	1.19

ESFUERZO σ_z

Z	PERIMETRO			CENTRO	
	r=R	r=2/3R	r=1/3R	r=0 *	r=0 * *
		PESO TOTAL	=	16,000	TON.
0	0	6.31	9.88	11.17	11.17
1	0.11	6.25	9.83	10.87	11.11
2	0.22	6.14	9.72	10.57	11.06
5	0.56	5.92	9.38	9.67	10.83
10	1.12	5.36	8.60	8.25	10.16
15	1.40	4.91	7.82	6.97	9.16
20	1.56	4.36	6.81	5.86	7.93
25	1.62	4.02	6.14	4.91	7.15
30	1.68	3.57	5.14	4.13	5.81
40	1.62	2.79	3.85	2.97	4.24
50	1.45	2.29	2.90	2.19	3.13
75	1.12	1.40	1.56	1.15	1.79

PERIMETRO

CENTRO

* Esfuerzos obtenidos mediante la expresión deducida para una carga cónica.

* * Esfuerzos obtenidos mediante la aproximación parabólica (o sea, usando la última figura).

Es claro que mediante la aproximación parabólica se obtienen esfuerzos mayores que los que realmente produce la carga cónica (baste comparar las dos últimas columnas de la tabla anterior). En las figuras III.4, III.5 y III.6 se han dibujado las isóbaras (curvas de igual presión) que se presentan en el suelo de los silos para las sobrecargas indicadas.

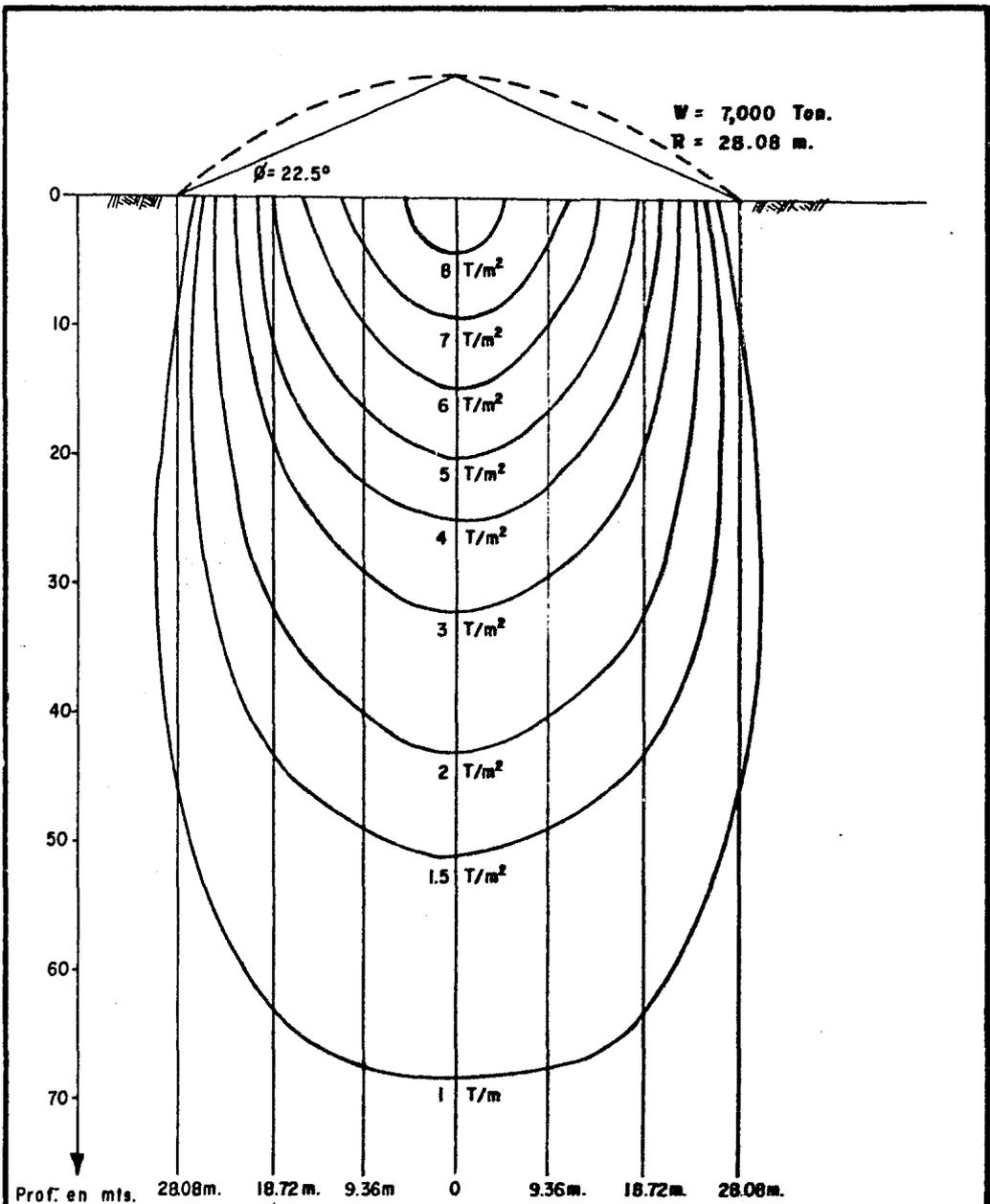
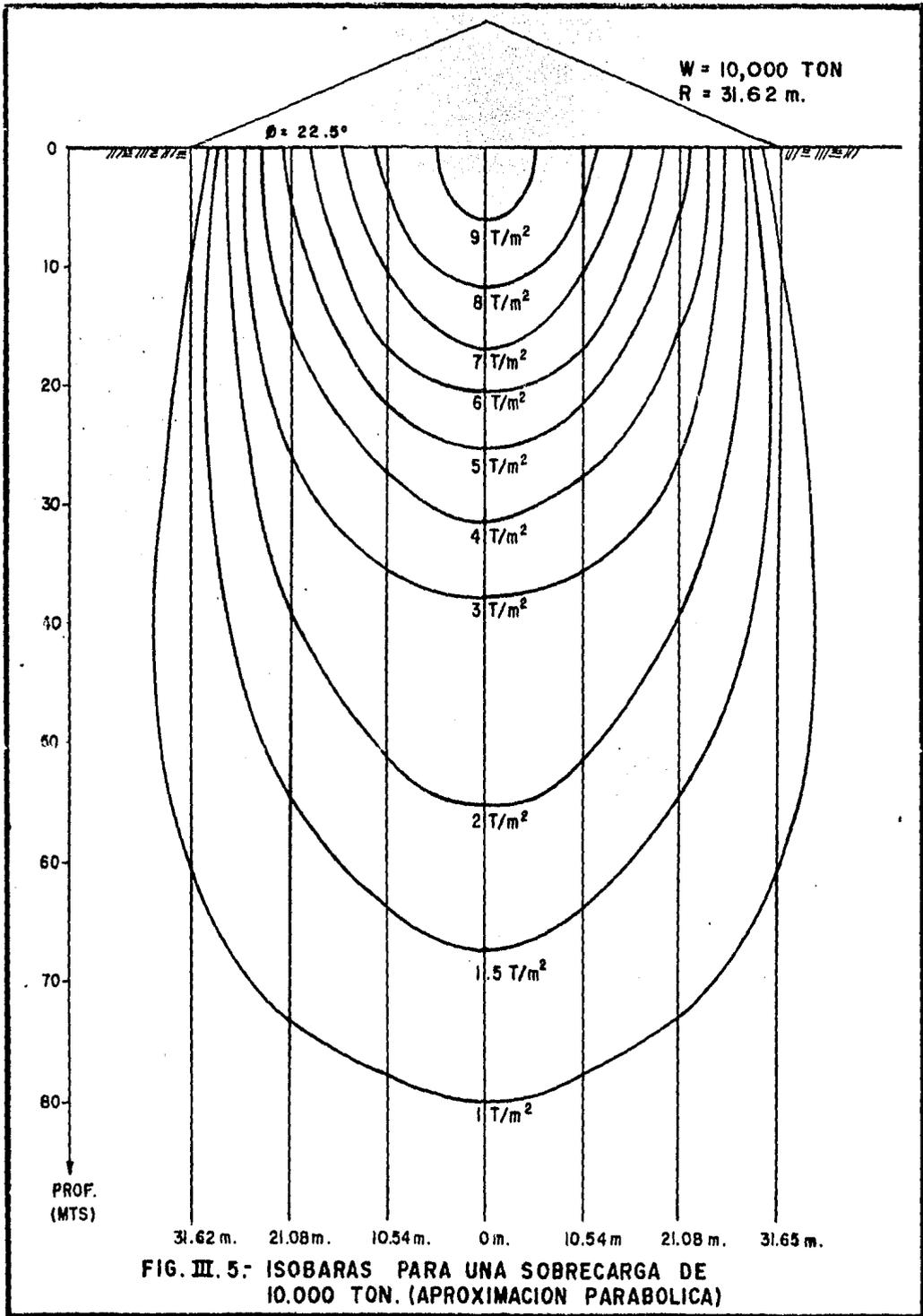
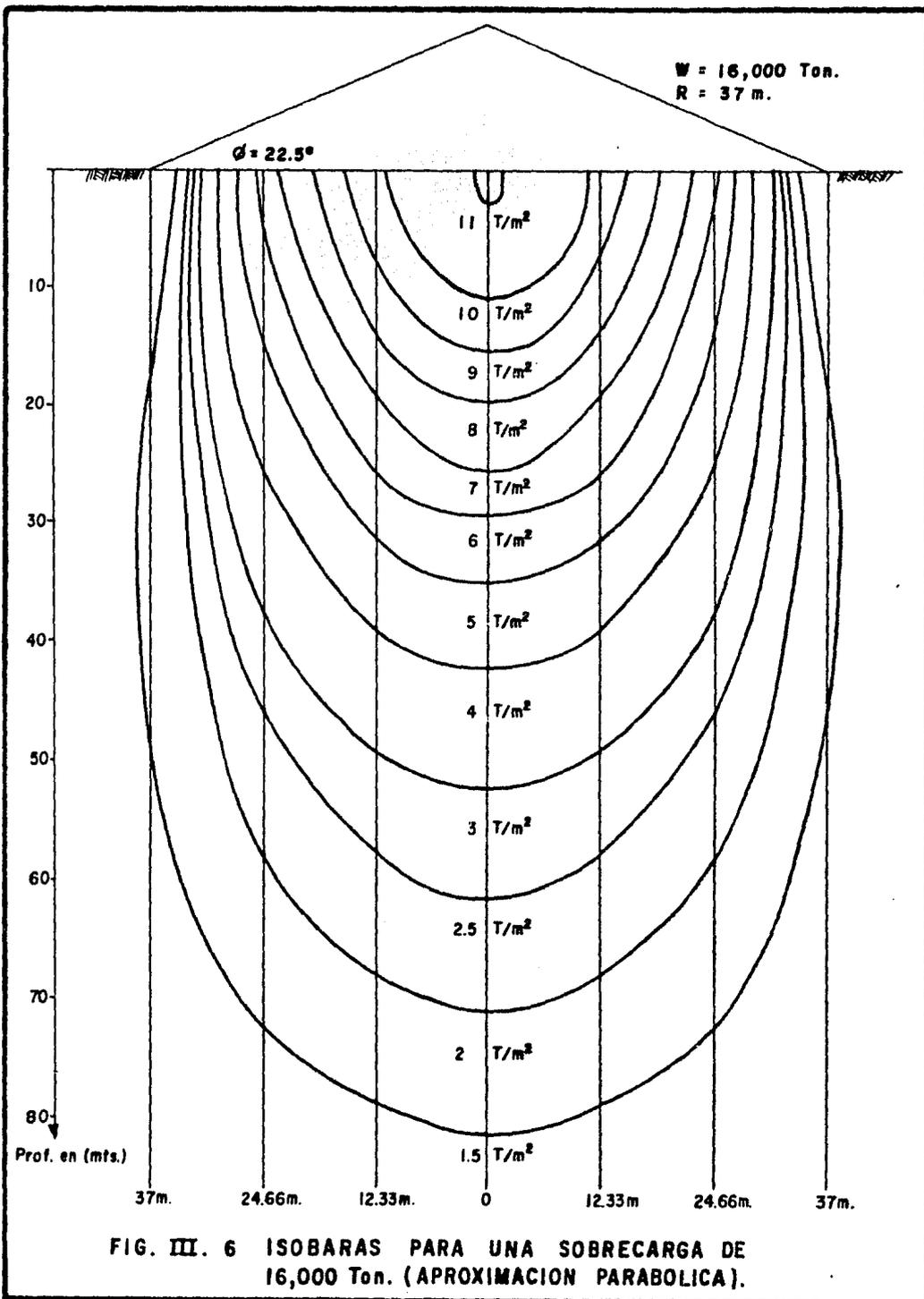


FIG. III. 4 ISOBARAS PARA UNA SOBRECARGA DE 7,000 Ton. (APROXIMACION PARABOLICA).





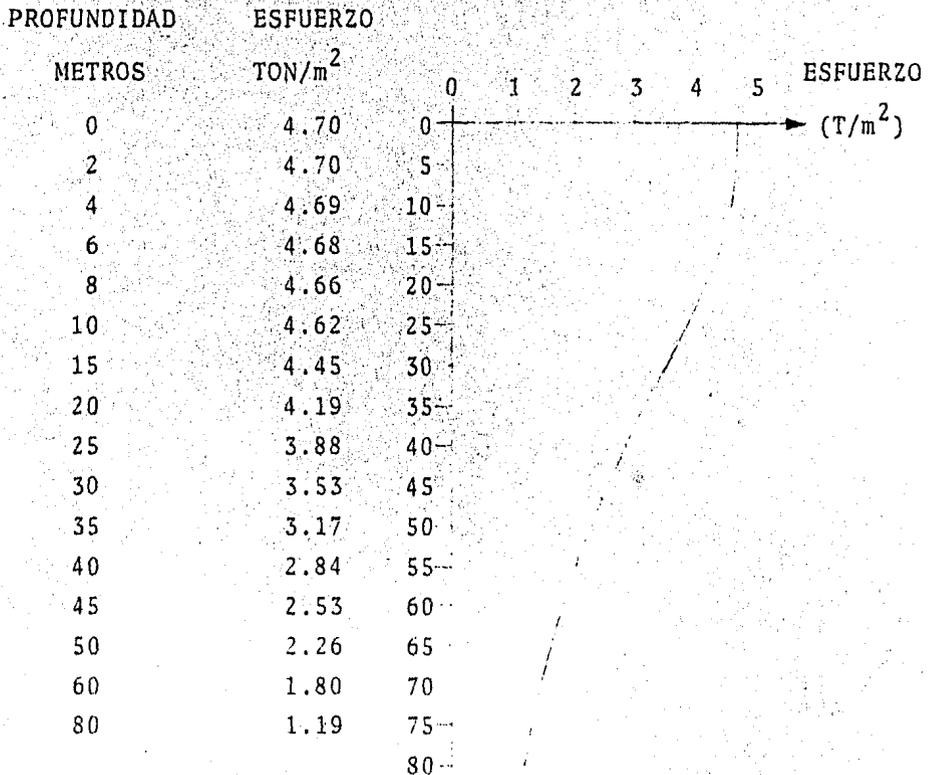
5. Esfuerzos en el suelo debidos a la carga circular uniforme de diseño (4.7 T/m²).

a) al centro del área cargada.

Utilizaremos la expresión (2):

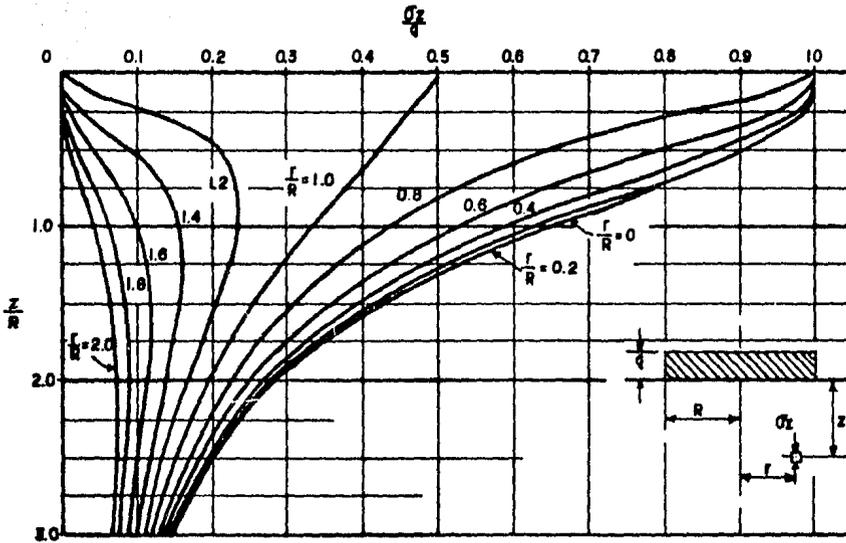
$$\sigma_z = q \cdot \frac{1}{\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{3/2}}$$

Los valores obtenidos son los siguientes:



b) Esfuerzos fuera del centro del área cargada.

Procediendo de la misma forma que en el inciso anterior, sólo que ahora utilizando la gráfica III. 7 obtenemos:



CARGA CIRCULAR UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA.

GRAFICA III.7

PESO TOTAL = 20,000 TON.

Z	r=R	r=2/3R	r=1/3R	r=0
0	2.35	4.70	4.70	4.70
1	2.33	4.68	4.69	4.70
2	2.30	4.66	4.69	4.70
5	2.21	4.51	4.65	4.69
10	2.12	4.14	4.56	4.62
15	2.02	3.71	4.37	4.45
20	1.93	3.24	4.00	4.19
25	1.81	2.87	3.71	3.88
30	1.72	2.63	3.34	3.53
40	1.50	2.12	2.68	2.84
50	1.27	1.74	2.12	2.26
75	0.89	1.08	1.25	1.31

En la figura III.8 aparecen las isobaras que se presentan en el suelo para la sobrecarga circular uniforme de 4.7 T/m^2 .

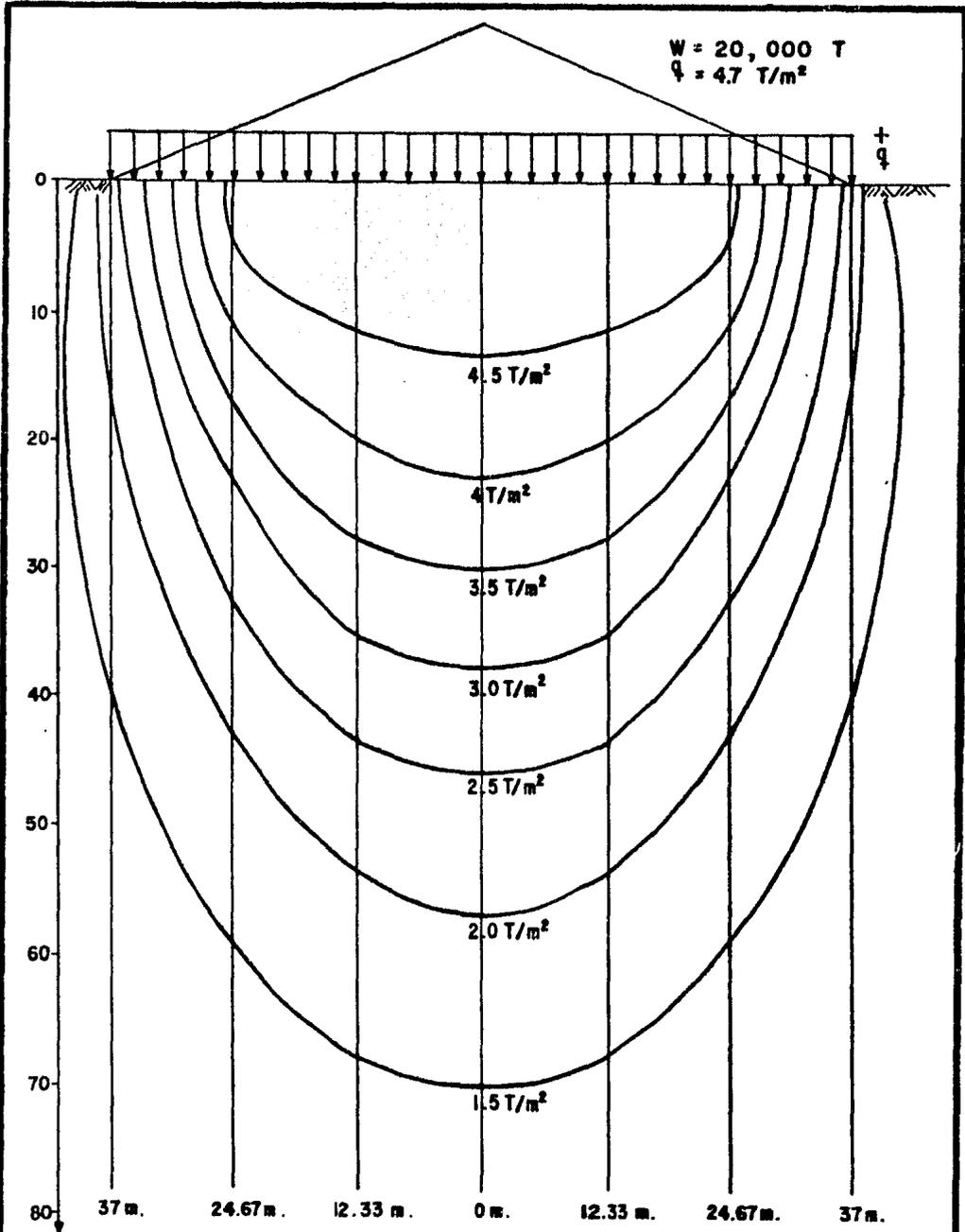
Al analizar las isobaras que produce la carga cónica, se aprecia como, la influencia de un silo sobre el suelo del otro, es prácticamente despreciable (Figuras III.4, III.5 y III.6). Es decir, podemos considerar que las presiones debajo de cada silo son las mismas (siempre y cuando el peso de los conos sea el mismo).

Si observamos las isobaras de la figura III.9 o sea, las que produce la carga circular uniforme, veremos que la influencia de un silo sobre el otro es de mucha mayor importancia. Existe una superposición de presiones en una franja de aproximadamente 15 mts. en las orillas de los silos. En ciertos puntos de esta franja los esfuerzos que se presentan incluso son mayores que los esfuerzos centrales a la misma profundidad (por ejemplo: el esfuerzo en los puntos A que es por superposición de 2.5 T/m^2 a una profundidad de 47.5 m. es mayor que el esf. central a esa misma profundidad).

La anterior puede ya establecerse como una diferencia importante entre los dos tipos de carga; la cónica y la circular uniforme. A continuación se indicaran otras.

6. Comparación de los esfuerzos producidos.

Hemos ya analizado los esfuerzos que producen tanto la



PROF.
(MTS)

FIG. III. 8: ISOBARAS PARA UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA IGUAL A 4.7 T/m²

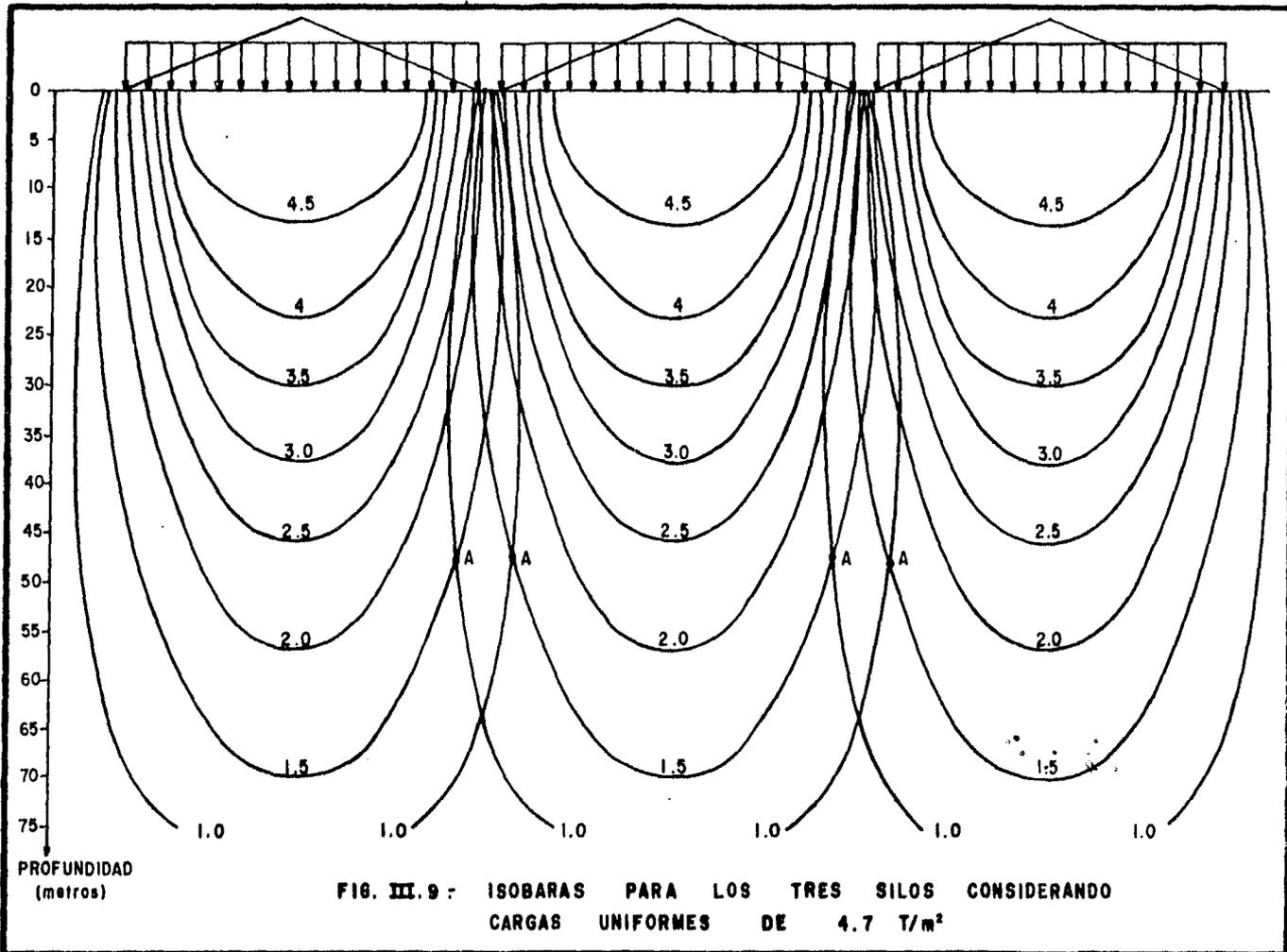


FIG. III.9 - ISOBARAS PARA LOS TRES SILOS CONSIDERANDO CARGAS UNIFORMES DE 4.7 T/m^2

carga cónica como la carga circular uniforme.

Los máximos se producen al centro y son:

CARGA CONICA			CARGA CIRCULAR UNIFORME		
PROF. (MTS.)	CARGA (TON)	ESF. MAXIMO (T/m ²)	PROF. (MTS.)	CARGA (TON)	ESF. MAXIMO (T/m ²)
	7,000	8.48			
0	10,000	9.55	0	20,000	4.70
	16,000	11.17			

Claramente se observa que aun la carga de 7,000 toneladas con distribución cónica produce esfuerzos mucho mayores (1.8 veces) que la carga de 20,000 toneladas con distribución circular uniforme. La carga cónica de 16,000 ton. produce esfuerzos 2.37 veces mayores que la c.c.u. de 4.7 T/m².

Es evidente, pues, que al tomar la carga de 4.7 T/m² como la de diseño, se subestimó notablemente la magnitud de los esfuerzos a los que está sujeto el suelo. Los problemas originados por ésta situación se discutirán en el siguiente capítulo, en el que se hablará de los asentamientos producidos en la obra.

7. Esfuerzos efectivos en el suelo.

Una vez conocidos los efectos de la sobrecarga en el

suelo de apoyo, procedamos ahora a calcular los esfuerzos efectivos a los que está sometido el suelo. Dichos esfuerzos los calcularemos al centro de los silos.

a) Esfuerzos efectivos al empezar a funcionar la obra.

De acuerdo con el sondeo profundo efectuado por el estudio original de mecánica de suelos, presentamos (en la tabla III.1) los valores de peso específico, esfuerzo total, presión de poro, esfuerzo efectivo, sobrecarga (para 7,000, 10,000 y 16,000 toneladas) y esfuerzo efectivo más sobrecarga en el suelo de apoyo de los silos.

b) Esfuerzos en el suelo de los silos de acuerdo al sondeo realizado en mayo de 1983.

En mayo de 1983 se realizó un sondeo profundo (hasta una profundidad de 60m). Se instalaron, además piezómetros hasta una profundidad de 50 m., con el objeto de medir el abatimiento de la presión de poro \bar{u} . Estas curvas de abatimiento se han mantenido prácticamente iguales hasta diciembre de 1983. El aumento de la presión efectiva \bar{p} por efecto del bombeo se ve claramente en la tabla III.2 y figura (III.11) que se presentan a continuación. La carga de preconsolidación P_c alcanza, en la mayor parte del estrato, valores mayores que $\bar{p} + \Delta p$, lo que significa que el suelo de los silos es un suelo fuertemente preconsolidado que ha soportado, en el pasado, esfuerzos mayores que los actuales (es decir, se trata de un suelo sobreconsolidado).

TABLA III.1

z	δ m.	P	\bar{u}	\bar{P}	ΔP			ΔP	$\bar{P} + \Delta P$			$\bar{P} + \Delta P$
					T / m ²			T/m ²	T / m ²			T/m ²
m	T/m ³	T/m ²	T/m ²	T/m ²	7,000	10,000	16,000	4,000	7,000	10,000	16,000	4,000
0	1.218	0	0	0	8.48	9.55	11.17	4.70	8.48	9.55	11.17	4.70
1.50	1.267	1.83	0	1.83	8.03	9.10	10.72	4.70	9.86	10.93	12.55	6.53
4.00	1.268	5.00	2	3.00	7.28	8.35	9.97	4.69	10.28	11.35	12.97	7.69
12.50	1.289	15.78	10.50	5.28	5.03	6.04	7.59	4.55	10.31	11.32	12.87	9.83
18.10	1.359	23.00	16.10	6.90	3.88	4.81	6.26	4.30	10.78	11.71	13.16	11.20
24.85	1.270	32.17	22.85	9.32	2.86	3.65	4.94	3.89	12.18	12.97	14.26	13.21
32.75	1.335	42.21	30.75	11.46	2.04	2.68	3.76	3.33	13.50	14.14	15.22	14.79
38.10	1.704	49.35	36.10	13.25	1.65	2.20	3.16	2.96	14.90	15.45	16.41	16.21
40.65	1.234	53.69	38.65	15.04	1.50	2.01	2.91	2.80	16.54	17.05	17.95	17.84
44.35	1.816	58.26	42.35	15.91	1.32	1.77	2.59	2.57	17.23	17.68	18.50	18.48
47.40	1.257	63.80	45.40	18.40	1.18	1.61	2.36	2.40	19.58	20.01	20.76	20.80
48.00	1.250	64.55	46.00	18.55	1.16	1.57	2.32	2.36	19.71	20.12	20.87	20.91
52.35	1.360	70.00	50.35	19.65	1.01	1.38	2.05	2.14	20.66	21.03	21.70	21.79
56.75	1.280	75.97	54.75	21.22	0.88	1.21	1.81	1.94	22.10	22.43	23.03	23.16
59.00		78.85	57.00	21.85	0.82	1.13	1.71	1.84	22.67	22.98	23.56	23.69

La gráfica de la tabla anterior aparece en la figura III.10.

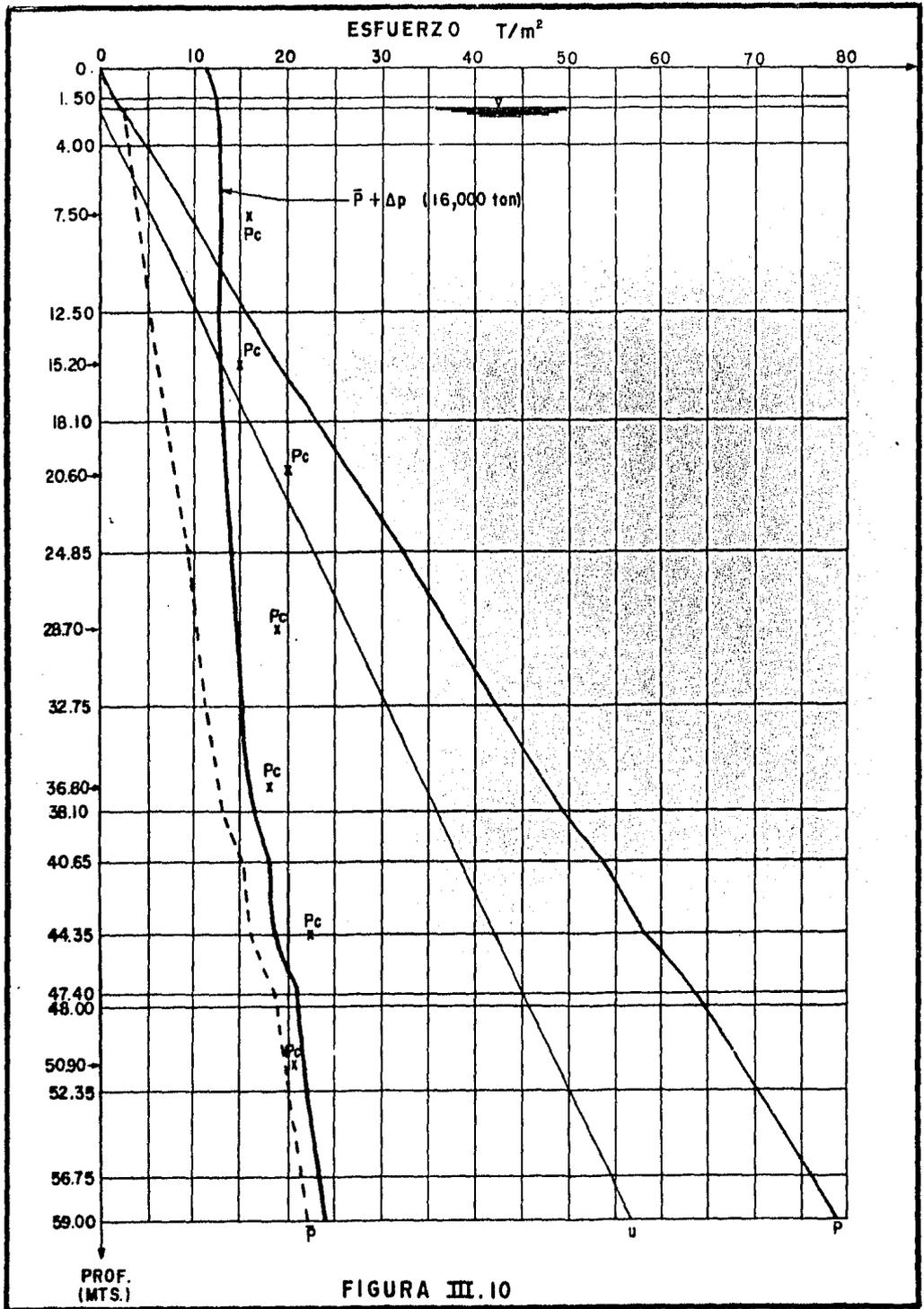
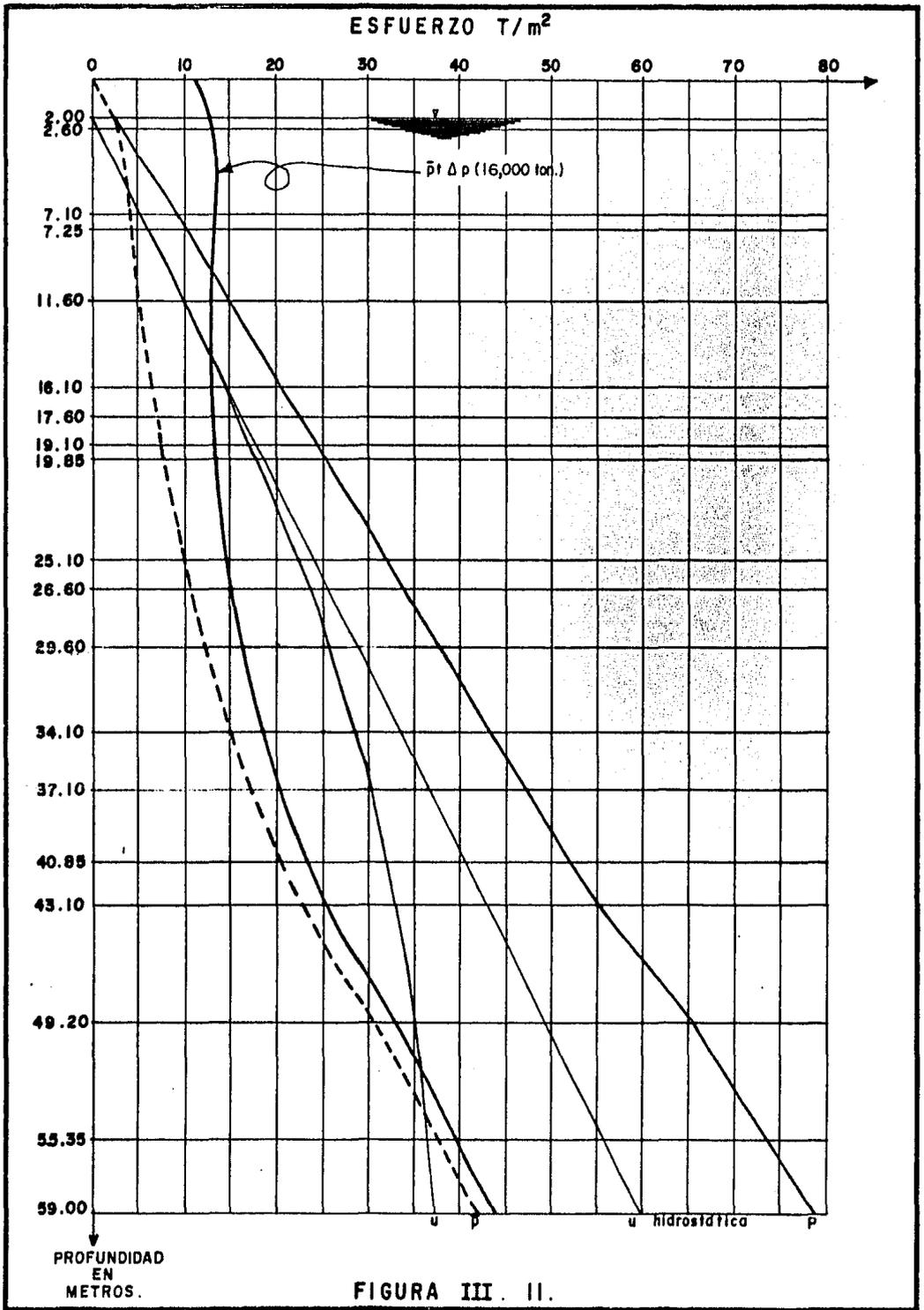


TABLA III.2

z	γ_m	P	\bar{u}	\bar{P}	ΔP			ΔP	$\bar{P} + \Delta P$			$\bar{P} + \Delta P$
					7,000	10,000	16,000	4,000	7,000	10,000	16,000	4,000
m.	T/m ³	T/m ²	T/m ²	T/m ²	T/m ²							
0	1.22	0	0	0	8.48	9.55	11.17	4.70	8.48	9.55	11.17	4.70
2.00	1.47	2.44	0	2.44	7.88	8.95	10.57	4.70	10.32	11.39	13.01	7.14
2.60	1.29	3.32	0.60	2.72	7.70	8.77	10.39	4.70	10.42	11.49	13.11	7.42
7.10	1.48	9.13	5.10	4.03	6.40	7.46	9.06	4.67	10.43	11.49	13.09	8.70
7.85	1.17	10.24	5.85	4.39	6.20	7.25	8.85	4.66	10.59	11.64	13.24	9.05
11.60	1.29	14.62	9.60	5.02	5.24	6.26	7.83	4.57	10.26	11.28	12.85	9.59
16.10	1.34	20.43	14.10	6.33	4.26	5.22	6.71	4.40	10.59	11.55	13.04	10.73
17.60	1.19	22.44	15.60	6.84	3.98	4.91	6.37	4.33	10.82	11.75	13.21	11.17
19.10	1.31	24.22	17.10	7.12	3.71	4.61	6.04	4.25	10.83	11.73	13.16	11.37
19.85	1.20	25.21	17.85	7.36	3.58	4.47	5.89	4.20	10.94	11.83	13.25	11.56
25.10	1.26	31.51	22.00	9.51	2.83	3.61	4.90	3.87	12.34	13.12	14.41	13.38
26.60	1.35	33.40	23.26	10.20	2.65	3.40	4.65	3.77	12.85	13.60	14.85	13.97
29.60	1.21	37.45	25.60	11.85	2.33	3.02	4.19	3.55	14.18	14.87	16.04	15.40
34.10	1.38	42.89	28.40	14.49	1.93	2.55	3.60	3.24	16.42	17.04	18.09	17.73
37.10	1.20	47.03	29.70	17.33	1.72	2.28	3.26	3.03	19.05	19.61	20.59	20.36
40.85	1.39	51.53	31.40	20.13	1.49	2.00	2.89	2.79	21.62	22.13	23.02	22.92
43.10	1.66	54.66	32.40	22.26	1.37	1.85	2.69	2.65	23.63	24.11	24.95	24.91
49.20	1.33	64.79	34.70	30.09	1.11	1.52	2.24	2.30	31.20	31.61	32.33	32.39
55.35	1.28	72.97	36.00	36.97	0.92	1.26	1.88	2.00	37.89	37.23	38.85	38.97
59.00		77.64	36.40	41.24	0.82	1.13	1.71	1.84	42.06	42.37	42.95	43.08

En la gráfica III.11 aparece la gráfica de los esfuerzos que se presentan en el suelo de los silos a partir del sondeo realizado en mayo de 1983.



8. Conclusiones.

En el presente capítulo hemos visto la aplicación de la teoría de Boussinesq a la carga cónica que se presenta en los Silos "Lázaro Cárdenas". Partiendo de la expresión del esfuerzo en un medio homogéneo, isótropo y linealmente elástico en el que actúa una carga puntual P , se dedujo la expresión para esfuerzos centrales con carga cónica. Se hizo, después, una comparación entre los esfuerzos producidos por la carga cónica y los producidos por una carga circular uniforme. Las diferencias son claras. Los esfuerzos de la primera son mucho mayores que los de la segunda.

Finalmente se obtuvieron los esfuerzos en el suelo debidos a la presión efectiva más la sobrecarga ($\bar{p} + \Delta\rho$). Se aprecia como al extraer agua del suelo la presión de poro (\bar{u}) disminuye. Sin embargo, la presión total (p) se mantiene constante. De acuerdo con lo anterior y recordando la expresión de Terzaghi $p = \bar{p} + \bar{u}$ concluimos que para que dicha expresión se cumpla, la presión efectiva (\bar{p}) tiene que aumentar en la misma proporción que \bar{u} disminuye.

En el siguiente capítulo, en el que se hablará de los asentamientos en los silos, se verá cual es el resultado de ese aumento de la presión efectiva (\bar{p}).

9. Anexo.

El programa que aparece en este anexo fué el que se uti-

lizó para obtener los esfuerzos centrales bajo carga cónica, basados en la teoría de Boussinesq.

Este programa es sumamente sencillo y, si se incluye en este trabajo, se debe sobre todo a tratar de despertar el interés por el uso de calculadoras de bolsillo programables, si es que no se cuenta con un sistema más poderoso. La calculadora usada, en este caso, fué la Hewlett Packard 41-CV y su impresora. El programa puede también ser corrido sin el uso de la impresora.

El Listado del programa es el que aparece en la siguiente página:

01*LBL *CONICA*
02*LBL 00
03 CF 01
04 FIX 2
05 SF 12
06 *CARGA CONICA*
07 AVIEW
08 PSE
09 ADV
10 CF 12
11 *REP.=*
12 AVIEW
13 STOP
14 FS? 55
15 PRX
16 TAN
17 STO 14
18 *PESO ESP. =*
19 AVIEW
20 STOP
21 FS? 55
22 PRX
23 STO 15
24*LBL 01
25 CF 05
26 *PESO TOTAL=*
27 AVIEW
28 STOP
29 FS? 55
30 PRX
31 RCL 15
32 /
33 3
34 *
35 PI
36 /
37 RCL 14
38 /
39 3
40 1/X
41 YTX
42 STO 16
43 *R=*
44 ARCL X
45 AVIEW
46 PSE
47 RCL 14
48 *
49 *H=*
50 ARCL X
51 AVIEW
52 PSE
53 STO 12
54 RCL 16
55 3
56 *
57 INT
58 1000

59 /
60 2 E-5
61 +
62 STO 13
63 FS? 55
64 XEQ 06
65*LBL 02
66 CLA
67 10
68 RCL 13
69 INT
70 XCV?
71 *+*
72 FS? 55
73 *+*
74 FC? 55
75 *Z=*
76 ARCL X
77 FC? 55
78 *+ MTS.*
79 FS? 55
80 *+*
81 FS? 55
82 ACA
83 FC? 55
84 AVIEW
85 XEQ *ENZ*
86 FC? 55
87 *S2=*
88 FS? 55
89 *+*
90 ARCL X
91 FC? 55
92 GTO 05
93 ACA
94 PRBUF
95 GTO 04
96*LBL 05
97 AVIEW
98 STOP
99*LBL 04
100 RCL 15
101 RCL 12
102 *
103 .1
104 *
105 X??
106 GTO 07
107 FS? 05
108 GTO 03
109 10
110 RCL 13
111 XCV??
112 GTO 03
113 3 E-5
114 ST+ 13
115 SF 05
116*LBL 03
117 ISG 13
118 GTO 02
119*LBL 07
120 SF 01
121 FC? 55
122 GTO 01
123 0

124 STO 00
125 STO 04
126 RCL 15
127 RCL 12
128 *
129 INT
130 1
131 +
132 STO 01
133 3
134 STO 03
135 1 E-4
136 STO 08
137 RCL 13
138 INT
139 1 E-4
140 +
141 STO 09
142 5
143 STO 10
144 *ENZ*
145 ASTO 11
146 XROM *PRPLOTP*
147 ADV
148 STOP
149 GTO 06
150*LBL *ENZ*
151 FS? 01
152 STO 13
153 RCL 13
154 INT
155 X=0?
156 1 E-4
157 RCL 16
158 /
159 1/X
160 X+2
161 1
162 +
163 .5
164 YTX
165 1/X
166 CHS
167 1
168 +
169 RCL 12
170 RCL 15
171 *
172 *
173 RTN
174*LBL 06
175 *PROFUNDIDAD*
176 ACA
177 *ESFUERZO*
178 ACA
179 PRBUF
180 * METROS*
181 ACA
182 * TON/M**2*
183 ACA
184 PRBUF
185 RTN
186 END

Referencias.

1. Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. Mecánica de Suelos, Tomo II.- Editorial Limusa, S.A.- México, 1973.- pág. 9.
2. Juárez B., y Rico R.- Ob. cit.- pág. 10.
3. Milton E. Harr y Charles W. Lovell JR.- Associate Professors of Civil Engineering, Purdue University.- Vertical Stresses Under Certain Axisymmetrical Loadings pág. 73 y 74.
4. Milton E. Harr y Charles W.- Ob. cit.- pág. 75, 76 y 77.
5. Milton E. Harr.- Foundations of Theoretical Soil Mechanics.- Mc Graw - Hill Book Company.- Tokyo, Japon.- 1966. pág. 87.
6. Milton E. Harr. -ob cit.- Pág. 87.

CAPITULO IV

ANALISIS DE LOS ASENTAMIENTOS PRODUCIDOS.

I. Introducción.

Cualquier material que haya estado sujeto a cambios en sus condiciones de esfuerzo experimentará deformaciones.

Existen materiales más deformables que otros. La deformación de la mayoría de los suelos, por ejemplo, es mucho mayor que la de los materiales estructurales, aún cuando el suelo esté sujeto a cargas de pequeña magnitud. Además, dicha deformación no ocurre en forma simultánea a la aplicación de las cargas, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo. Así, si construimos un terraplen sobre un estrato de arcilla, pueden ser necesarios muchos años para que la deformación del suelo termine. Por ello, es posible que el agrietamiento de una estructura ocurra años más tarde de su erección. Para preverlo, se deberá tener presente en forma correcta el comportamiento de los suelos.

Los suelos, en general, se deforman por cambio de forma y cambio de volumen. En el primer caso, hay una variación de la posición relativa de los puntos, pero se mantiene el volumen constante. Se puede decir que es una distorsión o deformación desviadora. En el caso de que sólo exista cambio de volumen, la distancia entre los puntos cambia, pero se mantiene su posición relativa. Todo sucede como si estuviese cambiando la escala del espacio tridimensional.

Ocurre, sin embargo que, en algunos problemas, particularmente en el asentamiento de estructuras construidas sobre

arcillas, la deformación debida a cambio volumétrico es mucho más importante que la deformación debida a cambio de forma."1

En el caso de los silos, el suelo es una arcilla impermeable, con una frontera arenosa en su límite inferior. La deformación principal que se producirá será debida al cambio de volumen del suelo.

En los incisos siguientes se estudiará esta disminución de volumen provocada por el aumento de las cargas. Se resolverán también algunas cuestiones que se plantearon en los incisos anteriores, tales como:

- 1.- ¿Cuál es el efecto de haber subestimado la sobrecarga impuesta al suelo?
- 2.- ¿Qué importancia tiene el que no exista un estrato permeable y de mayor dureza (primera capa dura) que separe en dos al estrato de arcilla?
- 3.- ¿Cómo influye el hecho de que la arcilla esté sobreconsolidada?
- 4.- Al ocurrir un incremento de la presión efectiva \bar{p} , por efecto del bombeo, ¿Qué es lo que sucede?

2. Teoría de Consolidación de Terzaghi.

A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama proceso de consolidación."2

Considerese un suelo como el de los silos, compuesto por un estrato de arcilla. En la parte superior de dicho estrato, se efectuó, hasta una profundidad de 1.50m., una sustitución de material. El material usado fué un tezontle con limo, es decir, un material permeable. En la parte inferior del estrato, a 60 m. de profundidad aproximadamente, aparece otra capa semipermeable: un limo arenoso. Inicialmente la superficie del suelo se supone estará libre de carga por lo que la presión de poro resultante será la hidrostática (línea OB de la figura IV-1b). Supongamos ahora que una carga uniforme q_0 es aplicada instantáneamente. Se producirá inicialmente un exceso de presión equivalente al esfuerzo en la superficie y la presión de poro seguirá la línea O'B' de la figura IV-1b. Sin embargo, casi inmediatamente, la presión de poro en el estrato limo arenoso, se reducirá a la hidrostática AB. La distribución de la presión de poro a lo largo del estrato arcilloso, después de un corto intervalo de aplicación de la carga, seguirá siendo O'A'.

En el transcurso del tiempo, como consecuencia del gradiente hidráulico, el agua fluirá fuera del estrato arcilloso comenzando a consolidarse. La distribución de la presión de poro en la arcilla, bajo incrementos sucesivos de tiempo se ilustra en las curvas I y II de la figura IV-1b.

Observaciones en pruebas de campo y laboratorio indican que aún después de que la presión de poro se acerca a cero, se pueden presentar asentamientos. Para distinguir entre los

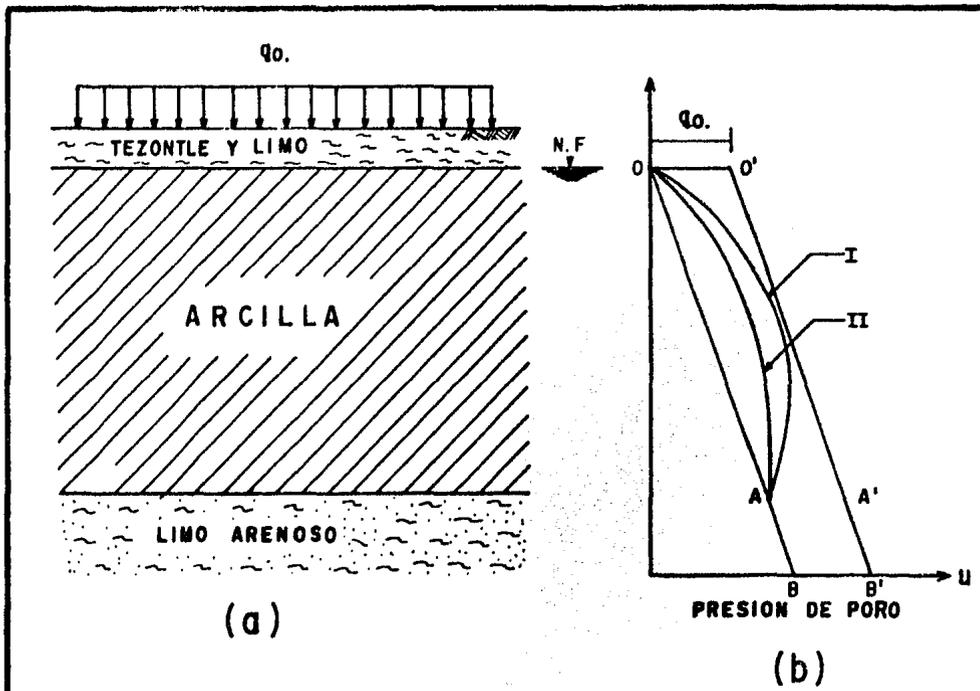


FIGURA IV. 1.

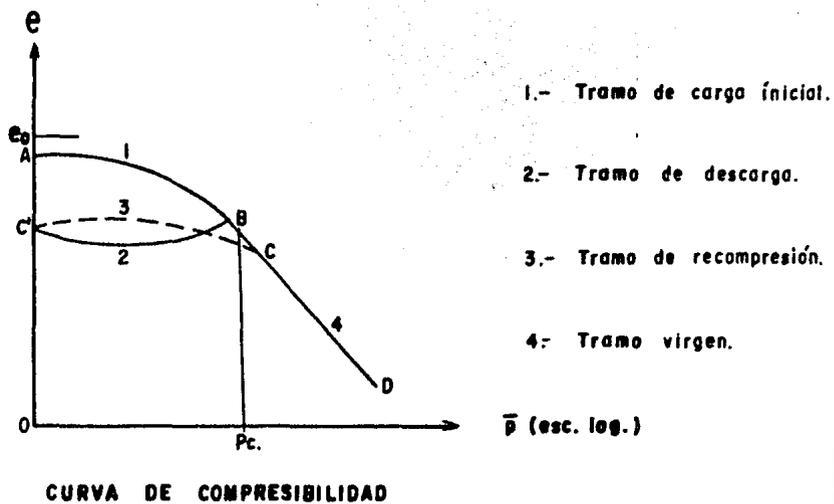


FIGURA IV. 2

asentamientos por consolidación, que en la mayor parte de los casos son los más importantes, este último fenómeno es generalmente conocido como compresión o consolidación secundaria. De acuerdo con esta terminología el primer proceso es denominado consolidación primaria.

La forma típica de la curva e-log.P es la ilustrada en la figura IV-2. Esta curva resume toda la prueba de consolidación de laboratorio y se conoce como "Curva de Compresibilidad". Se muestra en ella el tramo de carga inicial (AB), el tramo de descarga (BC') y el trayecto C'D, que se hubiera presentado si el espécimen se hubiera vuelto a cargar y al que se conoce como tramo de recompresión. La línea recta (CD) de la curva es conocida como el tramo vírgen. Así, para cualquier punto, ya sea en la curva de descarga o en la de recompresión, a la izquierda del punto C, la máxima presión de consolidación previa que se haya presentado será la correspondiente al punto C y se denominará presión de preconsolidación (P_c).

Los asentamientos al término de la consolidación son directamente proporcionales al cambio en la relación de vacíos debidos al incremento de carga ΔP . Por ello, es de enorme importancia determinar si las condiciones in situ del suelo corresponden al tramo vírgen (de mayor pendiente), o al tramo de recompresión (de menor pendiente).

Sabemos que un elemento dentro de la masa del suelo tiene que soportar al suelo que le sobreyace, además de las cargas impuestas en la superficie; por ello es importante con

cer el grado de consolidación de un suelo por presiones debidas a sobrecargas previas a la aplicación de las cargas que impondrá la obra. Existen tres posibilidades:

- 1.- Que la presión de preconsolidación y la presión efectiva (debida a las sobrecargas impuestas por la obra) sean iguales; se dice que la arcilla está normalmente consolidada.

$$P_c = \bar{p}$$

- 2.- Que la presión de preconsolidación sea mayor que la presión efectiva; teniéndose una arcilla sobre consolidada.

$$P_c > \bar{p}$$

- 3.- Que la presión de preconsolidación sea menor que la presión efectiva; tratándose entonces de una arcilla subconsolidada.

$$P_c < \bar{p}$$

En general la sobreconsolidación se debe a cargas previas que han sido removidas.

En la figura III.9 del capítulo III se observa como la carga de preconsolidación del suelo de los silos es mayor que la presión efectiva total $(\bar{p} + \Delta\bar{p})$. De acuerdo con lo mencionado en párrafos anteriores, la arcilla de los silos está sobreconsolidada y por tanto, su comportamiento corresponde al tramo de recompresión de la gráfica IV-2. Los hundimientos que se presentarán serán de una magnitud menor que los que se

presentarían si la arcilla hubiera estado normalmente consolidada. La magnitud de ellos se calculará más adelante.

La expresión que utilizaremos para la determinación de los asentamientos finales por consolidación, será la siguiente:

$$e_c = \sum_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \Delta H.$$

que también se puede escribir como:

$$e_c = \sum_0^H m_v \Delta p \Delta H.$$

En esta expresión vemos que el hundimiento (e_c) es proporcional a la sobrecarga ($\Delta \bar{p}$). Por tanto, si Δp fué subestimada, los asentamientos calculados originalmente en el estudio de mecánica de suelos, serán menores que los que aquí obtenemos.

Por otro lado, sabemos que a mayor valor de \bar{p} , la relación de vacíos disminuye y por tanto el asentamiento aumenta. Como la extracción de agua del subsuelo incrementa el valor de \bar{p} , se concluye que también incrementa los asentamientos.

Finalmente mencionaremos que el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación varía en forma directamente proporcional al cuadrado del espesor efectivo del es-

trato. Lo anterior significa que, en el suelo de los silos, al no aparecer la primera capa drenante, el espesor efectivo aumenta considerablemente y por ello, el tiempo de consolidación también se incrementa. Hay que recordar que el espesor que gobierna la evolución de un proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical es la trayectoria física real que el agua tiene que recorrer para abandonar el estrato.

3. Estimación de los asentamientos teóricos.

a) Asentamientos finales por consolidación.

Para la estimación de los asentamientos finales por consolidación usaremos las curvas de compresibilidad obtenidas en el estudio original de mecánica de suelos³ y la expresión (1) de este capítulo.

Sobrecarga de 7000 ton.

Z m.	e_0 -	Δe -	ΔH m.	e_c m.
7.50	6.0	0.15	9.85	0.21
15.20	4.8	0.15	6.55	0.17
20.60	2.45	0.03	6.75	0.06
28.70	4.60	0.10	8.10	0.14
36.80	2.07	0.01	7.85	0.03
44.40	1.64	0.01	7.05	0.03
50.90	2.06	0.01	12.35	0.04

Asentamiento final al centro del silo: 0.68 m.

Sobrecarga de 10,000 ton.

Z m.	e_0 -	Δe -	ΔH m.	e_c m.
7.50	6.0	0.18	9.85	0.25
15.20	4.8	0.17	6.55	0.19
20.60	2.45	0.04	6.75	0.08
28.70	4.6	0.10	8.10	0.15
36.80	2.07	0.02	7.85	0.05
44.40	1.64	0.02	7.05	0.05
50.90	2.06	0.02	12.35	0.08

Asentamiento final al centro del silo: 0.85 m.

Sobrecarga de 16,000 ton.

Z m.	e_0 -	Δe -	ΔH m.	e_c m.
7.50	6.0	0.28	9.85	0.39
15.20	4.8	0.25	6.55	0.28
20.60	2.45	0.05	6.75	0.10
28.70	4.6	0.10	8.10	0.14
36.80	2.07	0.03	7.85	0.08
44.40	1.64	0.03	7.05	0.08
50.90	2.06	0.03	12.35	0.12

Asentamiento final al centro del silo: 1.19 m.

Según el estudio original de mecánica de suelos, el asentamiento total para una sobrecarga de 20,000 ton. pero con distribución circular uniforme, resultaba de 63 cms.

Sin embargo, para la carga cónica, que es la que realmente actúa, los asentamientos totales resultan ser bastante mayores.

La diferencia es la siguiente:

CARGA CONICA		CARGA CIRCULAR UNIFORME	
Sobrecarga	Asentamiento	Sobrecarga	Asentamiento
(TON)	(m)	(TON)	(m)
7,000	0.68		
10,000	0.85	20,000	0.63
16,000	1.19		

Es decir, la carga circular uniforme de 20,000 ton. no produce ni siquiera los hundimientos que provoca la carga cónica de 7,000 ton.

Procediendo en forma similar obtenemos los asentamientos finales por consolidación en el perímetro de los silos. Los resultados son:

ASENTAMIENTO EN EL PERIMETRO DEL SILO.	
SOBRECARGA	DEL SILO.
(TON)	(m)
7,000	0.11
10,000	0.18
16,000	0.24

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES.-

Los asentamientos diferenciales estarán dados por la diferencia entre los asentamientos al centro del silo y los asentamientos en el perímetro. Obtenemos así:

SOBRECARGA (TON)	LONGITUD	ASENTAMIENTO	
	CONSIDERADA *	DIFERENCIAL	
	(m)	(m)	(%)
7,000	37	0.57	1.54
10,000	37	0.67	1.81
16,000	37	0.95	2.56

* Longitud considerada = radio del silo.

El hundimiento diferencial que se había previsto, para una carga de 20,000 ton. con distribución circular uniforme, era de 38 cm. Es decir, menor que los reales que hemos obtenido.

b) Influencia del bombeo en la magnitud de los asentamientos.

Ya se ha discutido antes la influencia del bombeo en los asentamientos. Véamos ahora, cuantitativamente dicha influencia. Para ello nos basaremos en un sondeo realizado en mayo de 1983⁴, en el que se efectuaron pruebas de consolidación a cada metro aproximadamente y en la expresión (1) ya obtenida:

SOBRECARGA DE 7,000 TON.

Z	Δe	ΔH	e_c	Z	Δe	ΔH	e_c
m	-	m	m	m	-	m	m
2.30	0.47	1.52	0.121	25.48	0.12	0.75	0.017
3.73	0.18	1.09	0.041	26.23	0.09	1.51	0.023
4.47	0.68	0.75	0.058	28.48	0.03	2.26	0.019
5.23	0.11	1.13	0.024	30.73	0.23	1.51	0.037
6.73	0.07	1.13	0.016	31.48	0.10	0.75	0.008
7.48	0.15	0.75	0.016	32.23	0.21	1.13	0.021
8.23	0.14	1.13	0.023	33.73	0.05	1.13	0.011
9.73	0.50	1.13	0.074	34.48	0.03	0.75	0.006
10.48	0.06	0.75	0.010	35.23	0.02	1.13	0.006
11.23	0.16	0.75	0.014	36.73	0.02	1.13	0.005
11.98	0.50	1.13	0.063	37.48	0.06	1.75	0.004
13.48	0.03	1.13	0.008	38.23	0.12	1.13	0.013
14.23	0.06	1.13	0.014	39.73	0.23	1.13	0.028
15.73	0.42	1.13	0.078	40.48	0.08	1.75	0.006
16.48	0.06	0.75	0.009	41.23	0.10	1.13	0.010
17.23	0.14	1.13	0.021	42.73	0.03	1.50	0.014
18.73	0.32	1.13	0.062	44.23	0.02	1.50	0.007
19.48	0.12	0.75	0.012	45.73	0.01	1.13	0.004
20.23	0.61	1.13	0.077	46.48	0.02	1.93	0.014
21.73	0.13	1.13	0.015	49.58	0.06	1.93	0.020
22.48	0.25	0.75	0.020	50.33	0.03	1.13	0.007
23.23	0.19	1.13	0.023	51.83	0.03	3.11	0.022
24.73	0.12	1.13	0.017	56.55	0.04	5.81	0.052

ASENTAMIENTO FINAL AL CENTRO DEL SILO: 1.17 m.

SOBRECARGA DE 16,000 TON.

Z m	e ₀ -	Δe -	ΔH m.	e _c m.	Z m.	e ₀ -	Δe -	ΔH m.	e _c m.
2.30	4.76	0.81	1.52	0.214	25.48	4.27	0.22	0.75	0.031
3.73	3.77	0.26	1.09	0.059	26.23	4.93	0.20	1.51	0.051
4.47	7.68	1.18	0.75	0.102	28.48	2.60	0.04	2.26	0.025
5.23	4.08	0.23	1.13	0.051	30.73	8.47	0.49	1.51	0.078
6.73	3.95	0.020	1.13	0.046	31.48	8.32	0.26	0.75	0.021
7.48	5.95	0.050	0.75	0.054	32.23	10.38	0.40	1.13	0.040
8.23	4.60	0.24	1.13	0.048	33.73	4.09	0.10	1.13	0.022
9.75	6.60	0.80	1.13	0.119	34.48	2.97	0.03	0.75	0.006
10.48	3.63	0.10	0.75	0.017	35.23	2.89	0.05	1.13	0.015
11.23	7.39	0.69	0.75	0.062	36.73	3.38	0.04	1.13	0.010
11.98	8.0	1.18	1.13	0.148	37.48	9.46	0.13	0.75	0.009
13.48	3.36	0.07	1.13	0.018	38.23	9.52	0.30	1.13	0.032
14.23	3.88	0.28	1.13	0.065	39.73	8.30	0.47	1.13	0.057
15.73	5.12	0.69	1.13	0.127	40.48	8.75	0.23	0.75	0.018
16.48	4.20	0.14	0.75	0.020	41.23	10.30	0.20	1.13	0.020
17.23	6.62	0.54	1.13	0.080	42.73	2.17	0.05	1.50	0.024
18.73	4.87	0.53	1.13	0.102	44.23	3.58	0.04	1.50	0.013
19.48	6.42	0.28	0.75	0.028	45.73	1.59	0.02	1.13	0.009
20.23	7.97	1.07	1.13	0.135	46.48	1.79	0.02	1.93	0.014
21.73	8.77	0.34	1.13	0.039	49.58	4.80	0.12	1.93	0.040
22.48	8.17	0.54	0.75	0.044	50.33	3.95	0.07	1.13	0.016
23.23	8.20	0.45	1.13	0.055	51.85	3.17	0.08	3.11	0.060
24.73	7.15	0.29	1.13	0.040	56.55	3.49	0.09	5.81	0.116

ASENTAMIENTO FINAL AL CENTRO DEL SILO: 2.40 m.

Los asentamientos finales por consolidación en el perímetro de los silos, calculados en la misma forma que los anteriores, resultan ser los siguientes:

Para 7,000 Ton. 0.37 m.

Para 16,000 Ton. 0.54 m.

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES:

Los asentamientos diferenciales serán:

Para 7,000 Ton. 0.80 m.

Para 16,000 Ton. 1.86 m.

Si comparamos los asentamientos diferenciales del inciso a) con los que acabamos de obtener, nos damos cuenta de que éstos últimos son de mucha mayor magnitud. Esto se debe a que en el inciso a) no se tomó en cuenta el abatimiento de la presión de poro por efecto de la extracción de agua del subsuelo.

Cabe aclarar que los asentamientos del inciso a) se calcularon con base en las curvas de compresibilidad del estudio original de Mecánica de Suelos^{"3"}, mientras que los de este inciso se calcularon con las curvas de compresibilidad de un estudio posterior, realizado en mayo de 1983^{"4"}. En este segundo estudio se efectuaron pruebas de consolidación a cada metro de profundidad aproximadamente, siendo en total, 46 las pruebas realizadas. En el estudio original de Mecánica de Sue

los, se hicieron sólo 7 pruebas de consolidación. Es decir, la confiabilidad del segundo estudio es mayor por haber sido mucho más completo.

Resumiendo: Los asentamientos totales y diferenciales en los silos se incrementan notablemente (40.35% para la carga de 7,000 ton. y 95.78% para la carga de 16,000 ton.), debido al bombeo de agua subterránea. Las cifras anteriores deberán ser tomadas, sin embargo, con cierta reserva por la razón ya explicada en el párrafo anterior.

EVOLUCION DEL ASENTAMIENTO CON EL TIEMPO.

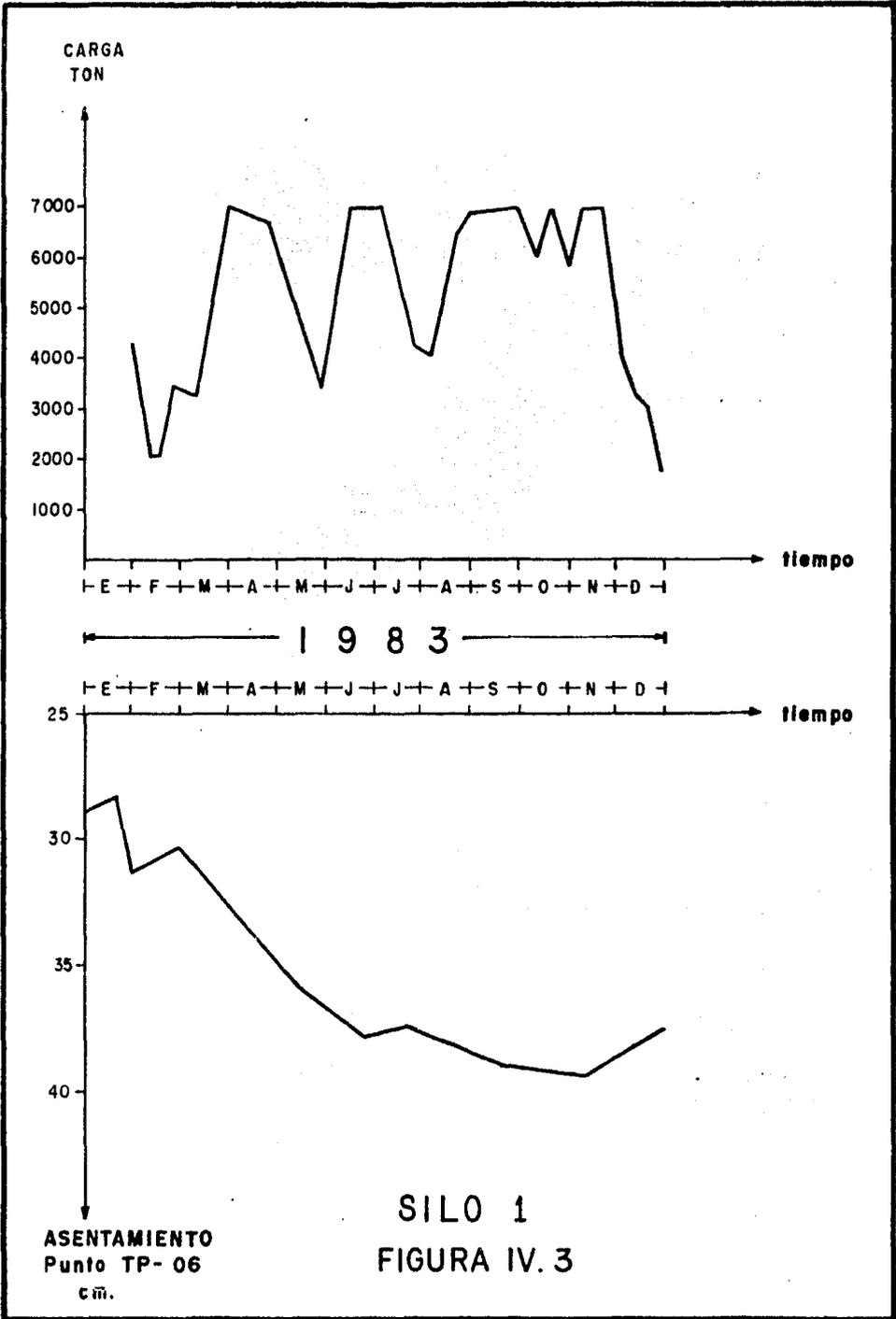
De la forma que tengan las curvas de consolidación, dependerá el que se pueda determinar la evolución del asentamiento con el tiempo. Desafortunadamente en el caso de los silos, las curvas, en su mayoría, no se apegan, a la curva teórica, por lo que resulta imposible determinar la evolución del asentamiento por el método conocido.

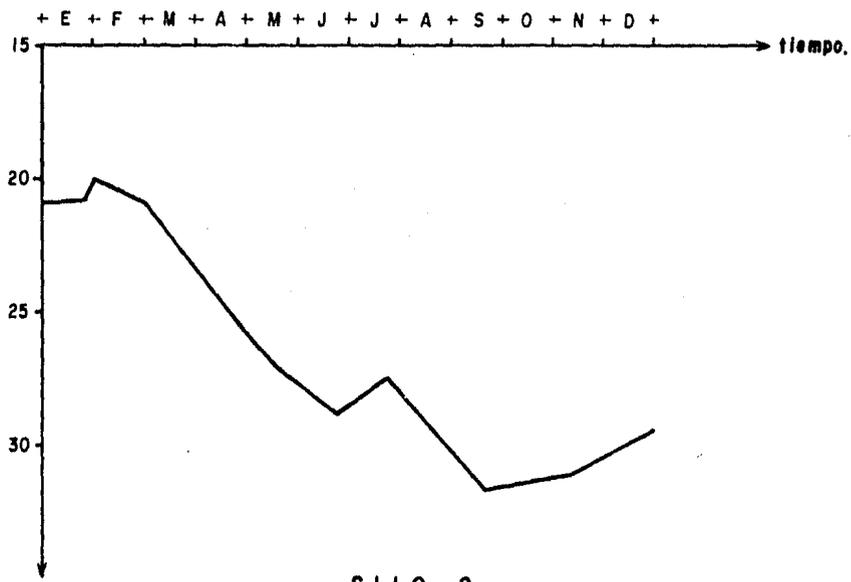
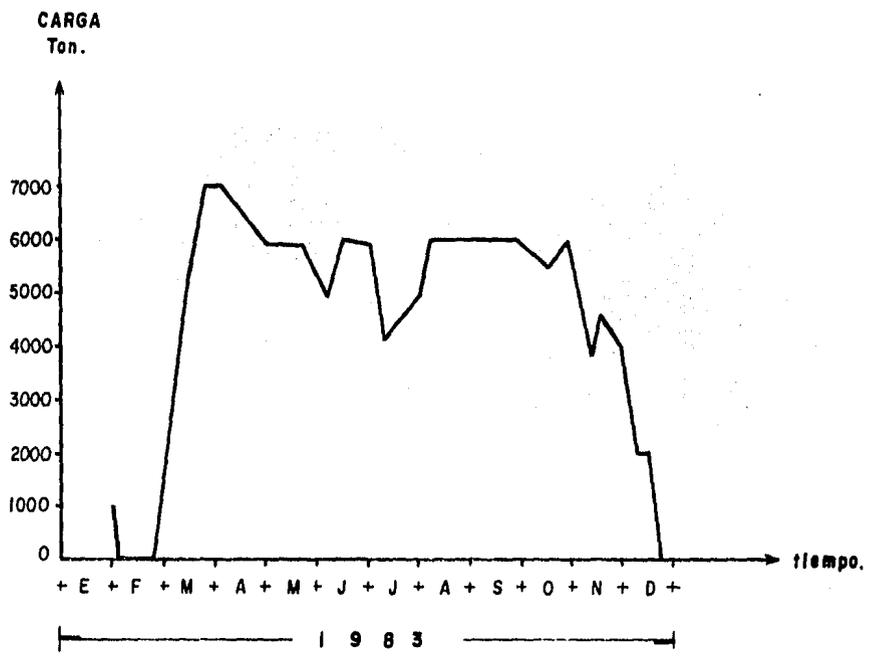
4. Asentamientos reales medios en la obra.

Como se mencionó en el capítulo II de este trabajo, desde que se inició la construcción de los silos "Lázaro Cárdenas", se efectuaron nivelaciones mediante bancos de nivel superficial y puntos de control en los túneles. Estas nive-

laciones han permitido conocer la evolución que ha tenido el asentamiento en cada uno de los silos. Al mismo tiempo se ha llevado un control del volumen de grano almacenado en cada uno de ellos. De esta forma, conocemos para cada silo, la carga cónica que está soportando y el asentamiento que está sufriendo. En las figuras IV.3, IV.4 y IV.5⁵ se pueden apreciar las variaciones de la carga durante 1983. Aparece también con línea discontinua el hundimiento total que se ha presentado al centro de cada silo (medido en los puntos de control TP-06, TP-19 y TP-32, ubicados en el piso del túnel norte). Si observamos las gráficas mencionadas, nos damos cuenta que la carga máxima que se aplicó a los silos durante 1983 fué de 7,000 ton. Esta carga está muy por debajo de la carga original de diseño (20,000 ton.). Sin embargo, debido a problemas que se han presentado en la obra, se tuvo que limitar la carga a dicho valor. Hasta la fecha, se ha mantenido ese límite, pues los problemas continúan.

A pesar de que se fijó como límite la carga de 7,000 toneladas, se presentaron deficiencias en el funcionamiento de la planta. En múltiples ocasiones se solicitó (a la S.C.T.) aumentar el límite de carga, pues es obvio que una planta que trabaja a casi la tercera parte de su capacidad, no es rentable. Sin embargo, ante la posibilidad de que al aumentar la carga, la obra sufriera daños irreparables, se tuvo que mantener dicho límite. Se trabaja ahora en la solución a este difícil problema. En el siguiente capítulo se habla-





ASENTAMIENTO
Punto. TP-19
cm.

SILO 2
FIGURA IV. 4.

rá de los principales problemas que presenta la obra y en las posibles soluciones que se le pueden dar.

En la figura IV.6^{"6} aparece la configuración del túnel norte en tres fechas diferentes. La primera es la configuración original del mismo. Se puede apreciar claramente como el túnel no es perfectamente horizontal, ya que debajo de los silos 2 y 3 tiene una cierta pendiente. La interrupción de la línea que representa el piso del túnel, se debe a que en dichos puntos existe un desnivel importante del piso. Este desnivel se presenta en el cruce de los túneles norte y sur con los túneles oriente y poniente, así como debajo de la torre de aquintalado.

Las deformaciones que ha sufrido el túnel norte por efecto de la consolidación del suelo se muestran en la figura IV.7.^{"6} En ella, aparece el túnel original y el túnel en agosto de 1982 y en septiembre de 1983.

El asentamiento del túnel no ha sido uniforme. Mientras que el techo se había asentado, hasta agosto de 1982, - 35 cms. en promedio, el piso se asentó 25 cms. debajo del silo 1; 10 cms. debajo del silo 2 y 30 cms. en promedio debajo del silo 3. No se notó, por otro lado que hubiera un asentamiento mucho mayor al centro de cada silo y si lo hubo, éste fue apenas perceptible. Sin embargo, a partir de agosto de 1982, se empieza a notar que el asentamiento al centro es mayor que en los extremos. Para darse cuenta de lo anterior, en la gráfica IV.8^{"6} aparece el asentamiento a partir de agosto de 1982

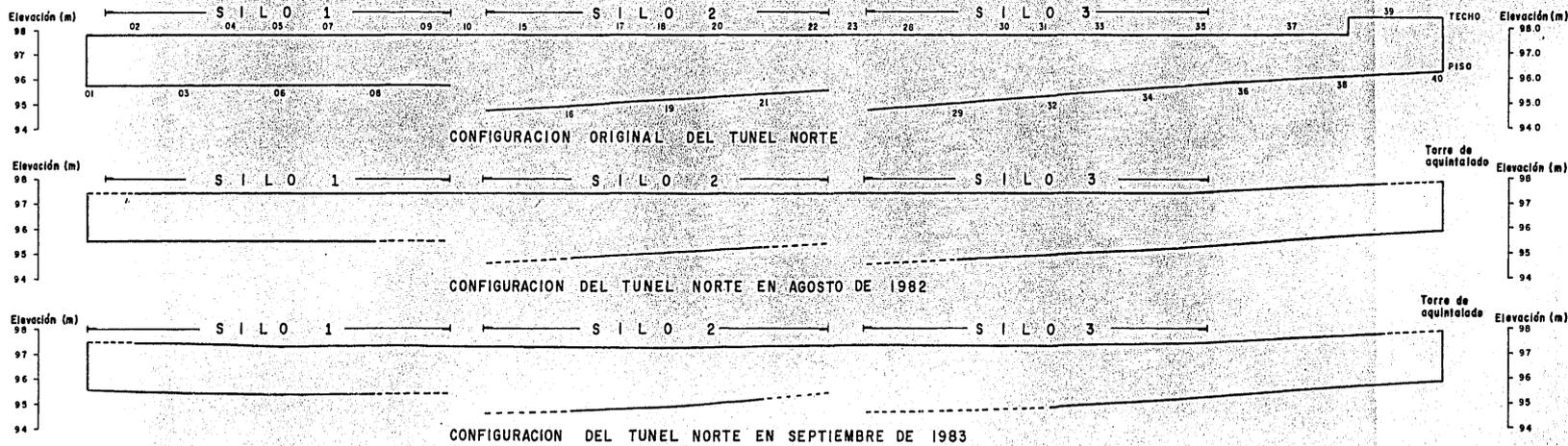


FIGURA IV. 6

Elevación (mts.)

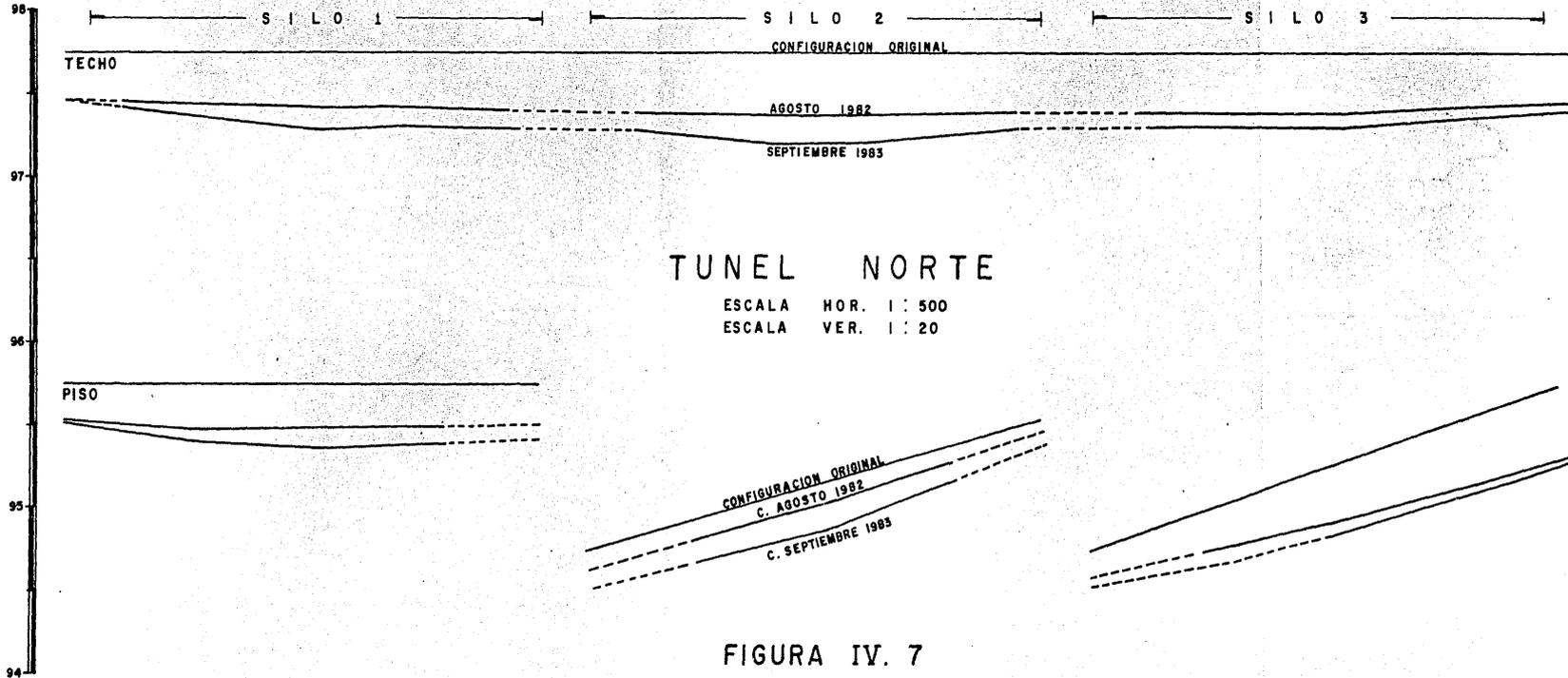


FIGURA IV. 7

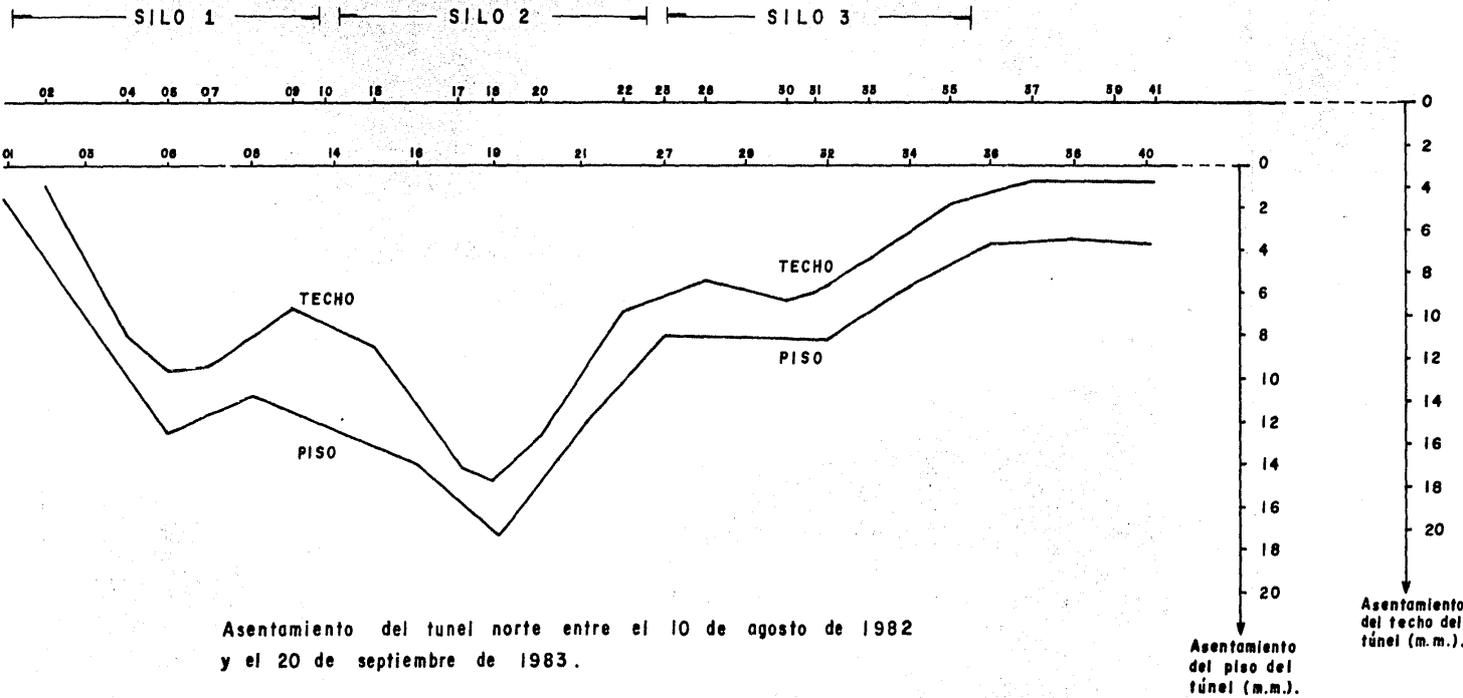
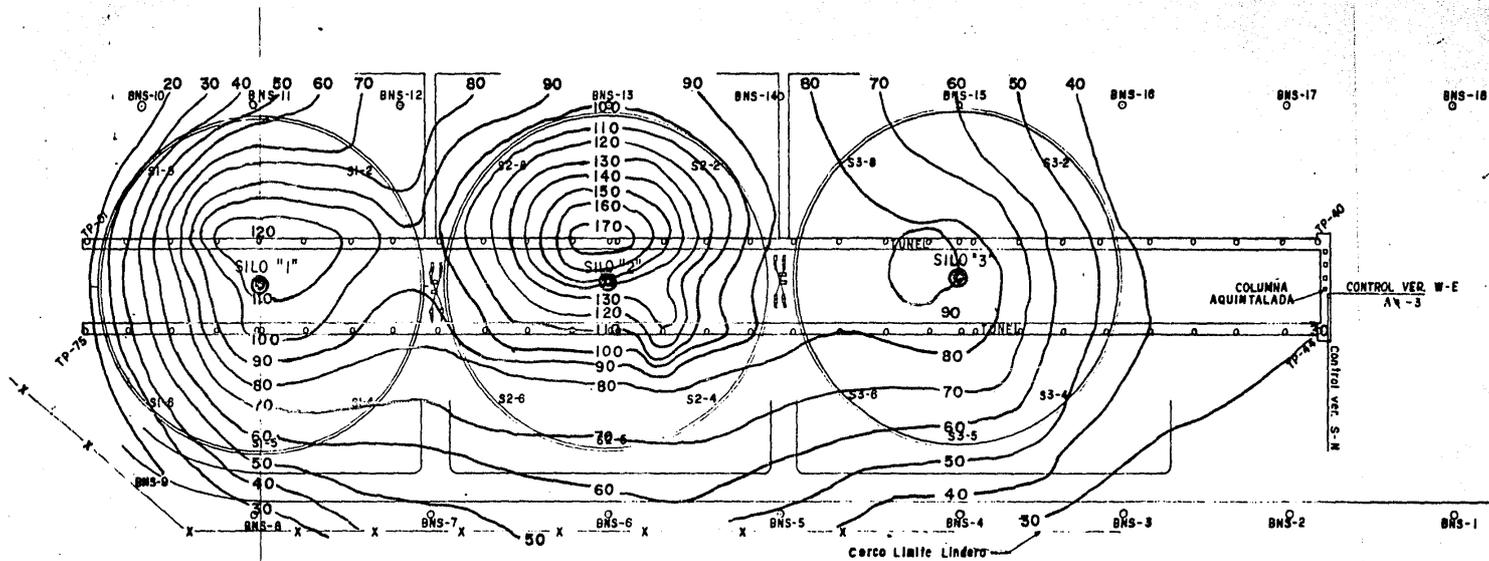


FIGURA IV . 8

SILOS "LAZARO CARDENAS" LOS REYES EDO. DE MEXICO

CONTROL NIVELES



SUPERFICIE

Los BNS (Banco de Nivel Superficial) del No. "1" al No. "10" son varillas que se amojonaron en concreto, quedando en zona de tezontle; del No. "11" al No. "18" son varillas en carpeta asfáltica excepto el No. "12" que está en tubo de reja area de recibio

Los SI-3 (Silo No. "1" Banco 3) son varillas empotradas en trabe perimetral de base cúpula o silo.
Los BT-1 (Banco Torre - 1) son clavos ramset en base de estructura torre (4 c/u)

INTERIOR TUNELES

Los Bancos en túneles se llamarán TP= Túnel Piso; TT= Túnel Techo y todos son clavos ramset empotrados excepto el TT-25 es tornillo de estructura soporte banda transportadora de granos así como los TT-05 y 71 son el silo No. "1"; los TT-18 y 62 el silo No. 2 y los TT-31 y 53 el silo No. 3.

FIGURA IV. 9
CURVAS DE IGUAL
HUNDIMIENTO (mm)

PERIODO:
AGOSTO 82
SEPTIEMBRE 83

y hasta septiembre de 1983. El efecto es más claro en los silos 1 y 2 y menos claro en el 3. Las curvas de igual hundimiento entre estas dos fechas aparecen en la figura IV.9."6

Hasta ahora, los hundimientos máximos que se han presentado en la obra han sido los registrados en septiembre de 1983, a excepción de algunos puntos que continuaron su asentamiento hasta noviembre del mismo año. Esta interrupción del asentamiento se debió a la disminución de las cargas (ver figuras: IV.3, IV.4 y IV.5).

Los asentamientos totales máximos que se han presentado son aproximadamente los siguientes:

Silo 1:	40 cms.
Silo 2:	32 cms.
Silo 3:	47 cms.

En cuanto a los asentamientos diferenciales tenemos:

Silo 1:	14 cms.
Silo 2:	8 cms.
Silo 3:	5 cms.

Nos damos cuenta que los asentamientos totales mayores han ocurrido en el silo 3, mientras que los asentamientos diferenciales de mayor magnitud son los que se presentan en el silo 1.

En cuanto a la forma en que se han producido los asen-

tamientos podemos, con ayuda de la figura IV.7 comentar lo siguiente:

Existe un asentamiento importante del túnel entre la fecha de inauguración de la obra y agosto de 1982.- El túnel sufre su mayor deformación en este período, el techo se asienta más que el piso. Es decir, el asentamiento no es uniforme y el túnel sufre cambios en su sección, del orden de hasta - 25 cms.

A partir de agosto de 1982, el túnel se deforma con mucha menor intensidad y siguiendo la forma que se había supuesto, es decir, teniendo asentamientos mayores al centro de cada silo.

5. Conclusiones.

Los asentamientos teóricos totales calculados fueron para 7,000 toneladas los siguientes:

total al centro del silo	1.17 m.
total en el perímetro	0.37 m.
diferencial	0.80 m.

Los asentamientos reales máximos que se han producido son:

total (Silo 3)	0.47 m.
diferencial (Silo 1)	0.14 m.

Vemos claramente como los asentamientos reales son apenas del orden de 40% de los teóricos. No olvidemos además, que los asentamientos calculados se presentan en un tiempo $t = \infty$ y bajo una carga cónica constante de 7,000 ton. En el caso de los 3 silos estudiados, la carga no ha sido constante (ver figuras IV.3, IV.4 y IV.5), y se ha mantenido, desde enero de 1983, por debajo de las 7,000 ton., alcanzando este valor en algunos períodos cortos del año.

Ya hemos mencionado por otro lado, que la mayor parte del asentamiento de los silos ocurrió hasta agosto de 1982. De los 0.47 m., que representan el asentamiento máximo que se ha producido, 0.37 m. corresponden al período mencionado. Este hecho sólo puede explicarse de alguna de las siguientes formas:

- 1.- Los silos en dicho período soportaron cargas mayores a las 7,000 ton.

o bien;

- 2.- Se produjo un asentamiento inmediato al empezar a funcionar la obra.

Seguramente, el asentamiento en ese período se debió a ambas causas.

La aplicación de la teoría de consolidación a una obra como la que se ha estado tratando, tiene serias limitaciones. Una de ellas ya hemos visto, es la variación de las cargas aplicadas. En el caso de los silos, la aplicación de la carga

es francamente errática, no siguiendo ningún patrón de comportamiento. Cualquier teoría que se quisiera aplicar, para obtener los asentamientos, se toparía con el mismo problema. Por ello en este caso, la teoría de consolidación sólo nos proporciona límites de asentamiento, que nos sirven para evaluar el comportamiento que esta teniendo la obra.

Para finalizar diremos que el asentamiento en los silos se ha mantenido dentro de los límites tolerables. Sin embargo, la deformación de los túneles ha sido muy irregular y ha provocado agrietamientos importantes en algunas de sus partes. Este problema, junto con el de las filtraciones a los túneles, se verán en el siguiente capítulo.

El comportamiento del túnel sur ha sido muy similar al del túnel norte. Su configuración se ha omitido para evitar ser demasiado extensos y repetitivos. Se escogió el túnel norte por tener un comportamiento más crítico.

REFERENCIAS.

- 1.- Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso, Mecánica de Suelos, Tomo I.- Ed. Limusa.- Tercera edición.- México 1977.- pp. 245 y 246.
- 2.- Juárez B. E. y Rico R. A.- Ob. cit.- p. 247.
- 3.- Estudio de Mecánica de Suelos de SOLUM, S.A., a ANDSA.- México, 1979.- figs. 21 a 27.
- 4.- Estudio efectuado por la D.G.S.T. de la S.C.T., en

mayo de 1983.- Curvas de compresibilidad del suelo (en total 46).

- 5.- Gráficas obtenidas a partir de las nivelaciones realizadas por la S.C.T., así como por los reportes de carga, entregados por A.N.D.S.A. a la misma institución.
- 6.- Gráficas obtenidas a partir de las nivelaciones realizadas en los silos primero por ICATEC (10 de agosto de 1982) y después por la S.C.T. (septiembre de 1983).

BIBLIOGRAFIA.

- Milton E. Harr.- Foundations of Theoretical Soil Mechanics.- Mc. Graw Hill.- Tokio 1966.- pp. 117 a 133.
- Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso.- Mecánica de Suelos, Tomo I.- Ed. Limusa.- México 1977.- Capítulo X.- pp. 245 a 348.

CAPITULO V

SITUACION ACTUAL DE LA OBRA Y REACONDICIONAMIENTO DE LA MISMA.

Se ha comentado ya, en el Capítulo IV, que los túneles que pasan por debajo de los silos, presentan problemas de agrietamientos. Ahora bien, si consideramos que el nivel freático del suelo está situado a un mayor nivel que el de los túneles, es obvio que a través de esas grietas existen filtraciones de agua. Las filtraciones más importantes ocurren en los túneles que tienen una mayor profundidad; por ejemplo, en los denominados oriente y poniente, es decir, los alimentadores. Existen problemas importantes también en las intersecciones que están situadas a niveles más bajos. El desnivel en estos puntos llega a ser mayor de 1 metro.

El problema de las filtraciones de agua es preocupante pues las condiciones de humedad que deben existir, para no alterar el buen estado del grano, son muy severas. Si dichas condiciones varían, aunque sea en forma ligera, el grano se altera y puede incluso "echarse a perder".

Este ha sido desde hace algunos meses el problema más serio que se ha presentado. Se teme por otro lado, que si se aumenta el límite de carga impuesta para cada silo (7,000 ton.), se producirá un mayor agrietamiento, y por consecuencia, mayores filtraciones y mayor inestabilidad de los túneles, además de una probable falla por punzonamiento.

Hasta ahora, el agua que penetra en los túneles ha sido evacuada mediante un sistema de bombeo continuo que se ha establecido.

En los últimos meses de 1983, los silos tuvieron que vaciarse precisamente por problemas en el control de la humedad óptima ambiente. Durante este lapso, se presentó una ligera recuperación del suelo, es decir, una interrupción en el proceso de asentamiento. Es obvio pues que el agrietamiento de los túneles se debe a las cargas impuestas y al asentamiento diferencial que tiene lugar en el suelo.

Durante los primeros meses de 1983, se pensó que una buena solución para detener, aunque fuera parcialmente, las filtraciones, era la de impedir que el agua de lluvia se infiltrara por el suelo que está pegado a los silos. Dicho suelo forma parte del relleno original que se efectuó en la obra. Más que un relleno fué una sustitución de material. Se colocó en vez de la arcilla original una mezcla de tezontle y limo, es decir, un material de alta permeabilidad.

Se sugirió, por tanto, tender sobre dicho material una carpeta asfáltica impermeable que impidiera las filtraciones de agua al suelo de los silos.

No fué sino hasta fines de 1983 cuando se terminó la construcción de dicha carpeta. Con el fin de evitar que el tezontle perforara o dañara la carpeta, se colocó entre ellos una capa de tepetate. De esta forma, la carpeta se pudo apoyar en una superficie más tersa.

Hasta ahora los efectos que ha tenido la colocación de la carpeta no han podido ser bien establecidos. Se han hecho

comentarios en el sentido de que las filtraciones en los túneles han disminuido. Sin embargo, no se han efectuado mediciones.

El reacondicionamiento de los silos "Lázaro Cárdenas" se contempla como algo difícil de alcanzar. Por reacondicionamiento nos estamos refiriendo a la solución de los problemas actuales, además de el funcionamiento de la planta a toda su capacidad en el futuro.

Se ha pensado largamente en el problema que se presenta. Sólo se ha podido concluir que si existe alguna forma de tratar al suelo in situ, esta sería la mejor solución. Sin embargo, no existe hasta la fecha un sistema confiable que pueda garantizar el mejoramiento de un suelo que no pueda ser remodelado o manejado libremente. Los métodos de mejoramiento y estabilización de suelos han sido, hasta ahora, mediante mezclas con otros productos tales como: cal, cemento, sales, suelos con otra granulometría, etc. Sin embargo, las mezclas se han efectuado por medios mecánicos, antes de construir la obra. Es decir, un suelo es fácilmente susceptible de ser mejorado antes de construir la obra y muy difícilmente después de haberla construido. Nos encontramos en el segundo caso, y por ello, las soluciones que proponamos serán difíciles y seguramente poco experimentadas.

Uno de los métodos en los que se ha pensado es el del tratamiento electrolítico del suelo. El Objetivo de cualquier método de estabilización o mejoramiento que se pudiera aplicar

al suelo de los silos, sería sin duda, y por la naturaleza de los problemas que se presentan, el de disminuir drásticamente la permeabilidad del suelo que está en contacto con los túneles. Buscaría también rigidizar una capa considerable de suelo, de tal forma, que al producirse el asentamiento del mismo, éste fuera uniforme y los asentamientos diferenciales fuera mínimos.

A continuación explicaremos, desde el punto de vista fisico-químico, en que consiste la electrolisis:

La intensidad de una corriente eléctrica que pasa por un conductor, esto es, la cantidad de electricidad que fluye por segundo, está determinada por la diferencia de potencial aplicado a través del mismo y por la resistencia ofrecida por el conductor a la corriente.^{"1} De acuerdo con la Ley de Ohm, la relación entre estas cantidades está dada por:

$$I = \frac{E}{R}$$

en donde I es la intensidad de la corriente que fluye por una resistencia R bajo un potencial aplicado E . De esta ecuación resulta evidente que I es directamente proporcional a la diferencia de potencial e inversamente a la resistencia.

Conducción Electrolítica.

El flujo de electricidad por un conductor involucra una transferencia de electrones desde un punto de potencial

más negativo a otro de menor negatividad. En los conductores electrolíticos la transferencia electrónica tiene lugar por migración iónica, positiva y negativa, hacia los electrodos. Esa migración involucra no sólo una transferencia de electricidad sino también el transporte de materia de una parte a otra del conductor."²

El mecanismo por el cual una corriente eléctrica pasa por una solución se comprende mejor con un ejemplo específico. Consideremos una celda (figura V.1) compuesta de electrodos inertes de platino, conectados a una fuente de corriente B y sumergidos en una solución acuosa de cloruro de sodio. El electrodo C, conectado al lado negativo de B, se denomina cátodo, y es aquel por el cual entran los electrones a la solución procedentes de B, por ejemplo una batería. Al mismo tiempo, el electrodo A, conectado al lado positivo de la batería se denomina ánodo, por el cual salen los electrones de la solución y regresan a B. En la solución tenemos iones cloro y sodio, y también alguno de hidrógeno y oxhidrilo debidos a la ionización muy ligera del agua. Ahora bien, cuando el circuito se cierra y pasa la corriente por la solución, se encuentra que el gas cloro escapa en el ánodo y el hidrógeno en el cátodo, mientras que se forma hidróxido de sodio en la solución inmediatamente próxima al cátodo. Al cerrar el circuito, los iones negativos o aniones, emigran hacia el anodo, mientras que los positivos o cationes van hacia el cátodo. Como estas partículas están cargadas, su movimiento constituye una corrient

te eléctrica. Los aniones se mueven hacia el ánodo y de aquí que los electrones son transportados por estos iones desde el cátodo. Cada ion transporta una parte de la corriente total de electricidad a través de la solución.

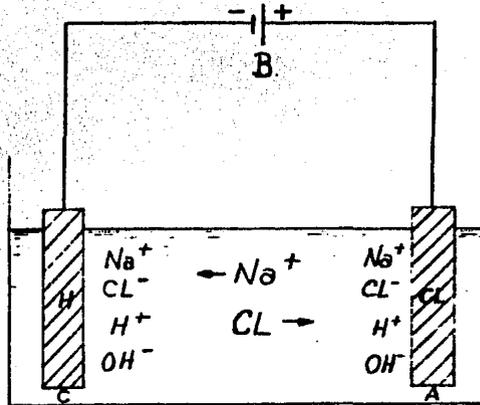


Fig. V.1.- Conducción Electrolítica.

El proceso del paso de corriente por un conductor electrolítico con todos los cambios químicos y migratorios asociados, se denomina electrolisis.³

Electrolisis del suelo de los silos.-

A manera de experimentación y con el deseo de que tenga buenos resultados, se aplicó, en una pequeña porción de los silos un tratamiento electrolítico. Para ello, se perforaron dos pozos de inyección con una profundidad de 10 mts.

La idea fundamental de la que se parte es la de que al inyectar al suelo agua con grandes contenidos de sales u otros

productos capaces de reaccionar con los minerales del suelo, éste cristalice formando una capa rígida que al asentarse lo hará en forma uniforme. Además, al producirse la cristalización, disminuiría notablemente la permeabilidad del suelo.

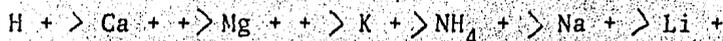
En este caso, el agua con altos contenidos de sales u otros productos, formaría la solución acuosa. Estas sales, según su carga, serían transportadas ya sea al anodo o al catodo. El objetivo es que dichos iones al estar siendo translados, reaccionen con los minerales del suelo formando cris-
tales.

En una arcilla seca, los cationes absorbidos están fuertemente retenidos por las superficies de arcilla cargadas negativamente. Los cationes excedentes de aquellos que se ne-
cesitan para neutralizar la electronegatividad de las partí-
culas arcillosas y de sus aniones asociados, están presentes como sales precipitadas. Cuando la arcilla es colocada en agua las sales entran en solución. Debido a que los cationes absorbidos son responsables de una mucha mayor concentración cerca de las superficies de las partículas, hay una tendencia de ellas a difundirse con el objeto de igualar la concentra-
ción en todas partes. Su libertad para hacerlo está, sin embargo, restringida por el campo eléctrico negativo originado en las superficies de las partículas."⁴

Los cationes más frecuentemente encontrados en suelos son: calcio (Ca^{2+}), magnesio (Mg^{2+}), sodio (Na^+) y potasio (K^+), usualmente en ese orden decreciente de abundancia para

suelos residuales y sedimentarios. Los aniones más comunes en suelos son: sulfato (SO_4^{2-}), cloro (Cl^-), fosfato (PO_4^{3-}) y nitrato (NO_3^-)."⁵

Se ha encontrado que en términos generales el orden de sustitución de los cationes es el siguiente:



Significa esto, que cada ion sustituye con cierta facilidad al que le queda a su derecha a igualdad de concentración en el electrolito."⁶

La magnitud del intercambio varía con el tipo de arcilla, la concentración de la solución, temperatura y demás. En general las reacciones de intercambio en los minerales caolínícos es casi instantánea. En las ílitas unas cuantas horas se requirieran para que se efectuen el intercambio. Un mayor período de tiempo se requerirá en las montmorilonitas dado que la mayor parte de la capacidad de intercambio se encuentra en las regiones inter-estrato."⁷

Uno de los materiales que tienen mayor aplicación en ingeniería de suelos para producir altas densidades y bajas permeabilidades son los polifosfatos sódicos."⁸

Con el objeto de comprender mejor la respuesta de los suelos finos a la estabilización es conveniente proporcionar una pequeña introducción a sus aspectos físico-químicos."⁹

Se considera, en general, que las partículas arcillosas tienen un tamaño del orden de 2 micras o menores y presentan una gran actividad eléctrica. La fuerza de unión entre átomos para formar moléculas se conoce como fuerza de valencia primaria. Estas uniones se deben a que los átomos comparten o intercambian los electrones de sus órbitas exteriores y son lo suficientemente fuertes como para no romperlas con la aplicación de los esfuerzos usuales en Ingeniería. Cuando se unen los átomos de una molécula a los átomos de otra molécula se tienen lo que se conoce como uniones de valencia secundaria. A estas fuerzas se les conoce también como fuerzas de Van der Waals y actúan con una intensidad de 1/100 de la correspondiente a las fuerzas de valencia primaria.

Las fuerzas de Van der Waals actúan en distancias mayores de 5 angströms (1 angström = $\overset{\circ}{\text{A}} = 1 \times 10^{-4}$ micras) mientras que las de valencia primaria lo hacen en distancias de 1 a 2 $\overset{\circ}{\text{A}}$, debido a lo cual las uniones de este tipo son tan fuertes.

La unión catiónica se presenta cuando un cation (Na^+ , Ca^{++} , K^+ , etc) es igualmente atraído a dos moléculas cargadas negativamente.

La unión coulombica (electrostática) ocurre entre todas las partículas cargadas eléctricamente. Las estructuras de la molécula pueden ser polares y por consiguiente se desarrollan fuerzas de Van der Waals dependiendo de la orientación de las partículas.

Los minerales cristalinos cuya actividad superficial es tal que se presenta cohesión y plasticidad, podemos definirlos como arcillosos. Existen tres grupos dominantes: caolinita, montmorilonita e illita.

Existen, por otro lado, dos bloques fundamentales en las estructuras de los minerales arcillosos, uno de ellos es la llamada unidad tetraédrica y el otro la unidad octaédrica. La unidad tetraédrica está constituida por cuatro átomos de oxígeno equidistantes de un átomo de silicio. Las unidades tetraédricas se pueden combinar para integrar la lámina silicica. La unidad octaédrica está constituida por seis hidroxilos rodeando a un átomo que puede ser aluminio o magnesio."¹⁰

Hasta ahora, la experiencia en el campo que hemos estado tratando (tratamiento electrolítico del suelo) es casi nula. Además, el fenómeno de cristalización por flujo de iones es sumamente complejo, por la misma complejidad de los minerales del suelo. Para poder afirmar que el tratamiento electrolítico sí funciona, necesitaríamos entrar de lleno al campo de la cristalografía (formación de cristales) y de la electrolysis. Sin embargo, ambos objetivos quedan fuera del presente trabajo.

El Ingeniero Carlos Fernández Loaiza en su libro Mejora y Estabilización de suelos menciona: "Ultimamente se ha estado tratando de transformar a capas potentes de arcilla en una masa rígida mediante la inyección de productos químicos, pero se ha tenido el problema de que dichos productos penetran

poco a la masa arcillosa."11 Queda pues la interrogante, de que sí además de inyectar al suelo se le somete a hidrolisis, se pueda lograr dicha transformación.

Las experiencias que se logren en los silos, por la aplicación limitada del método descrito, podrán ser de gran utilidad en el futuro.

REFERENCIAS.

- 1.- Maron Samuel H. y Prutton Carl. E.
Fundamentos de Físico-química
Editorial Limusa.
México, 1973.
p. 405.
- 2.- Maron y Prutton.- Ob. cit.
p. 407.
- 3.- Maron y Prutton.- Ob. cit.
pp. 408 y 409.
- 4.- Mitchell K. James.
Fundamentals of Soil Behavior
University of California, Berkeley.
John Wiley & Sons, Inc.
1976 - Capítulo 7.
p. 112.
- 5.- Mitchell K. James.- Ob. cit.
p. 129.
- 6.- Fernández Loiza Carlos.
Mejoramiento y Estabilización de Suelos.
Editorial Limusa.
México, 1982.
p. 276.
- 7.- Mitchell K. James.- Ob. cit.
p. 131.

- 8.- Mitchell K. James.- Ob. cit.
p. 133.
- 9.- Fernández L. C.- Ob. cit.
p. 41.
- 10.- Fernández L. C.- Ob. cit.
pp. 41 a 44.
- 11.- Fernández L. C.- Ob. cit.
p. 15.

CAPITULO VI.

CONCLUSIONES GENERALES.

Hemos, a lo largo de 5 capítulos abordado la problemática de los silos. Nos damos cuenta que, los problemas persisten y las soluciones no están claramente definidas. La falta de conocimientos, por ejemplo, para mejorar el suelo limitan nuestras posibilidades de acción. Sabemos que existe un método para tratar al suelo, sin embargo, no podemos afirmar que funcione. El haber practicado dicho método en una pequeña zona de silos es importante. Si se obtienen resultados positivos se habrá avanzado mucho. De todas formas, deberá servir para estudiar con mayor profundidad el método electrolítico. Parece un método con buenas perspectivas.

En cuanto al estudio desarrollado podemos afirmar lo siguiente: Existen grandes diferencias entre las hipótesis que se hacen en las teorías y las situaciones reales. Un ejemplo claro, es el considerar a los suelos como elásticos y homogéneos en teorías como las de Boussinesq y Terzaghi. Sin embargo, el punto de mayor divergencia en este trabajo es el relativo a la aplicación de las cargas. Suponemos para la teoría que actúa una carga cónica constante a lo largo del tiempo. En la práctica, la carga sufre cambios constantes totalmente erráticos. Es obvio que esto dificulta muchísimo el estudio del suelo. Las mayores diferencias entre teoría y práctica, en este caso particular se pueden deber a lo anterior.

El problema de los silos fué de nacimiento. Se supusieron condiciones irreales que hicieron construir la obra con una cimentación insuficiente. Por tratarse de una obra cons-

truida en una gran área, las soluciones se han dificultado. -
Los métodos de recimentación (por ejemplo el de electrólisis,
o algún otro tipo), resultan ser prácticamente incosteables.
Debería de hacerse una estimación económica que comparara las
pérdidas por utilizar la planta a un tercio de su capacidad,
contra el costo de una recimentación completa.

BIBLIOGRAFIA GENERAL

- Fernández Loaiza Carlos.
Mejoramiento y Estabilización de Suelos.
Editorial Limusa, México, 1982.
- Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso.
Mecánica de Suelos, Tomos I y II.
Editorial Limusa, S.A., México, 1973.
- Maron Samuel H. y Prutton Carl F.
Fundamentos de Fisico-química.
Editorial Limusa, S.A., México, 1973.
- Milton E. Harr. y Charles W. Lovell.
Vertical Stresses Under Certain Axisymmetrical
Loadings.
- Milton E. Harr.- Foundations of Theoretical
Soil Mechanics.- Mc. Graw Hill.- Tokio 1966.
- Mitchell K. James.
Fundamentals of Soil Behavior.- John Wiley
& sons, Inc. New York, 1976.