

30.51



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

**DISEÑO DE LA ESTRUCTURA Y CIMENTACION DE UN TANQUE
DE ALMACENAMIENTO DE COMBUSTIBLE PARA LA
TERMOELECTRICA NONOALCO, D. F.**

T E S I S
Que para obtener el título de:
Ingeniero Civil
p r e s e n t a :
Moisés Contreras Navarro



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-44

Señor MOISES CONTRERAS NAVARRO,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor M. en I. Ramón Cervantes Beltrán, para que lo desarrolle como TESIS para su Examen Profesional de la carrera de INGENIERO CIVIL.

"DISEÑO DE LA ESTRUCTURA Y CIMENTACION DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE COMBUSTIBLE PARA LA TERMoeLECTRICA-NONOALCO, D. F."

1. Generalidades.
2. Análisis y diseño de la cimentación.
3. Análisis y diseño de la estructura del tanque.
4. Análisis de costos.
5. Recomendaciones.
6. Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria, a 14 de febrero de 1986

EL DIRECTOR

DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ.

OARCH/FMCH/sho.

I N D I C E

Pag.

1.	Generalidades	1
1.1	Descripción del Proyecto	1
1.1.1	Planta Termoeléctrica de Nonoalco	1
1.1.2	Dimensiones del tanque de almacenamiento	2
1.2	Estudio de mecánica de suelos	3
1.2.1	Antecedentes	3
1.2.2	Trabajos de Campo	4
1.2.3	Estudios de Laboratorio	5
1.2.4	Consideraciones Teóricas	6
1.2.5	Conclusiones y Recomendaciones	8
2.	Análisis y Diseño de la cimentación	9
2.1	Pilotes	9
2.1.1	Determinación del número de pilotes	10
2.1.2	Revisión de los pilotes	10
2.2	Losa de cimentación	11
2.2.1	Determinación de elementos mecánicos	12
2.2.2	Diseño estructural	12
2.2.3	Revisión por sismo	13
2.3	Muros de contención	14
2.3.1	Diseño de muros de contención	15
3.	Análisis y diseño de la estructura del tanque	17
3.1	Disposición de los costados	17
3.1.1	Análisis de los esfuerzos de los costados y su diseño	17
3.2	Disposición General de la techumbre	18
3.2.1	Diseño de la placa del techo	19
3.2.2.1	Determinación de esfuerzos en cabrios princi- pales	19

3.2.2.2	Determinación de esfuerzos en cabrios secundarios	20
3.2.2.3	Diseño de cabrios	20
3.2.3	Diseño de vigas maestras	21
3.3	Diseño de las columnas	21
3.4	Diseño de apoyos en costados y bases de columnas	22
4.	Análisis de costos	23
4.1	Excavación a máquina	23
4.2	Muros de contención	23
4.3	Pilotes	24
4.4	Losa de cimentación	25
4.5	Tanque metálico	25
4.6	Resumen General	27
5.	Recomendaciones	28
5.1	Excavación	28
5.2	Fabricación e hincado de pilotes	29
5.3	Losa de cimentación	30
5.4	Muros de contención	33
5.5	Tanque metálico	34
6.	Conclusiones	37
7.	Bibliografía	39
8.	Figuras y Planos	41

1. GENERALIDADES

En este capítulo se analizan las necesidades que determinaron la construcción de un tanque de combustible de 3080 m³ de capacidad en la termoeléctrica de Nonoalco.

1.1 Descripción del proyecto

En predios de la termoeléctrica de Nonoalco se construyó un tanque cilíndrico con capacidad de 3080 m³, desplantados 2 m-abajo del nivel general de piso: con objeto de que en caso de derrame del combustible, éste quede confinado, para lo cual se construyeron los muros de contención necesarios. La cimentación se hizo según las justificaciones que se mencionan en los capítulos correspondientes; a base de pilotes de fricción y una losa de cimentación de concreto armado. El tanque se construyó metálico, totalmente soldado.

1.1.1 Planta Termoeléctrica de Nonoalco

Construida por la "CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S.A.", actualmente en liquidación, tenía una capacidad de generación de 200,000 kw/hora, y contaba para ello con 12 turbinas de vapor de diferentes capacidades, que eran movidas por medio de 6 calderas. La función primordial de la planta era de la regular la generación en las horas de demanda máxima o "Picos"; absorbiendo los máximos de la curva de demandas, a partir de una demanda fijada por los otros medios de generación con que contaba la Cía. de Luz y Fuerza del Centro, S.A. asimismo debía

suplir parcial o totalmente a algunas de las plantas generadoras en caso de escasez de agua, descompostura o disturbios en las redes de transmisión de energía.

Para tal fin, fue necesario dotar a dicha planta de una capacidad suficiente de combustible. -En este caso combustoleo - para lo cual se consideraron los siguientes factores:

- a) Un consumo máximo horario de 250 m³
- b) Se debería contar con la eventualidad de que el suministro de combustible no fuera oportuno, debiendo recibirse en un momento dado un exceso de combustible y en otras ocasiones un entrego tardío del mismo. El suministro sería mixto, - es decir que se pudiera recibir por oleoducto, camión cisterna, o por ferrocarril.
- c) La capacidad almacenada debería ser tal, que no representa se peligro grave, en caso de siniestro a la zona donde se localiza, (bastante populosa) como tampoco a la cercana - terminal de pasajeros de los Ferrocarriles Nacionales de México.

El estudio de todos éstos factores arrojó como deseable una - capacidad de combustible de 3,000 m³.

1.1.2 Dimensiones del Tanque de Almacenamiento

Para dimensionar el tanque fue necesario tomar en cuenta otros factores adicionales a los del inciso anterior:

- a) Espacio con el que se contaba, considerando las posibilidades de una ampliación de las instalaciones en el futuro.

- b) Accesos Expéditos tanto de vehículos automotores, como a -
vías de ferrocarril.
- c) Economía del tanque y dispositivos de protección.

Como dimensiones exteriores se recomendaron las de 20.30 m de diámetro y 9.80 m de altura útil, arrojando una capacidad según normas de Pémex de 3,080 m³.

Se decidió que el tanque fuese metálico, pues era la solución más económica y segura. El tanque se construiría soldado en campo y rolado en sitio.

Se estimó el peso del tanque en 80 tons., incluyendo todos - los accesorios de carga, descarga, acceso y seguridad.

1.2 Estudio de mecánica de suelo

Al considerar la importancia de la obra, sus dimensiones y la zona en donde se localizaría, se ordenó un estudio de mecánica de suelos que a continuación se transcribe y se comentan - los puntos de interés.

1.2.1 Antecedentes

La Cía. de Luz y Fuerza del Centro, S.A., (En liquidación) ordenó un estudio de mecánica de suelos en el predio de su propiedad, en donde se ubican entre otras instalaciones la Termo eléctrica de Nonoalco, que como se sabe está localizada en la zona francamente lacustre del Valle de México.

El Subsuelo de esta zona es de muy baja capacidad de carga y

gran compresibilidad, consistiendo en arcillas volcánicas muy sensibles. Por otro lado se localiza en un sector populoso - de la ciudad y cercano a la zona de construcción del tanque, aparte de ubicarse la Planta, se encuentran instalaciones muy importantes de los Ferrocarriles Nacionales de México, como es el patio y terminal de Buenavista, por lo que fue necesario extremar al máximo las medidas de seguridad.

1.2.2 Trabajos de campo

Con el propósito de determinar la estratigrafía del subsuelo y tener una idea de la resistencia "in situ" de las distintas capas que lo constituyen, se realizó una prueba de penetración estándar que se llevó hasta la profundidad total de 25 m donde se localizó la primera capa dura. El detalle de este sondeo que muestra en la fig. 1.2.1 como puede observarse el nivel freático, se encontró a 8.65 m de profundidad. El sondeo se hizo en el mes de agosto, esto es con la temporada de lluvias muy avanzada; pero dado que en la Planta de Nonoalco se abastece con agua extraída de sus propios pozos; así como la cercanía de otros pozos de los Ferrocarriles Nacionales de México, el nivel freático es muy variable llegando a estar en el punto donde se perforó el pozo a una profundidad de más de 20 m en el mes de febrero, con una época de estiaje avanzada y fuerte bombeo, situaciones ambas que hacen variar grandemente el nivel de los acuíferos.

Este sólo hecho, que implica una gran variación en el volumen de arcillas y la cercanía de la Planta de Nonoalco, así como la terminal de Buenavista que cuenta con instalaciones largas y razonablemente rígidas como son los andenes, obligó a que el coeficiente de seguridad se aumentara mucho, disminuyendo la -

capacidad de carga de los pilotes, como luego se indica.

El sondeo, como se indica en la fig. 1.2.1 muestra que los primeros 1.40 m son rellenos artificialmente con restos de anteriores construcciones, de 1.20 a 2.90 m se tienen arcillas ligeramente compactos; pero de esta profundidad hacia el fondo se tienen arcillas de una resistencia a la penetración muy baja, exceptuando una lente delgada de arena fina, localizada entre los 12.50 a 13 m de profundidad. Propiamente la primera capa dura se encuentra a 25 m de profundidad.

Para obtener muestras inalteradas que sirvieron para ejecutar un minucioso estudio de laboratorio, se abrió un pozo a cielo abierto, hasta la profundidad de 2 m. En este pozo se obtuvieron calas para determinación del peso volumétrico y obtener de la parte inferior una muestra inalterada del tipo cúbico labrada a mano. Del nivel 2.01 m hasta la profundidad de 8.60 m se prosiguió al sondeo, detallando con obtención de muestras inalteradas, por medio de una máquina rotatoria. Las 7 muestras que siguieron, se obtuvieron por medio de cuchara tipo Shelby, en tubos de pared delgada.

Este sondeo confirmó la estratigrafía que se encontró en el sondeo por penetración.

1.2.3 Estudio de Laboratorio

Las muestras procedentes del sondeo de penetración se sometieron en el laboratorio, a las pruebas de contenido de humedad y densidad de sólidos.

Los resultados de estos ensayos se representan en la gráfica No. 1.2.1, puede observarse que los valores del contenido de humedad, a partir de los 6 m en adelante, son considerablemen-

te altos, indicando suelos de una compresión grande. Los valores bajos, indican que se trata de cenizas volcánicas típicas de la zona lacustre del Valle de México.

Las muestras inalteradas procedentes del sondeo detallado se sometieron en el laboratorio, a las mismas pruebas que indicaron anteriormente, y además se les efectuaron las pruebas necesarias para la determinación del peso volumétrico, prueba compresión no confinada, límites de consistencia y en una muestra seleccionada correspondiente a la profundidad de 7.65 a 8.15 m una prueba de consolidación unidimensional.

Como pudo verse en los datos correspondientes a la resistencia, al esfuerzo cortante se obtuvieron valores sumamente bajos. Despreciando el valor más bajo y los valores más altos, puede decirse que la cohesión del material es aproximadamente de 0.7 t/m², valor que como se mencionó es bajo.

La prueba de consolidación unidimensional, indica para la parte de cenizas volcánicas una compresibilidad considerablemente alta y una carga de preconsolidación de 5.7 t/m².

En general los resultados de las pruebas de laboratorio, confirman la observación que se hizo anteriormente, en el sentido de que se trata de un suelo de baja capacidad de carga y gran compresibilidad, aumentando las dificultades en el hecho de estar sometido a fuertes movimientos en su nivel freático.

1.2.4 Consideraciones teóricas

El proyecto del tanque exigió la construcción de una losa de cimentación, también la construcción de unos muros de contención alrededor del tanque, para formar una "charola" de seguridad para el caso de derrame accidental del producto, o incen-

dio del mismo, por estos requerimientos el desplante de dichalosa de cimentación quedó a 2.00 m abajo del terreno natural. Se consideró el área cargada de 20 m de diámetro, y se calculo la capacidad del terreno a la profundidad de 2.50 m usando la fórmula de Tschebotarioff, considernado además una cohesión de 0.7 t/m² y se tomó el factor de seguridad acostumbrado de 3, se tiene:

$$P_{max} = 5.52 \quad c \left(1 + 0.38 \frac{h}{b} + 0.44 \frac{b}{L} \right) \quad (1.1)$$

En donde: c es el valor de la cohesión, h es la profundidad de desplante, b es el ancho de la cimentación, L es el largo de la cimentación.

Al substituir los valores en la fórmula obtenemos:

$$P_{max} = 5.748 \text{ t/m}^2$$

La presión de trabajo está dada por la siguiente expresión:

$$P_t = \frac{5.748}{3} = 1.916 \text{ t/m}^2$$

Las cargas Externas serán:

Peso del tanque:	80 t
Peso del combustible:	3,180 t
Peso de la losa de cimentación:	
0.50 x 20 m de diámetro	<u>377</u> t
	3,637

El área de cimentación es de 314.16 m²

La descarga al terreno: 12.00 t/m²

Por lo que se ve, es imposible que el terreno tome por si sólo la carga.

1.2.5 Conclusiones y recomendaciones

El estudio de la mecánica de los suelos, permite formular las conclusiones y recomendaciones siguientes:

- a) El subsuelo del tipo lacustre del Valle de México, de baja capacidad de carga y gran comprensibilidad.
- b) El tipo de cimentación adecuado, es por medio de pilotes de fricción.
- c) El coeficiente de seguridad para la capacidad de carga de los pilotes deberá aumentarse, según experiencias de usuario dada la gran variabilidad del nivel freático y la cercanía de la Termoeléctrica que presenta ya problemas de la cimentación que obliga a el lastrado de la misma, para corregir hundimientos diferenciales, en la época de abatimiento y recuperación de los acuíferos.

2. ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION

En este capítulo, en primer lugar se elegirá la geometría de la sección de los pilotes, su capacidad de carga y su distribución en la cimentación para poder con esos datos analizar los elementos mecánicos inducidos a la losa de cimentación y poder así proceder al diseño estructural.

En este capítulo se explicará el motivo por el que se eligió la geometría de la sección de los pilotes, se determinará su capacidad de carga y su distribución en la cimentación, para poder analizar los esfuerzos que se inducen en la losa de cimentación bajo esas condiciones de carga y distribución y estar en condiciones de diseñar estructuralmente la mencionada losa de cimentación.

2.1 Pilotes

Dado que se contaba con moldes metálicos de sección circular de 0.50 m de diámetro y más de 24 m de longitud, para la fabricación de postes especiales, en número suficiente, se consideró como solución más económica usar esa sección en los pilotes, en lugar de elegir otra sección más económica desde el punto de vista estructural, pero que saldría más costosa tanto por que se tendría que fabricar nuevos moldes que no se volverían a utilizar, como de que se tenía el equipo completo para vibrar, curar y manipular el producto resultante de esos moldes, así como el personal conocía adecuadamente el equipo y sabía realizar esas maniobras.

Se determinó que dadas las condiciones reinantes descritas en el capítulo 1 de este trabajo, los pilotes deberían de ser del tipo fricción, para que se muevan con todo el conjunto de -

instalaciones y no aparezcan movimientos diferenciales entre ellos.

El estudio de mecánica de suelos determinó como capacidad de carga de un pilote de fricción de 0.50 m de diámetro la de 2.80 t por metro de pilote.

2.1.1 Determinación del número de pilotes

El reglamento de contrucciones para el Distrito Federal (R C D F) aparecido en el diario oficial el 9 de febrero de 1966 y vigente en la fecha de construcción del tanque, limita la longitud de los pilotes de fricción, en su capítulo XXV, artículo 201, fracción VI, pues reglamenta un colchón mínimo bajo la punta del pilote al estrato resistente del 15% del espesor comprensible, y dado que el desplante de la losa de cimentación se fijó como se indicó en el capítulo 1, en -2.50 queda la longitud útil del pilote como 19.12 m pues como determinó el estudio de mecánica de suelos la capa dura estaba a 25 m de profundidad. La capacidad de un pilote en estas condiciones es de 53.5 t.

En el inciso 1.2.4 se encontró que la carga total sobre los pilotes sería de 3657 t, entonces se requerirán 69 pilotes. La disposición se muestra en la figura 2.1

2.1.2 Revisión de los pilotes

Considerando el pilote como una columna corta, trabajando a la comprensión simple, su capacidad estará dada por la fórmula del ACI-63, que transcribo del libro del Dr. Otto Fritz:

$$P = A_c (0.25 f'_c + Pfs)$$

Para una área de concreto de 1943 cm², f'_c de 250 kg/cm², f_s de 1265 y p de 0.01 la capacidad es de 147.5 t muy superior a la requerida.

Aún cuando el RCDF fija en su fracción XII del artículo 230 un mínimo de refuerzo por cambio volumétrico de 0.2% usaremos el 1% indicado, pues el manipuleo del pilote exige como mínimo el de 7 varillas de 3/4" de diámetro que muy aproximadamente es el 1% de la sección.

Se considera un zunchado cuya separación será variable de 0.05 m en los últimos 2.5 m y de 0.15 m en el resto del pilote, -- usando alambroón de 1/4".

2.2 Losa de Cimentación

Para el diseño estructural de la losa de cimentación considera remos que ésta se comporta como una losa continua y apoyada en dos direcciones, con una carga uniformemente repartida, dado -- que la disposición de los pilotes forma una retícula casi regular, excepto en las últimas filas.

En el inciso 1.2.4 se determinó una carga total de 3650 t, que distribuidas en el área de la losa de cimentación, considerán-dola para éste efecto de diámetro igual al del tanque, es de--cir 18.30 m, nos dá una descarga de 13.877 t/m².

Supondremos además que parte de esta carga la toma el terreno, cuya capacidad de carga a los 2.50 m de profundidad se considerará de 5 t/m², luego entonces la carga que el terreno no toma y que será la que la losa de cimentación transmita a los pilo-tes será de 8.877 t/m².

Idealizando la losa como se explicó y considerando que los entre ejes forman losas cuadradas, la carga se reparte por -- -- igual en las dos direcciones, o sea que cada dirección toma -- 4.438 t/m².

Como la separación de ejes es de 2.157 m en la zona central,-- consideraremos esa distancia para la determinación del ancho-- de distribución de las cargas quedando entonces que cada faja de losa toma. 9.707 t/m. Para efectos de cálculo la conside-- raremos de 10 t/m.

2.2.1 Determinación de elementos mecánicos.

Con esa carga y las distancias entre pilotes resultantes de -- la distribución indicada en la figura 2.1, se analiza la losa como formada por trabes continuas por el método de Cross. Se analizan las fajas central y laterales la. y 2a. para determi-- nar los momentos máximos así como las descargas máximas en -- los pilotes. Dicho análisis se muestra en las figuras 2.2.1, 2.2.2 y 2.2.3.

Se encuentra que el momento máximo negativo ocurre en la se-- gunda faja lateral y tiene un valor de 4.120 t/m.

El momento máximo positivo se presenta entre los pilotes 23 y 24 en la primera faja lateral y tiene un valor de 2.066 t-m.

2.2.2 Diseño estructural

Considerando un concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y acero de re-- fuerzo grado estructural se tienen las siguientes constantes-- cálculo:

$$f_c = 112.5 \text{ kg/cm}^2, \quad \nu = 7.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.445$$

$$J = 0.852$$

Con estas constantes el peralte efectivo por flexión es de - 39.3 cm².

Pero el cortante, al considerar que actúa sólo en el perímetro del pilote determina una $d = 43.1$ cm.

Se deja como buena y se considera un recubrimiento de 7 cm.

El armado se hace con varilla de $1/2'' \varnothing$ cuyo momento resistente se indica en las figuras 1.2.2' y 1.2.3'.

2.2.3 Revisión por sismo

Aplicando el artículo 270 del RCDF que indica como coeficiente sísmico 0.06, el momento sísmico resultante es de 1125.6 - t-m.

Aplicando la fórmula de la esquadria a la losa de cimentación, considerando un momento de inercia para dicha losa de 5504 m², el esfuerzo máximo por momento es de 1.987 t/m².

El esfuerzo debido a las fuerzas verticales es de 13.877 como se vió en el inciso 2.2, por lo que la relación entre el esfuerzo debido al sismo y el esfuerzo debido a las cargas verticales es de 0.143 es decir induce un esfuerzo equivalente - al 14.3% al del determinado por las fuerzas verticales con - las cuales se ha diseñado la cimentación, como indica el RCDF en sus artículos 269 fracciones II y III y 196, se puede considerar un incremento del 33% en los esfuerzos permisibles, - que siendo mayor que el 14.3 encontrado no influye para nada - en el diseño estructural de la cimentación.

2.3 Muros de contención

La base del tanque se encontrará a 2.00 m abajo del nivel del piso, luego requerirá unos muros de contención que también tendrá la función de formar la charola de derrames, que prevé el derrame accidental del tanque y proporcionará una protección - contra un posible incendio, por lo que se prolongarán 1.5 m a rriba del terreno natural.

El empuje de tierras está dado por la fórmula de Rankine:

$$F = \frac{WH^2}{2} \left(\frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} \right)$$

Supondremos un peso de 1.6 t/m³ y un ángulo de 35° conservadoramente.

$$F = 1.147 \text{ t/m}$$

Existe además la vía de ferrocarril cuyo eje pasa a 3.65 m del parámetro del muro, vía ancha con escantillón de 1.435; de eje del riel al paño quedarán 2.93 como se muestra en la figura - 2.3.1, la influencia de ésta según el criterio de Ferguson es como se detalla en dicha figura.

$$h = \tan 40^\circ \times 2.93 = 2.45$$

la influencia pasa abajo del muro, luego el paso del tren no in fluye sobre el muro.

Para la determinación de esfuerzos supondremos como se muestra en la figura 2.3.2 un espesor del muro de 0.30 m y un ancho de la zapata de 2.00 con el mismo espesor.

2.3.1 Diseño de Muros de Contención

Calculemos la estabilidad del muro.

Fuerzas verticales:

$$0.30 \times 3.50 \times 2.400 = 2.52 \text{ t}$$

$$0.30 \times 2.00 \times 2.400 = \frac{1.44}{3.96} \text{ t}$$

Tomando momentos con respecto a A

$$M_{AR} = 2.52 \times 0.15 + 1.44 \times 1.00 = 0.378 + 1.44 = 1.818 \text{ t/m}$$

El momento de las fuerzas horizontales (activas)

$$M_{AA} = 1.147 \times 0.767 = 0.880$$

El factor de seguridad:

$$\text{F.S.} = \frac{1.818}{0.880} = 2.066 > 2.0 \text{ lo consideraremos bueno}$$

Comprobaremos que la resultante pasa por el tercio medio:

El centro de gravedad del muro estará a:

$$\bar{X} = \frac{1.818}{3.96} = 0.459 \text{ m}$$

$$\text{Tan } \theta = \frac{1.147}{3.96} = 0.2896$$

$$= 16^{\circ} 09' 12.5''$$

La distancia "d" donde la resultante corta a la base del muro será:

$$d = 0.767 \times 0.2896 + 0.45 = 0.222 + 0.459$$

$$d = 0.681$$

El tercio medio estará comprendido entre:

$$\frac{2}{3} = 0.666$$

$$\frac{2 \times 2}{3} = 1.333$$

Luego entonces si caé dentro del tercio medio y toda la sección de la zapata tiene fuerzas de comprensión.

Cálculo de la descarga sobre el terreno:

Tenemos que el terreno tendrá que equilibrar además de la descarga del peso del muro, al momento del volteo.

Por superposición tenemos según la figura 2.3.3 $M = 3.3 \text{ t/m}^3$.

No se llega a las 5 t/m^2 permitidos en la zona.

El momento flexionante sobre la zapata del concreto en el voladizo de 1.70 será:

$$M = 368,800 \text{ kg-cm}$$

Con concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, cuyas constantes ya se tienen se requiere un peralte efectivo

$$d = 13.5 \text{ cm}$$

dejaremos $d = 25 \text{ cm}$

El acero de refuerzo requerido será 13.56 cm^2

usando $\phi \ 1/2''$:

$$s = 9.4 \text{ cm}$$

El armado se detalla en la figura 1

3. ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL TANQUE.

En este capítulo se analizará la distribución más conveniente de la estructura interior y la disposición de las placas de los costados.

Para ello se tomó en cuenta las dimensiones en los elementos-estructurales con los que se cuenta en México, cuyas dimensiones están determinadas en medidas inglesas.

3.1 Disposición de los costados.

A Supondremos el tanque formado por anillos de placas de acero de 8' (2.438 m) de altura).

B El acero de las placas a considerar será según especificaciones ASTM el A-283 grado "C" o similar. La soldadura a emplear será de la serie E-60, empleándose E-6018 para fondeo y cordoneo normal y E-6013 para el cordón de vista.

C El peso considerado al combustoleo será de 880 kg/m³.

Cargas de diseño: aún cuando en la práctica no sucederá, para efectos de cálculo supondremos el tanque lleno hasta el borde.

3.1.1 Análisis de los Esfuerzos de los costados y su diseño

Se analizó el esfuerzo máximo que se podrá en el nivel infe--rior de cada uno de los anillos, con las consideraciones de -carga que se indican en la figura 3.1.

La presión sobre la parte inferior del primer anillo, considerando una densidad de 0.88 para el combustoleo será:

$$P = 1.114 \text{ kg/cm}^2$$

Lo que ocasiona un esfuerzo de tensión de:

$$T = 1019 \text{ kg/cm}^2$$

Suponiendo un espesor de $3/8" = 0.953 \text{ cm}$, nos dá un esfuerzo de 1070 kg/cm^2 inferior al de $1,670$ permitido para el acero - A-283.

En el anillo No. 2 la tensión será:

$$T = 823 \text{ kg/cm}^2$$

Se supondrá un espesor de $5/16" = 0.794$, el esfuerzo será de 1037 kg/cm^2

El anillo No. 3 la tensión será:

$$T = 627 \text{ kg/cm}^2$$

Se supondrá un espesor de $1/4" = 0.635 \text{ cm}$, el esfuerzo será 987 kg/cm^2 .

El resto de los anillos los dejaremos con un espesor de 0.635 cm ($1/4"$) dado que no es conveniente disminuir el espesor desde el punto de vista del mantenimiento y la construcción.

Como esta estructura debe ser estanca, la soldadura tendrá que ser continua, por lo que no es necesario calcularla, sino sólo escoger de antemano el electrodo adecuado para que la soldadura desarrolle el mismo trabajo que la placa original.

3.2 Disposición General de la Techumbre

Después de varios tanteos se encontró como más conveniente, la construcción de un sistema de techo apoyado en las paredes del tanque y en 6 columnas interiores, cinco de ellas forman-

do un pentágono y una columna central, las columnas que forman el pentágono irán unidas por cinco vigas maestras en cada una de las cuales descansará 6 cabrios, (tres principales y tres secundarios). Los tanteos indicaron asimismo que el círculo que inscribe al pentágono debería de ser algo menor a los dos tercios del radio del tanque. Los cabrios principales estarán apoyados en la columna central, la viga maestra correspondiente y la periferia del tanque. Los secundarios lo harán sólo en la viga maestra y en el tanque. Esta disposición se indica en la figura 3.2.1.

3.2.1 Diseño de la Placa del Techo.

Consideraremos una carga viva de 150 kg/m^2 .

Resistencia de la placa del techo:

Consideraremos el caso extremo, en la periferia del techo, donde la separación de cabrios es máxima, e igual a la cuerda que subtiende un arco de 12° y 9.15 m de radio. Asimismo la consideraremos como simplemente apoyada en los cabrios pero continúa.

Supondremos un espesor de $1/4''$ (0.635 cm).

El peso propio es de 49.79 kg/m^2 y la cuerda de 1.913 .

Analizando una franja de 1 cm de ancho y la sección continúa, se obtiene un momento flexionante máximo de 60.99 kg-cm , inferior al momento resistente de la placa, pero por las razones antes expuestas el espesor mínimo aceptable es de $1/4''$.

3.2.2.1 Determinación de esfuerzos en cabrios principales

El cabrio más desfavorable es el número 6. Para sus cargas una

aproximación aceptable será la de suponer que el área de influencia es un sector circular de 24° de ángulo central, hasta el radio del pentágono de apoyo, y de un sector de 12° para el resto del cabrio, pues los cabrios secundarios adyacentes tomarán también carga. El área de influencia se detalla en la figura 3.2.2.

La carga al actuar sobre los cabrios tendrá una distribución triangular en el primer caso y trapecial en el segundo, las cargas y la determinación de esfuerzos se muestran en la figura 3.2.3.

3.2.2.2 Determinación de esfuerzos en cabrios secundarios

Para los cabrios secundarios, el más desfavorable es el No. 3, su análisis se muestra en la figura 3.2.4.

3.2.2.3 Diseño de cabrios

Con estos momentos determinados se diseñarán los cabrios principales, en los cuales el momento máximo es:

$$M = 104.120 \text{ kg-cm}$$

Por lo que el módulo de sección requerido será:

$$S = 68.5 \text{ cm}^3$$

Se usará una canal liviana de 6" (0.1524 m) cuyo $S = 71 \text{ cm}^3$, - tanto como para los cabrios principales como para los secundarios, pues tendrán apoyos comunes y la rasante superior tendrá que ser la misma.

3.2.3 Diseño de vigas maestras

La longitud teórica y la posición de las cargas se detalló cuando se calcularon los apoyos de los cabrios, en la figura 3.2.1. La figura 3.2.5 muestra el análisis de una viga maestra en los cuales el momento máximo es de $M = 664,740 \text{ kg/cm}$; de el Manual para Constructores de la Cía. de Fierro y Acero de Monterrey se encuentra que la sección más conveniente es la de una canal de 12" pesada cuya resistencia a la flexión es de $817,608 \text{ kg/cm}$, mayor que el requerido.

3.3 Diseño de las columnas

La columna central tendrá una carga de 10^8 kg , más su peso propio.

Como la columna será muy larga, pues los datos geométricos del tanque dan una altura de 12.560 m , el radio de giro determinará realmente la sección de la pieza.

Usaremos dos canales para cada columna en la disposición mostrada en la figura 3.3.1. La relación de esbeltez de esta disposición es de 140.2 menor de 200 aceptable según la sección 8 del citado Manual Monterrey. Si se diseña con dos canales de $10"$ la relación de esbeltez es de 177.7 . No obstante lo anterior, dejaremos como sección más conveniente la formada por los canales de $12"$ y $10"$, que nos dan un sobre peso en la columna de 101 kg , dado que al analizar la columna no se consideraron los esfuerzos inducidos por las turbulencias y choques producidos durante las maniobras de llenado y vaciado del tanque, así como la dificultad o imposibilidad de proporcionar un correcto mantenimiento a dichos elementos estructurales.

3.4 Diseño de apoyos en costados y bases de columnas

Uniones de cabrios con paredes del tanque.

La carga máxima que descargará un cabrio será de:

$$R_E = 713.4 \text{ kg}$$

La carga es tan pequeña que sólo tendremos problemas mecánicos que resolver.

Bases de las columnas:

Las columnas más cargadas serán las del pentágono con una carga total de:

$$\begin{array}{rcl}
 P & = & 3249 + 3846 & = & 7095 \\
 \text{P.P.} & = & 11.932 (30.81 + 22.77) & = & \underline{639} \\
 & & \text{TOTAL} & & 7734 \text{ kg}
 \end{array}$$

Descarga por centímetro cuadrado:

$$\frac{7734}{67.67} = 114.3 \text{ kg/cm}^2$$

Muy aproximadamente a la resistencia del concreto a la compresión que es de:

$$f_c = 112.5 \text{ kg/cm}^2$$

luego aquí el problema es sólo mecánico.

Las soluciones se detallan en la figura No. 2

No es necesario tampoco diseñar el fondo, que se hará asimismo de placa de 1/4" de espesor, e irá asentado en una capa de are na sobre la losa de cimentación.

4. ANALISIS DE COSTOS.

En este capítulo se analizará el costo de la obra con precios vigentes en la fecha de construcción del tanque en el año de 1973. Se tomará en cuenta para el análisis de costo de mano de obra las prestaciones contractuales del personal afiliado al Sindicato Mexicano de Electricistas que fue quien construyó la obra.

4.1 Excavación a Máquina.

Volumen a excavar: 3,260 m³.

Excavación 3,260 x \$4.35 = \$14,181.00

Tiro a 25 km. 3,260 x 1.25 x \$5.00 = \$20,375.00

\$34,556.00

4.2 Muro de contención

La longitud total = 161.88 m.

La Sección será: Concreto armado con varillas de 3/8" y 1/2"

Varillas de 3/8" : 47.01 kg/m

La varilla de 1/2" \varnothing : 10.46 kg/m

Resumen:

Concreto: 252.5 m³ x 250 = \$63,125.00

Armado: 9.303 t x 2200 = \$20,467.00

\$83,592.00

4.3 Pilotes

Cantidades de obra.

Los pilotes serán cilíndricos de 0.50 m de diámetro .

a) volumen de concreto por pilote 3.856 m3

b) Acero de refuerzo:

Suncho = 54.3 kg alambroón de 1/4"

Armado principal 315.3 kg

c) Refuerzos de placa: 193.8 kg

d) Soldadura:

En total un pilote lleva 5.782 kg de soldadura depositada.

Para los 69 pilotes tendremos:

Concreto	265.8	m3	\$ 250.00	\$64,450.00
Acero de 1/4" \emptyset	3.746	t	\$ 2,200.00	\$ 8,243.00
Acero de 3/4" \emptyset	21.756	t	\$ 2,100.00	\$45,687.00
Placa de 5/8"	13.372	t	\$ 2,300.00	\$30,756.00
Soldadura	0.798		\$ 4,250.00	\$ 3,392.00
				<hr/>
				\$152,528.00

Incado de pilotes y manipuleo de los mismos:

69 x \$3,280.00 = \$226,320.00

4.4 Losa de cimentación.

El volumen de concreto de la losa será: 161.8m³

La trabe perimetral:

$$\begin{aligned} \text{Total de concreto de } f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 186.8 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Fierro de refuerzo	7.273 t a	\$2,100.00	\$15,273.00
	211.8 m ³ a	\$ 250.00	\$52,950.00
			<hr/>
			\$68,223.00

4.5 Tanque Metálico

El fondo ocupará:

22 placas de 20' x 8' x 1/4 (lo demás se desperdició) con un peso de 740 kg c/u.

Peso fondo:	16.280 t
Peso techo:	16.280 t
Peso paredes:	40.129 t
total de placa:	72.689 t

Columnas:

Central:

L = 12.56 m : 1 canal Liv de 10" y 1 canal Liv de 12"

Periféricas:

5 de L = 11.93 : 1 canal Liv de 10" y 1 canal Liv de 12"

Total de fierro canal de 10" liviana y 12" liviana =	3.869 t
Cabrios principales: Canal Liviana de 6" =	1.643 t
Cabrios secundarios: Canal Liviana de 6" =	0.900 t
Total de fierro canal:	<u>6.412 t</u>

Angulo en el borde superior: 2 1/2" x 2 1/2" x 5/16"
= 0.428 t

Vigas Maestras:

Canal de 12" pesada

Peso = 2.003 t

R E S U M E N :

Placa	72.689 t	a	\$3,800.00	\$276,218.00
Fierro Estructural	8.901 t	a	\$4,200.00	\$ 37,384.00
Soldadura	250 kg	a	\$ 18.00	\$ 4,500.00
				<u>\$318,102.00</u>

4.6 Resumen General

1.- Excavación y Extracción	\$ 34,556.00
2.- Muros de contención.	\$ 83,592.00
3.- Pilotes.	\$152,528.00
4.- Incado de pilotes.	\$226,320.00
5.- Losa de cimentación.	\$ 68,223.00
6.- Tanque Metálico.	\$318,102.00
7.- Instalaciones Mecánicas.	\$ 32,000.00
	<hr/>
	\$915,321.00

Costos al mes de julio de 1973.

5. RECOMENDACIONES

Este capítulo trata de las recomendaciones que se hicieron para la construcción de la obra, basadas en las especificaciones del AISC, ASTM, Manual Monterrey, así como las dictadas por las experiencias en este tipo de obras.

5.1 Excavación.

Una vez que se trace el lugar de desplante de los muros de contención que formarán la charola de derrames, se procederá a la excavación a máquina, retirando el material y transportándolo a Lechería (11.2 km) en predios de la Cía. de Luz y Fuerza del Centro, S. A.

La excavación se hará a máquina empleando un cargador frontal sobre llantas con capacidad de 3 yd³ cuando menos. La extracción del material se hará con volteos de 8.00 m³ de capacidad. La excavación se ampliará 1.00 m fuera del muro, para permitir el correcto desplante y colocación de las cimbras de los muros de contención. Se llevará un riguroso control de nivel final, que será 8 cm. abajo del nivel de desplante de la losa de cimentación. Se construirán durante la excavación las rampas respectivas, que permitan el acceso de la máquina piloteadora que será una grúa con capacidad de 20 t, para permitirle el manejo de los pilotes y el martillo de incado. Se construirá de inmediato; una trinchera de desagüe, para que ante la eventualidad de la lluvia ésta no inunde la excavación y sea fácil bombearla. Esta trinchera se localizará aproximadamente donde se harán los drenes. Se hará también un bordo-

alrededor de la excavación con material producto de la misma para que el agua que escurre del terreno circundante no caiga en la excavación.

5.2 Fabricación e incado de pilotes

Los pilotes se harán colados en sitio, con cimbra metálica - en posición horizontal en una mesa de vibrado, para lo cual se trasladará el equipo necesario de la fábrica de postes - de la Cía. de Luz y Fuerza del Centro, S. A., a la planta de Nonoalco.

Se colarán en tramos de 19.62 m cada uno, tendrá un casquillo como se muestra en el plano respectivo, terminado en punta - de placa de 5/8". En la parte superior tendrá otro casquillo terminado en una placa plana.

Los pilotes se colarán como si fueran postes, para lo cual - la cimbra tendrá una abertura longitudinal de 20 cm. Una vez cumplida la edad adecuada se procederá al incado de pilotes, para lo cual se empleará una grúa que deberá tener una capacidad mínima de 20 t, para soportar el pilote y el equipo de incado. El equipo de incado será mecánico, movido a diesel y con una energía de golpe de 5,000 kg-m (36,000 lb-ft); como los pilotes son de fricción, se incarán hasta la cota de -22.12 iniciando su incado en la cota -2.50. Se demolerán - los últimos 0.50 cm. del pilote y su armado se intercalará al de la losa de cimentación.

Dado que se conoce con gran certeza que en el lugar nunca se construyó algo de importancia, no se espera que los pilotes - encuentren en su camino ningún obstáculo por lo que la ubica

ción de los mismos se hará con una precisión que no exceda de un centímetro del centro teórico de incado.

Es necesario que durante toda la operación de incado se lleve un cuidadoso control del plomeo de los pilotes en dos direcciones a 90° una de otra, pues el desplome no deberá exceder de $1/200$ de la longitud total del pilote. El concreto empleado será prefabricado con cemento tipo II. Y como se indicó - cada pilote (al que se le pondrá fecha) se encarará sólo cuando tenga 28 días o más de haber sido colado.

Los últimos 0.50 cm. del pilote deberán ser demolidos y su armado deberá integrarse a la losa de cimentación. Para esta - demolición primero se quitará la tapa del casquillo con soplete oxi-acetalénico o arco-aire, luego con cincel se localizarán las varillas del armado principal que están soldadas a él y en los espacios intermedios, con soplete, se cortará el anillo y se demolerá con marro y cuña sin exceder los 50 cm. especificados.

El armado simplemente se doblará hacia afuera a 90° .

5.3 Losa de Cimentación

Una vez que el incado de los pilotes se haya terminado, y sus cabezas demolidas, se procederá de inmediato a recompartar y nivelar el terreno en la cota debida, hecho lo cual se colará una plantilla de concreto de 0.08 cm. de espesor de concreto - de $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$.

Sobre esa plantilla se construirá el armado de la losa, habiéndose cortado y habilitado previamente todo el fierro de - refuerzo con objeto de hacer esta operación en el menor tiem-

po posible. Se contará también con un número suficiente de "pollos" de concreto para apoyar las varillas del lecho inferior. Estos pollos serán fabricados con concreto de $f'_c = 250$ kg/cm², de aproximadamente 0.10m de diámetro, con una ranura al centro para alojar el lecho inferior del armado, y con una altura a esa ranura de 5 cm. que será el recubrimiento especificado, contarán asimismo con un trozo de alambre recocido del No. 16 para poder asegurarse a dicho armado. Se procederá primero a tender el lecho inferior del armado colocando los pollos a 1.50 m de distancia en ambos ejes, en los cruces del armado. El lecho superior se suspenderá por medio de silletas hechas con varilla de 1/2" en número suficiente para asegurar su inmovilidad durante la operación de colado. Deberá tenerse especial cuidado en que el acero de refuerzo esté limpio de grasa, revoltura o escamas de óxido antes de su colocación.

Las dimensiones prácticas de la losa de cimentación será de 20.3 m de diámetro por 0.50 cm. de espesor. Luego el volumen de concreto a colar será de 161.8 m³ con un $f'_c = 250$ kg/cm², deberá colarse lo más homogéneo posible por lo que será indispensable que el concreto lo proporcione una fábrica de concreto. En la obra no hay problema de circulación o estacionamiento para los camiones-revolvedora que trasladen ese concreto, por lo que se podrá contar con una holla de 6 m³, cada cuarto de hora durante ese proceso, con objeto de que el colado sea terminado en un sólo turno.

Como el volumen es considerable, el concreto se fabricará con cemento tipo II de bajo calor de hidratación.

Antes de proceder a la colocación del concreto, se verificará que el lugar esté seco y libre de basuras, que el fierro esté

limpio de óxido escamoso o grasa y el armado debidamente sujeto. El colado se efectuará del centro a la periferia utilizando para ello dos grúas cuando menos, sobre llantas, con capacidad de 5 t, en el extremo, cuando éste llegue a 12 mts. - El movimiento del concreto se hará con hollas de descarga de fondo de 2 m³ de capacidad. El camión revolvedora llegará a nivel de piso que es 2.50 más alto que el del desplante de la losa, por lo que no habrá problema para el llenado de las hollas de trabajo.

De cada camión revolvedora se sacarán tres probetas estandar y se hará una medida del revenimiento para el correcto control de la calidad del concreto.

El curado del concreto se hará por rocío, ya que deberá cumplir además con la función de enfriar el concreto, se hará por medio del poliducto de 1" formando una red. Este poliducto tendrá perforaciones a cada 20 cm. de 1/4" y estará conectado a un sistema de riego consistente en tubería de poliducto de 3" con conexiones adecuadas a la red. Se empleará agua de los pozos propios de la planta que tiene una temperatura casi constante en todo el año de 10^o y esta agua se extraerá por medio del cárcamo de bombeo del tanque y se tirará al drenaje. El curado comenzará una hora después de terminado el colado.

El terminado será rústico, cuidando en todo momento su nivel y sólo en la parte que queda fuera del tanque, 48 horas después del colado se aplicará un endurecedor químico, con objeto de dar resistencia al concreto al ataque de los ácidos grasos que tiene el combustóleo.

5.4 Muros de contención

Los muros de contención, se desplantarán, al igual que la losa de cimentación, sobre una plantilla de concreto sobre de 0.08 m. de espesor. Sobre esta plantilla como en el caso anterior, se colocará el acero de refuerzo sostenido por "pollos" de concreto, una vez terminado el armado, y con concreto adquirido - en fábrica, se procederá a colar la zapata del muro de contención, luego se colocará la cimbra del muro previamente aceiteada, que será formada por triplay de $3/4 \times 10' \times 4'$ ($0.19 \times 3.05 \times 1.22$) formando secciones de 3.05×3.50 de alto reforzadas - horizontalmente con listones de madera de $2" \times 4"$ colocados - con el lado de $2"$ en contacto con el triplay. Este encofrado - se amarrará entre sí, es decir la cimbra del lado interior a - la del lado exterior con alambre galvanizado del # 10 cada 50 cm., tanto en sentido horizontal como vertical, y para garanti - zar que la cimbra no se cerrará, se pondrán separadores de va - rilla de $1/2"$ en número suficiente. Estos separadores se ama - rrarán al armado principal con alambre galvanizado.

Antes de proceder al colado, se aplicará sobre el concreto de - la zapata en la sección de unión, un aditivo adherente como el fester bond, para garantizar la unión del concreto en forma - efectiva.

Una vez que el concreto tenga edad suficiente; se efectuarán - los rellenos de tepetate, compactándolos a 95 proctor. Se de - jará una línea de drenaje filtrante a lo largo de todo este mu - ro formado por tubería de $8" \varnothing$ de concreto perforado que des - cargará en el drenaje.

No se consideró empuje hidrostático en el muro dado que debido

a la cercanía con los pozos de la planta al nivel freático es muy bajo y además prácticamente toda el área circundante está pavimentada.

Entre los muros de contención y la losa de cimentación existe una área que se tendrá que pavimentar de concreto, con concreto de $f'_c = 150 \text{ kg/m}^2$.

Estas losas tendrán una dimensión máxima de 3.00 x 3.00 y en la unión de cada losa se pondrá una junta de celotex de 1.27 cm. de la cual se removerán los últimos 3 cm. y se rellenarán con algún sellador elástico (como el paulastic de Proconsa o similar) el mismo tratamiento se dará a la unión del pavimento con algún elemento estructural.

Se prevén cuatro pasamuros a diferentes niveles en los muros de contención que forman la charola de derrames.

5.5 Tanque metálico

Como el fondo es en realidad el manto de un cono, en el taller deberá darse la debida curvatura a estas placas, según sea su posición, para lo cual se harán cerchas de dimensión, que deberán orientarse según las directrices del cono. Todas las piezas llevarán marcas de taller, según la posición de la pieza con la clave del plano correspondiente.

Para el manejo de las piezas y su posterior colocación no se permitirá soldar "sietes", argollas o escuádras; y el manejo podrá hacerse por medio de "prensas con ojo" de fábrica o fabricadas en el campo.

Las placas del fondo irán como se indica soldadas a solape y las soldaduras serán minuciosamente revisadas después de cepi

llar con cepillo de alambre mecánico a dejar metal brillante, en caso de haber defecto en éstas, detectado por método visual o radiológico, como después se explicará, la soldadura se vaciará con "arco-aire" y se volverá a repetir. En el caso de que aún esta otra soldadura quedara defectuosa, a juicio del supervisor de la obra se volverá a vaciar o se pondrá un parche. Si la soldadura es correcta se pondrá sobre ella un cordón de vista empleando soldadura E-6013, pues la soldadura especificada será E-6018, para efectos estructurales.

Una vez terminada la construcción del fondo se procederá al marcado de la posición de los anillos que forman las paredes del tanque y se armarán éstos, cuyas piezas deberán ser curvadas en el taller por medio de rolaçora de rodillos. Al colocar éstos en su posición se pondrán puntos fuertes en las partes donde el anillo coincida con el trazo, comenzando en un extremo, y por medio de gatos de campo punteados al lado exterior del fondo del tanque de preferencia, se irán haciendo coincidir las piezas que forman el anillo y se procederá a su soldado. La soldadura entre anillo y fondo es de chaflán y entre piezas constitutivas de los anillos será de visel. Estas soldaduras se realizarán por el lado exterior, donde habrá iluminación y ventilación natural. Se tendrá especial cuidado en que las piezas irán en su debida posición según marcan los planos respectivos.

Deberá hacerse asimismo un muestreo radiográfico de las soldaduras, elaborando un programa para ello de forma que se obtenga un análisis representativo de la calidad del trabajo. Una vez aceptado un tramo, al cual se le dará el mismo tratamien-

to que el indicado para la soldadura del fondo del tanque se procederá a proteger la zona soldada con imprimador de cromato de cinc. Deberá cuidarse durante la construcción de las paredes que éstas esten convenientemente plomeadas, no tolerándose desplomes superiores a 1/500. En toda la obra soldada se aplicará el reglamento de construcciones del Departamento del Distrito Federal, capítulo XIC, en sus artículos aplicables.

El montaje de las columnas que soportan a la techumbre se hará al mismo tiempo que el montaje de anillos para obtener los mismos beneficios de ventilación e iluminación.

Durante todo el montaje se contará con la ayuda de por lo menos dos grúas con capacidad suficiente y una pluma no menor de 12 mts.

Las placas que forman la techumbre, también forman un cono, y tendrán el mismo tratamiento que el fondo, el cual no es problemático dado que el espesor en ambos casos es de 1/4". Estas placas irán soldadas a los cabrios que la sostienen con cordones alternados, con el fin de dar rigidez lateral a éstos.

Una vez terminado el tanque, se limpiará en aquellas partes que muestren oxidación con cepillo de alambre y se volverá a limpiar para dar después el acabado recomendado.

6. CONCLUSIONES

En la época que se construyó el tanque de almacenamiento, tuvo un costo total aproximado de \$915,000.00 más el costo de las instalaciones mecánicas y eléctricas para conexión a las calderas y controles remotos, que elevó el costo total a algo más de \$1.000,000.00.

La generación total era de 200,000 kw/hora, por lo que a precio de la época -que era de \$0.08/kw- la planta producía - - \$16,000.00 por hora, por lo cual si en el lapso de un año, - por diversas causas la planta dejaba de generar durante 62.5 hs. por falta de combustible, se igualaría el costo del tanque con la pérdida de energía, sin considerar que ésta era só lo la pérdida para la Compañía de Luz y Fuerza del Centro, - pués la repercusión en la economía de la industria sería por lo menos 10 veces mayor. Como en esa época era frecuente que por falta de transporte ferroviario o de producto disponible en las refinerías, la planta de Nonoalco interrumpiera su generación de dos o tres veces por mes, en lapsos de una o dos días (como sólo trabajaba de 6:00 P.M. a 10:00 P.M.) se perdían entre 105 y 115 hs. de generación al año, por lo cual la instalación se amortizó en menos de un año.

Posteriormente, en el año de 1975 por decreto presidencial, - fue cambiada la frecuencia en las redes de distribución y con sumo del área Metropolitana de 50 c.p.s. a 60 c.p.s. motivando que la planta de Nonoalco dejará de generar, (no obstante que sus instalaciones estaban perfectamente capacitadas para seguirlo haciendo por lo menos durante otros diez años) pues por la política económica gubernamental para con la empresa.-

no se permitió que ésta invirtiera en el cambio de debanados - de los generadores, para que con la misma velocidad de las turbinas de vapor y a la misma eficiencia, se generara con la nueva frecuencia. El costo económico y social de esta determinación técnicamente errónea aún no ha sido cuantificada pero fue muy considerable. Con objeto de utilizar en lo posible las propiedades de la Compañía de Luz y Fuerza del Centro, S. A., y ante la necesidad de suplir con otras instalaciones las que habían quedado fuera de servicio, se instalaron en el medio de la planta cuatro unidades movidas por turbinas de gas, de - - 20,000 kw de potencia cada una, y que queman aceite diesel. Estas máquinas de tecnología más refinada, por lo mismo mucho más delicadas son diseñadas para trabajar exclusivamente durante las horas pico, pero por diversos motivos en años pasados - estuvieron trabajando 24 hs. al día y 365 días al año. El tanque de combustóleo una vez lavado y limpiado, sirvió y - sirve para alimentar a dicho equipo, por lo que fue una instalación sumamente rentable. El tanque se encontraba lleno hasta poco más del 80% de su capacidad durante los días 19 y 20 de septiembre de 1985, en que unos movimientos sísmicos de 8.1 y 7.5 grados de la escala de Richter se sintieron en el Valle de México; sin que dichos movimientos causaran ningún daño apreciable a esta estructura ver fig. 6.1. Es de hacerse notar que el fuerte bombeo que desecaba a los acuíferos fue suspendido desde el año de 1975, por lo que el nivel freático se ha recuperado grandemente encontrándose en esas fechas a poco más de 2 m de profundidad.

7. BIBLIOGRAFIA

- 1 J. Sterling Kinney, "Análisis de Estructura Indeterminadas"
Edit. Continental 1963
- 2 Otto Fritz de la Orta, "Concreto Armado". Edit. por el autor
1965
- 3 B. Bresler, T.Y. Lin y J.B. Salzi, "Diseño de Estructuras de
Acero" . Edit. Limusa 1973
- 4 J.C. McCormac, "Diseño de Estructuras Metálicas". Rep. y
Serv. Ingeniería 1972
- 5 Ph. Ferguson, "Estructuras de Concreto Reforzado", CECSA 1972
- 6 Instituto de Ingeniería, "Manual de Control de Concreto",
UNAM.
- 7 Cia. Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, S. A. "Manual
para Constructores" Edit. Autor.
- 8 F. González, "Manual del Soldador Eléctrico". Edit. Gustavo
Gili 1971
- 9 Karl Terzaghi y Ralph B. Peck, "Mecánica de Suelos en la In
geniería Práctica. Edit. Ateneo 1973

- 10 R. C. Peurifoy, "Métodos, Planeamiento y equipo de construcción" Edit. Diana 1973
- 11 Altos Hornos de México, S. A., "Prontuario para Constructores" La Consolidada.
- 12 Del Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones" 9 de febrero de 1966.
- 13 A.M. Saad, "Tratado de Construcción" Tomo 1. CEGSA 1970

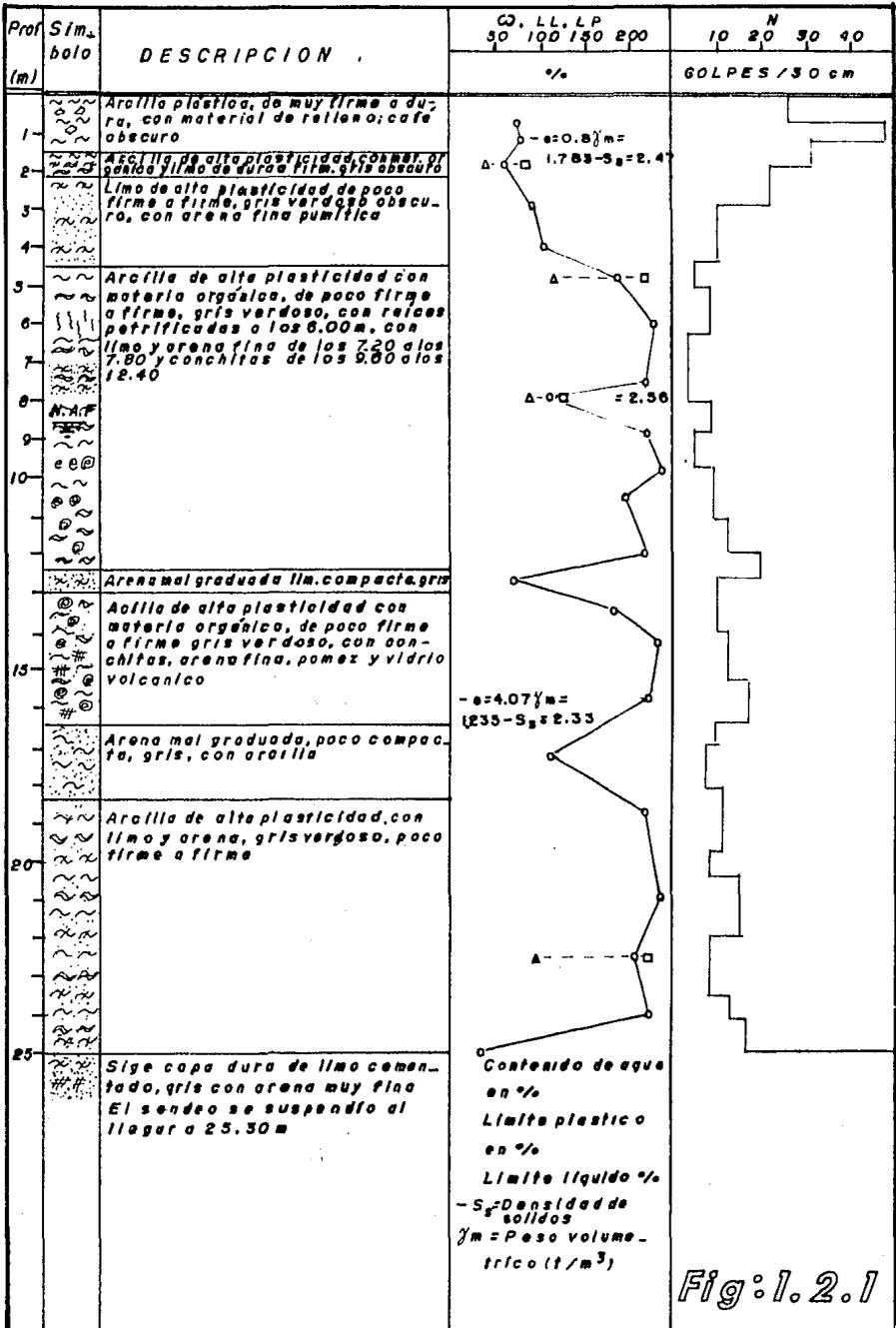


Fig: 1.2.1

Disposicion de los
Pilotes

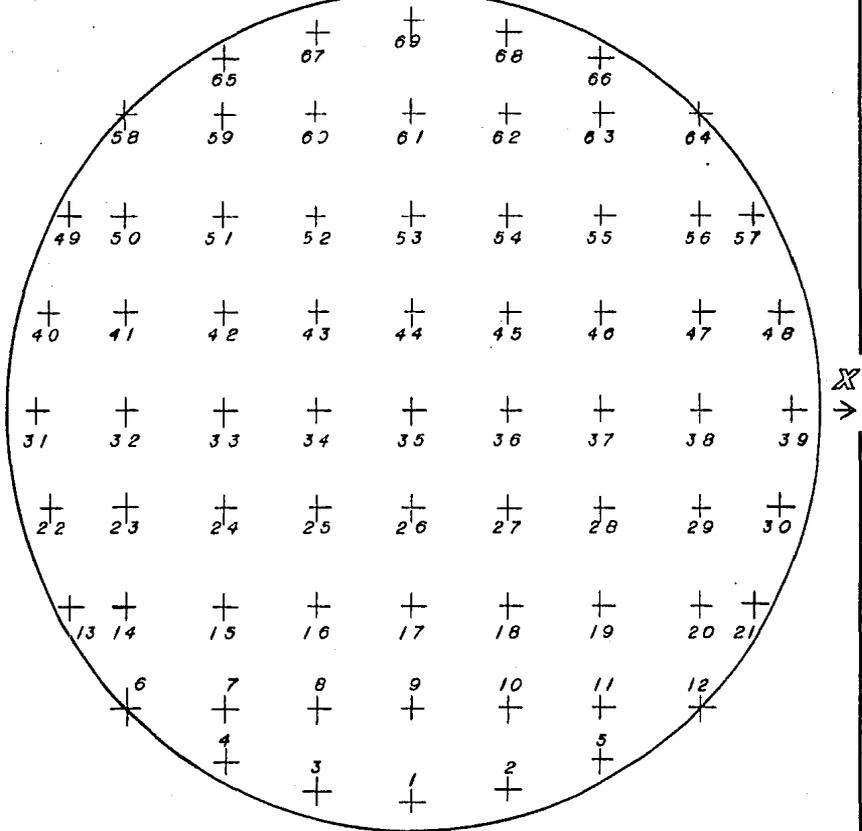


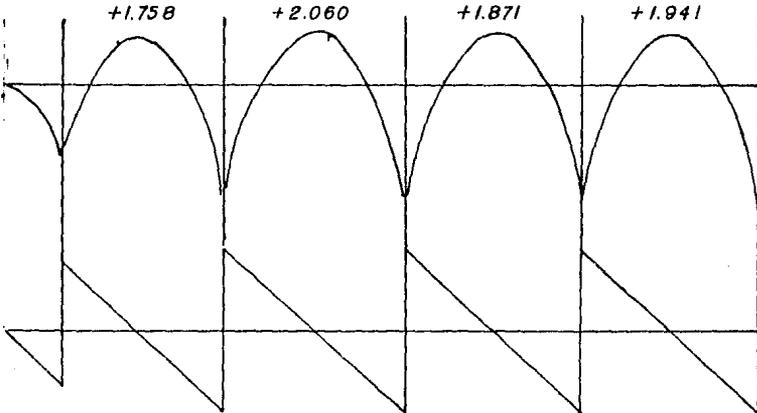
Fig: 2.1

Análisis por el metodo de Cross ($\omega=10\text{f/m}$)

FAJA CENTRAL

	31	32		33		34		35	
0.700 ↑ 1979 ↑ 2.157 ↑ 2.157 ↑ 2.157 ↑ Claral(m)									
0	2.021	1.854		1.854		1.854			R_i
0.000	1.000	0.522	0.478	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	f_d
-2.450	+3.264	-3.264	+3.877	-3.877	+3.877	-3.877	+3.877	-3.877	M_e
	-0.019	-0.407							
	-0.054	-0.108	-0.098	-0.049					
	+0.054	+0.027	+0.012	+0.025	-0.025	+0.012			
	-0.010	-0.020	-0.019	-0.009	-0.003	-0.006	-0.006	-0.005	
	+0.010	+0.005	+0.003	+0.006	+0.006	+0.003		+0.001	
	-0.002	-0.004	-0.004	-0.002	-0.001	-0.002	-0.002	-0.001	
	+0.002			+0.001	+0.001			+0.001	
-2.450	+2.448	-3.771	+3.771	-3.905	+3.905	-3.870	+3.870	-3.879	M_f
-7.000	+9.895	-9.895	+10.785	-10.785	+10.785	-10.785	+10.785	-10.795	V_e
	-0.667	-0.667	-0.062	+0.062	+0.016	+0.016	-0.005	-0.005	v_m
-7.000	+9.228	-10.562	+10.723	-10.847	+10.801	-10.769	+10.780	-10.780	V_f
	16.228	21.287		21.649		21.559		21.580	R

Diagramas de Momentos Flexionantes y Fzas Cortantes



R_i :- Rigidez relativa
 f_d :- factor de distribución
 M_e :- Momento de empotramiento
 M_f :- Momento final
 V_e :- Cortante isostático
 v_m :- Corrección al cortante debida al momento
 V_f :- Cortante final
 R :- Reacción

NOTA: POR SIMETRÍA SE ANALIZA SOLO MEDIO EJE EN LAS 3 FAJAS

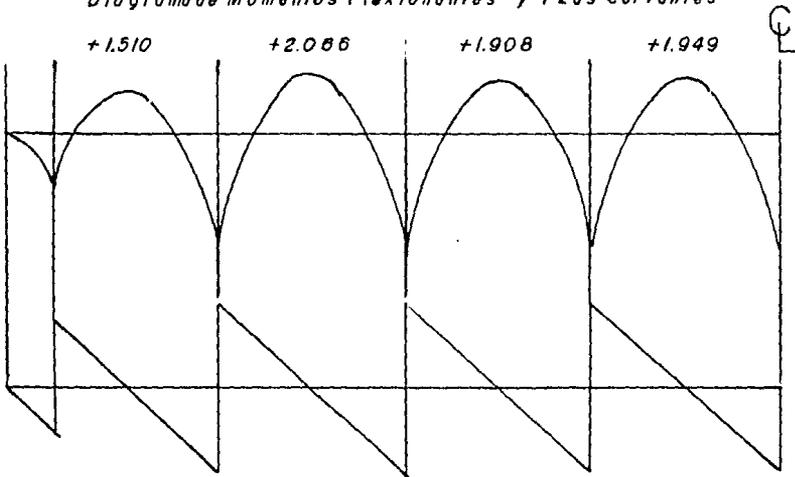
Fig: 2.2.1

Análisis por el método de Cross ($W=10 \text{ t/m}$)

PRIMERA FAJA LATERAL

22		23		24		25		26		Claro (m)
0.60		1.821		2.157		2.157		2.157		
0		2.197		1.854		1.854		1.854		R_i
0.000	1.000	0.542	0.458	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500		f_d
-1.800	+2.763	-2.763	+3.877	-3.877	+3.877	-3.877	+3.877	-3.877		M_e
	-0.963	-0.482								
	-0.172	-0.343	-0.290	-0.145						
	+0.172	+0.086	+0.036	+0.073	+0.073	+0.036				
	-0.053	-0.056	-0.056	-0.028	-0.009	-0.018	-0.018	-0.009		
	+0.033	-0.017	+0.009	+0.018	+0.018	+0.009	+0.003	+0.003	+0.009	
	+0.007	+0.013	+0.012	+0.006	+0.004	-0.007	-0.007	+0.004	+0.004	
	+0.007	+0.004	+0.002	+0.003	+0.003	+0.002	+0.002	+0.002	+0.004	
	-0.001	-0.003	-0.003	-0.001	-0.001	-0.002	-0.002	-0.001	-0.001	
	+0.001			+0.001	+0.001			+0.001		
-1.800	+1.800	-3.564	+3.564	-3.960	+3.960	-3.857	+3.857	-3.877		M_f
-8.000	+0.105	-9.105	+10.785	-10.785	+10.785	-10.785	+10.785	-10.785		V_e
	-0.969	-0.969	-0.184	-0.184	+0.048	+0.048	-0.009	-0.009		v_m
-8.000	+8.136	-10.074	+10.801	-10.969	+10.833	-10.737	+10.776	-10.794		V_f
	14.156	20.675		21.802		21.513		21.588		R

Diagrama de Momentos Flexionantes y Fzas Cortantes



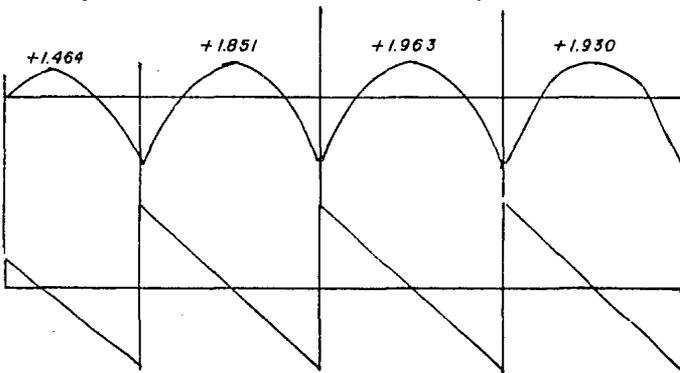
- R_i : Rigidez relativa
- f_d : factor de distribución
- M_e : Momento de empotramiento
- M_f : Momento final
- V_e : Cortante isostático
- v_m : Corrección al cortante debida al momento
- V_f : Cortante final
- R : Reacción

Fig: 2.2.2

Análisis por el metodo de Cross (W=10 t/m) SEGUNDA FAJA LATERAL

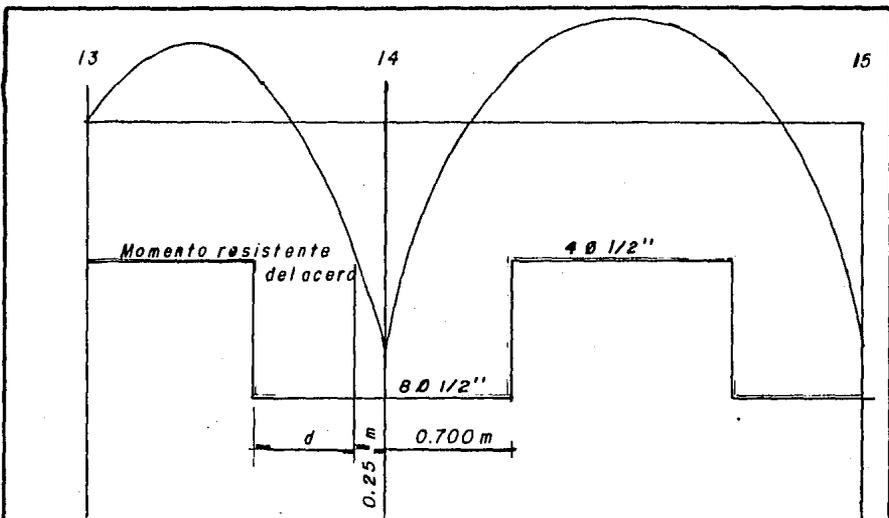
	13	14	15	16	17				
	1.598	2.157	2.157	2.157	2.157	C/aro (m)			
	1.877	1.854	1.854	1.854	1.854	Ri			
	0.503	0.497	0.500	0.500	0.500	fd			
	-4.404	+3.877	-3.877	+3.877	-3.877	Me			
	+0.265	+0.262	+0.131						
		-0.033	-0.065	-0.065	-0.033				
	+0.017	+0.016	+0.008	+0.008	+0.016	+0.008			
		-0.004	-0.008	-0.008	-0.004	-0.008			
	+0.002	+0.002	+0.001	+0.002	+0.004	+0.002			
			-0.002	-0.001		-0.002			
	0.0	-4.120	+4.120	-3.812	+3.812	-3.894	+3.893	-3.877	Mf
	+7.990	-7.990	+10.785	-10.785	+10.785	-10.785	+10.785	-10.785	Ve
	-2.578	-2.578	+0.143	+0.143	-0.038	-0.038	+0.007	+0.007	vm
	+5.412	-10.568	+10.928	-10.642	+10.747	-10.823	+10.792	-10.778	Vf
	5.412	21.496	21	389	21.615	21.556			R

Diagramas de Momentos Flexionantes y Fzas Cortantes



- Ri= Rigidez relativa
- fd= factor de distribución
- Me= Momento de empotramiento
- Mf= Momento final
- Ve= Cortante isostático
- vm= Corrección al cortante debida al momento
- Vf= Cortante final
- R= Reacción

Fig: 2.2.3



MOMENTOS RESISTENTES NECESARIOS
EN LAS ZONAS DE MOMENTOS MAXIMOS

Fig:2.2.2'

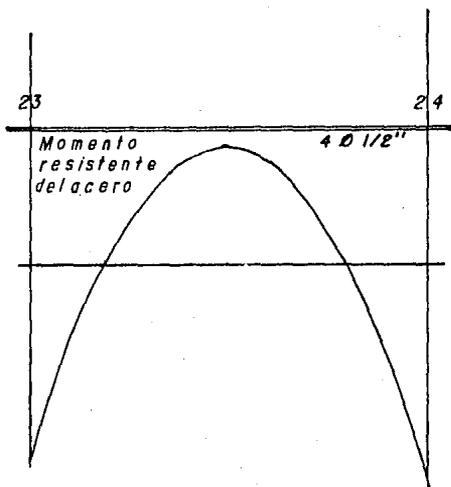


Fig:2.2.3'

MUROS DE CONTENCION

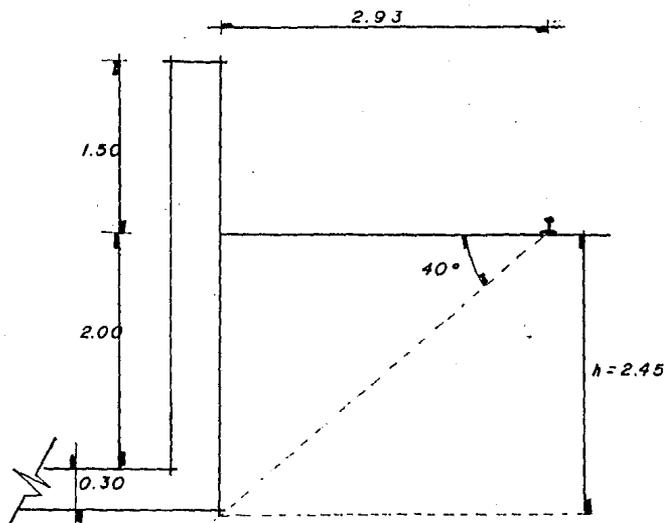


Fig: 2.3.1

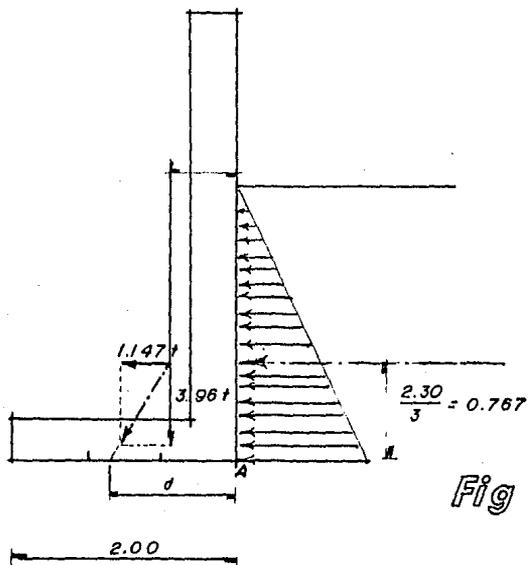


Fig: 2.3.2

acotaciones en: m

MUROS DE CONTENCION

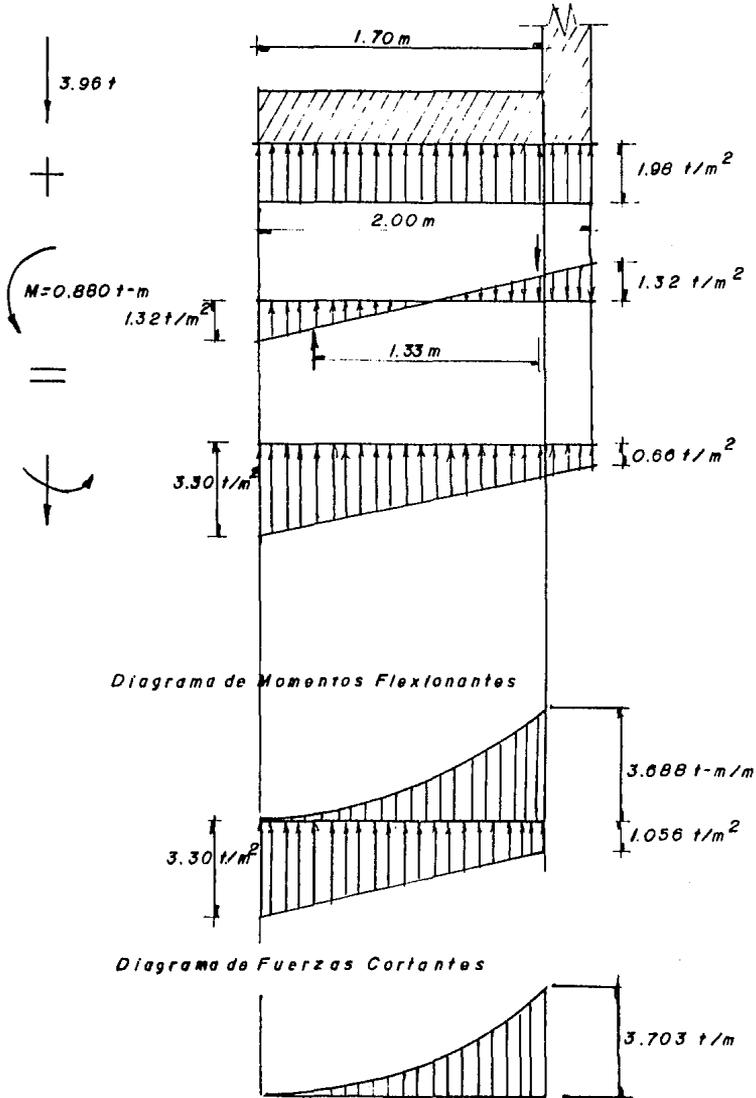


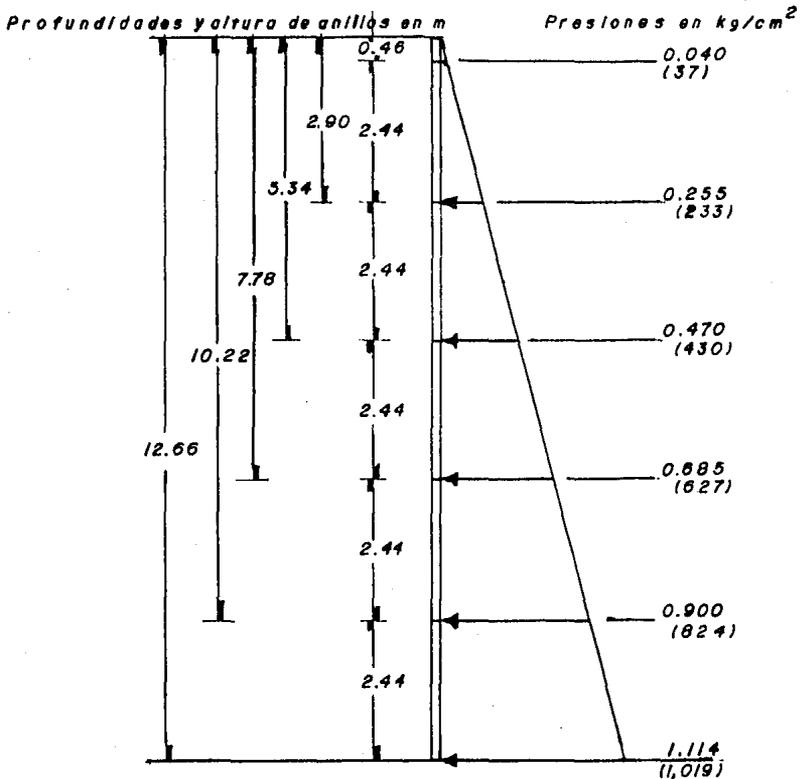
Fig: 2.3.3

Tensiones resultantes en los Anillos que forman el Tanque

LA PRESION HIDROSTATICA A LA PROFUNDIDAD "X" SERA:

$$P = \frac{0.880X}{1000}$$

(P en kg/cm^2 , X en cm)



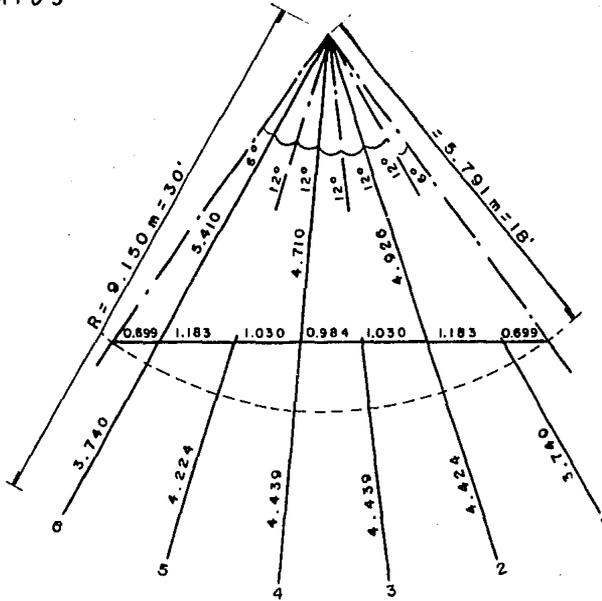
La Tensión producida dado el diámetro de 1830 cm por cm de altura:

$$T = \frac{1830 \times P}{2}$$

Las Tensiones se indican entre paréntesis en kg/cm^2

Fig: 3.1

CABRIOS



Cabrios Principales: 2, 4, 6
 Cabrios Secundarios: 1, 3, 5

Fig:3.2.1

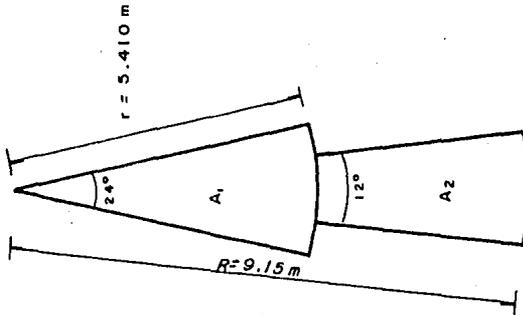
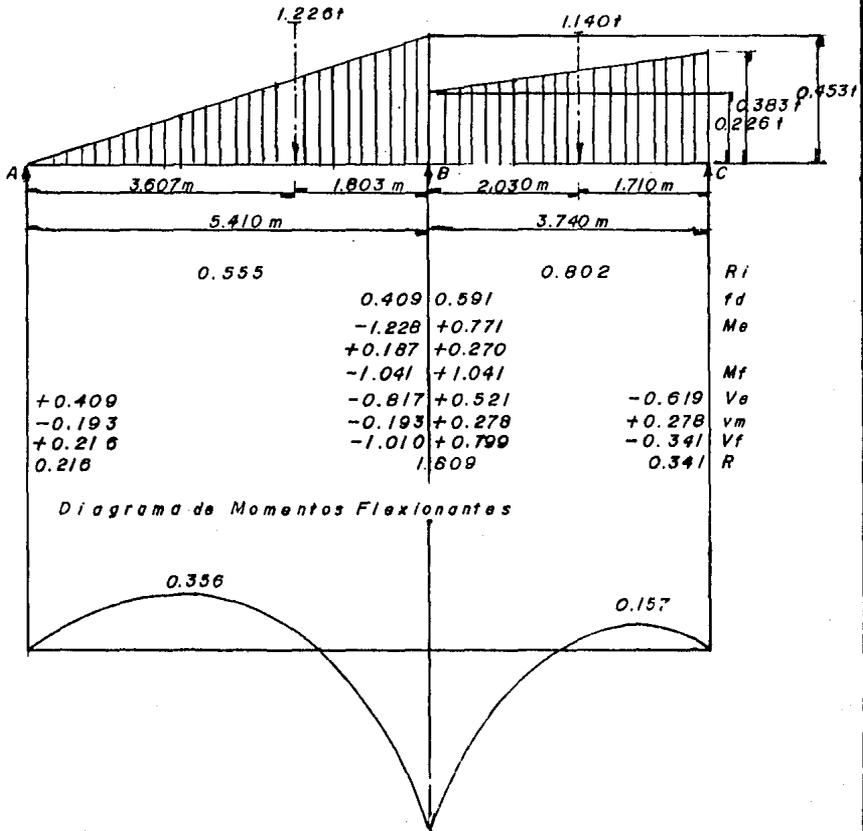


Fig:3.2.2

Análisis por distribución de momentos CABRIOS PRINCIPALES



- Ri= Rigidez relativa
- fd= factor de distribución
- Me= Momento de empotramiento
- Mf= Momento final
- Ve= Cortante isostático
- vm= Corrección al cortante debida al momento
- Vf= Cortante final
- R= Reacción

Fig: 3.2.3

CABRIOS SECUNDARIOS

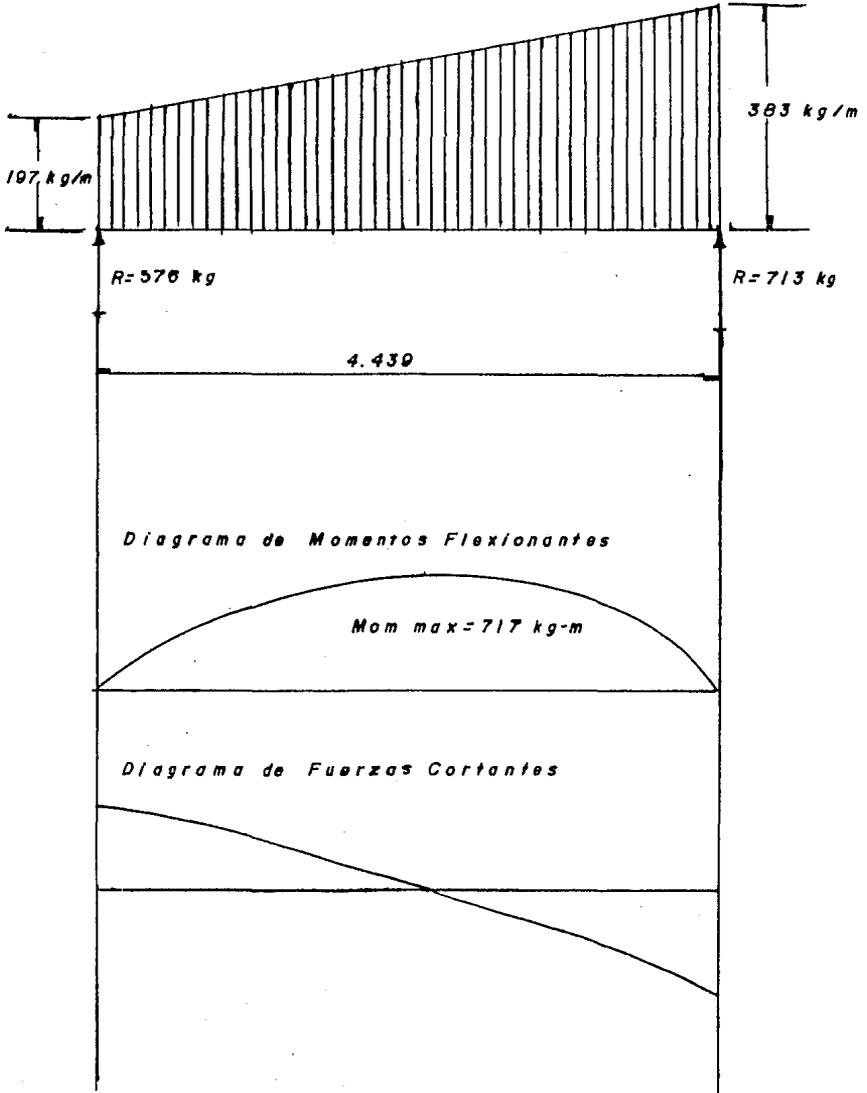


Fig: 3.2.4

Vigas Maestras

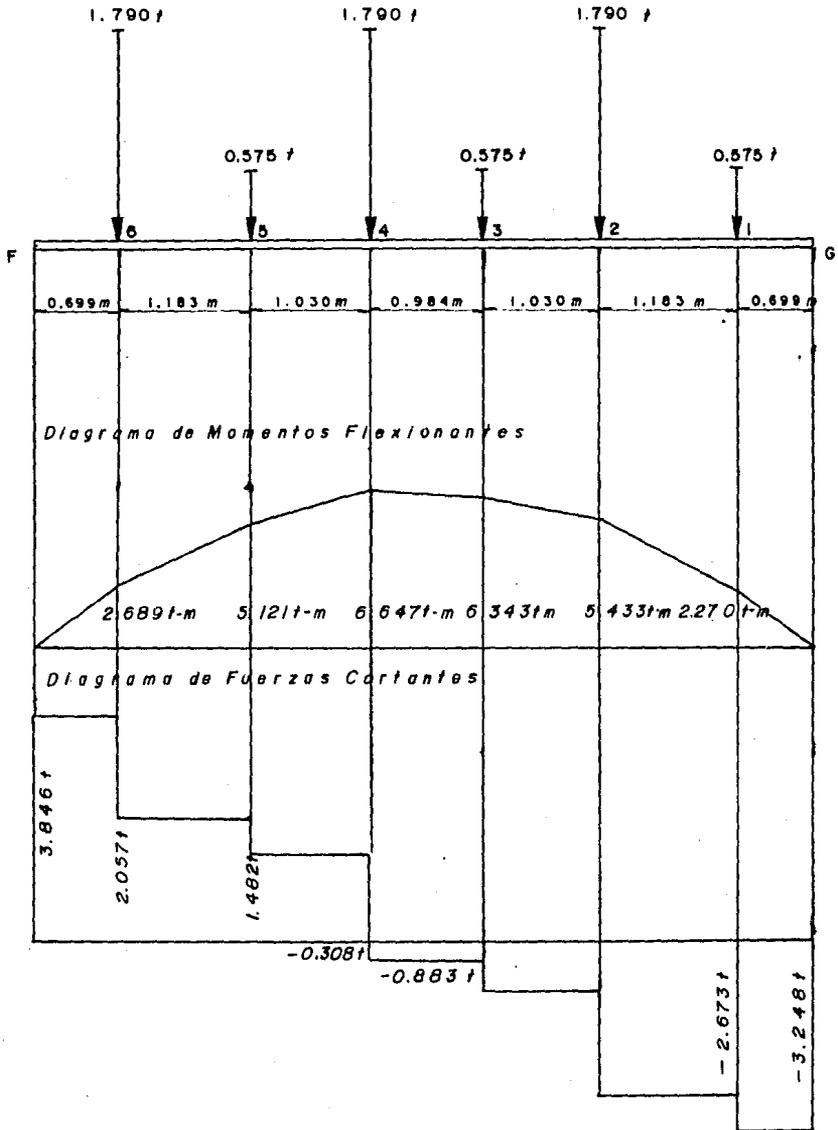


Fig: 3.2.5

Disposicion de los Canales en las
COLUMNAS

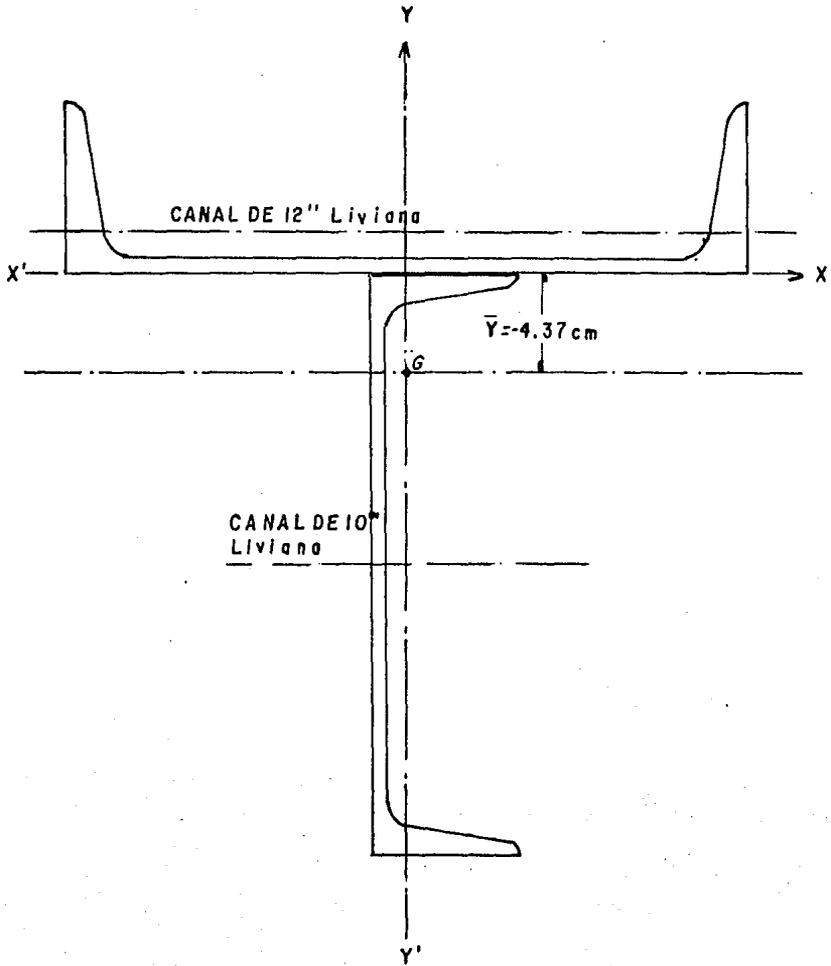


Fig: 3.3.1

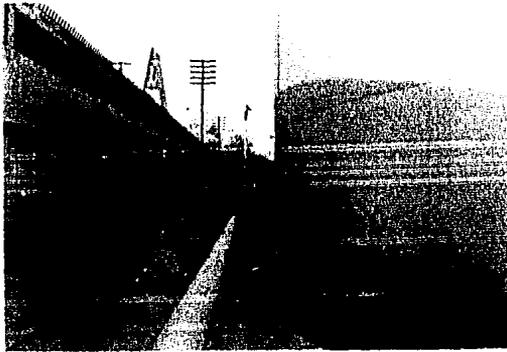
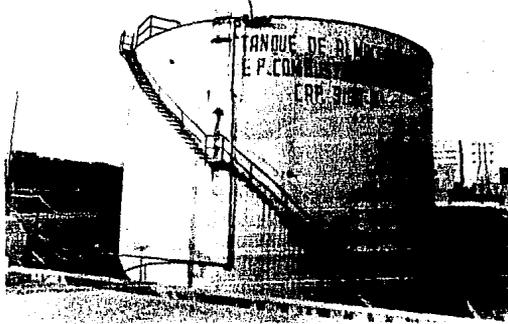
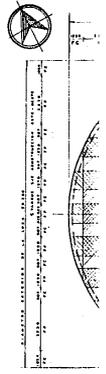
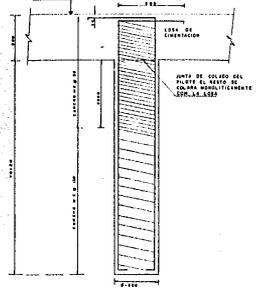
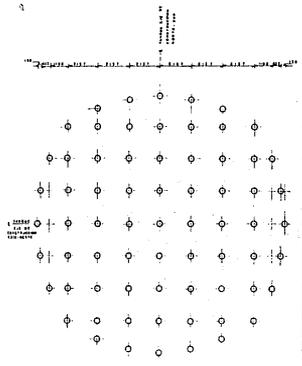
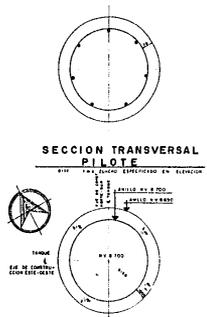


Fig: 6.1

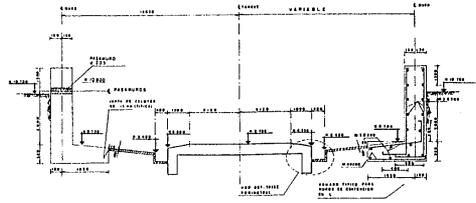
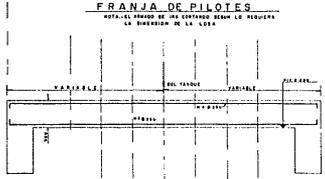
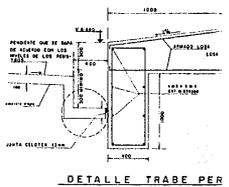
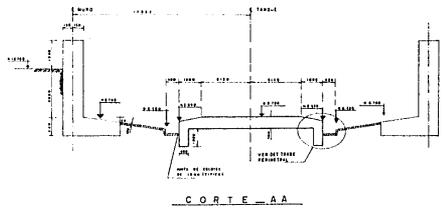
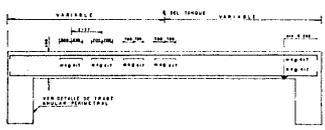


PLANTA DE NIVELES SUPERIORES DE LA LOSA DE CIMENTACION

PLANTA DE LOCALIZACION DE PILETES

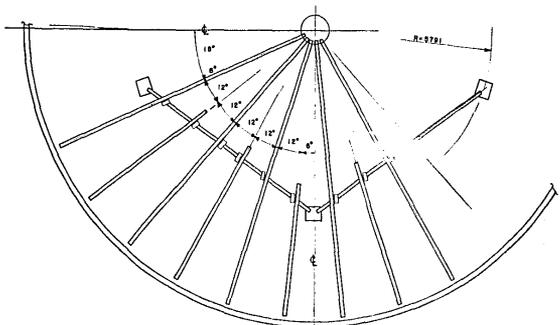
ELEVACION PILETE

P1

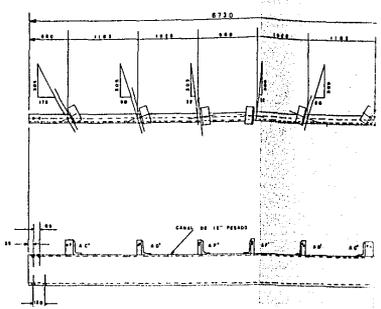


ARMADOS DE LOSA DE CIMENTACION

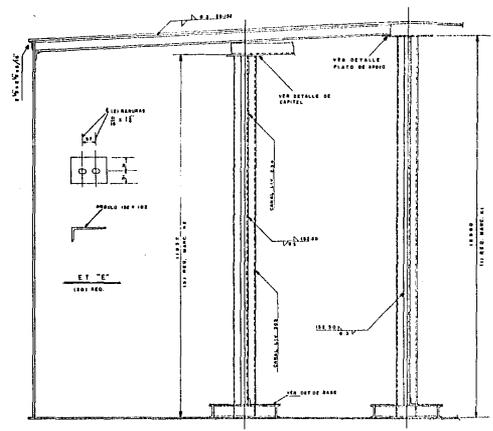
CORTE BB



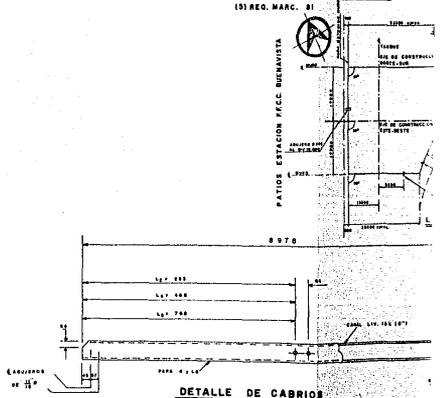
**DETALLE DE ENSAMBLE DE VIGAS MAESTRAS
CON CABRIOS**



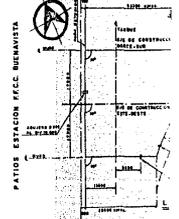
DETALLE DE VIGAS MAESTRAS
(3) REG. MARC. 81

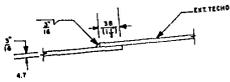


SECCION EXTREMA DEL CUERPO



DETALLE DE CABRIOS
(3) REG. MARC. L.V., (3) REG. MARC. L.V., (3) REG. MARC. L.V.

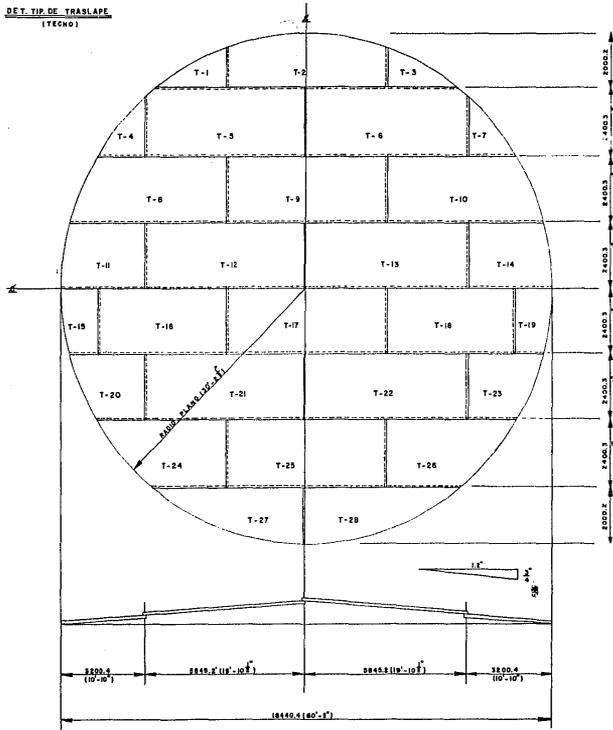




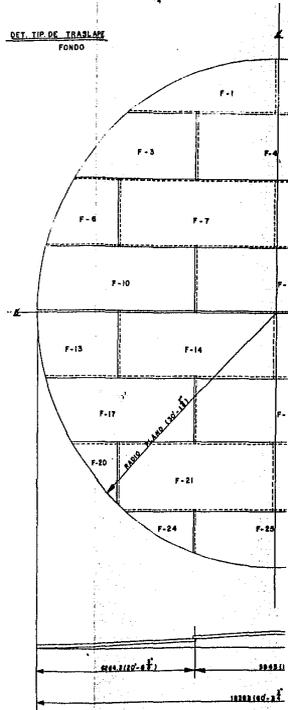
DET. TIP. DE TRASLAPE
(TECHO)



DET. TIP. DE TRASLAPE
FONDO



DETALLE DE TECHO

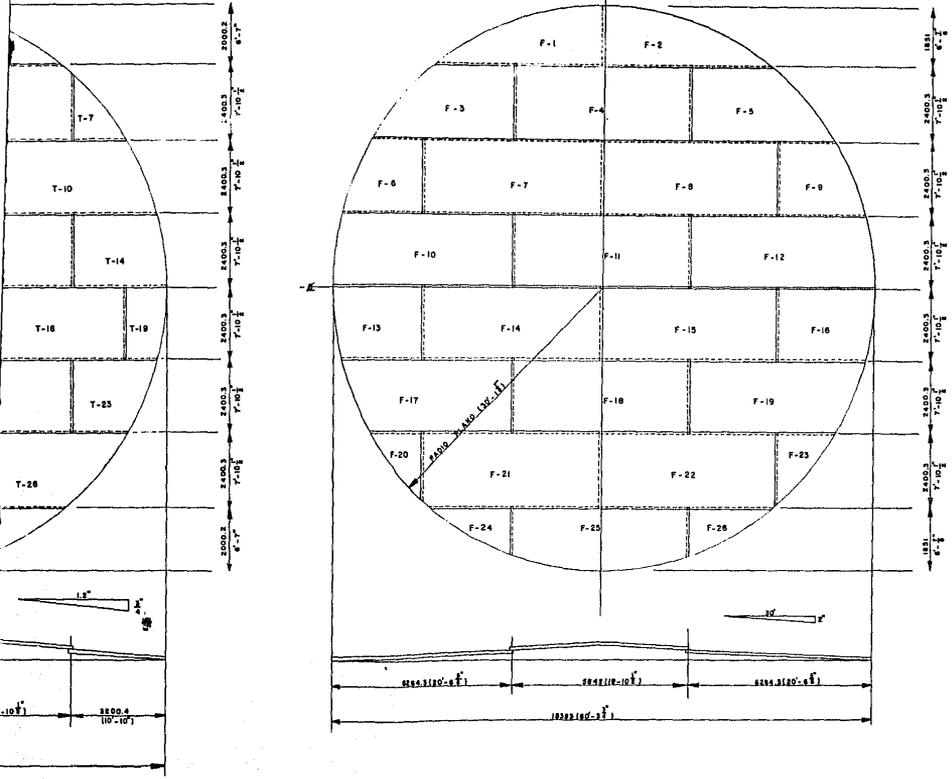


DETALLE DE FONDO

NOTA
ESPECIFICACION DE MATERIAL
FONDOS: ASTM A-7 & A-283-C
TECHOS: ASTM A-7 & A-283-C



DET. TIP. DE TRASLADO FONDO



DETALLE DE FONDO

Fig: 4

FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM
TESIS PROFESIONAL
FONDO Y TECHO
(ANILLOS DEL CUERPO Y DETALLES)
MOISES CONTRERAS N.