



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON**

sist. 84992

**“ CIMENTACION DE UNA ESFERA DE ALMACENAMIENTO DE
GASOLINA O GAS L P PARA DOS TIPOS EXTREMOS
DE TERRENO ”**

TESIS PROFESIONAL

**Para obtener el título de
LICENCIADA EN INGENIERIA CIVIL**

BELEM ECHEVERRIA TORIZ



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.



VINERIDAD NACIONAL

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

MA. BELEM T. ECHEVERRIA TORIZ
P R E S E N T E .

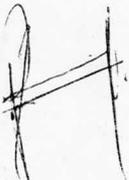
En contestación a su solicitud de fecha 8 de agosto del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. VALENTIN PAZ OSCAR pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " CIMENTACION DE UNA ESFERA DE ALMACENAMIENTO DE GASOLINA O GAS LP PARA DOS TIPOS EXTREMOS DE TERRENO ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Méx., agosto 23 de 1988
EL DIRECTOR



Lic. SERGIO GUERRERO VERDEJO



c.c.p. Coordinación de Ingeniería (21).
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Asesor de Tesis.

SGV'JFPB'11a.

Gracias:

SR. RAMON ECHEVERRIA ROCHA

SRA. MARGARITA TORIZ DE ECHEVERRIA

Su hija BELEM

INDICE

	Pág.
Introducción	1
Capítulo I ANTECEDENTES, PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA E HIPO- TESIS.	
Definición y planteamiento del problema.	3
Criterios de cálculo y diseño.	11
Capítulo II CIMENTACION DE LA ESFERA DE ALMACENAMIENTO DE GA- SOLINA O GAS LP PARA SUELO DURO (TIPO I, CFE) PROYECTO MATAPIONCHE VERACRUZ.	
Estudio de Mecánica de Suelos.	13
Análisis sísmico.	20
Análisis por viento.	22
Análisis de la cimentación.	25
Tabla de resultados del programa " CIMENTA "	34
Diseño de elementos estructurales.	35
Dibujos para construcción.	45
Comentarios.	48
Apéndice.	50
Capítulo III CIMENTACION DE LA ESFERA DE ALMACENAMIENTO DE GA- SOLINA O GAS LP PARA SUELO BLANDO (TIPO III, CFE) PROYECTO SALINA CRUZ OAXACA.	
Estudio de Mecánica de suelos.	54
Análisis sísmico.	60
Pilotes.	63
Análisis sísmico considerando pilotes.	73
Análisis de combinación de cargas.	75
Diseño de losa de cimentación.	81
Diseño del dado de cimentación.	83
Dibujos para construcción.	86

	Pág.
Consideraciones para el diseño de pilotes.	88
Diseño de pilotes.	93
Dibujos para construcción.	99
Conclusiones y recomendaciones.	101

BCT

Introducción:

En la industria Petroquímica se proyecta entre otras cosas, la construcción de plantas Hidrodesulfuradoras, Reformadoras, etc.; dentro de las cuales se localizan diferentes equipos petroquímicos, que dada su importancia es necesario analizar y diseñar su cimentación en forma muy cuidadosa.

En esta tesis hablaremos sobre la cimentación de dos esferas de almacenamiento de gasolina ó gas LP, a saber:

- I) LA AMPLIACION DE LA UNIDAD PETROQUIMICA EN MATAPIONCHE VERACRUZ.
- II) LA PLANTA HIDRODESULFURADORA DE DESTILADOS INTERMEDIOS, FRACCIONADORA DE HIDROCARBUROS Y REFORMADORA NUMERO 3 EN SALINA CRUZ OAXACA.

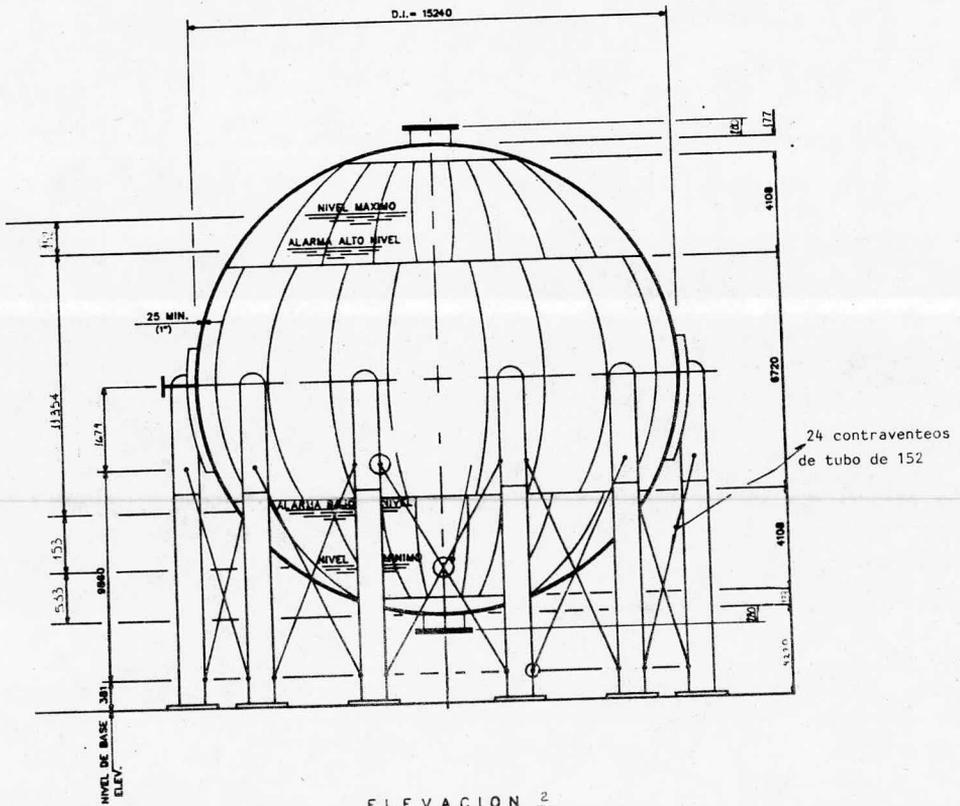
A petición de PEMEX, el Instituto Mexicano del Petróleo (IMP) a través de la Dirección General (encargada de realizar los contratos) y de la Subdirección de Plantas y Proyectos Industriales, proporciona la información y los estudios necesarios para que el departamento de Civil - Concreto, de la misma subdirección trabaje en el diseño de la cimentación de los equipos que constituyen las Plantas.

Las Plantas utilizan varios tipos de equipos: recipientes muy altos y esbeltos, recipientes verticales de menor esbeltez, tanques cilíndricos horizontales, esferas de almacenamiento, etc.

Respecto al almacenamiento de las esferas, sucede que en cada una de las Plantas se cimentarán dos equipos; uno para almacenar gas LP y otro para gasolina. La capacidad de las dos esferas es la misma, lo único que varía es el peso específico del contenido. Ya que dicha variación es pequeña, se puede tomar el peso específico más crítico y cimentar los dos equipos con las mismas dimensiones y armados.

Por esta razón en lo sucesivo se hablará solamente de la esfera para gasolina.

ESFERA DE ALMACENAMIENTO DE GASOLINA O GAS LP



acot. en mm.

DEFINICION Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El problema abarca la cimentación de dos equipos esféricos. Este trabajo se va a dividir en dos etapas de acuerdo a la clasificación del terreno de cimentación de cada proyecto (Tipos de terreno opuestos).

El tipo de terreno lo podemos obtener de los estudios de Mecánica de Suelos* que nos proporciona la superintendencia general de Geotecnia de PEMEX.

(Para Salina Cruz ver pag. 54 , para Matapionche Ver. pag. 13).

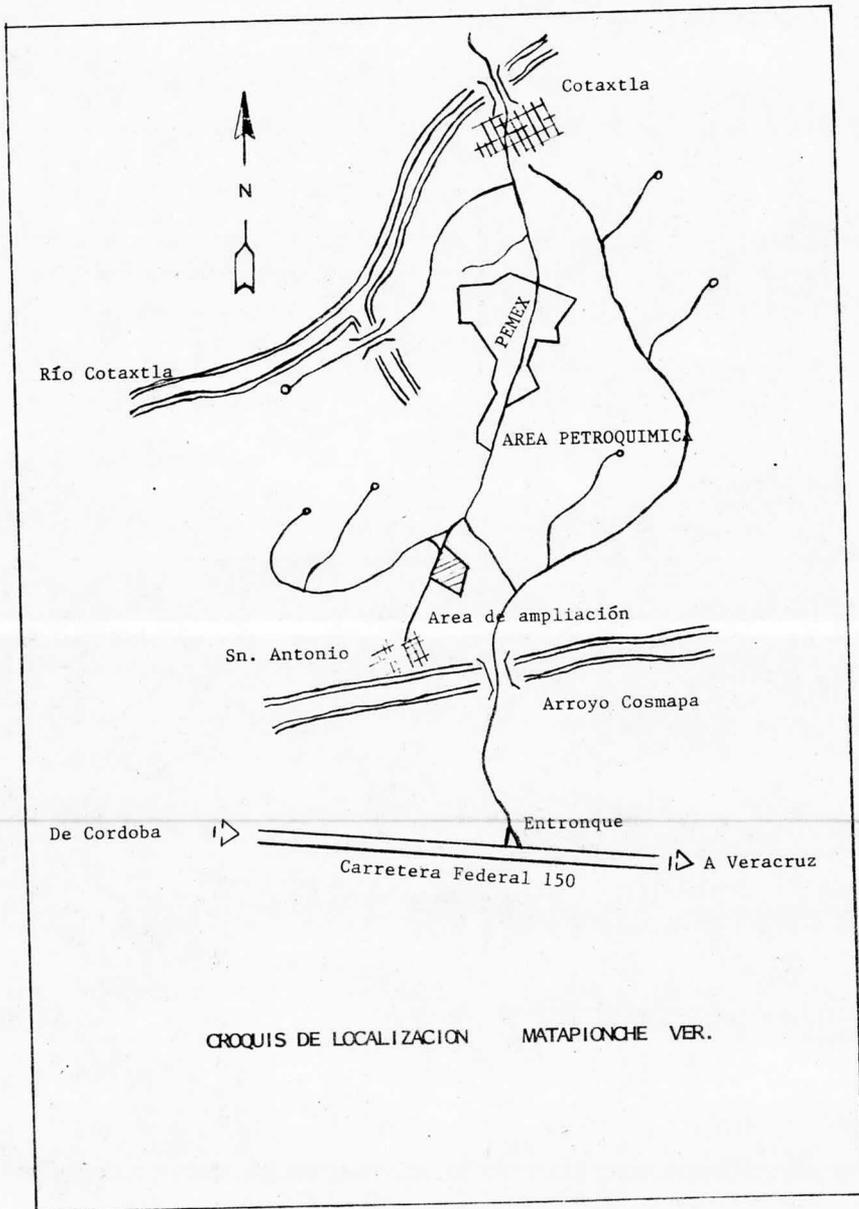
Proyecto I Matapionche

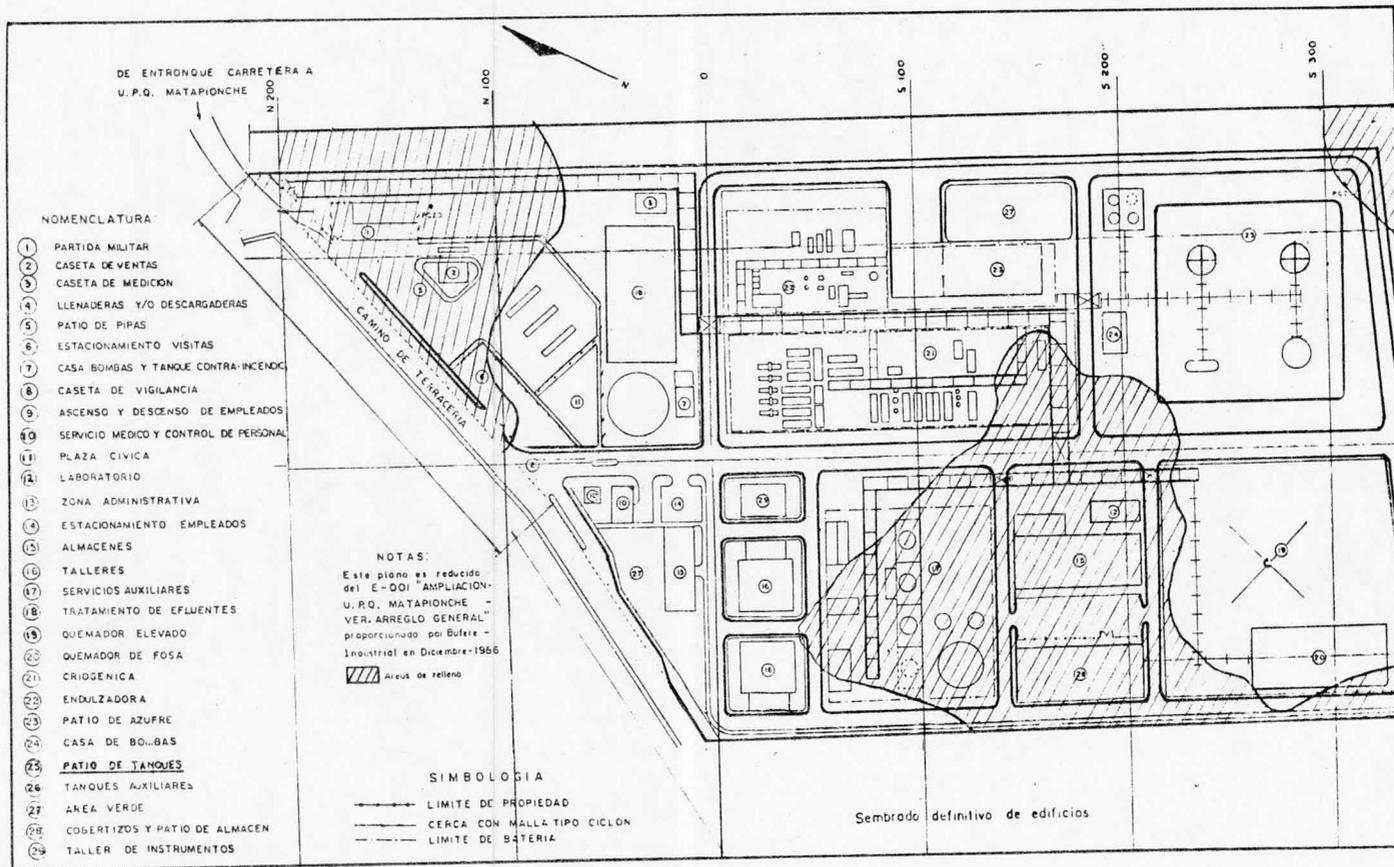
Tipo de terreno I firme (según CFE).

Proyecto II Salina Cruz

Tipo de terreno III blando (según CFE).

NOTA : Las páginas correspondientes a los estudios de Mecánica de Suelos son sólo una parte representativa de dichos estudios.





DE ENTRONQUE CARRETERA A
U.P.Q. MATAPIONCHE

NOMENCLATURA

- 1 PARTIDA MILITAR
- 2 CASETA DE VENTAS
- 3 CASETA DE MEDICION
- 4 LLENADERAS Y/O DESCARGADERAS
- 5 PATIO DE PIPAS
- 6 ESTACIONAMIENTO VISITAS
- 7 CASA BOMBAS Y TANQUE CONTRA-INCENDIO
- 8 CASETA DE VIGILANCIA
- 9 ASCENSO Y DESCENSO DE EMPLEADOS
- 10 SERVICIO MEDICO Y CONTROL DE PERSONAL
- 11 PLAZA CIVICA
- 12 LABORATORIO
- 13 ZONA ADMINISTRATIVA
- 14 ESTACIONAMIENTO EMPLEADOS
- 15 ALMACENES
- 16 TALLERES
- 17 SERVICIOS AUXILIARES
- 18 TRATAMIENTO DE EFLUENTES
- 19 QUEMADOR ELEVADO
- 20 QUEMADOR DE FOSA
- 21 CRIOGENICA
- 22 ENDULZADORA
- 23 PATIO DE AZUFRE
- 24 CASA DE BO...BAS
- 25 PATIO DE TANQUES
- 26 TANQUES AUXILIARES
- 27 AREA VERDE
- 28 COBERTIZOS Y PATIO DE ALMACEN
- 29 TALLER DE INSTRUMENTOS

NOTAS:
Este plano es reducido
del E-001 "AMPLIACION
U. R. Q. MATAPIONCHE -
VER. ARREGLO GENERAL"
proporcionado por Bufile -
Industrial en Diciembre-1966

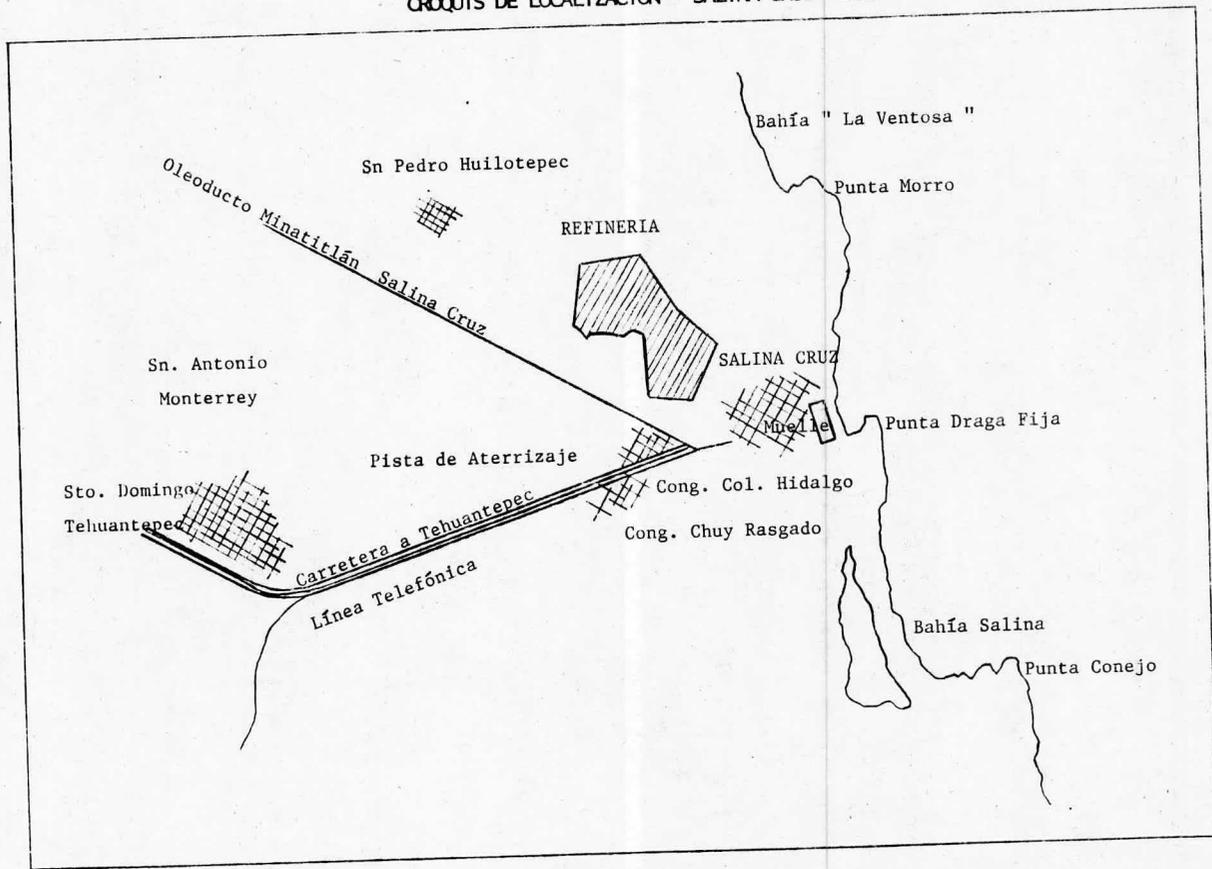
areas de relleno

SIMBOLOGIA

- LIMITE DE PROPIEDAD
- CERCA CON MALLA TIPO CICLON
- LIMITE DE BATERIA

Sembredo definitivo de edificios

CROQUIS DE LOCALIZACION SALINA CRUZ OAX.



PROYECTO I

Características de la cimentación:

Inicialmente se propone:

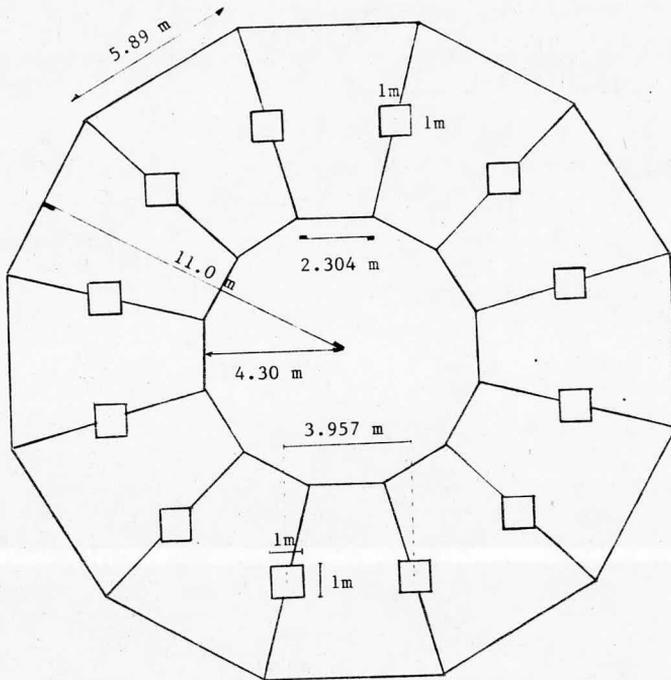
- a) Forma de la losa de cimentación: Dodecágono hueco en el centro.
- b) Peralte de la losa: 40 cm.
- c) Dimensiones del dado (Plinto): 1m x 1m.
- d) Las placas de la base van apoyadas en los plintos.

PROYECTO II

Características de la cimentación:

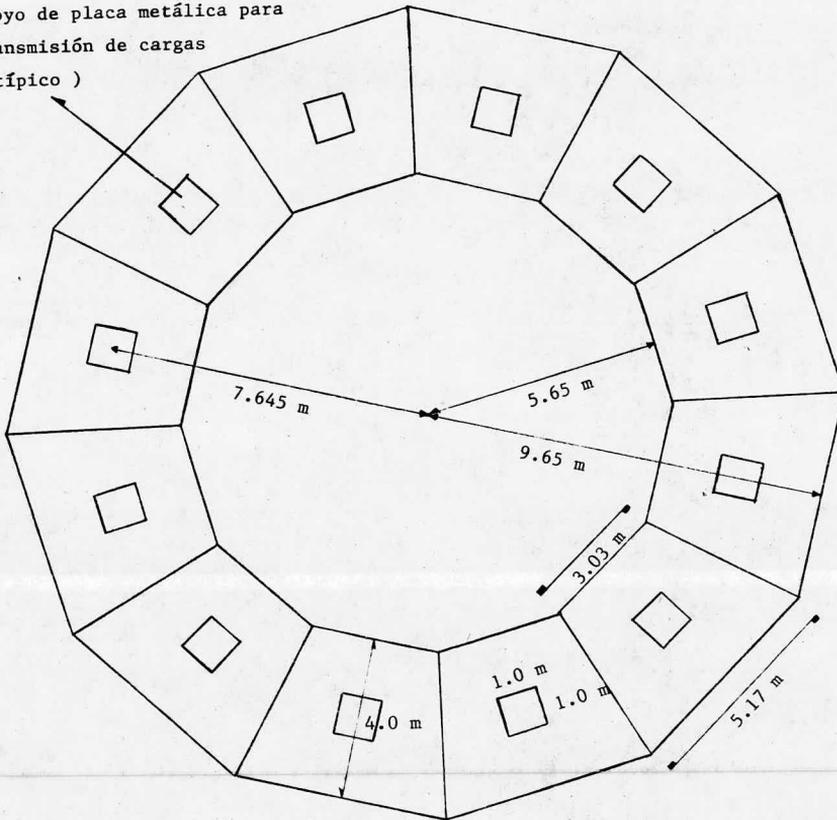
Inicialmente se propone:

- a) Forma de la losa de cimentación: Dodecágono hueco en el centro (Por ser la sección geométrica que considero óptima para la transmisión de cargas y momentos de volteo al terreno).
- b) Peralte de la losa: 70 cm.
- c) Dimensiones del plinto: 1m x 1m.
- d) Las placas de base van apoyadas sobre los plintos.

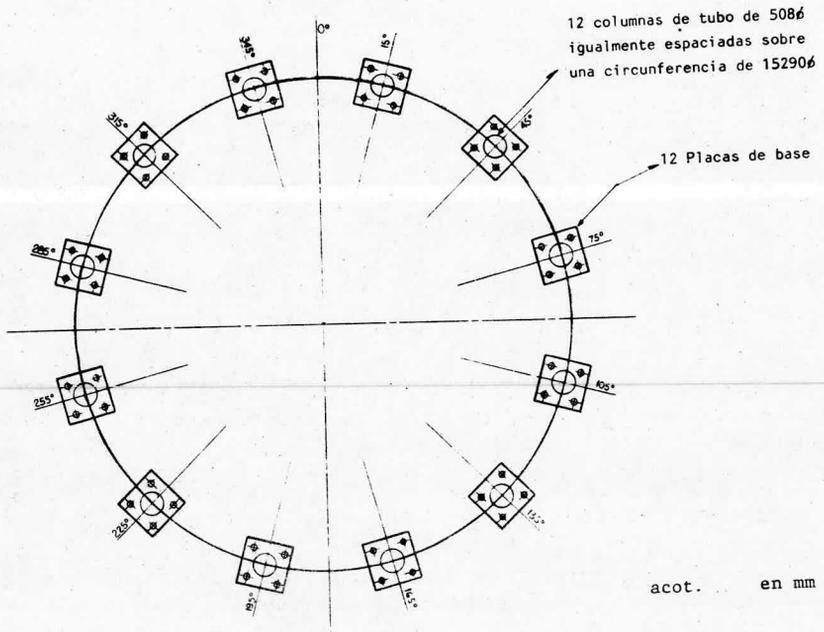
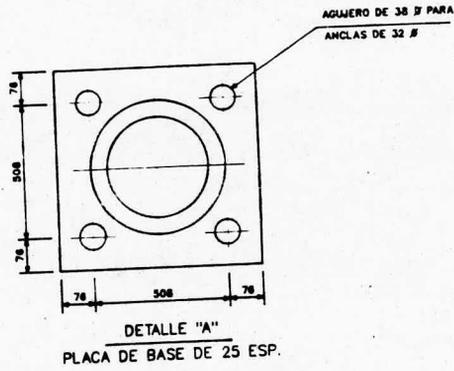


PLANTA DE CIMENTACION PROPUESTA PARA MATAPINCHE VER.

Apoyo de placa metálica para
transmisión de cargas
(típico)



PLANTA DE CIMENTACION PROPUESTA PARA SALINA CRUZ OAX.



PLANTA DE BASE 2
ORIENTACION DE COLUMNAS

CRITERIOS DE CALCULO Y DISEÑO

(Instrumentos teóricos, programas de computadora, teorías, etc.)

PROYECTO I

- Diseño por sismo (CFE)
- Diseño por viento (CFE)
- Resistencia Torsional
- Determinación de fuerzas causadas por sismo, conocidos momentos y brazos de palanca.
- Programa Cimenta.
- Teoría de " Vigas flotantes en medio elástico " .
- Modelo de vigas Flotantes.
- Programa para calcular Carga y Momento a partir de la obtención de los coeficientes de balasto (c) y de los coeficientes para el cálculo de la viga flotante.
- Diseño de elementos estructurales de concreto armado con ayuda de las NTCRCDF # 401.

PROYECTO II

- Cálculo de capacidad por punta de pilotes (Teoría de Meyerhof).
- Diseño por sismo (CFE).
- Diseño por viento (CFE).
- Análisis de cargas (NTC RCDF No. 401).
- Diseño de losa (NTC RCDF No. 401).
- Diseño del plinto (Normas A 201 IMP " Cimentaciones y elementos civiles en plantas industriales " y NTC RCDF No. 401).
- Determinación de fuerzas causadas por sismo, conocidos momentos y brazos de palanca.
- Pilotes sujetos a cargas horizontales.

- Teoría de la reacción del medio elástico continuo.
- Programa para el cálculo de :
 - y : desplazamiento horizontal del pilote
 - ϕ : giro
 - V : Cortante
 - M : Momento
 - F : Fuerza axial resistente del pilote.
- Puntos de suspensión para el hizado de pilotes.
- Diseño de columnas , fórmula de Bresler (NTC RCDF No. 401).
- Diseño de vigas (NTC RCDF No. 401).

E S T U D I O

MECANICA DE SUELOS

MATAPIONCHE VERACRUZ

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

Debido al reducido número de sondeos (cuatro en un área de 12 hectáreas), sólo es posible obtener un conocimiento general del subsuelo, cuya descripción es la siguiente :

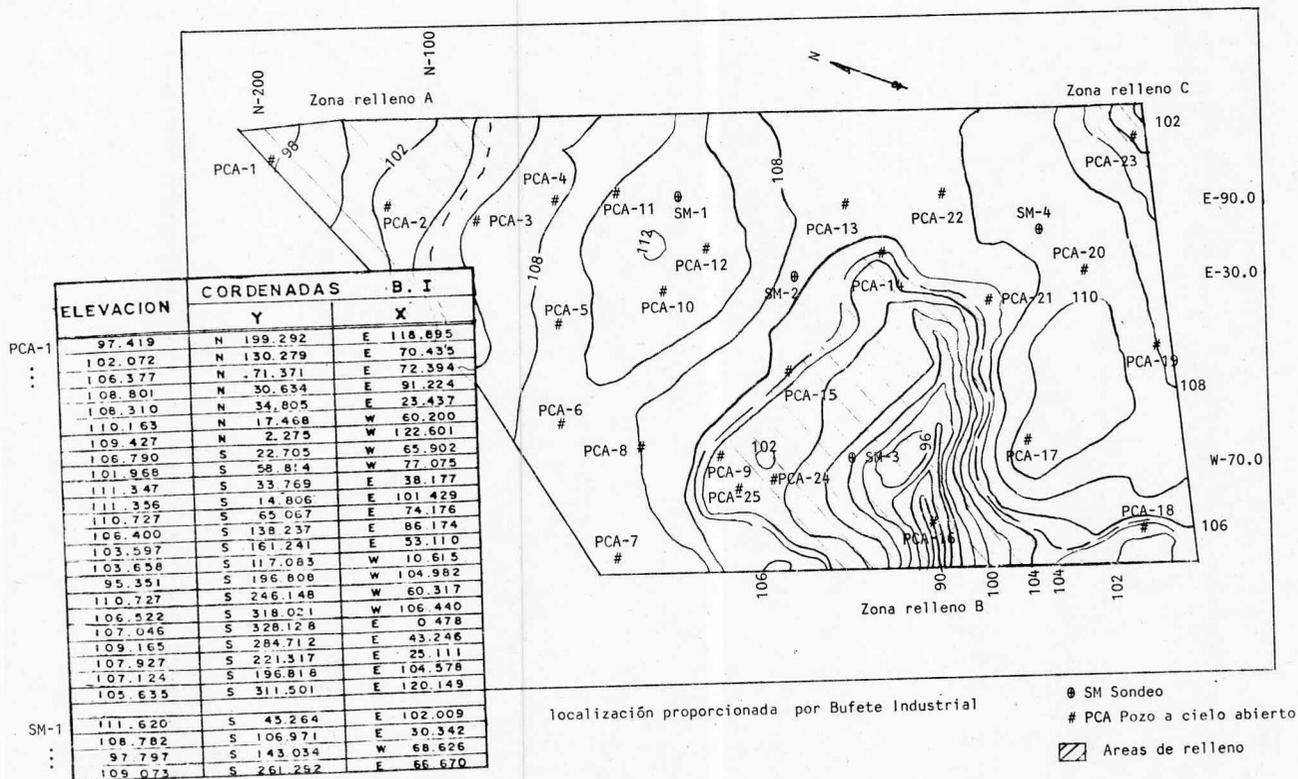
El tipo de depósitos explorados coincide en términos generales con los de la información geológica de la región, destacando dos tipos: los piroclásticos, y los fluviales y aluviales. La secuencia, el espesor y la profundidad de ambos depósitos parecen variar con irregularidad en el área explorada, sin embargo, predominan los segundos.

Los depósitos de piroclásticos se identifican como aquellos materiales de mayor resistencia. Están constituidos por partículas angulosas predominantemente arenosas, de tamaño máx. de 6 mm., conteniendo finos. Estos materiales poseen cementación baja a media. El material presenta alta resistencia al ataque con pico y sólo puede perforarse a rotación con broca.

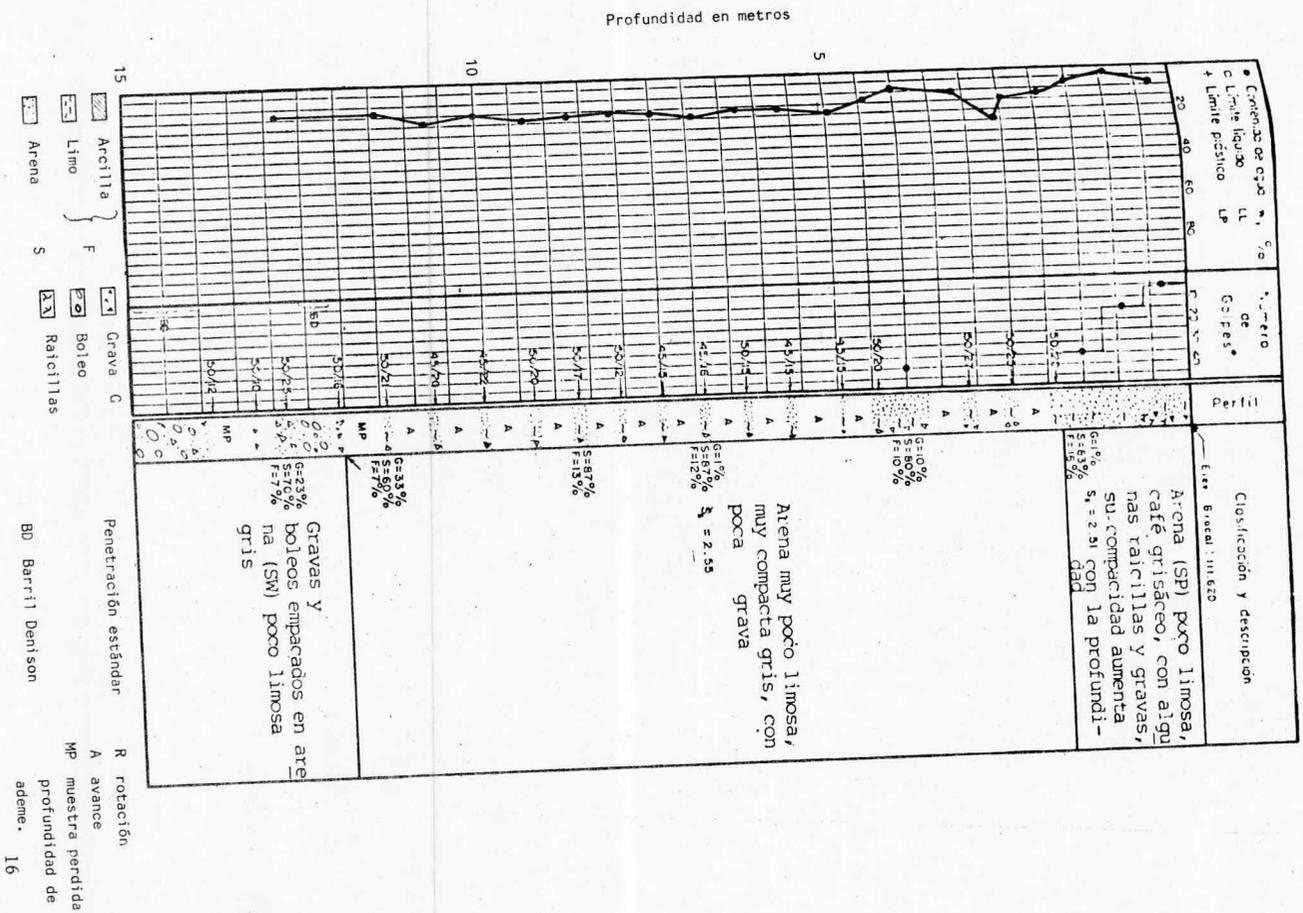
Los depósitos de materiales transportados, fluviales y aluviales, son predominantemente granulares, en una amplia gama de tamaños que van desde arenas finas uniformes, hasta grandes cantos rodados, de más de 1 m. de diámetro.

	Sondeo	Profundidad m	Descripción
	1	1.4 - 2.6	Arena fina y media, limosa, café amarillento.
Tabla	2	0.95 - 3.1	Arena fina, poco limosa gris.
I - A	3	0.40 - 1.0	Arena arcillosa café con raicillas y pocas gravas.
	4	0.30 - 2.3	Arena fina y media, limosa, gris.

CONFIGURACION TOPOGRAFICA



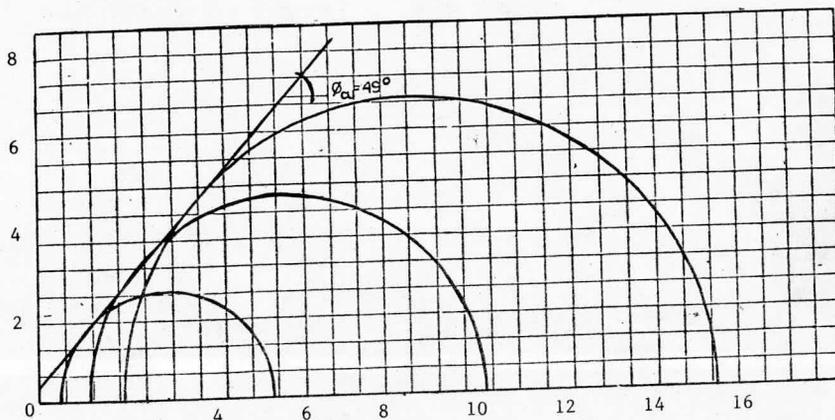
ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO



SONDEO PCA - 17

PROFUNDIDAD 1.25 m

Prueba de compresión Triaxial : Consolidada no drenada



Esfuerzos normales γ en Kg/cm²

Probeto	σ_{11} kg/cm ²	σ_x kg/cm ²	ϵ_r %	M_e cm ² /kg	S_s	e_i	e_f	W_i %	W_f %	G_i %	G_f %
1	0.5	5.4	2.53	0.004	2.63	0.5	-	7.7	-	42	-
2	1.0	10.3	2.47	0.002	2.63	0.5	-	8.4	-	47	-
3	2.0	15.5	3.00	0.002	2.63	0.5	-	8.2	-	47	-

DIAGRAMA DE MOHR

Descripción : arena fina poco limosa, gris

Geotec.

CIMENTACION DE UNA ESFERA DE ALMACENAMIENTO

DE GASOLINA O GAS LP

PROYECTO I MATAPIONCHE VER.

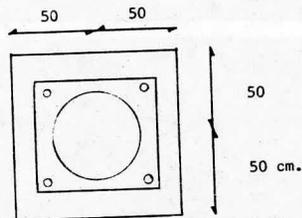
Como primer opción, se propone una losa de cimentación (dodecágono hueco)
(Ver pag. 8 Tesis).

$$W_{operación} = 1097.08 \text{ Ton}$$

$$W_{Hidrostatico} = 2033.8 \text{ Ton}$$

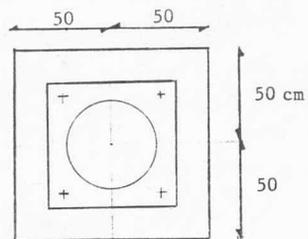
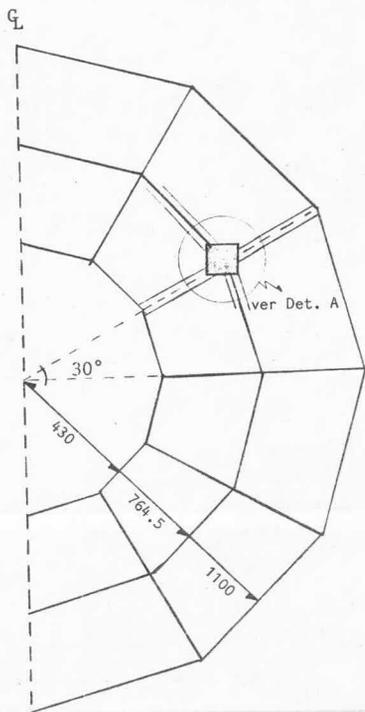
En base al tamaño de la placa de acero que sirve de apoyo a una de las patas de la esfera, se dimensiona el dado de cimentación.

$$\text{Perno de } 32 \text{ mm} = \frac{10}{8}''$$



←
≥ 5
←
≥ 25
POR ESTANDARES DEL IMP

∴ DADO DE 1 m x 1 m



DETALLE A

FIGURA A

$$P_{\text{Total}} = 1097.08 \text{ Ton} + 1320.41 \text{ Ton} = 2417.49 \text{ Ton}$$

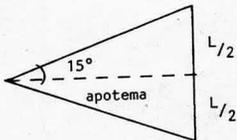
$$Y_{\text{prueba hidrostática}} = \frac{W_{\text{hidrostático}} + W_{\text{propio}}}{\text{Area}} = \frac{2033.8 + 1320.407}{329.607 \text{ m}^2}$$

$$Y = 10.23 \text{ T/m}^2 < q = 15 \text{ T/m}^2 \therefore \text{pasa}$$

$$Y_{\text{sismo}} = \frac{P}{A} + \frac{M}{S}$$

Para la aplicación de ésta fórmula es necesario calcular el módulo de sección de la losa, como a continuación se indica :

Calculo del módulo de sección



Sección del dodecágono

$$\tan 15^\circ = \frac{L/2}{\text{apot.}} \Rightarrow$$

$$L = 2 (\text{apot.} \cdot \tan 15^\circ)$$

$$L = 0.5359 (\text{apot.})$$

$$\text{Area del dodecágono} = \frac{12 (L \times \text{apot.})}{2} = 6 L \text{ Apot}$$

$$= 3.215 \text{ Apot}^2$$

$$I_Q = \frac{A [12 \text{ Apot}^2 + L^2]}{48}$$

$$Y_{\text{máx}} = 11 \text{ m}$$

Apot (m)	Lado (L) (m)	Area (A) (m ²)	A de la sección	I (m ⁴)
10.625	5.694	362.987	303.537	10489.65
4.3	2.304	59.45		281.382

$$I \text{ de la sección} = 10208.27 \text{ m}^4$$

$$S = \frac{10208.27}{11} = 928.024 \text{ m}^3$$

Sustituyendo :

$$V_{\text{sismo}} = \frac{2417.49}{329.607} \pm \frac{1080.112}{928.024} = 7.386 \pm 1.16 = \frac{8.55}{6.22} \text{ T/m}^2 \leq 15 \text{ T/m}^2$$

∴ pasa

Generalmente cuando se tiene duda acerca de cual momento (por viento o sismo) va a regir para el diseño, es necesario calcular para los dos casos y diseñar con el que presenta los resultados más desfavorables.

ANALISIS POR VIENTO

Según el uso o destino de la estructura, corresponde al gpo. A

Velocidad regional $V_R = 185 \text{ Km/h}$

Factor de topografía $K = 0.8$

Velocidad Básica $V_B = K V_R = 0.8 (185) = 148 \text{ Km/h}$

$Z \leq 10 \text{ m}$ $V_Z = V_B = 148 \text{ Km/h}$

$Z > 10 \text{ m}$ $V_Z = 148 \left[\frac{Z}{10} \right]^{\alpha}$ $\alpha = 0.14$
 $\delta = 200 \text{ m}$

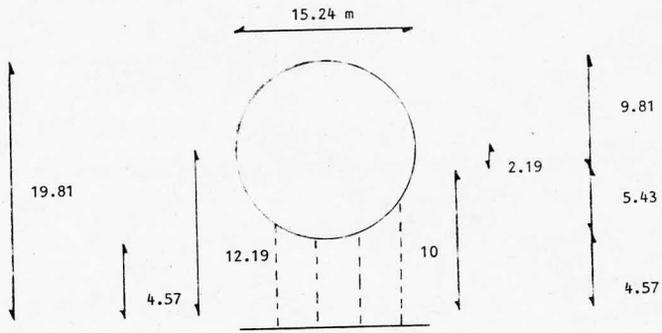
Velocidad de diseño $V_D = V_Z F_R$

Factor de ráfaga = 1.3

Presión del viento $P = 0.0048 G c V_D^2$ $[\text{Kg/m}^2]$

$$G = \frac{8 + h}{8 + 2h}$$

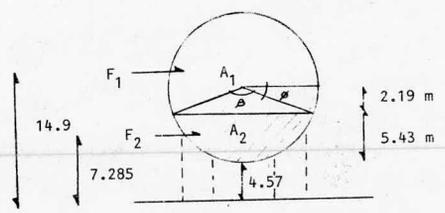
Siendo la altura h al nivel del mar, $h = 19.81 \text{ m}$ (como se muestra el la siguiente figura)



$$G = \frac{8 + 0.01981}{8 + 2(0.01981)} = 0.997 \approx 1$$

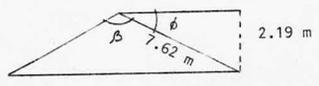
$$P = 0.0048 c V_D^2$$

PROYECCION



La proyección está dividida en dos partes debido a que la vel. del viento es mayor con el incremento de altura.

$$A_T = A_1 + A_2 = \pi (7.62)^2 = 182.415 \text{ m}^2$$



$$\phi = \text{arc sen} \frac{2.19}{7.62} = 16.702^\circ$$

$$\beta = 180^\circ - 2\alpha = 146.6^\circ$$

$$\beta = \frac{146.596^\circ}{180^\circ} \pi = 2.558 \text{ Rad.}$$

Area del triángulo comprendido para β $A = \frac{b \cdot h}{2}$

$$\text{La base} = 2 \sqrt{(7.62)^2 - (2.19)^2} = 14.597 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{(7.62)^2}{2} (2.558 - \text{sen } 146.596^\circ) - 14.597 = 43.68 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 182.415 - 43.68 \text{ m}^2 = 138.715 \text{ m}^2$$

$$V_D \text{ para } A_2 = 1.3 (148) = 192.4 \text{ Km/h}$$

$$V_D \text{ para } A_1 = \left[148 \left(\frac{14.9}{10} \right)^{.14} \right] 1.3 = 203.4 \text{ Km/h}$$

Cara de barlovento $c = 0.75$

Cara de sotavento $c = 0.68$

$$P = \frac{F}{A}$$

$$\begin{aligned} \text{Fza. eólica 1} &= 0.0048 (0.75 + 0.68) 138.715 \text{ m}^2 (203.4 \text{ Km/h})^2 \\ &= 39391.51 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Fza. eólica 2} &= 0.0048 (0.75 + 0.68) 43.7 \text{ m}^2 (192.4)^2 \\ &= 11,103.73 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\sum 50,496.00 \text{ Kg} = 50.496 \text{ Ton}$$

Se observa que la fuerza total multiplicada por el brazo de palanca respectivo, es menor que el momento debido a sismo . . .

El sismo regirá para el diseño.

ANÁLISIS DE LA CIMENTACION

El análisis de la losa de cimentación se llevará a cabo utilizando un programa de cómputo llamado " CIMENTA " .

Análisis de cimentaciones reticulares apoyadas sobre resortes con rigidez uniforme.

Este programa analiza cimentaciones reticulares apoyadas sobre un medio e lástico en este caso el suelo. La idealización del medio de apoyo se hace por medio de resortes uniformemente distribuidos a lo largo del miembro.

La restricción que proporcionan los resortes se considera perpendicular al plano de la retícula de la cimentación.

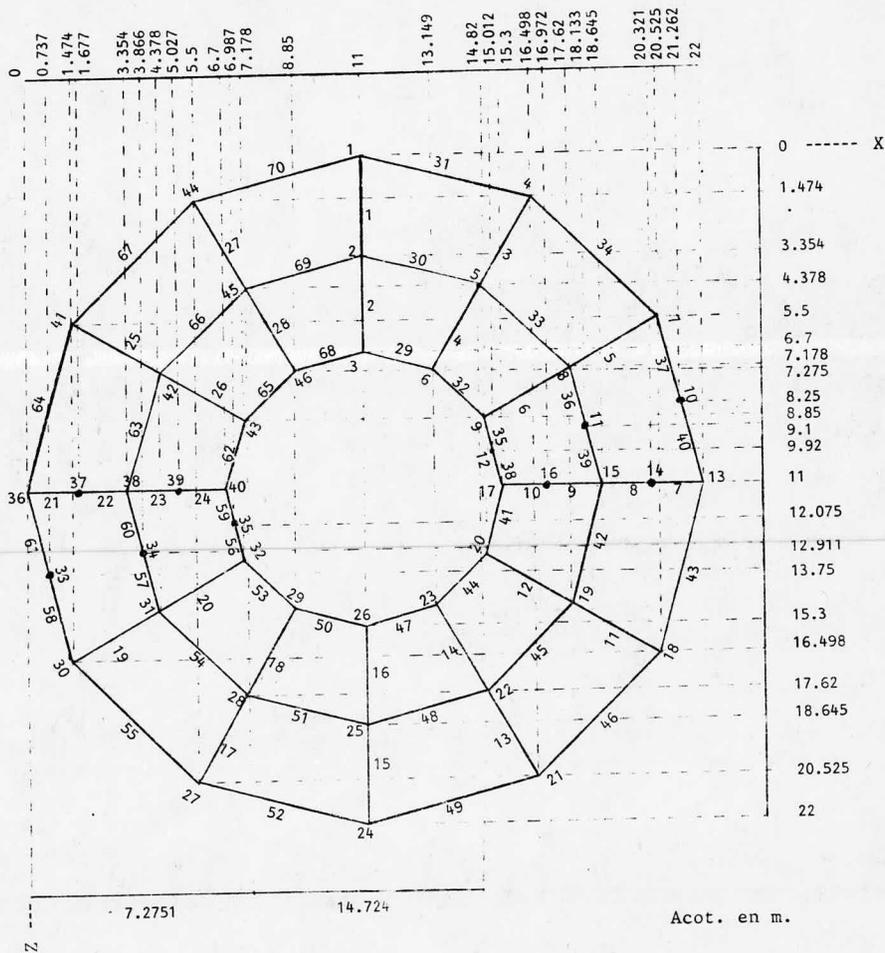
El análisis está basado en el método de las rigideces, dando por resultado la fuerza cortante, el momento flexionante y el momento de torsión de todos y cada uno de los miembros, así como el desplazamiento vertical y los dos giros ortogonales de los nudos.

Los datos requeridos para el análisis son los siguientes :

- 1.- TOPOLOGIA . Identificación del nudo y miembros, numerándolos secuencialmente a partir del número 1.
- 2.- COORDENADAS DE LOS NUDOS . Obtención de las coordenadas mediante el sistema derecho X Y Z donde el eje Z será perpendicular a la retícula.
- 3.- CARACTERISTICAS DE LOS MIEMBROS . Tales como su incidencia y propiedades geométricas.
- 4.- CARGAS APLICADAS EN LOS NUDOS . Carga vertical y/o momentos
- 5.- RIGIDEZ DE LOS RESORTES . La rigidez de los resortes equivalentes, ya sean concentrados en los nudos o uniformemente distribuidos a lo largo de los miembros. (parámetro definido por el tipo del suelo).

TOPOLOGIA

FIGURA 1



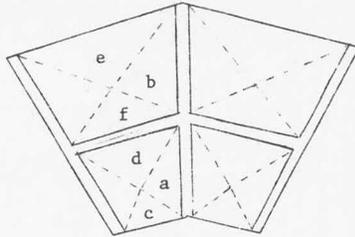


FIG. 11

AREAS TRIBUTARIAS

$$a = \frac{3.345 \times 1.38}{2} = 2.31 \text{ m}^2$$

$$b = \frac{3.355 \times 2.3}{2} = 3.858 \text{ m}^2$$

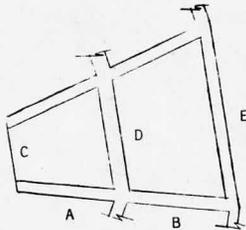
$$c = \frac{2.304 \times 1.17}{2} = 1.348 \text{ m}^2$$

$$d = \frac{4.097 + 2.304}{2} \cdot 3.345 - 2 (2.308) - 1.348 = 4.742 \text{ m}^2$$

$$e = \frac{4.097 + 5.895}{2} \cdot 3.355 - 2.97 - 2 (3.858) = 6.075 \text{ m}^2$$

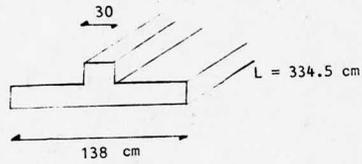
$$f = \frac{4.097 (1.45)}{2} = 2.97 \text{ m}^2$$

GEOMETRIA DE MIEMBROS



MIEMBROS

30
40



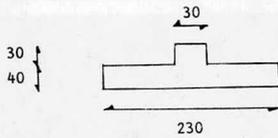
A

$$3.345 \times ba = 2 (2.308) \quad \text{despejando:}$$

$$ba = 1.379 \text{ m.}$$

$$L = 3.355 \text{ m}$$

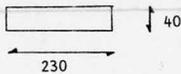
B



$$3.355 \times ba = (3.858)$$

$$ba = 2.299 \text{ m}$$

C

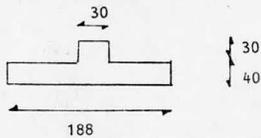


$$L = 2.304$$

$$2.304 \times ba = 1.348$$

$$ba = 0.585 \text{ m}$$

D

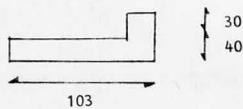


$$L = 4.097$$

$$4.097 \times ba = 4.742 + 2.97$$

$$ba = 1.882 \text{ m}$$

E



$$L = 5.895$$

$$5.895 \times ba = 6.075$$

$$ba = 1.03 \text{ m}$$

Miembros :

\bar{Y} (m)

$$A \quad \frac{0.4 (1.38) 0.2 + 0.3 (0.3) 0.55}{1.38 (0.4) + (0.3)^2} = 0.249 \text{ m}$$

$$B \quad \frac{0.4 (2.3) 0.2 + (0.3)^2 0.55}{0.4 (2.3) + (0.3)^2} = 0.231 \text{ m}$$

$$C \quad 0.2 \text{ m}$$

$$D \quad \frac{1.88 (0.4) 0.2 + (0.3)^2 0.55}{1.88 (0.4) + (0.3)^2} = 0.237 \text{ m}$$

$$E \quad \frac{0.4 (1.03) 0.2 + (0.3)^2 0.55}{0.4 (1.03) + (0.3)^2} = 0.263 \text{ m}$$

I (m⁴)

$$A \quad \frac{138 (40)^3}{12} + 138 (40) (4.9)^2 + \frac{(30)^4}{12} + (30)^2 (30.1)^2 = 0.0175 \text{ m}^4$$

$$B \quad \frac{230 (40)^3}{12} + 230 (40) (3.1)^2 + \frac{(30)^4}{12} + (30)^2 (31.9)^2 = 0.02298 \text{ m}^4$$

$$C \quad \frac{58.5 (40)^3}{12} = 3.12 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$D \quad \frac{188 (40)^3}{12} + 188 (40) (3.7)^2 + \frac{(30)^4}{12} + (30)^2 (31.3)^2 = 0.0206 \text{ m}^4$$

$$E \quad \frac{103 (40)^3}{12} + 103 (40) (6.3)^2 + \frac{(30)^4}{12} + (30)^2 (28.7)^2 = 0.015 \text{ m}^4$$

R (cm⁴) (resistencia Torsional)

La obtenemos en base a la siguiente tabla :

b/d	1.0	1.2	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	→
c	0.141	0.166	0.196	0.229	0.249	0.263	0.281	0.291	0.299	0.302	
					10	∞					
				→	0.312	0.333					

A $b/d = 138/40 = 3.45 \Rightarrow \beta = 0.272 \Rightarrow R = bd^3$

$$R = 0.272 (138)(40)^3 = 2402304$$

$b/d = 1 \Rightarrow \beta = 0.141 \Rightarrow R = 0.141 (30)(30)^3$

$$R = 114210$$

$$\sum R = \underline{2516514 \text{ cm}^4}$$

B $b/d = 5.75 \Rightarrow \beta = 0.299 \Rightarrow R = 0.299 (230)(40)^3$

$$R = 4401280$$

$$R = 114210$$

$$\sum R = \underline{4515490 \text{ cm}^4}$$

C $b/d = 1.46 \Rightarrow \beta = 0.196 \Rightarrow R = 0.196 (58.5)(40)^3$

$$\sum R = \underline{733824 \text{ cm}^4}$$

D $b/d = 4.7 \Rightarrow \beta = 0.292 \Rightarrow R = 0.292 (188)(40)^3$

$$R = 3513344$$

$$R = 114210$$

$$\sum R = \underline{3627554 \text{ cm}^4}$$

E $b/d = 2.6 \Rightarrow \beta = 0.249 \Rightarrow R = 0.249 (103)(40)^3$

$$R = 1641408 \quad R = 114210$$

$$\sum R = \underline{1755618 \text{ cm}^4}$$

CARGA EN OPERACION en cada uno de los 12 nudos cargados :

$$\frac{1097.08 \text{ Ton}}{12} = \underline{91.423 \text{ Ton}} \quad (FC=1.5 \Rightarrow 137.135)$$

CARGA PRUEBA HIDROSTATICA en cada uno de los 12 nudos cargados:

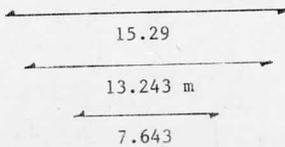
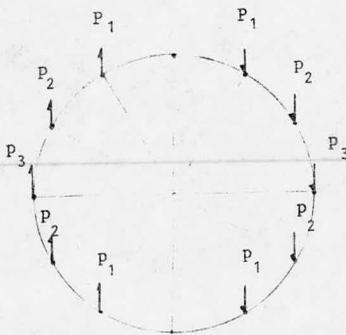
$$\frac{2033.8 (FC=1.5)}{12} = \underline{254.22 \text{ Ton}}$$

(sin FC = 169.48)

CARGA CONSIDERANDO SISMO

$$M = (FC=1.1) 1080.112 \text{ T-m} = 1188.1232 \text{ T-m}$$

CARGAS QUE ACTUAN EN LOS DADOS



d_i	d_i^2
7.6425	58.408
13.2423	175.360
15.2900	233.784
Σ 467.5512	

$$P_i = \frac{M d_i}{\sum d_i^2}$$

Los pares de respuesta que se dan al provocarse el sismo, se van a considerar tanto en un sentido como en sentido opuesto.

	con factor	sin factor
$2 P_1 = \frac{1188.1232 (7.6425)}{467.5512} =$	19.42 Ton	17.66 Ton
$2 P_2 = \frac{1188.1232 (13.242)}{467.5512} =$	33.65 Ton	30.59 Ton
$2 P_3 = \frac{1188.1232 (15.24)}{467.5512} =$	38.86 Ton	35.32 Ton

$$P_1 = 8.83 \text{ Ton} \quad P_2 = 15.296 \text{ Ton} \quad P_3 = 35.322 \text{ Ton}$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad f*c = 0.8 f'c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f*c = 136 \text{ Kg/cm}^2 \quad fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

La rigidez del suelo de acuerdo al libro de diseño de cimentaciones de Bowles es la siguiente :

$$K (\text{Modulus of subgrade reaccion}) = 400 \text{ Kcf}$$

$$400 (0.45 \text{ Ton}) \frac{1}{(30.48)^3 \text{cm}^3} = 0.0063 \text{ Ton/cm}^3$$

$$= 6300 \text{ Ton/ m}^3 = 6300 \text{ Ton/}_{\text{m}^2}$$

Se introducen los datos a la computadora para que el programa " CIMENTA " analice la cimentación. La cual considerará apoyada sobre resortes uniformemente distribuidos a lo largo de los miembros - habiéndose discretizado previamente, conformando una malla como la mostrada en la fig I (pag 26 tesis).

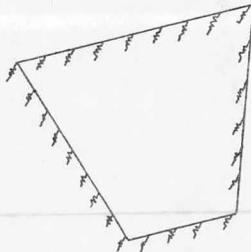
El programa tomará el ancho tributario que corresponde a cada miembro, así como el momento de inercia (I), el momento polar de inercia (J), el $E = 8000\sqrt{f'c}$ y el K (módulo de reacción del suelo).

Los resortes uniformes se tomarán igual a :

$$K' = B \times K = \text{Ton/cm/cm}$$

Como se observa, en algunos miembros existe una subdivisión para obtener los elementos mecánicos en puntos intermedios.

Resortes uniformes a lo largo de los miembros:



A PARTIR DE LOS RESULTADOS DEL PROGRAMA CIMENTA

MIEMBRO	CARGA HIDROSTATICA				CARGA OPERACION				CARGA SISMICA			
	Cortante		Flexión		Cortante		Flexión		Cortante		Flexión	
	j	k	j	k	j	k	j	k	j	k	j	k
8	49.76	-7.52	45.06	0.7	29.85	-4.51	27.03	0.42	-18.51	4.89	-21.87	2.14
22	-7.51	49.75	-0.71	-45.05	-4.50	29.85	-0.43	-27.03	-4.89	18.51	2.14	-21.87
5	49.75	2.31	45.06	0.49	29.85	1.39	27.03	0.29	-10.35	0.39	-13.58	-0.24
25	2.31	49.75	-0.49	-45.05	1.39	29.85	-0.29	-27.03	-0.39	10.35	-0.24	-13.85
39	44.17	0.0	28.90	13.92	26.50	0.0	17.34	8.35	-9.84	-0.19	-6.17	-2.63
60	0.02	44.17	-13.92	-28.90	0.01	26.50	-8.35	-17.34	0.20	9.84	-2.63	-6.17
7	-7.52	2.31	-0.7	0.49	4.51	1.39	-0.42	0.29	-4.89	0.38	-2.14	-0.78
9	-5.66	31.38	0.21	-30.09	-3.40	18.82	0.13	-18.05	-0.46	-4.44	1.98	0.6
10	1.64	5.66	-0.54	-0.21	0.96	3.40	-0.33	-0.13	-0.89	0.46	0.38	-1.98
35	0.0	-0.82	-0.54	1.05	0.0	-0.49	-0.32	0.63	0.18	0.06	-0.02	0.08
38	-0.82	0.0	-1.05	0.54	-0.49	0.0	-0.63	0.32	0.44	-0.18	0.34	0.02
36	0.0	44.18	-13.92	-28.92	0.0	26.50	-8.35	-17.35	0.19	-6.63	2.63	4.51
37	0.0	-1.15	1.36	-0.95	0.0	-0.69	0.82	-0.57	-0.02	-0.38	-0.19	0.93
40	-1.16	0.0	0.95	-1.36	-0.69	0.0	0.57	-0.32	-0.19	0.02	-0.84	0.19
21	2.31	7.51	-0.49	0.71	1.39	4.50	-0.29	0.43	-0.38	4.89	-0.78	-2.14
23	31.38	-5.67	30.1	-0.22	18.83	-3.40	18.06	-0.13	4.44	0.46	0.60	1.98
24	5.67	1.64	0.22	0.54	3.4	0.98	0.13	0.33	-0.46	0.89	-1.98	0.38
59	0.0	-0.82	-0.54	1.05	0.0	-0.49	-0.32	0.63	0.18	-0.44	0.02	0.34
61	0.0	-1.16	1.37	-0.95	0.0	-0.69	0.82	-0.57	-0.02	0.19	0.18	-0.18

Ton

T-m

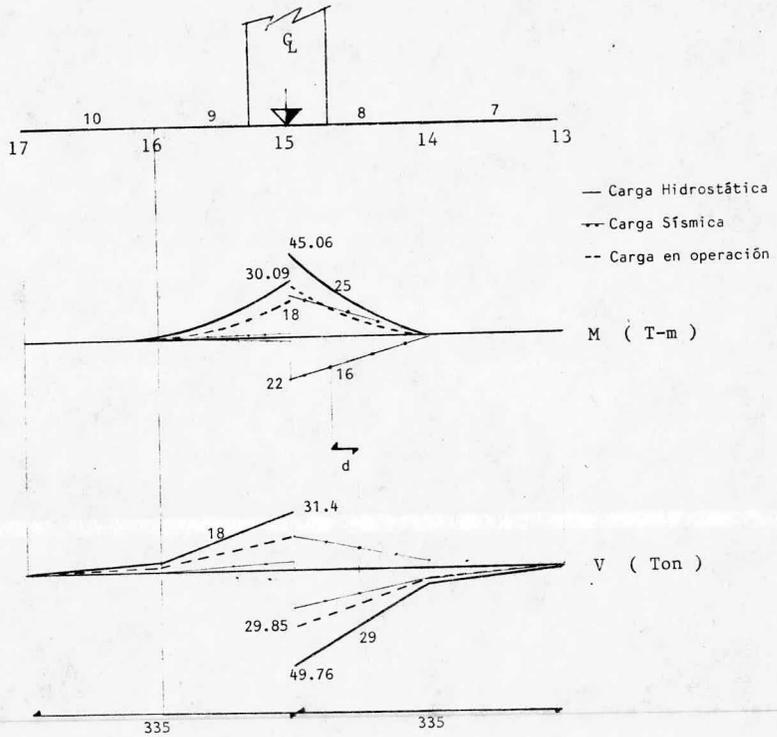
Ton

T-m

Ton

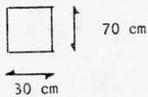
T-m

ARMADO CONTRATRABE



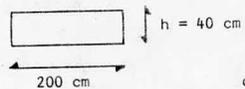
Ver armado pág. 38

Contratrabes [10 y 9] [8 y 7]



d = 65

Losa



d = 35

Con NTCRCDF Fig. 2: Contribución al M_R por la losa armada con P_{mfn}

$$M_R [8 y 7] = 8.5 b d^2 = 8.5 (200) (35)^2 = 2082500 \text{ Kg-cm}$$

Por cortante se tiene :

$$\text{con } P_{mín}^* = 0.0033 \quad V_{CR} = (F_R = 0.8) bd (0.2 + 30 p) \sqrt{f^*c}$$

$$\begin{aligned} V_{CR_{10sa}} &= 0.8 \sqrt{160} bd (0.2 + 30 p) \\ &= 10.119 (200)(35) \frac{[0.2 + 30(0.0033)]}{1000} = 21.243 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$V_{CR_{contratrase}} = 0.8 [0.2 + 30(0.0033)] 30 (65) \frac{\sqrt{160}}{1000} = 5.918 \text{ Ton}$$

$$(\text{debido a CH}) V_u = 1.5 (29) = 43.5 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{CR} = 43.5 \text{ Ton} - (5.9 \text{ Ton} + 21.24)$$

El cortante que se va a resistir con estribos es :

$$V_s = 16.4 \text{ Ton}$$

12 ϕ_1 para # 6 = 23 cm
 48 ϕ_s para E # 3 = 45 cm
 12 ϕ_1 para # 8 = 30.5 cm
 d/2 = 32.5 cm

$$s = \frac{(F_R = 0.8) a_s f_y d}{V_s} = \frac{0.8 (1.42) 4200 (65)}{V_s} \quad (\text{en Kg})$$

$$s = 310128 / V_s$$

opciones :

	S (cm)	V _s (Kg)
	30	10338
	25	12405
# 3 (2 ramas)	20	15506
	15	20675
	10	31013

* Nota : Se va a manejar la restricción que proporciona el ACI (criterio conservador)

[8 y 7]

$$M_{\text{contratrabe}} = (25 \times 1.5) - 20.8 = 16.7 \text{ T-m}$$

de acuerdo a las NTCRCDF # 401 $\Rightarrow \frac{1670000 \text{ Kg-cm}}{30 (65)^2} = 13.2 \Rightarrow p = 0.0037$

$$\Rightarrow A_s = p \text{ b d} = 0.0037 (30) 65 = 7.21 \text{ cm}^2$$

con 2 # 8 = 10.14 cm² $\Rightarrow A_s = p \text{ b d} \therefore p = \frac{A_s}{\text{b d}} = \frac{10.14}{30 (65)}$

$$p = 0.0052 \rightarrow q = p \frac{f_y}{f'_c} \quad q = 0.0052 \frac{4200}{136} = 0.16$$

$$M_R = (F_R = 0.9) \text{ b d}^2 f'_c [1 - 0.5 q]$$

$$M_R = 0.9 (30) (65)^2 (0.16) [1 - 0.5 (0.16)] = 22.8 \text{ T-m}$$

$$M_R = 22.8 \text{ T-m} > M_{\text{contratrabe}} = 16.7 \text{ Ton}$$

con 1 # 6 $A_s = 2.85 \text{ cm}^2 \quad p = 0.00102 \quad q = 0.0317$

$$M_R = 0.9 (30) (65)^2 136 [1 - 0.5 (0.0317)] = 4.836 \text{ T-m}$$

Momento resistido por la losa en el miembro [9 y 10] con p_{mfn}

$$p = 0.0033 \Rightarrow \frac{M_R}{\text{b d}^2} = 8.5$$

$$M_R = 8.5 \text{ b d}^2 = 8.5 (108) (35)^2 = 1124550 \text{ Kg-cm}$$

M_R que deberá resistir la contratrabe de [9 y 10] será :

$$1.5 (18) - 11.24 = 15.76 \text{ T-m}$$

Respecto a los cortantes :

$$V_{\text{CR losa [9 y 10]}} = \sqrt{160} (0.8) (108) 35 [0.2 + 30 (0.0033)] = 11437 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{CR contratrabe [9 y 10]}} = 5.918 \text{ Ton}$$

$$V_{CR \text{ Total crítico}} = 5.92 + 11.437 = 17.355 \text{ Ton}$$

$$V_u \text{ contratrabe [9 y 10]} = 1.5 (18) = 27 \text{ Ton}$$

$$\text{Con E \# 4} \Rightarrow a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{0.8 (2.54) 4200 (65)}{V_s \text{ (Kg.)}} = 554736 / V_s$$

Opciones:

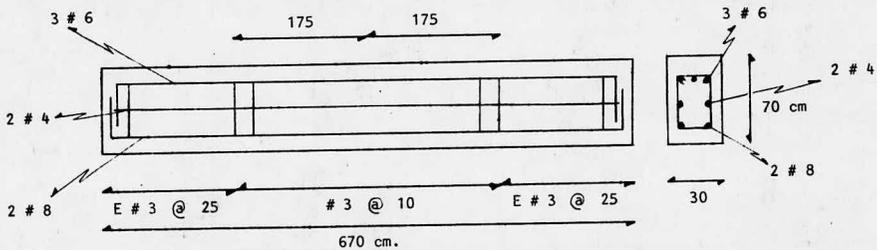
S (cm)	V_s (Kg)	
30	18491	
25	22189	# 4 (2 ramas)
20	27737	
15	36982	

Considerando la penetración :

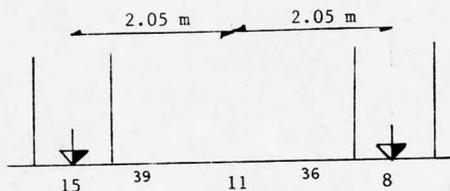
$$V_u = 1.5 (38) = 57 \text{ Ton ;}$$

$$V_{CR} = 21.24 + 5.92 + 20.6 = 47.76 \text{ Ton} \quad \text{con E \# 3 @ 15}$$

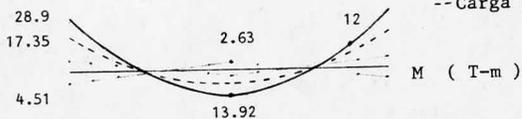
$$V_{CR} = 21.24 + 5.92 + 31.01 = 58.17 \text{ Ton} \quad \text{con E \# 3 @ 10}$$



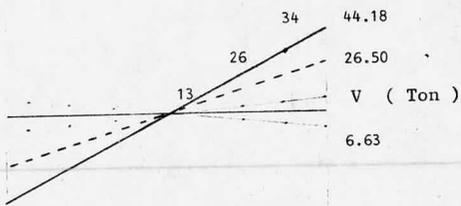
ARMADO CONTRATRABE



- Carga Hidrostática
- Carga Sísmica
- Carga en Operación



(sin FC)



Ver armado pág. 40

$$M_u = 1.1 (12) = 13.2 \text{ T-m}$$

Contribución al M_R de la losa con P_{mfn}

$$M = 8.5 (158) (35) = 1645175 \text{ Kg-cm} = 16.45 \text{ T-m}$$

∴ M que deberá ser resistido por la contratrabe = $13.2 - 16.45 =$ nulo teóricamente.

$$\text{Para momento negativo} = 1.5 (13.9) = 20.85 \text{ T-m} ;$$

$$M_{\text{que debe resistir la contr.}} = 20.85 - 16.45 = 5.40 \text{ T-m}$$

$$\text{Con } 3\#6 \quad (8.55 \text{ cm}^2) \Rightarrow p = 0.0044 \quad M_R = 14.5 \text{ T-m}$$

$$\text{Para el cortante : } V_u = 1.5 (26) = 39 \text{ Ton}$$

$$V_{CR} \text{ resistido por la losa} = 10.119 (158) 35 [0.2 + 30 (0.0033)] = 16.73 \text{ Ton}$$

$$V_{CR} \text{ de contratrabe} = 6600 \text{ Kg}$$

$$V_u \text{ tomado por estribos} = 39 - 16.7 - 6.6 = 15.7 \text{ Ton}$$

Considerando los miembros 40 y 37

$$M_u = 1.5 (1.36) = 2.04 \text{ T-m}$$

$$M_R \text{ con } p_{\text{mín.}} = 8.5 [bd^2 = 73 (35)^2] = 760112.5 \text{ Kg-cm} = 7.6 \text{ T-m}$$

∴ basta con $p_{\text{mín}}$

$$V_u = 1.5 (1.15) = 1.725 \text{ Ton} ; V_{CR} = 0.8 (73) 35 [0.2 + 30 (0.0033)] \sqrt{160}$$

$$V_{CR} = 7.754 \text{ Ton} \quad V_{CR} > V_u \quad \therefore \text{pasa}$$

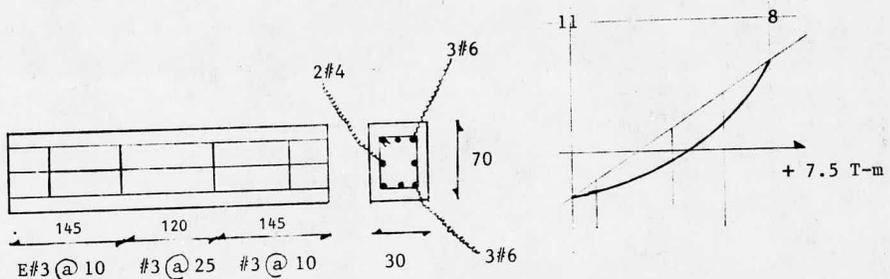
Considerando los miembros 38 y 35

$$M_u = 1.5 (1.05) = 1.575 \text{ T-m} ; M_R \text{ con } p_{\text{mín}} = 8.5 (58.5) (35)^2$$

$$M_R = 6.09 \text{ T-m} \quad M_R > M_u$$

$$V_u = 1.5 (0.82) = 1.23 \text{ Ton} ; V_{CR} = 0.8 (58.5) 35 [0.2 + 30 (0.0033)] \sqrt{160}$$

$$V_{CR} = 6.2 > 1.2 \text{ Ton}$$



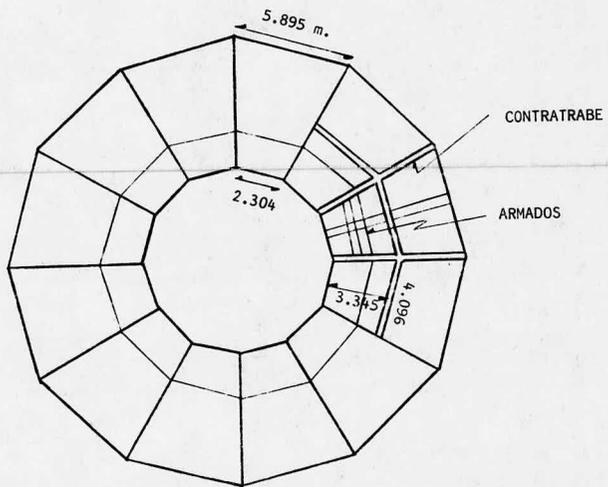
ARMADO DE LA LOSA

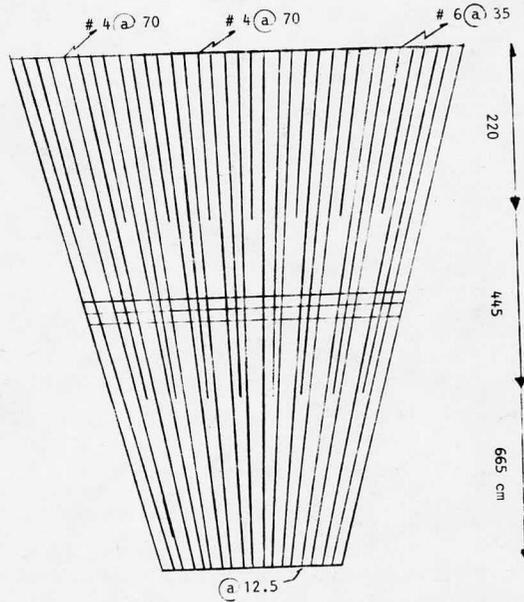
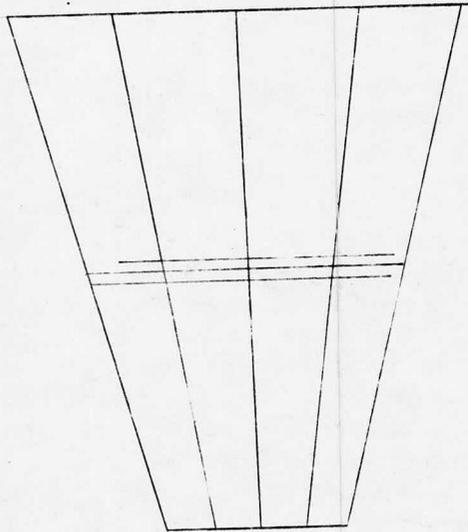
En los dos lechos, dos direcciones ortogonales y con armado mín.

$$P_{\text{mín.}} = 0.0033 \quad ; \quad \frac{A_s}{\text{metro}} = 0.0033 (100) 33 = 11.655 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\therefore s = \frac{100 a_s}{A_s}$$

a_s #	S (cm)
0.71	6.09
#3	
1.27	10.89
#4	
2.85	24.0
#6	
1.98	17.0
#5	





Armado en dos lechos en 2 sentidos

$$L_d \#6 = 105$$

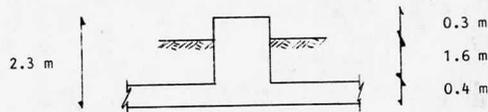
$$L_d \#4 = 66$$

$$\text{En } 70 \text{ cm. debe haber } 8.16 \text{ cm}^2 ; 2\#6 (5.70) + 2\#4 (2.54) = 8.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{En } 35 \text{ cm. debe haber } 4.08 \text{ cm}^2 ; 1\#6 (2.85) + 2\#4 (2.54) = 5.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{En } 40 \text{ cm. debe haber } 4.662 \text{ cm}^2 ; 2\#6 + 1\#4 = 6.97 \text{ cm}^2$$

DISEÑO DEL DADO DE CIMENTACION

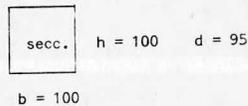
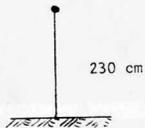


$$M \text{ (debido a carga hidrostática)} = 45.06 \text{ T-m}$$

$$P = \frac{2033.8}{12} = 169.48 \text{ Ton/dado}$$

$$M_u = 45.06 (1.5) = 67.59 \text{ T-m}$$

$$P_u = 169.48 (1.5) = 254.22 \text{ Ton}$$



$$\text{Considerando h efectiva } H' = 230 (2) = 460 \text{ cm}$$

$$r = 0.3 h = 0.3 (100) = 30$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{460}{30} = 15 < 22 \quad \therefore \text{FA} = 1.0$$

$$\frac{d}{h} = \frac{95}{100} = 0.95 \quad \text{NTCRCDF \# 401 ayudas de dise\~{n}o}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{67.59}{254.22} = 0.27$$

$$K = \frac{P_u}{F_R bh f''c} = \frac{254220}{0.7 (100)^2 136} = 0.27$$

Ya que $K=0.27$ es suficiente armar con : $P_{mfn} = \frac{20}{f_y}$

$$A_s = p bh = 0.0048 (100)^2 = 50.0 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s \Rightarrow 20 \# 6$$

DISEÑO POR CORTANTE

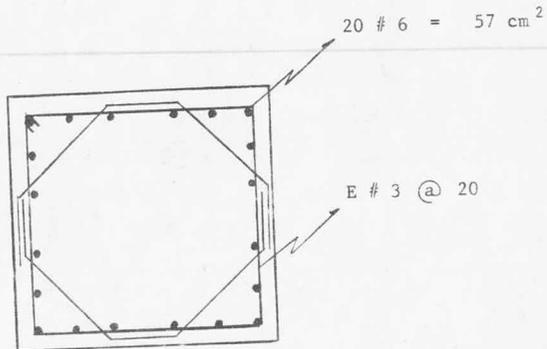
$$V_u = 1.1 (6.34) = 7 \text{ T.}$$

$$V_{CR} = F_R \text{ bd } 0.5 \sqrt{f^*c} = 0.8 (100) 95 (0.5) \sqrt{160} = 48067 \text{ Kg}$$

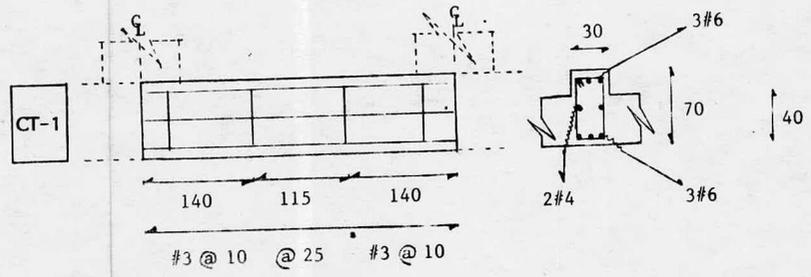
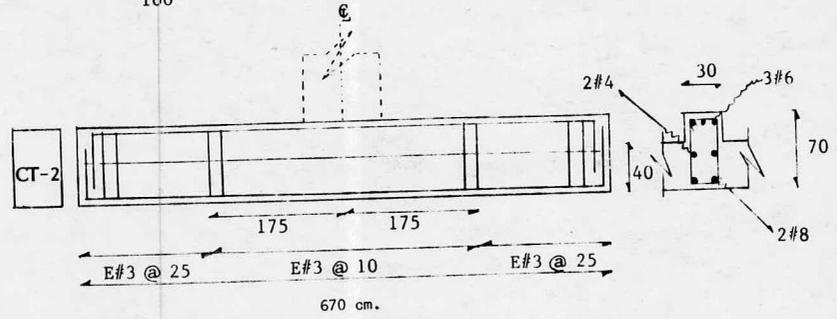
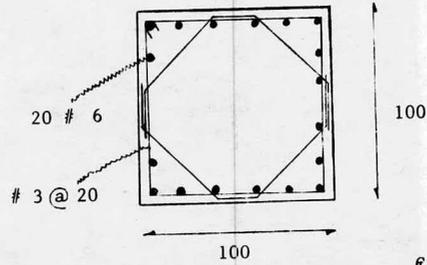
$$V_{CR} = 48.07 \text{ Ton} > V_u = 7.0 \text{ Ton}$$

∴ Estribos por especificación :

S =	}	48 $\phi_s = 45 \text{ cm}$ para E # 3	⇒ S = 20 cm.	
		16 $\phi_1 = 30 \text{ cm}$ para Vs. # 6		
		$\frac{850 \phi}{\sqrt{f_y}} = \frac{850 (1.90)}{\sqrt{4200}} = 25$		por facilidad
		b/2 = 50 cm		en el proceso constructivo.

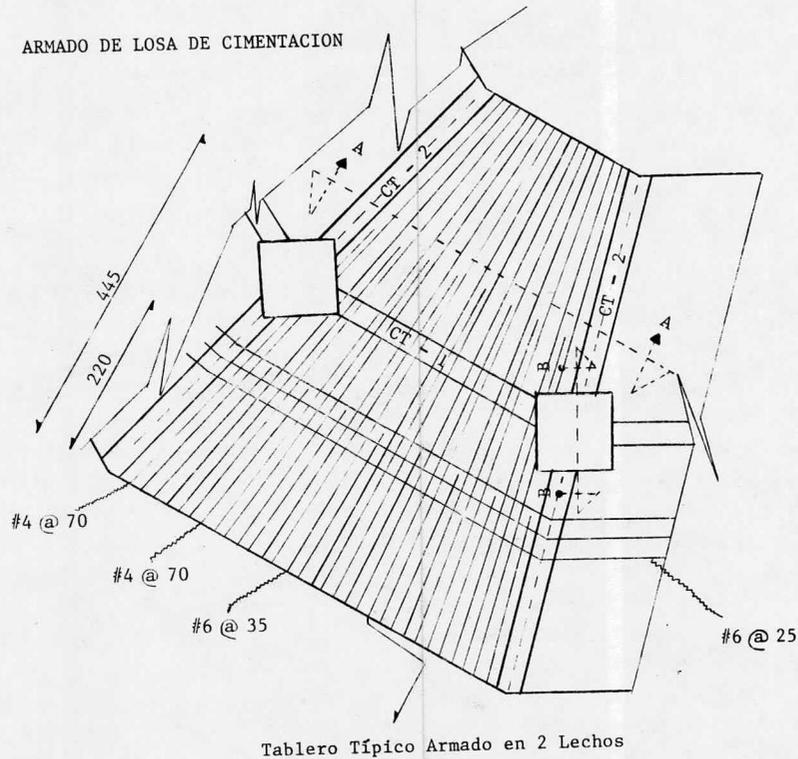


CORTE - C

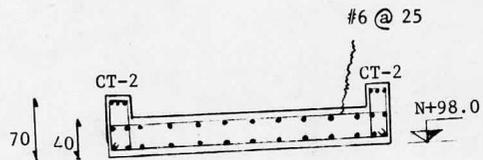


DETALLE - A

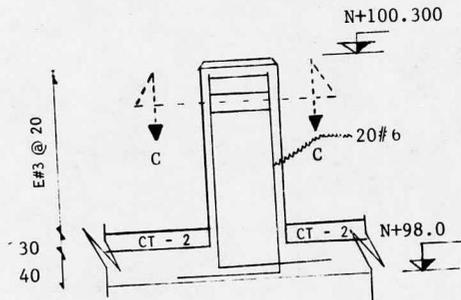
ARMADO DE LOSA DE CIMENTACION



CORTE - A



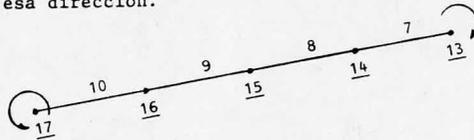
CORTE - B



COMENTARIOS

a) En la lista de resultados del programa " CIMENTA " aparecen los momentos torsionantes - que en este caso son pequeños, por lo que no se tomaron en cuenta para el diseño.

Resulta lógico que el momento torsionante sea pequeño en el siguiente miembro, debido a que los miembros perpendiculares a él toman la mayor parte de los momentos en esa dirección.



b) La tabla de resultados que se localiza en esta tesis (proyecto I), sólo representa la parte crítica de los resultados del programa " CIMENTA ".

c) En la figura B se presenta la deformación del sistema cimentación-suelo.

La escala horizontal es mayor que la escala vertical para que se puedan apreciar mejor los desplazamientos verticales en los nudos.

d) Este tipo de cimentaciones han sido construídas en otras plantas petroquímicas del país, obteniendo buenos resultados.

e) Es recomendable colocar una plantilla de concreto pobre bajo la cimentación (losa) para que se pueda trabajar con facilidad y limpieza.

DESPLAZAMIENTOS VERTICALES CONDICION DE CARGA HIDROSTATICA

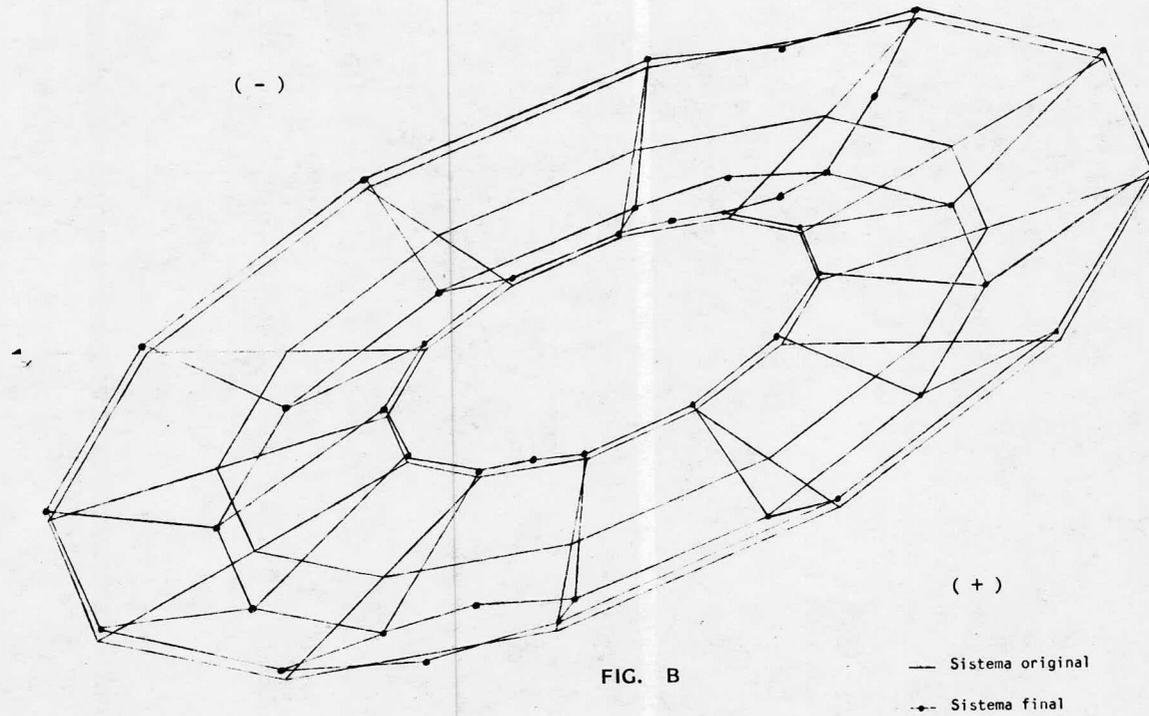


FIG. B

APENDICE

En este trabajo se recurrió a un programa de cómputo llamado " CIMENTA " - aprovechando su disponibilidad.

En caso de no contar con dicho programa, se puede realizar un análisis manual llamado de " Vigas Flotantes " del cual se ocupará este apéndice.

Cuando el empleo de cimentaciones aisladas no es posible, debido a cargas elevadas o problemas constructivos, se tropieza con dificultades al querer llegar a resultados suficientemente confiables y económicamente realizables.

El autor de la obra " Vigas Flotantes en Medio Elástico ", llevado por su experiencia práctica, ha creado un libro - en el que se tabulan coeficientes que permiten analizar la interacción suelo-estructura, para determinar los elementos mecánicos correspondientes a las cimentaciones superficiales. Este análisis proporciona resultados confiables.

INDICACIONES PARA EL USO DE LAS TABLAS

$$M = P p L$$

$$Q = P p$$

$$q = P p^{1/L}$$

Para cargas aplicadas P

$$M = \mathcal{M} p$$

$$q = \mathcal{M} p^{1/L^2}$$

Para momentos aplicados

M : Momentos (Ton-m)

Q : Esfuerzos cortantes (Ton)

q : Presión sobre el terreno (T/m)

P : Cargas aplicadas (Ton)

\mathcal{M} : Momentos aplicados

p : Coeficiente tabulado sin dimensiones

L : " Longitud Elástica " de la sección de la cimentación.

$$L = 4 \sqrt{\frac{4 E I}{C b}} \quad (m)$$

E : Módulo de elasticidad del hormigón

I : Momento de inercia de la sección (m⁴)

C : Coeficiente de balasto del terreno sobre el cual se apoya la cimentación.

$$C = \frac{E}{f \sqrt{F}}$$

E : Rigidez o módulo endométrico del terreno.

F : Superficie de cimentación (m²)

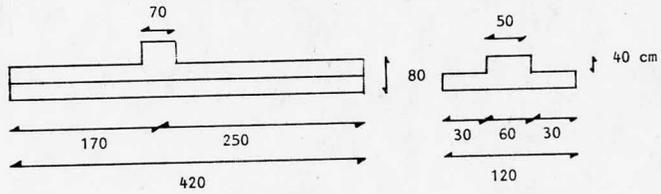
f : Coef. sin dimensiones, dependiente de la superficie de cimentación (para simplificar se toma 0.4)

Si no se dispone de resultados sobre ensayos del terreno, pueden tomarse para C los valores de la siguiente tabla.

Tipo de terreno	C (t/m ³)
turba ligera y terreno pantanoso	500 — 1 000
turba pesada y terreno pantanoso	1 000 — 1 500
arena fina de playa	1 000 — 1 500
rellenos de limo, arena y grava	1 000 — 2 000
arcilla mojada	2 000 — 3 000
arcilla humeda	4 000 — 5 000
arcilla seca	6 000 — 8 000
arcilla seca endurecida	10 000
limo compactado con arena y pocas piedras	8 000 — 10 000
lo mismo con muchas piedras	10 000 — 12 000
grava menuda con mucha arena fina	8 000 — 10 000
grava media con arena fina	10 000 — 12 000
grava media con arena gruesa	12 000 — 15 000
grava gruesa con arena gruesa	15 000 — 20 000
grava gruesa con poca arena	15 000 — 20 000
grava gruesa con poca arena, muy compactada	20 000 — 25 000

EJEMPLO :

Zapata individual asimétrica



$P = 100 \text{ Ton}$

$M = 15 \text{ T-m}$

$E = 2\,100\,000 \text{ T/m}^2$

$C = 1\,800 \text{ T/m}^3$

$I = 0.0352 \text{ m}^4$

$L = 3.4 \text{ m}$

Sustituyendo en la fórmula de Long. Elástica:

Para buscar en las tablas, se calculan los si

güientes valores $L = 1.7/3.4 = 0.5$

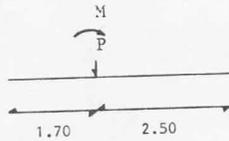
$R = 2.5/3.4 = 0.75$

Punto	(+)	M (-)	(+)	P (-)
5	0		0	
⋮				
0	0.356	0.644	0.143	
⋮				
7.5		0	0	

Igualando :

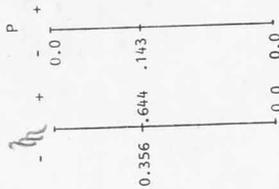
(sección de cimentación Izquierda) $1.7 = 5$

(sección de cimentación Derecha) $2.5 = 7.5$



MOMENTOS DEBIDOS A P y M

Valores de p

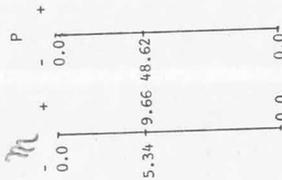


Por fórmula :

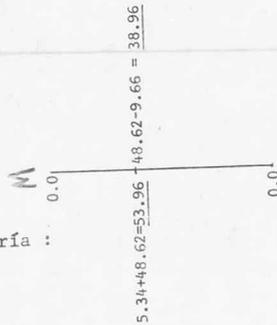
$$M = P p L$$

$$M = \int m p$$

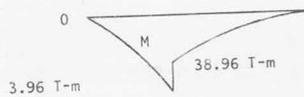
Sustituyendo valores:



Sumatoria de Momentos :



Por tanto el diagrama quedaría :



E S T U D I O

MECANICA DE SUELOS

SALINA CRUZ OAXACA

PETROLEOS MEXICANOS

SUBDIRECCION DE PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS

MECANICA DE SUELOS

A solicitud de la dirección de Proyectos Externos (IMP), la Superintendencia General de Geotecnia de PEMEX realizó el estudio de mecánica de suelos correspondiente.

La Planta Hidrodesulfuradora y Reformadora No. 3, estará integrada por las siguientes unidades:

- 1.- Unidad Hidrodesulfuradora de Naftas.
- 2.- Unidad Hidrodesulfuradora de Destilados Intermedios.
- 3.- Unidad Reformadora de Naftas.
- 4.- Unidad tratadora y fraccionadora de hidrocarburos
(Area donde se localizan las dos esferas de almacenamiento de gasolina y gas LP respectivamente).

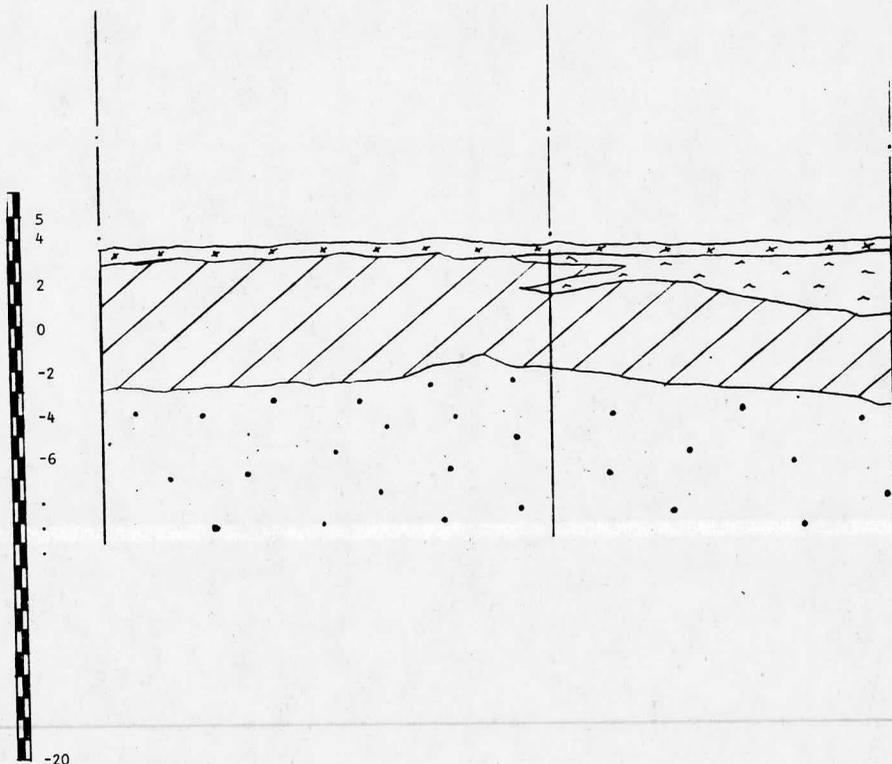
El proyecto de las cuatro plantas será desarrollado por el Instituto Mexicano del Petróleo en un terreno localizado entre las coordenadas N-2347, E-2300, N-2547, E-2500 m.; lo que define una área de 200.0 x 200.0 m., con una configuración sensiblemente plana.

La estratigrafía se puede definir en la siguiente secuela:

A partir del nivel del terreno, se tiene una costra superficial de espesor variable de 0.50 a 1.0 m. de arcilla de baja plasticidad (CL), contaminada de materia orgánica que constituye la tierra de cultivo en el lugar; de 1.0 m. a una profundidad que varía entre 8.00 a 9.00 m., una capa de arcilla arenosa de alta plasticidad (CH) de consistencia rígida, con Límite Líquido (LL) hasta de 85% e índice de plasticidad de 53%; en este estrato se localiza el NIVEL DE AGUAS FREATICAS. A partir de los 9.00 m. de profundidad y hasta la profundidad explorada se localiza una mezcla de arena media, con arcilla y grava (SC-GW)

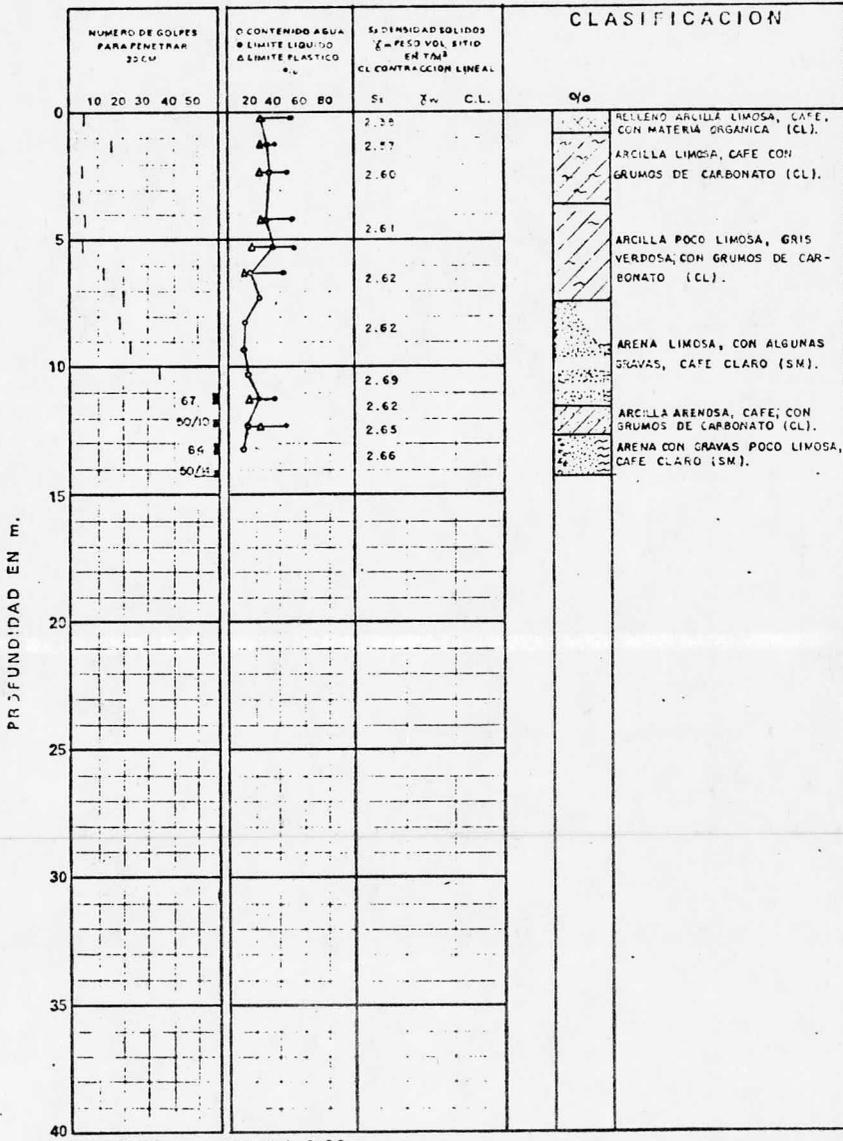
en diversas proporciones, con una compacidad densa a muy densa; este último estrato puede servir de apoyo para desplantar los cimientos de las estructuras en las que se elija CIMENTACION PROFUNDA.

PERFIL ESTRATIGRAFICO



-20

- x x
x x
RELLENO
- ^ ^
^ ^
ARENA LIMO ARCILLOSA, café , de suelta a media.
- / /
/ /
LIMO ARCILLOSO Y ARCILLA LIMOSA, verdosa y café claro con grumos de carbonato y partes arenosas.
- . .
. .
ARENA LIMOSA Y LIMO ARENOSO CON ALCUNAS GRAVAS, café claro y gris claro, de media a muy densa.



N-1350 N.A.F + 2.08 m.
E-2425 N.T. + 3.36 m.

FIG. No. 3

PETROLEOS MEXICANOS SUBDIRECCION DE PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MECANICA DE SUELOS	CORTE ESTRATIGRAFICO	
	SONDEO: 6756	58
	ESTUDIO EN: PLANTA HIDROS No. 3 SALINA CRUZ, OAX	

INGENIERIA EXPERIMENTAL

CIRCULOS DE MOHR. COMPRESION TRIAXIAL

RAPIDA CONSOLIDADA RAPIDA LENTA

PRUEBA N°	ω_i	ω_f	σ_i	σ_f	G_i	G_f	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	δ_1	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORT.
	%	%	%	%	%	%	kg/cm. ²	kg/cm. ²	1/m ³	
1	24.2		0.78		0.40		0.500	2.28	1.88	$\phi = 20^\circ$ $c = 7.0 \text{ T/ft}^2$
2	25.6		0.79		87.0		1.000	2.43	1.89	
3	24.4		0.77		86.0		2.000	4.50	1.91	
4	22.9		0.78		79.0		4.000	5.93	1.86	
5										
6										

MS-40

OBRA: PLANTA HIDROS No.3

PROCEDENCIA: SALINA CRUZ OAXACA

SONDEO N° 6759

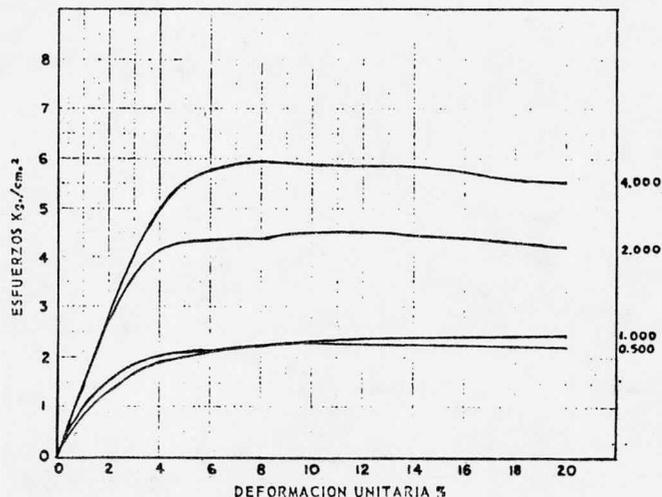
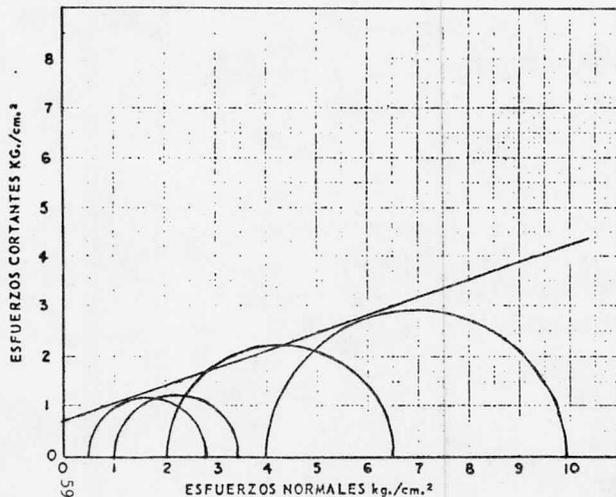
MUESTRA N° 2 PROF. 0.45-0.75m/s.

DESCRIPCION:

FECHA DE ENSAYO: 4-IV-83

OPERADOR: E. BELLO V.

CALCULO: E. G. S. FECHA: 12-IV-83



Suma total de pesos = 1159.37 Ton

$W_{operación} = 1097.08 \text{ Ton}$

$P (\text{Peso propio} + \text{Peso en operación}) = 1159.37 \text{ T} + 1097.08 \text{ T} = 2256.45 \text{ Ton}$

Aplicando la fórmula de la esquadria para las siguientes condiciones:

$$T (\text{prueba hidrostática}) = \frac{\text{Peso propio} + \text{Peso hidrostático}}{\text{Area}}$$

$$T (\text{ " " }) = \frac{2033.8 \text{ T} + 1159.37 \text{ T}}{196.78} = 16.23 \text{ T/m}^2 > 6 \text{ T/m}^2$$

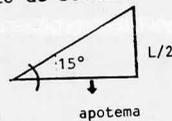
por tanto excede la resistencia del terreno.

$$T (\text{sismo}) = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

S (módulo de sección)

Cálculo del módulo de Sección

$$S = \frac{I}{Y_{\text{máx.}}}$$



$$\tan 15^\circ = \frac{L/2}{\text{apot.}} \Rightarrow L = (\text{apot.} \cdot \tan 15^\circ) \cdot 2$$

$$L = 0.5359 \text{ apot.}$$

$$\text{Area del dodecágono} = \frac{12(L \times \text{apot.})}{2} = 6 L \text{ apot.} = 3.21 \text{ apot}^2$$

$$Y_{\text{máx.}} = 9.99 \text{ m}$$

$$(\text{manual Monterrey pag. 440}) I_{\zeta} = \frac{A (12 \text{ apot}^2 + L^2)}{48}$$

.Apot (m)	Lado (L) (m)	Area (A) (m ²)	Area de la sección	I (m ⁴)	I de la sección
9.65	5.17142	299.425	196.780	7137.628	7918.320
5.65	3.028	102.64		838.737	

$$S = \frac{6298.9}{9.99} = 630.520 \text{ m}^3$$

aplicando la fórmula de la escuadría tenemos :

$$V (\text{ sismo }) = \frac{2256.45}{196.78} + \frac{4624.70}{630.520} = 11.47 + 7.3 = \frac{18.77 \text{ T/m}^2}{4.17 \text{ T/m}^2}$$

Por ser mayor el esfuerzo que el q_u , $18.77 > 6 \text{ T/m}^2$ se tienen las siguientes opciones :

- 1.- Aumentar el área de cimentación: NO, porque se invaden áreas de cimentación de otros equipos, además de que se necesitaría un área de cimentación tan grande que redundaría en altos costos constructivos y económicos.
- 2.- Utilizar cajones de compensación: NO, porque el NAF es cercano a la superficie, corriéndose el riesgo de infiltración; en caso de utilizar impermeabilizante (aditivos al concreto) existe el riesgo de que no tengan cuidado en obra, implicando la existencia de fisuras. El agua infiltrada en los vanos serviría de lastre, de tal forma que dichos cajones no trabajarían como tales, reduciéndose el factor de seguridad de la cimentación.
- 3.- Utilizar pilotes: Es la opción mas viable, ya que el estrato resistente se encuentra a unos 10 m de profundidad.

El pilote es un elemento estructural cuya función es transmitir las cargas de la superestructura al subsuelo trabajando de punta, por fricción ó por ambas, según se vea la conveniencia de usar uno u otro.

Basándonos en el estudio de mecánica de suelos proponemos:

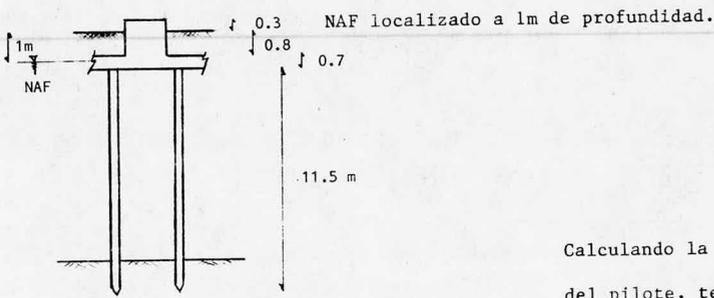
PILOTES DE PUNTA de sección cuadrada de $0.4 \times 0.4 \text{ m}$ de lado, apoyados a una profundidad de 12 m con perforación previa hasta 11.0 m, e hincados a golpes posteriormente.

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA DE UN PILOTE

En el estudio de mecánica de suelos presentado por PEMEX al IMP, la determinación del ángulo de fricción interna no es muy confiable por lo que se manejará un $\phi = 30^\circ$.

El valor de la cohesión (c) proporcionado por la antes mencionada dependencia para el estrato donde es conveniente hincar el pilote es muy alto, por tanto dicha cohesión se tomará (conservadoramente) como un promedio de los valores de las tres tablas finales correspondientes a estratos superiores del estrato en que se apoyarán los pilotes.

Datos : $c = 12 \text{ T/m}^2$ $\phi = 30^\circ$ $q = 14 \text{ T/m}^2$ $f\bar{c} = 250 \text{ kg/cm}^2$
 ($f\bar{c}$ de 250 para pilotes) $f^*c = 0.8 f\bar{c} = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f''c = 0.85 f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2$
 $f\bar{c} = 200 \text{ kg/cm}^2$ (para losa) $f^*c = 160 \text{ kg/cm}^2$
 $f''c = 136 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 (q = parámetro de resistencia al esfuerzo cortante al nivel de desplante del pilote).



Calculando la capacidad por punta del pilote, tenemos :

a) TEORIA DE MEYERHOF : $q_f = CN_c + \delta D_f N_q \dots\dots (I)$

Consideración : N_c y N_q se obtienen de la gráfica de Meyerhof para pilotes (Juárez Badillo " Mecánica de Suelos " pag. 375) que entran una profundidad mínima de :

$$D' = 4 B \sqrt{N_\phi} = 4 B \tan (45 + \phi/2) \dots (II)$$

B: lado ó diámetro del pilote.

Si la profundidad que penetrase el pilote es menor que D' implica que los factores de carga deben obtenerse por interpolación entre las curvas de los pilotes y los cimientos superficiales.

$$N_{c_i} = N'_c + \frac{(N_c - N'_c) D}{D'} \dots (III)$$

$$N_{q_i} = N'_q + \frac{(N_q - N'_q) D}{D'} \dots (IV)$$

Esta consideración es la que vamos a tomar en cuenta debido a que no conocemos a que profundidad haya rechazo del pilote.

$$D' = 4 (0.40) \tan (45 + 30/2) = 2.77 \approx 3 \text{ m}$$

$$N'_c = 55 \qquad N_c = 320$$

$$N'_q = 25 \qquad N_q = 55$$

suponiendo que sólo penetre un metro

$$N_{c_i} = 55 + (320 - 55) \frac{1}{3} = 143.3$$

$$N_{q_i} = 25 + (55 - 25) \frac{1}{3} = 35.0 \qquad \text{Sustituyendo en (I)}$$

$$q_f = 12 (143.3) + 0.8 (11.5) (35) = 2041.6 \text{ T/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{2041.6}{FS} = \frac{2041.6}{4} = 510.4 \text{ T/m}^2$$

$$Q_p = q_{adm} A_t$$

Q_p : capacidad por punta del pilote

$$Q_p = 510.4 (0.4)^2 = \underline{81.664 \text{ T/pilote}}$$

b) Teoría empírica utilizada en el IMP la cual es conservadora y toma en cuenta el parámetro de la resistencia al esfuerzo cortante (si comparamos al final los resultados, observaríamos que es pequeña la diferencia).

De la tabla 4-2 del libro Bowles (pag 68 de la tesis) se tienen los siguientes factores :

$$\begin{array}{llll} \text{Para } \phi = 30^\circ & N_q = 18.4 & N_c = 30.14 & (\text{ para zapatas }) \\ & N'_q = 30 & N'_c = 30 & (\text{ para pilotes }) \end{array}$$

$$Q_p = (C N'_c + q N'_q) \Delta P$$

Siendo ΔP la sección transversal del pilote = $(0.4)^2 = 0.16 \text{ m}^2$

$$Q_p = [12 (30) + 14 (30)] 0.16 = 124.8 \text{ Ton}$$

Si el FS = 4

$$Q_T = \frac{1}{FS} (Q_f + Q_p)$$

Q_T : cap. total del pilote

Q_p : cap. de carga por punta del pilote

Q_f : cap. de carga del fuste

FS : factor de seguridad

$$Q_f = (0.5 \gamma_m H^2 K_o \text{ Tan } \phi + C H) P$$

$$\gamma_m = 1.8 \text{ T/m}$$

H : largo del pilote hincado en el suelo

K_o : coef. de empuje del suelo; se considera 0.8

$$\phi = 30^\circ \quad C = 12 \text{ T/m}^2$$

P : perímetro del pilote

Para este caso voy a proponer dos secciones de pilotes

OPCION I :

pilotes de 40 x 40 cm.

$$P = 4 (0.4) = 1.6 \text{ m}$$

Por estar el NAF a 1 m, se procede a calcular :

$$Q_f = [0.5 (0.8) (11.5)^2 \text{ Tan } 30^\circ + 12 (11.5)] 1.6 = 260 \text{ Ton}$$

$$Q_T = \frac{1}{4} (260 + 124.8) = 96.20 \text{ Ton/pilote}$$

Para el diseño se dejará 70 Ton/ pilote debido a que en el estudio de mécanica de suelos no se nos proporciona un ángulo de fricción interna confiable ($\phi = 30^\circ$ supuesto) y además el valor de la cohesión se tomó conservadoramente $c = 12 \text{ T/m}^2$.

OPCION II :

pilotes de 50 x 50 cm.

$$P = 4 (0.5) = 2 \text{ m}$$

$$Q_f = [0.5 (0.8) (11.5)^2 (0.8) \text{ Tan } 30^\circ + 12 (11.5)] 2 = 325 \text{ T}$$

$$Q_p = [(12) (30) + (14) (30)] (0.5)^2 = 195 \text{ Ton}$$

$$Q_T = \frac{1}{4} (325 + 195) = 130 \text{ T/pilote}$$

Para el diseño se dejará 110 T/pilote por especificaciones anteriores.

En la toma de decisiones respecto a cual es la conveniencia de inclinarse por una opción o por otra, (aumentar la sección del pilote ó el No. de pilotes) se debe tomar en cuenta :

- I) Maniobrabilidad : Entre más pesado sea un pilote es más difícil su transporte.
- II) Peso : Cuando un pilote es transportado se levanta de dos extremos, de tal forma que trabaja como viga; si el peso y la longitud son grandes, lo que ocurre es que el armado de dicho pilote va a ser mayor por flexión que por carga axial, redundando en costos.

III) Perforación : Si existe un número muy grande de pilotes el costo de perforación y del hincado se incrementa.

IV) Equipos adyacentes : Se tomará en cuenta si dichos equipos van piloteados, en caso de ser así se observará la sección de éstos para que concuerde en lo posible con la de nuestros pilotes, de modo que se logran ahorros significativos en su fabricación.

Considerando lo anterior : Se diseñará con pilotes cuya sección es de
40 x 40 cm.

	Ks (kcf)	ks (MN/m ³)
Dense Sandy Gravel	1,400 - 2,500	220 - 400
Medium Dense Coarse Sand	1,000 - 2,000	157 - 300
Medium Sand	700 - 1,800	110 - 280
Fine or Silty, Fine Sand	500 - 1,200	80 - 200
Stiff Clay (wet)	350 - 1,400	60 - 220
Stiff Clay (Saturated)	175 - 700	30 - 110
Medium Clay (wet)	250 - 900	39 - 140
Medium Clay (Saturated)	75 - 500	10 - 80
Soft Clay	10 - 250	2 - 40

Kcf Kilo pound pie cúbico

Ks rigidez del suelo

MN/m³ Mega Newton metro cúbico

Tabla II - A

β	N_c	N_q	N_r	N_q/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.19	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.24	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.30	0.241
15	10.98	3.9	1.2	0.36	0.294
20	14.83	6.4	2.9	0.43	0.315
25	20.72	10.7	6.8	0.51	0.311
26	22.25	11.9	7.9	0.53	0.308
28	25.80	14.7	10.9	0.57	0.299
30	30.14	18.4	15.1	0.61	0.289
32	35.49	23.2	20.8	0.65	0.276
34	42.16	29.4	28.8	0.70	0.262
36	50.59	37.8	40.1	0.75	0.247
38	61.35	48.9	56.2	0.80	0.231
40	75.31	64.2	79.5	0.85	0.214
45	133.87	134.9	200.8	1.01	0.172
50	266.88	319.1	563.6	1.20	0.130

CALCULO DEL NUMERO DE PILOTES

$$W_{\text{operación}} = 1097.08 \text{ Ton}$$

Atendiendo a experiencias anteriores se propone un espesor de losa de 70 cm.

W_{llosa}	$= 196.78 \text{ m}^2 (2.4 \text{ T/m}^3) (0.7 \text{ m}) =$	330.60 Ton
W_{dados}	$= 1 \text{ m}^2 (1.1 \text{ m}) 12 (2.4 \text{ T/m}^3) =$	31.68 Ton
W_{relleno}	$= 184.78 \text{ m}^2 (0.8) (1.8 \text{ T/m}^3) =$	266.08 Ton
		628.36 Ton

$$P = 628.36 \text{ Ton} + 1097.08 \text{ Ton} = \underline{1725.44 \text{ Ton}}$$

$$Q \text{ (factor de ductilidad)} = 3 \quad \text{(conservadoramente)}$$

$$F \text{ (Fza. sísmica reducida por ductilidad)} = \frac{c}{Q} W_{\text{operación}}$$

$$F = \frac{0.832}{3} (1097.08) = \underline{304.26 \text{ Ton}}$$

$$M = FH = 304.26 \text{ T} (13.7 \text{ m}) = \underline{4168.32 \text{ T-m}}$$

$$\text{No. de pilotes aproximado} = \frac{P}{Q_{\text{adm. pilote}}} = \frac{1725.44 \text{ Ton}}{70 \text{ T/pilote}}$$

$$\text{No. de pilotes} \hat{=} 25 \text{ pilotes}$$

Usando la fórmula de la escuadría :

$$f = \frac{P}{\text{No. pilotes}} + \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{\text{No. de pilotes} \times r}{2}$$

r : radio que va del centro de la estructura al pilote más lejano.
ver pag. 72 Tesis.

$$s. = \frac{25 (8.4 \text{ m})}{2} = 105$$

$$\text{sustituyendo :} \quad f = \frac{1725.44}{25} + \frac{4168.32}{105} = 105.8 \text{ Ton/pilote} \\ 32.26 \text{ Ton/pilote}$$

Como se observa $f = 105.8$ Ton/pilote excede la resistencia del pilote de 0.4×0.4 m, cuyo $Q_{adm. \text{ pilote}} = 70$ Ton/pilote por lo que se aumentará el No. de pilotes.

$$\text{No. de pilotes} = 48$$

$$s = \frac{48 (8.4)}{2} = 201.6$$

$$f = \frac{1725.44}{48} + \frac{4168.32}{201.6} = 56.62 \text{ Ton/pilote}$$

15.27 Ton/pilote ∴ pasa.

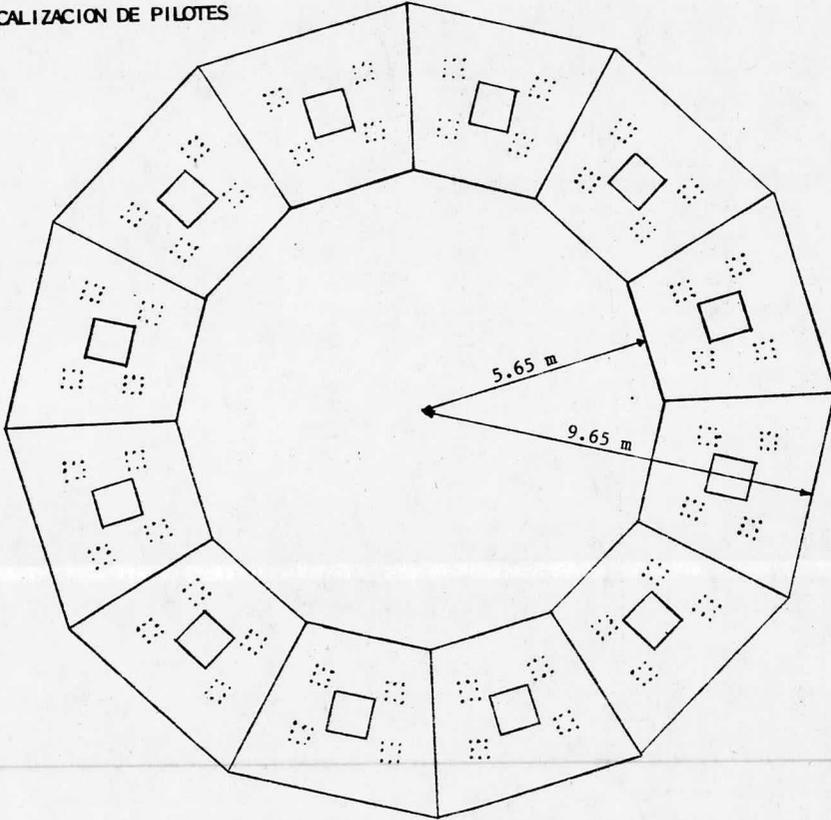
Puedo bajar el No. de pilotes; sin embargo no lo hago en este caso debido a que el acomodo de los pilotes debe ser simétrico.

El acomodo de los pilotes debe hacerse tomando en cuenta :

- a) Es más fácil pilotear a distancias y ángulos iguales.
- b) Se mejora el momento de inercia de la estructura entre más alejados del centro esten los pilotes.

El arreglo de los pilotes se presenta en la siguiente fig. :

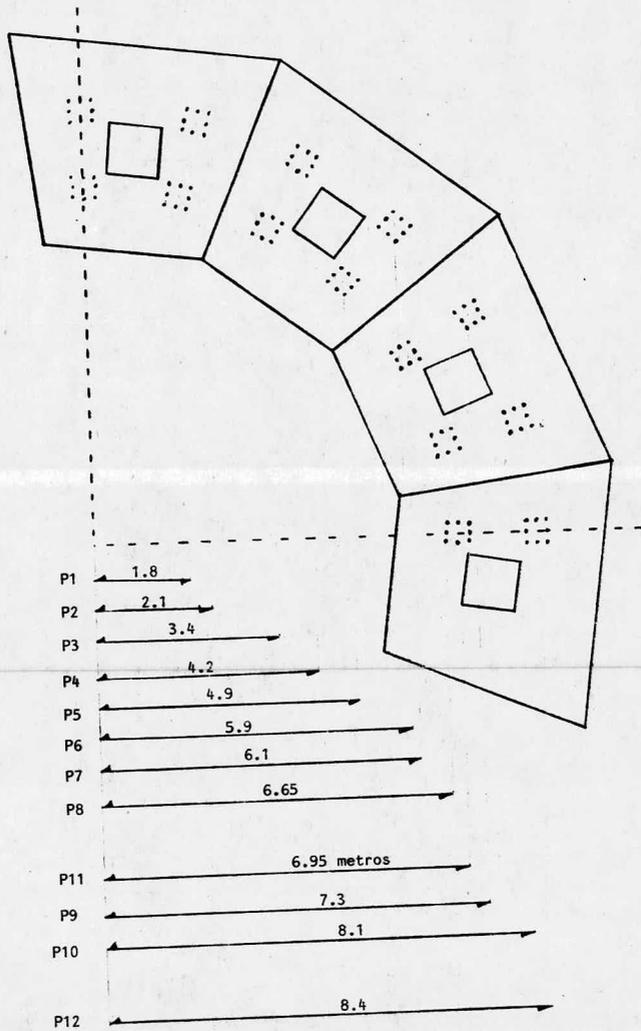
LOCALIZACION DE PILOTES



pilotes
⋮
⋮
⋮

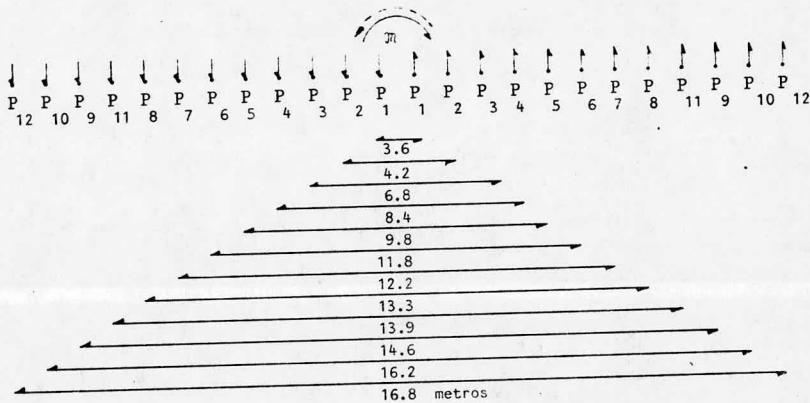
PLANTA DE CIMENTACION PROPUESTA PARA SALINA CRUZ OAX.

BRAZOS DE PALANCA PARA PILOTES



DETERMINACION DE FUERZAS CAUSADAS POR SISMO,
CONOCIDOS MOMENTOS Y BRAZOS DE PALANCA
(PILOTES)

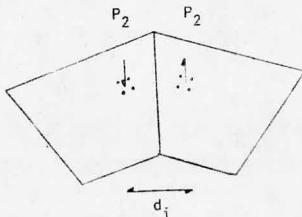
Quando actúa el momento por sismo, se provocan una serie de fuerzas en los pilotes, que dependiendo del sentido del sismo, serán de tensión ó compresión. A continuación se presenta el procedimiento para calcular dichas fuerzas.



La fuerza causada por sismo, conocidos Momentos y brazos de palanca se determina a través de la siguiente fórmula :

$M = 4168.32 \text{ T-m (sin FC)}$

$$P_i = \frac{M d_i}{\sum d_i^2}$$



	d_i	d_i^2
2 P ₁	3.6	12.96
2 P ₂	4.2	17.64
2 P ₃	6.8	46.24
2 P ₄	8.4	70.56
2 P ₅	9.8	96.04
2 P ₆	11.8	139.24
2 P ₇	12.2	148.84
2 P ₈	13.3	176.89
2 P ₉	14.6	213.16
2 P ₁₀	16.2	262.44
2 P ₁₁	13.9	193.21
2 P ₁₂	16.8	282.24

$$\sum d_i = 1659.46$$

El pilote con la carga más desfavorable es el P_{12}

Sustituyendo en la fórmula se tiene:

$$2 P_{12} = \frac{4168.32 (16.8)}{1659.46} = 42.20$$

$$P_{12} = \frac{42.2}{2} = \underline{\underline{21.1 \text{ Ton}}}$$

ANALISIS DE COMBINACION DE CARGAS

$$W_{\text{losa}} = 330.60 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{relleno}} = 266.08 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{dados}} = 31.68 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{operación}} = 1097.08 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{dados+operación}} = 1128.76 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{losa + relleno}} = 596.68 \text{ Ton}$$

$$M_{\text{sismo}} = 4168.32 \text{ T-m}$$

$$W_{\text{hidrostática}} = 2033.8 \text{ Ton}$$

Por ser 12 lados, en cada dado (con su respectiva sección) actuarán :

(sin FC)

$$P_{\text{dado + operación / dado}} = \frac{1128.76}{12} = 94.063 \text{ Ton}$$

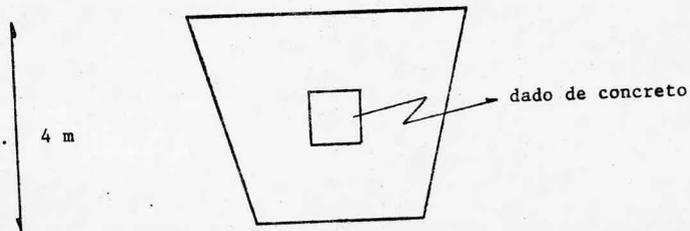
$$W_{\text{losa + relleno / dado}} = \frac{596.68}{12} = 49.723 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{Hidroestática / dado}} = \frac{2033.8}{12} = 169.48 \text{ Ton}$$

Para fines de análisis se determina la siguiente sección típica :

PLANTA

pilotes $\begin{matrix} \dots \\ \dots \\ \dots \end{matrix}$



Considerando la mitad de la sección típica y analizándola como viga simplemente apoyada tenemos :

a) El peso que va a actuar en media sección típica es :

$$P_{\text{dado + operación}} = \frac{94.063}{2} = 47.03 \text{ Ton}$$

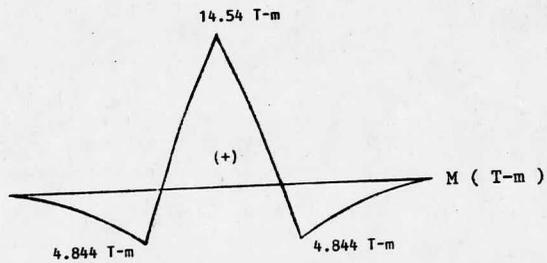
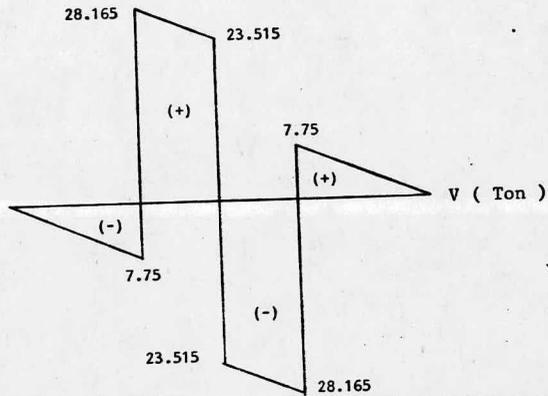
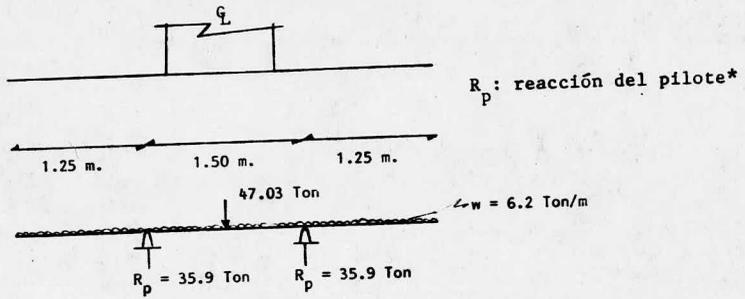
b) Peso que actúa a lo largo de la viga será :

$$W_{\text{losa + relleno}} = \frac{49.72 \text{ Ton}}{2} = 24.86 \text{ Ton}$$

$$w = \frac{24.86 \text{ Ton}}{4 \text{ m}} = 6.2 \text{ Ton/m}$$

c) La carga provocada por el momento debido a sismo, vale 21.1 Ton/pilote. Como se tienen 2 pilotes en la sección de estudio, se tendrá una carga idealizada de 42.2 Ton (sin FC) al centro de dicha sección.

DIAGRAMA DE MOMENTO Y CORTANTE DEBIDO A CARGA MUERTA + CARGA VIVA



* $R_p = Q_{adm. \text{ pilote}} = 70 \text{ Ton/pilote}$

DIAGRAMA DE MOMENTO Y CORTANTE DEBIDO A CARGA HIDROSTATICA

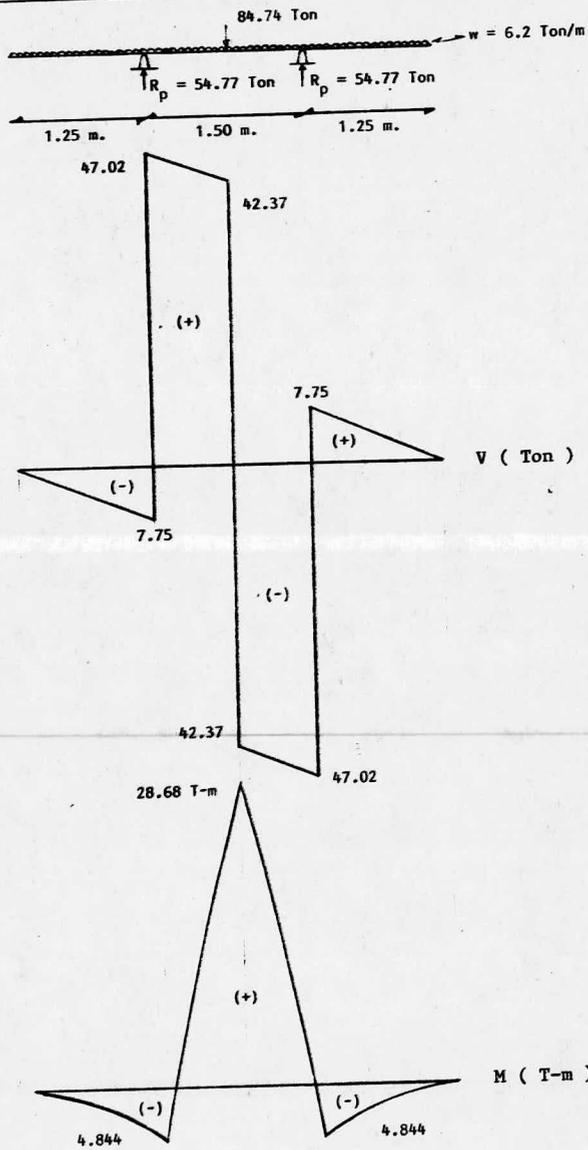
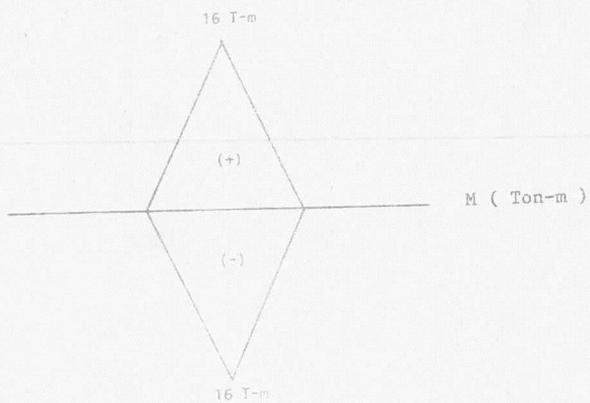
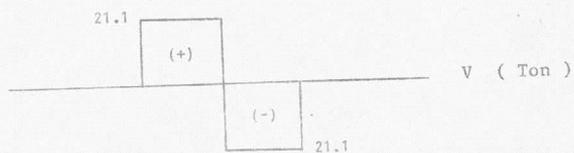
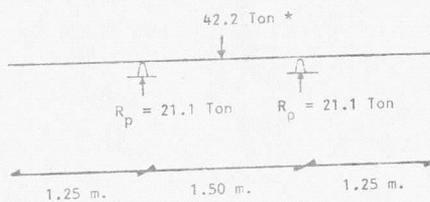
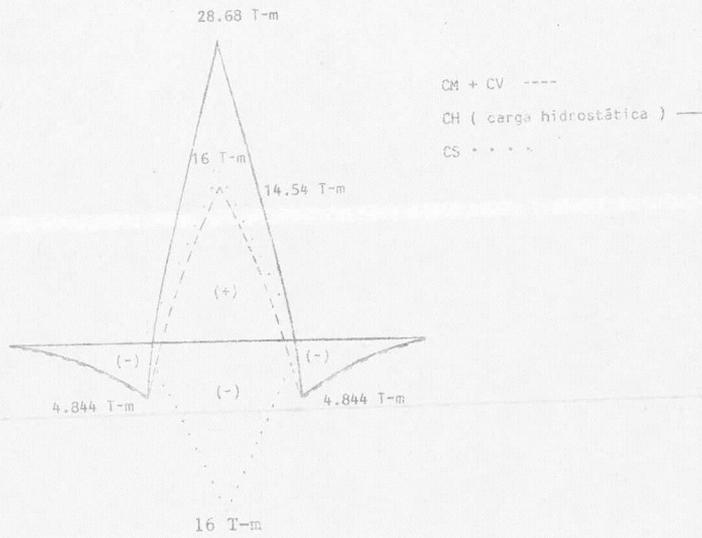
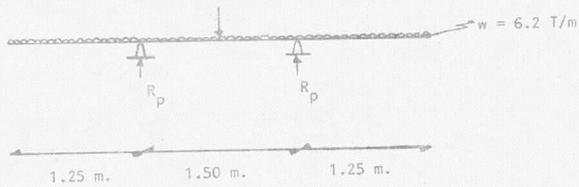


DIAGRAMA DE MOMENTO Y CORTANTE DEBIDO A SISMO



* Esta fuerza sube y baja dependiendo del sentido del sismo

DIAGRAMA DE MOMENTOS DEBIDOS A CM + CV , CS , CH



$$(CM + CV) 1.5 = 14.54 (1.5) = 21.810 \text{ T-m}$$

$$(CM + CV + CS) 1.1 = (14.54 + 16) 1.1 = 33.6 \text{ T-m}$$

$$(CH) 1.5 = 28.68 (1.5) = 43.02 \text{ T-m}$$

Momentos envolventes para diseño

FUERZA CORTANTE EN ELEMENTOS ANCHOS

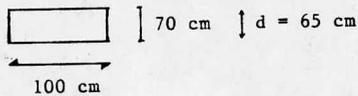
(Losa de cimentacion)

$$V_{CR} = 0.5 (F_R = 0.8) b d \sqrt{f^*c}$$

$$f^*c = 200 (0.8) = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Tenemos :



$$V_{CR/m} = 0.5 (0.8) 100 \frac{65}{1000} \sqrt{160} = 32.89 \text{ Ton}$$

$$\text{Si el } V_{u/m} = 1.5 \frac{47.02 \text{ Ton}}{2 \text{ m}} = 35.26 \text{ Ton por m}$$

$$V_u > V_{CR}$$

El cortante que se resistirá es < al que actúa, por lo que se plantean las siguientes opciones :

- Aumentar el peralte de la losa.
- Absorber el cortante excedente por medio de estribos.

La segunda opción la descarto por facilidad en el proceso constructivo.

∴ Si se aumenta el espesor de la losa a 75 cm. , se tendrá :

$$V_{CR/m} = 35.42 \text{ Ton con lo cual se resiste el } V_{u/m}$$

la losa quedará con un peralte de 75 cm.

DISEÑO POR FLEXION DE LA LOSA DE CIMENTACION

$$M_u = 28.68 (1.5) = 43.02 \text{ T-m}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 70 \text{ cm.}$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

A través de las ayudas de diseño NTCRCDF # 401 Fig. 2

$$\frac{M_R}{b d^2} = \frac{43.02 \times 10^5 \text{ Kg-cm}}{200 (70)^2} = 4.4 \Rightarrow p < p_{mfn}$$

∴ se colocará $p_{mfn} = 0.0033$ *

$$As_{/m} = p b d = 0.0033 (100) (70) = 23.1 \text{ cm}^2/m$$

$$s = \frac{100 a_s}{As} \quad ; \quad \text{con Vs. \# 8} \quad s = \frac{100 (5.07)}{23.1} = 22 \text{ cm.}$$

$$\text{con Vs. \# 6} \quad s = \frac{100 (2.85)}{23.1} = 12 \text{ cm.}$$

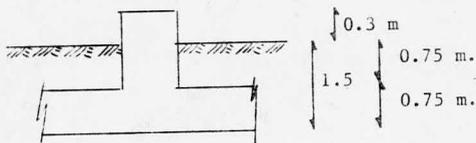
$$\text{con Vs. \# 8 } \textcircled{a} \text{ 30} = As_{/m} = \frac{507}{30} = 16.9 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{con Vs. \# 6 } \textcircled{a} \text{ 30} = As_{/m} = \frac{285}{30} = 9.50 \text{ cm}^2/m$$

$$\sum = 26.4 \text{ cm}^2/m \hat{=} p_{mfn}$$

* Se va a manejar como p_{mfn} la restricción que proporciona el ACI por estar del lado más conservador (IMP - Depto. CIVIL-CONCRETO).

DISEÑO DEL DADO



a) Debido a carga permanente más sísmica :

$$M_u = 33.6 (2^*) 1.1 = 73.92 \text{ T-m}$$

$$P_u = [21.1(4^{**}) + 143.790] 1.1 = 251 \text{ Ton}$$

b) Debido a carga Hidrostática :

$$M_u = 43.02 (2^*) 1.5 = 129.06 \text{ T-m}$$

(W_{total} debido a carga hidrostática entre 12 dados)

$$P_u = 169.483 (1.5) = 254.225 \text{ Ton}$$

El que presenta cargas más desfavorables es el inciso b

Revisando por CARGA HIDROSTÁTICA



conservadoramente $h_{efectiva} H' = (180) 2 = 360 \text{ cm}$

$$r = 0.3 h = 0.3 (100) = 30$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{360}{30} = 12 < 22 \quad \therefore \text{FA} = 1.0$$

$$d/h = 95/100 = 0.95$$

$$e = M/P = \frac{129.06 \text{ T-m}}{254.225 \text{ Ton}} = 0.507$$

$$e/h = 50.7/100 = 0.507$$

Según las NTCRCDF # 401 \Rightarrow

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f''_c} = \frac{254225 \text{ Kg}}{0.7 (100) 100 (136)} = 0.267$$

$$q = 0.15$$

$$P = \frac{q f''_c}{f_y} = \frac{0.15 (136)}{4200} = 0.00486$$

$$A_s = 0.0048 (100) 100 = 48.6 \text{ cm}^2$$

El área de acero que se necesita se cubrirá con 20 Vs. # 6

$$20 \# 6 = 57 \text{ cm}^2$$

* Recordando que se tienen 2 secciones de losa y un solo dado

** Son 4 los pilotes que generan pares debido al momento por sismo ver pág. 74 tesis

REVISION POR CORTANTE DEL DADO

$$\text{Fuerza sísmica/dado} = \frac{304.26 \text{ Ton}}{12} = 25.355 \text{ Ton/dado}$$

$$V_{CR} = (F_R = 0.8) 0.5 \text{ bd} \sqrt{f^*c} = 0.8 (0.5) 100 (95) \frac{\sqrt{160}}{1000} = 48.07 \text{ Ton}$$

$$V_u = 1.1 (25.35) = 28 \text{ Ton}$$

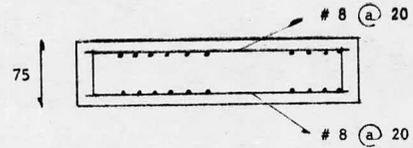
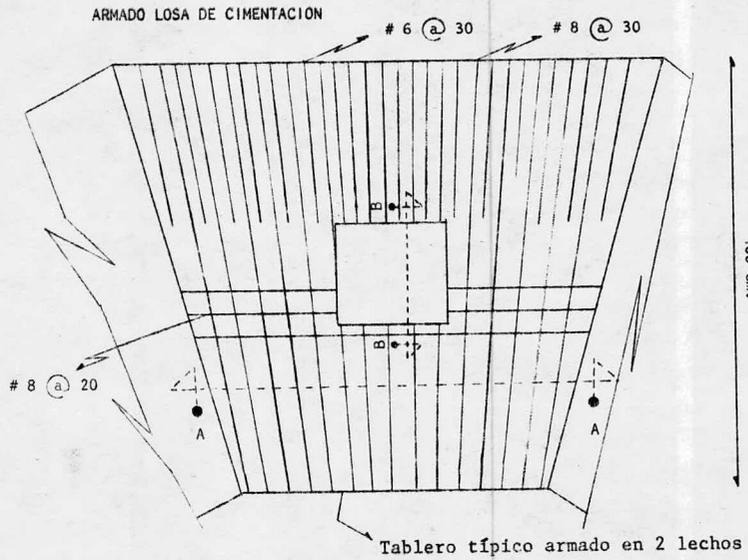
$$V_{CR} = 48.07 \text{ Ton} > 28 \text{ Ton}$$

∴ Se colocarán estribos por especificación

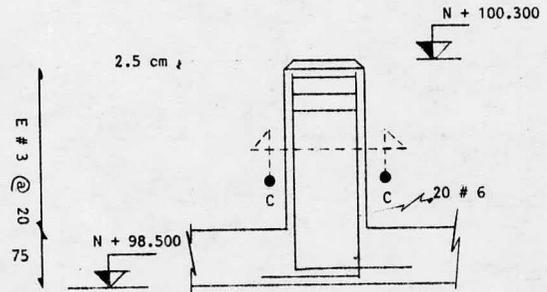
$$S = \left\{ \begin{array}{l} 48 \phi_s = 45 \text{ cm.} \quad \text{Para E \# 3} \\ 16 \phi_1 = 30 \text{ cm.} \quad \text{Para Vs. \# 6} \\ \frac{850 \phi_1}{\sqrt{f_y}} = \frac{850 (2.54)}{\sqrt{4200}} = 33 \\ b/2 = 100/2 = 50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

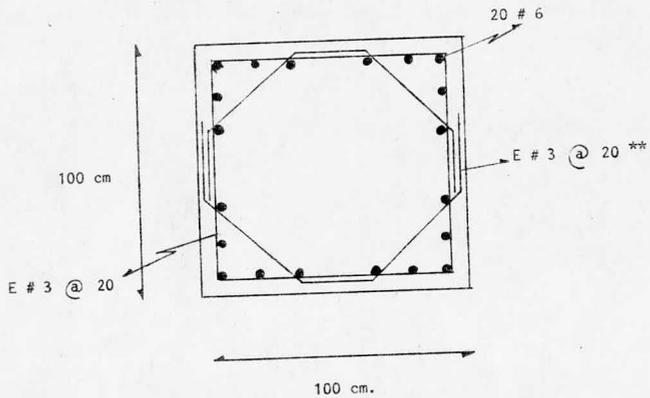
⇒ S = 20 cm. por facilidad en el proceso constructivo.

DETALLE - A



CORTE - B





CORTE - C

La separación entre Vs. no debe ser > 30 cm.

** Ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm. de una barra soportada lateralmente.

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tengan un soporte lateral suministrado por el doblé de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135° . (Reglamento de construcciones DF. 87).

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE PILOTES

En algunos casos, será necesario que los pilotes tomen una parte o todo el efecto de las fuerzas horizontales de la estructura (cuando el terreno no es capaz de resistir el empuje producido por dichas fuerzas); entonces se diseñará el pilote a flexocompresión haciendo uso de las gráficas de interacción que para tal efecto se encuentran en las NTCRCDF, y considerando una profundidad de empotramiento del orden de 6 veces el diámetro o lado de la sección del pilote, aunque si se desea se puede hacer un análisis mas preciso según se indica en la figura IIA, en la cual se muestra un pilote considerado como una barra de longitud semi-infinita en un medio elástico continuo con módulo de reacción K y sujeto a una carga horizontal en su extremo - en un caso y a un momento en otro caso.

$$M_{\text{sismo}} = 4168.32 \text{ T-m}$$

$$P = 1725.44 \text{ Ton}$$

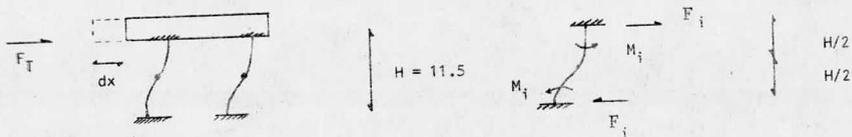
$$P_{\text{pilote}} = \frac{1725.44}{48} = 35.95 \text{ Ton/pilote}$$

$$F = 304.26 \text{ Ton}$$

$$F_{\text{pilote}} = \frac{304.26}{48} = 6.34 \text{ Ton/pilote}$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad f^*c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

PILOTE EMPOTRADO



$$F_i = \frac{F_T}{n} = \frac{304.26}{48} = \underline{\underline{6.34 \text{ Ton/pilote}}}$$

$$M_i = F_i \times \frac{H}{2}$$

$$M_i = 6.34 \frac{11.5}{2} = \underline{\underline{36.45 \text{ T-m}}}$$

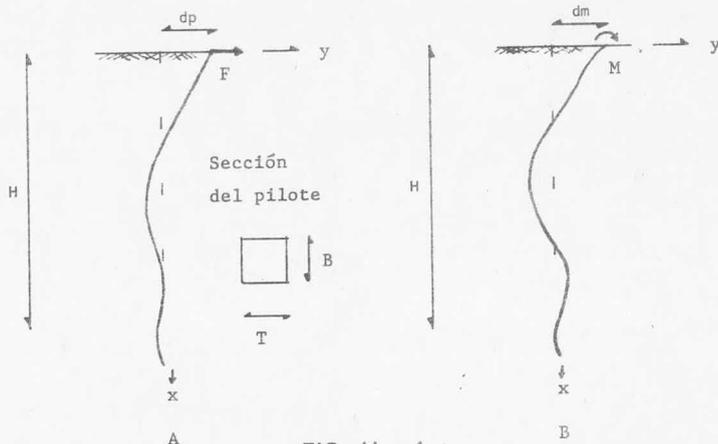


FIG. 11 - A

$$y = \frac{2FJ}{K} e^{-Jx} \cos Jx$$

$$y = \frac{2M_0 J^2}{K} e^{-Jx} (\cos Jx - \text{sen } Jx)$$

$$\phi = \frac{2FJ^2}{K} e^{-Jx} (\cos Jx + \text{sen } Jx)$$

$$\phi = -\frac{4 M_0 J^3}{K} e^{-Jx} \cos Jx$$

$$M = \frac{F}{J} e^{-Jx} \text{sen } Jx$$

$$M = M_0 e^{-Jx} (\cos Jx + \text{sen } Jx)$$

$$V = F e^{-Jx} (\cos Jx - \text{sen } Jx)$$

$$V = -2M_0 J e^{-Jx} \text{sen } Jx$$

En donde :

$$K = K_1 B \quad \dots (I)$$

$$J = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} \quad \dots (II)$$

K_1 : módulo de reacción del medio elástico continuo.

De acuerdo a la tabla 16-1 del libro
 " Diseño y análisis de cimentaciones " Bowles (pág. 68 de la tesis)

$$K_1 = 75 \text{ Kcf}$$

$$1 \text{ K pound} = 453.59 \text{ Kg}$$

$$1 \text{ K fza.} = 9.81 \text{ Nw} \quad \Rightarrow$$

$$K_1 = \frac{75 \text{ Kcf} (453.59 \text{ Kg})}{1 \text{ Kpound}} \frac{1 \text{ ft}^3}{(0.3048)^3} = 1201378.4 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_1 = 1201378.4 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \frac{1 \text{ Ton}}{1000 \text{ Kg}} = 1201.4 \text{ T/m}^3 = 1201.4 \text{ T/m}^2$$

(en 1 m² necesito 1201.4 Ton para hundirlo 1 m)

Sust. en (I)

$$K = 1201.4 (0.4) = 480.55 \text{ T/m}$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f'c} = 14000 \sqrt{250}$$

$$E_c = 221.36 \times 10^3 \text{ Kg/cm}^2 = 2.21 \times 10^6 \text{ T/m}^2$$

$$I_{\text{pilote}} = \frac{(0.40)^4}{12} = 2.13 \times 10^{-3} \quad \text{Sust. en (II)}$$

$$J = \sqrt[4]{ \frac{480.55}{4 (2.21 \times 10^6 \text{ T/m}^2) (2.13 \times 10^{-3}) \text{ m}^4} } = 0.40$$

Procedemos a sust. los valores obtenidos, en las fórmulas de la fig II-A
 obteniendo los siguientes resultados.

TABLA II - B

PROFUNDIDAD A partir NTN	Desplaz. Y (m)	GIRO Ø	M (Ton-m)	V (Ton)	Y (m)	Ø (°)	M (T-m)	V (Ton)	M Ton-m	V Ton
0	0.01	0.004	0	6.34	0.02	- 0.02	36.45	0	36.45	6.34
1	0.007	0.003	0.074	4.22	0.02	- 0.01	24.602	- 0.137	24.676	4.083
1.5	0.006	0.002	0.09	3.44	0.01	- 0.01	20.21	- 0.170	20.30	3.27
2	0.004	0.001	0.1	2.81	0.010	0	16.6	- 0.18	16.70	2.63
3	0.003	0.001	0.1	1.87	0.007	0	11.2	- 0.18	11.30	1.69
4	0.002	0	0.09	1.24	0.004	0	7.56	- 0.16	7.65	1.08
5	0.001	0	0.07	0.83	0.003	0	5.10	- 0.14	5.17	0.69
11.50	0	0	0.01	0.06	0	0	0.4	- 0.02	0.41	0.04

Debidos a F

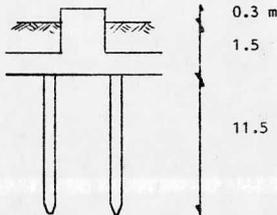
Debidos a M

F + M

DISEÑO DE PILOTES

Generalmente se considera al pilote trabajando a compresión pura, por lo que se diseña como columna corta; ya que tanto la teoría como la práctica han demostrado que no puede presentarse pandeo por falta de confinamiento lateral, aun en pilotes hincados en los suelos más blandos.

M_{sismo} (sin FC. Es la sumatoria del momento debido a F y M, ver pag tesis) = 20.30 T-m



$$M_{sismo} (FC = 1.1) = \underline{22.33 \text{ T-m}}$$

$$P (W_{operación, dados, losa y relleno }) / \text{pilote}$$

$$P / \text{pilote} = \frac{1730.98}{48} = 36.1 \text{ Ton/pilote}$$

$$P_{sismo} = 21.1 \text{ Ton (ver pag.74 Tesis)}$$

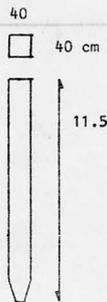
$$\sum P = (36.1 + 21.1) 1.1 = 62.92 \text{ Ton}$$

No existe efecto de esbeltez debido al confinamiento que le da el suelo al pilote, ∴ el factor de amplificación $FA = 1$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''_c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$



$$e = \frac{M}{P} = \frac{22.33}{62.92} = 0.355 \text{ m}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{35}{40} = 0.875$$

$$\frac{e}{h} = \frac{35.5}{40} = 0.89$$

NTCRCDF # 401 fig. 10 - 11 ayudas de diseño

$$K = \frac{P_u}{F_R bh f''_c} = \frac{62920 \text{ Kg}}{0.7 (40)^2 170} = 0.33$$

$$q = 0.50$$

$$q = p \frac{f_y}{f''_c}$$

$$p = q \frac{f''_c}{f_y} = 0.5 \frac{170}{4200} = 0.02$$

En pilotes :

$$P_{mfn} = 0.005 \leq p \leq 0.06$$

$$0.005 \leq 0.02$$

$$A_s = p bh = 0.02 (40)^2 = 32 \text{ cm}^2$$

$$\underline{4 \text{ Vs \# 8} + 4 \text{ Vs \# 6}}$$

Nota : generalmente se debe tomar $e_a \geq 2 \text{ cm}$, multiplicarla por el P_u y sumarla al momento calculado en el análisis estructural; como en este caso representaría un incremento del 5% aprox., no se tomó en cuenta.

DISEÑO POR CORTANTE DEL PILOTE

$$V_u = (3.27) 1.1 = 3.6 \text{ Ton} \quad (\text{Ver } V \text{ a una prof.} = 1.5 \text{ m pag 92 tesis})$$

$$V_{CR} = (F_R = 0.8) 0.5 \text{ bd } \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = (0.8) 0.5 (40) 35 \frac{\sqrt{200}}{1000} = 7.92 \text{ Ton}$$

$$V_{CR} > V_u \quad \therefore \text{ pasa}$$

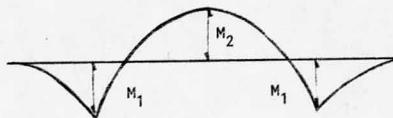
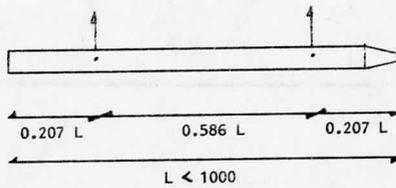
Por especificación:

$$S = \left\{ \begin{array}{ll} 48 \phi = 45.6 \text{ cm} & \text{Para E \# 3} \\ 16 \phi = 40.64 & \text{Para Vs. \# 8} \\ \frac{850 \phi}{\sqrt{f_y}} = 33 \\ b/2 = 20 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm (especificación para pilote)} \end{array} \right.$$

E # 3 @ 20

**REVISION DEL PILOTE DEBIDO A LOS ESFUERZOS PROVOCADOS
POR SU TRANSPORTE, IZAMIENTO Y COLOCACION**

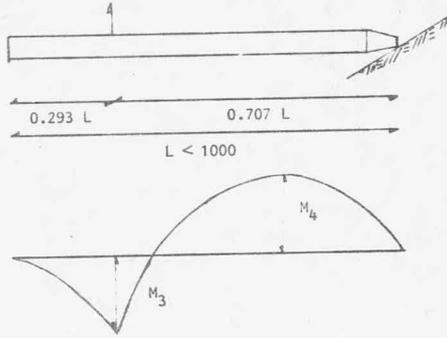
Una vez cumplido con el análisis anterior, deberá revisarse que el armado calculado como columna resista los esfuerzos estáticos y dinámicos que se producen durante el transporte, izamiento y colocación del pilote. Para esto se proveen dos situaciones durante tales maniobras (ver fig.A,B); en el primer caso se considera al pilote suspendido en dos puntos intermedios, y en el segundo caso se le considera suspendido en un punto intermedio y apoyado un extremo en el terreno. La posición de los puntos de amarre mostrados en la fig. se obtuvo igualando los momentos positivos y negativos debidos al peso propio del pilote. Por lo que se ve la conveniencia de hacer uso de esta recomendación para lograr buenos resultados en el momento de revisar la sección. En este estado de cargas, el pilote deberá revisarse por flexión y cortante, considerando un impacto de 100% y un factor de carga de 1.1, por ser esta una acción eventual.



$$M_1 = - 0.0214 w l^2$$

$$M_2 = + 0.0214 w l^2$$

CASO A

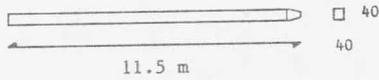


$$M_3 = - 0.0429 w l^2$$

$$M_4 = + 0.0429 w l^2$$

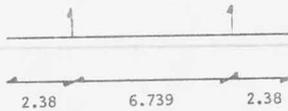
CASO B

A



$$W_{\text{pilote}} = 11.5 (0.4) (0.4) (2.4 \text{ T/m}^3) = 4.416 \text{ Ton}$$

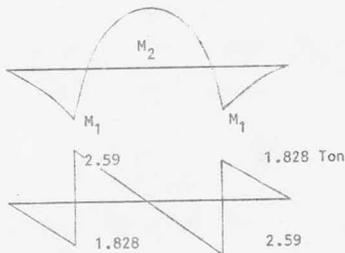
$$w = 2^* \frac{4.416}{11.50} = 0.768 \text{ T/m}$$



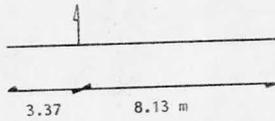
$$M_1 = - 0.0214 (0.768) (11.5)^2$$

$$= - 2.174 \text{ T-m}$$

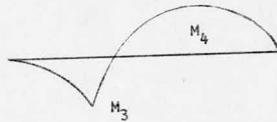
$$M_2 = + 2.174 \text{ T-m}$$



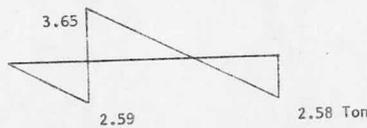
B



$$M_3 = - 0.0429 (0.768) (11.5)^2$$
$$= - 4.36 \text{ T-m}$$



$$M_4 = + 4.36 \text{ T-m}$$



Momento que tiene que resistir el pilote:

$$M_4 = 4.36 \text{ T-m}$$

$$M_u = 4.36 (1.1) = 4.8 \text{ T-m}$$

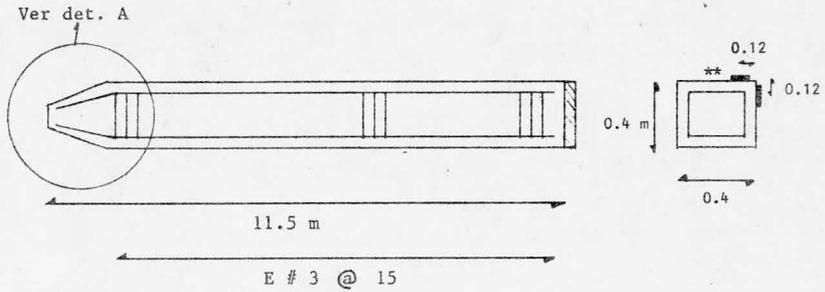
NTCRCDF # 401 fig. 3 ayudas de diseño

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{4.8 \times 10^5 \text{ Kg-cm}}{40 (35)^2} = 9.79$$

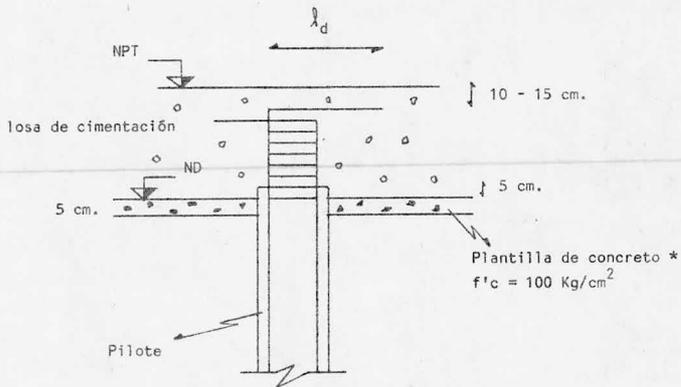
$$\therefore P_{mfn} = 0.0033 \quad A_s = p \text{ bd} = 0.0033 (40) (35) = 4.62 \text{ cm}^2$$

Lo cual implica que el armado del pilote - considerandolo como columna corta, es suficiente para resistir los momentos que se producen durante el transporte, izamiento y colocación del mismo.

Para el diseño por cortante se observa que con E # 3 @ 15 se resisten los cortantes debidos a las fuerzas analizadas.

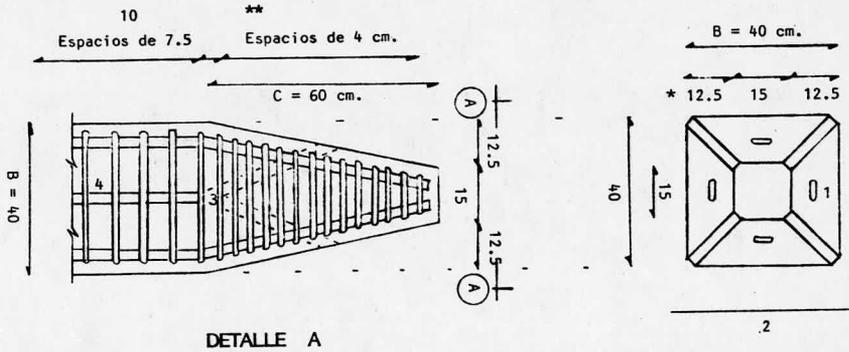


** Guías en la placa superior.



Nota : La plantilla de cimentación se coloca para transmitir mejor los esfuerzos al terreno y para facilitar el procedimiento constructivo.

Elevación



** Mín 5 cm.

Máximo 7.5 cm.

1 Chiflón

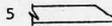
2 Chaflanes de 2x2

3 Soldadura

4 Tubo de 5 cm. (2") ϕ

5 Se achiflonará la salida del tubo aplastando al mismo

$$* \frac{B - 15}{2}$$



PUNTA DE CONCRETO TIPO III

pilotes en el estrato resistente y su penetración en el mismo.

g) Se debe extraer de dicha perforación el material producto de la excavación.

h) La cabeza de los pilotes deberá ser protegida con una pieza de acero con un amortiguador (cabezote), para evitar que se dañe durante el hincado.

i) El hincado se hará con martinete Delmag - 22 o bien uno similar que proporcione la misma energía del hincado.

j) El peso del martillo no deberá ser menor que la tercera parte del peso del pilote.

k) Deberá guiarse el pilote para evitar que se desvíe de la vertical **

l) El hincado se hará en forma continua hasta llegar al estrato de apoyo elegido.

m) El pilote no debe sufrir daños estructurales durante su manejo e hincado.

n) Se llevará el reporte de hincado de cada pilote quedando el mismo con signado: fecha y tiempo de hincado, tipo de martillo, número de pilote y dimensiones del mismo, longitud de hincado, número de golpes por pie de penetración, elevación final de la cabeza del pilote, elevación del terreno natural en sitio de hincado, etc.

ñ) Los pilotes deberán alcanzar por lo menos la profundidad de perforación previa, debiendo empotrarse en el estrato resistente una distancia mínima de 2 veces el ancho del cimiento, pudiéndose suspender el hincado al alcanzar el límite de rechazo (especificado en la tabla No. II-C)

o) El abatimiento del NAF y recolección del agua pluvial, se podrá realizar mediante cárcamos de bombeo, construídos a profundidades mayores a la de la profundidad de desplante, debiendo durar esta operación todo el tiempo que se emplee en la construcción de la obra.

p) Es recomendable colocar una plantilla de concreto pobre bajo la cimentación (losa) para poder trabajar con facilidad y limpieza.

ESPECIFICACIONES DE HINCADO

Ancho del pilote "B" cm.	Penetración " S " por golpe Delmag 30 cm.		Penetración " S " por golpe Delmag 22 cm.	
	S - máx.	S - mín.	S - máx.	S - mín.
30	10.85	3.63	7.04	2.30
35	7.03	2.31	4.45	1.42
40	4.72	1.52	2.97	0.87
45	3.38	1.01	2.06	0.53
50	2.38	0.66	1.42	0.30

Notas referentes a la tabla :

1) Se consideró que los pilotes serán de concreto reforzado de un $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$, y que la energía por golpe del Delmag - 30 es igual a 7.5 mt y para el Delmag 22 de 5.5 mt.

2) En caso de que la penetración por golpe sea mayor a la máxima recomendada en esta tabla (S-máx.), se deberá continuar el hincado hasta que la penetración sea menor a la indicada.

3) Si la penetración por golpe en un espesor de 20 cm. es menor a la (S-mín.) indicada en la tabla, se podrá suspender el hincado de los pilotes, con objeto de evitar una posible falla de tipo estructural.

TABLA II - C