



U. N. A. M.

29
200

FACULTAD DE INGENIERIA

CIMENTACION SOBRECENSADA
EN ARCILLA BLANDA

T E S I S
que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a
VENANCIO TRUEBA LOPEZ



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AV. CORONEL
RÍOS

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-111

Al Pasante señor VENANCIO TRUEBA LOPEZ,
P r e s e n t e .

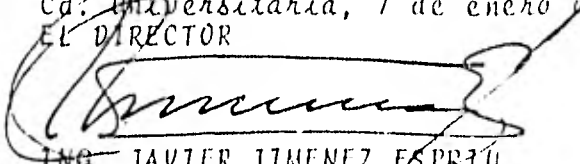
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. José Springall Caram, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniería CIVIL.

"CIMENTACION SOBRECENSADA EN ARCILLA BLANDA"

1. Introducción.
2. Descripción del proyecto.
3. Investigación del subsuelo.
4. Estratigrafía y propiedades.
5. Análisis de las cimentaciones.
6. Conclusiones.
7. Normas para diseño.
8. Normas para construcción.
9. Referencias.

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 7 de enero de 1982
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

C O N T E N I D O

1.	INTRODUCCION	1
2.	DESCRIPCION DEL PROYECTO	4
3.	INVESTIGACION DEL SUBSUELO	7
	3.1 Trabajos de campo	7
	3.2 Ensayes de laboratorio	8
4.	ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES	11
5.	ANALISIS DE LAS CIMENTACIONES	15
	5.1 Cimentación de las albercas	15
	5.1.1 Cálculo de presiones	15
	5.1.2 Estabilidad por resistencia al corte del suelo	17
	5.1.3 Deformaciones	20
	5.1.4 Capacidad de carga	27
	5.2 Cimentación de los muros y columnas	47
	5.3 Fuerzas horizontales	50
	5.4 Empuje de tierras	51
6.	CONCLUSIONES	54
7.	NORMAS PARA EL DISEÑO	
	7.1 Albercas	56
	7.2 Edificio	59

8.	NORMAS PARA LA CONSTRUCCION	61
9.	REFERENCIAS	65
10.	FIGURAS	
	1. Planta de conjunto y localización de sondeos	
	2. Cimentaciones propuestas	
	3. Planta general.Presiones de contacto	
	4. Estratigrafía y propiedades del SM-1	
	5. Estratigrafía y propiedades del SM-2	
	6. Granulometría del sondeo SM-2	
	7 a 12, Diagramas de Mohr	
	13 a 22, Curvas de compresibilidad	
	23. Distribución de presiones en el subsuelo	
	24. Diagramas de presiones de contacto y empuje por subpresión	
	25. Cimentación sobrecompensada con pilotes	
	26. Pilotes Alberca Olímpica	
	27. Pilotes Alberca de Waterpolo y Clavados	
	28. Localización de pozos, piezómetros y bancos	
	29. Gráfica para control de avance de la excavación en $f(NAF)$	

1. INTRODUCCION

La asignación del tema de esta tesis, por parte de la Sección de Geotecnia de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, tiene como propósito la realización de un trabajo que sea de utilidad en la enseñanza del curso de cimentaciones. Con este fin la Sección se ha dado a la tarea de elegir diversos temas que integren una serie variada de ejercicios de cimentaciones.

Las albercas objeto de este trabajo ejemplifican un problema de cimentación generalmente despreciado y muchas veces ignorado, en cuanto a su importancia se refiere, ya que para muchos proyectistas es difícil imaginar cómo puede fallar una obra que está contenida bajo la superficie del terreno. Sin embargo, no es necesaria una investigación exhaustiva para conocer de un buen número de casos, de albercas y cárcamos, que han fallado,

experimentado deformaciones incompatibles con su funcionamiento e incluso que han reflejado en fallas estructurales por las que se han abandonado o bien provocado otras de reparación muy difíciles y costosas.

Las albercas cuya cimentación se trata son del tipo de competencia olímpica y de clavados, que tienen como complemento una serie de instalaciones, tales como: vestidores, graderías, trampolines, etc., que en este proyecto forma un conjunto totalmente techado. Las albercas imponen problemas de cimentación especiales a todas estas instalaciones. Sin embargo, a pesar de la importancia e interés que tienen esos problemas, a esta tesis se asignó sólo la cimentación de las albercas, por lo que se hace énfasis en élla, tratándose las restantes cimentaciones sólo de manera somera.

Con objeto de alcanzar una mejor reproducción de la solución que en la vida profesional se da a este tipo de problemas, la tesis está desarrollada en el mismo orden que se sigue en los estudios de cimentaciones. Con esta base, en los capítulos 2 y 3 se comentan las características del proyecto y los trabajos de investi

gación del subsuelo, de cuya interpretación deriva la descripción de la estratigrafía y propiedades del subsuelo que se hace en el Capítulo 4.

En el Capítulo 5 se presentan los análisis de las cimentaciones y en el Capítulo 6 se resumen las conclusiones del estudio. Por último, en los capítulos 7 y 8 se incluyen las recomendaciones para diseño y construcción.

2. DATOS DE PROYECTO

El predio donde se construirán las albercas se lo caliza en la esquina noreste que forman las avenidas Río de Guadalupe e Ing. Eduardo Molina, en San Juan de Aragón, es de forma rectangular con longitud de 101.4m y ancho de 70.3 m (veáse Fig. 1).

El proyecto contempla la construcción de dos albercas, una olímpica, de 50.10 m de largo y 25.00 m de ancho, y otra para waterpolo y clavados, de 30.90 m de largo y de mismo ancho que la primera, dispuestas en planta como lo ilustran las Figs. 1 y 3. La Fig. 2 muestra cortes longitudinales y transversales de las albercas, en las que se indican la forma y elevación del fondo con respecto al N 0.00 , que corresponde al nivel de banquetta. La posición de los cortes se marcan en la Fig. 3.

En el perímetro de las dos albercas se proyectan ductos o trincheras de observación para los jueces de competencias. El fondo de la alberca olímpica va del N -1.23 m en los extremos al N -1.63 m al centro mientras que en la fosa de clavados el fondo aumenta de profundidad del N -1.23 m en el Eje 7 al N -4.78 m cerca del Eje 9, disminuyendo al N -4.43 m en el Eje 10; en ambas, el nivel del agua normalmente quedará al N +0.57 m, 0.15 m bajo el borde (véase Fig. 2).

Paralelas al lado largo de las albercas, entre los ejes B y D y los 2 y 10, quedan las graderías y bajo ellas las instalaciones (baños, vestidores, oficinas) marcadas en la Fig. 1. Las albercas y graderías quedarán cubiertas con un techo de lámina apoyado en armaduras espaciadas cada 10.45 m a lo largo, y de lado a lado entre los ejes B y F, es decir, cubriendo un claro de 59.45 m. El edificio está cerrado por muros de block, del tipo autosoportantes, de gran altura (21.5 m sobre la banquetta).

Los datos de descargas estáticas al subsuelo, tanto de trincheras como de columnas y muros del edificio, se deducen de los valores de presiones de contacto para un tipo de cimentación originalmente propuesto por

el proyectista de la estructura, esquematizado en la Fig. 3. Al hacer el estudio no se contó con datos de descargas al subsuelo por sismo o viento.

En la misma Fig. 3 están indicadas las descargas F (87.37 ton) en las columnas de gradería, así como las presiones de contacto en la base de las trincheras que rodean a las albercas. Las dimensiones, forma y profundidad de los cimientos propuestos originalmente aparecen en los esquemas de la Fig. 2.

El peso promedio, uniformemente repartido, correspondiente a la estructura (losas, muros y trincheras) de las albercas, supuestas como cuerpos rígidos, se estima en 1.21 y 1.31 t/m^2 para la olímpica y para la de clavados, respectivamente. Estos valores se deducen de las características del proyecto y de suponer a las losas y muros un espesor de 0.25 m y a las trabes un ancho de 0.5 m y peralte de 1.25 m , además de los espesores en los planos para las trincheras y cajones. De esta manera para la alberca olímpica se obtiene un volumen de concreto de 875 m^3 y para la de waterpolo y clavados de 620 m^3 , y pesos totales de 2102 t y 1486 t respectivamente.

3. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

Esta etapa comprende trabajos de campo (exploración, muestreo y mediciones) y ensayos de laboratorio, para cuantificación de las propiedades mecánicas e índices de interés al problema en cuestión. Para el caso que ocupa consistió en lo siguiente.

3.1 Trabajos de campo

Los trabajos de campo consistieron en dos sondeos de tipo mixto, en los que se combinó el procedimiento de penetración estándar con muestreo inalterado de suelos cohesivos. Los sondeos, denominados SM-1 y SM-2 (Fig. 1), fueron de 33.70 m y 44.03 m de longitud, respectivamente.

Con el procedimiento de penetración estándar (nor

ma ASTM D-1586) se obtuvieron muestras alteradas, además de determinar la resistencia a la penetración de los suelos (número de golpes, N, en 30 cm). Las muestras inalteradas se recolectaron con muestreadores de pared delgada tipo Shelby, de 10 cm (4") de diámetro, hincados bajo presión estática. En las columnas "Número de Golpes" de las Figs. 4 y 5 se reporta la resistencia a la penetración y los tramos de muestreo inalterado.

El nivel freático se midió en los sondeos a 2.20 m en el SM-1 y, a 1.80 m en el SM-2.

3.2 Ensayes de laboratorio

Todas las muestras se ensayaron en laboratorio, a fin de determinarles:

- a) Identificación y Clasificación, según procedimientos manuales y visuales del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS),
- b) Contenido de agua (w).

* Muestreador de 60 cm (2') de longitud (tubo partido).

A muestras típicas apropiadamente seleccionadas se les determinó, además:

- c) Límites de consistencia líquido y plástico (LL y LP),
- d) Porcentaje de partículas finas o fracción que pasa la malla No. 200 (F) y
- e) Composición granulométrica.

En adición, a probetas elaboradas de muestras inalteradas se les determinó:

- f) Cohesión aparente en compresión no confinada (S_{qu}),
- g) Resistencia al corte en compresión triaxial no consolidada-no drenada (C_{uu}),
- h) Características de deformación a largo plazo en consolidación unidimensional.
- i) Peso específico relativo (S_s).
- j) Relación de vacíos (e), peso volumétrico (γ) y grado de saturación (G_w).

La clasificación de suelos y la variación con la profundidad de las propiedades índice y mecánicas indicadas en b) a d), f), i) y j), se presentan en las Figs. 4 y 5. La Fig. 6 muestra una curva de distribución gra-

nulométrica.

Los diagramas de Mohr que definen la resistencia al esfuerzo cortante, según las pruebas g), se presentan en las Figs. 7 a 12.

Las curvas de compresibilidad (relación de vacíos vs logaritmo de la presión aplicada) obtenidas en diez pruebas de consolidación se reportan en las Figs. 13 a 22.

4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

Los perfiles estratigráficos y de propiedades físicas resumidos en las Figs. 4 y 5, son típicos del subsuelo de la "zona de lago" o de alta compresibilidad de la Ciudad de México. (Refs. 1 y 2). Las formaciones exploradas y sus propiedades de interés para el problema son las siguientes:

- a) Manto Superficial. Tiene un espesor que varía de 1.2m en el SM-2 a 2.1 m en el SM-1. Está formado por rellenos artificiales de 0.5 m (SM-2) a 1.1 m (SM-1) que cubren suelos areno-limosos y limo-arenosos, en durecidos por secado. Su contenido de agua promedio es de 30 % y su resistencia a la penetración es media.

- b) Formación Arcillosa Superior. Se compone de suelos

arcillosos y limo-arcillosos lacustres, de los grupos CH, MH-CH del SUCS, dispuestos en estratos de color verde olivo y café rojizo, con microfósiles; intercalados por lentes o vetas de limo (MH), con poca arena fina y vidrio volcánico. Llega a 29.6 m de profundidad en el SM-2 y a 30.2 m en el SM-1, siendo un espesor medio de 28.2 m. Caracterizan a la arcilla las siguientes propiedades:

w: 150 a 624 %, valor medio 330 %
LL: 220 a 528 %
LP: 60 a 120 %
 s_s : 2.20 a 2.60
e: 2.0 a 13.0
 γ : 1.12 a 1.25 ton/m³
Squ: 0.11 a 0.51 kg/m²
 c_{uu} : 0.26 a 0.48 kg/cm², N; cero golpes

El contenido de agua de estas arcillas es, por lo general del mismo orden que el límite líquido, siendo de consistencia muy blanda, de baja resistencia al corte y de alta compresibilidad.

- c) Capa Dura. Está constituida por limo del grupo MH, con poca arena fina, es de color gris y de consistencia muy firme a dura. Su contenido de agua medio es de 30 % y su resistencia a la penetración muy al

ta, mucho mayor que 50 golpes. Tiene un espesor medio de 2.8 m. En términos generales es resistente y de baja compresibilidad.

- d) Formación Arcillosa Inferior. Se compone de arcilla del grupo CH, es de colores verde olivo y café rojizo, contiene microfósiles y lentes de vidrio volcánico. La arcilla es de consistencia blanda, de la misma naturaleza lacustre de la Formación Arcillosa Superior sus propiedades principales son:

w: 150 a 205 %
LL: 160 a 215 %
LP: 55 %
F: 71 a 100 %
 S_s : 2.30 a 2.41
e: 2.5 a 5.0
 γ : 1.25 a 1.40 ton/m³; N: cero a 4 golpes

- e) Depósitos Profundos. Se extienden a partir de 42.0 m de profundidad, habiéndose explorado en 2 m. Están formados por limo con poca arena fina, color gris y café, de consistencia dura. El contenido de agua tiene un valor medio de 30 % y su resistencia a la penetración es mucho mayor que 50 golpes.

No se cuenta con datos recientes del hundimiento regional de la superficie del terreno en la zona. De la última publicación de la CAVM (Ref. 3), se deduce que su velocidad fue de aproximadamente 6 cm/año en el período 1970-1973. Del mismo boletín, las pérdidas de presión de poro, fueron en 1973 de 3, 5, 13 y 9 ton/m² a 14, 24, 35 y 45 m de profundidad, con ligera tendencia a aumentar.

5. ANALISIS DE LA CIMENTACIONES

Primero se trata la cimentación de las albercas, haciendo referencia a las teorías seleccionadas para los análisis y, después, se comentan la revisión y cálculo de las cimentaciones de las otras estructuras.

5.1 Cimentación de las albercas

5.1.1 Cálculo de presiones

En la Fig. 23 se muestran los diagramas de distribución de las presiones total (σ_0), de poro (u) y efectiva ($\bar{\sigma}$) en la masa del subsuelo, calculadas a partir de los pesos volumétricos de los distintos estratos del suelo, de la posición media del nivel freático medida en los sondeos y de las pérdidas de presión de poro (Δu) a diferentes profundidades. Los valores obtenidos se resumen en la tabla I.

Tabla I. Presiones totales (σ_0), de poro y efectivas en condiciones estáticas (σ_e, u_e) e hidrodinámicas ($\bar{\sigma}_h, u_h$) en la masa del subsuelo.

Prof. m	γ t/m^3	σ_0 t/m^2	u_e t/m^2	$\bar{\sigma}_e$ t/m^2	u_h t/m^2	$\bar{\sigma}_h$ t/m^2
0	---	0	---	---	0	0
1.10	1.60	1.76	0	0	1.76	1.76
1.40	1.40	2.18	0	0	2.18	2.18
1.80	1.60	2.82	0	0	2.82	2.82
2.00	1.60	3.14	0.20	0.16	2.94	2.98
3.20	1.40	4.82	1.40	1.08	3.42	3.74
3.77*	1.40	5.62	1.97	1.52	3.65	4.10
5.00	1.22	7.02	3.20	2.47	3.82	4.55
8.04*	1.15	10.52	6.24	4.82	4.28	5.70
13.64*	1.15	16.96	11.84	9.15	5.12	7.81
15.00	1.15	18.52	13.20	10.20	5.32	8.32
18.68*	1.20	22.94	16.88	13.08	6.06	9.86
22.73*	1.15	27.60	20.93	16.22	6.67	11.38
24.00	1.17	29.05	22.20	17.20	6.85	11.85
27.41*	1.17	33.04	25.61	18.13	7.43	14.91
30.25	1.17	36.36	28.45	18.90	7.91	17.46
33.70	1.90	42.91	31.90	19.85	11.01	23.06
35.00	1.25	44.54	33.20	20.20	11.34	24.34

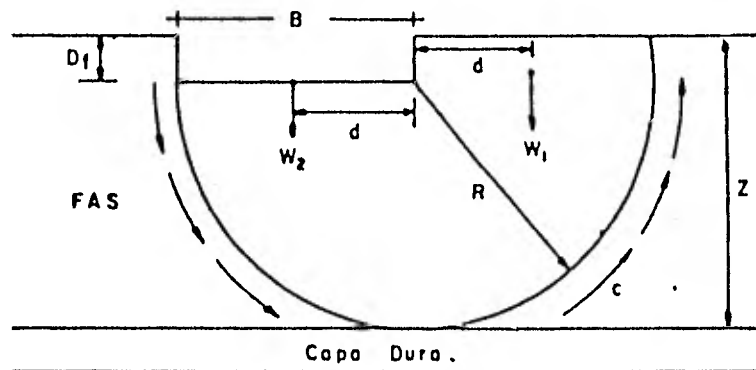
* al centro de los estratos. Para el SM-2.

La variación de presiones en el contacto losa-suelo, para albercas vacías y llenas, se ilustran en los diagramas a) y b) de la Fig. 24, respectivamente. Estos diagramas se obtuvieron para un peso unitario medio de 1.21 y 1.31 ton/m² correspondientes a la estructura de la alberca olímpica y de la fosa de clavados, respectivamente (Cap. 2), y para la distribución de presiones totales (σ_0) en la masa del suelo determinada como antes se anotó. El diagrama c) muestra el empuje unitario neto por subpresión, para alberca vacía, después de restar el peso propio de la estructura.

5.1.2 Estabilidad por resistencia al corte del suelo

En este tipo de estructuras sobrecompensadas, el equilibrio puede verse afectado por una falla del tipo rotacional, que en este caso, por las dimensiones relativas de la alberca olímpica, es equivalente al de una falla de fondo. Suponiendo que las albercas no llevaran pilotes y que durante su construcción se aplicaran procedimientos muy cuidadosos, el momento crítico se presentaría para alberca vacía (por ej. para mantenimiento). Sólo con fines ilustrativos se analiza a continuación un falla rotacional para una

alberca con fondo uniforme a 4.78 m (máxima profundidad de la de clavados). Por simplicidad y en virtud de que la cohesión determinada no muestra variaciones grandes, se trabajó con un valor medio de ésta calculado como se resume en la Tabla II.



FAI

$$d = B/2, B = 25.0 \text{ m}$$

$$Z = 31.0 \text{ m}$$

Alberca vacía:

momento motor (Mm)

$$Mm = W_1 d - W_2 d = d (W_1 - W_2)$$

$$W_1 = B\sigma$$

$$W_2 = B\omega$$

$$Mm = d B (\sigma - \omega) = 0.5 B^2 (\sigma - \omega)$$

donde:

$$\sigma_0 = 6.78 \text{ t/m}^2, \text{ presión total a 4.78 m de profundidad;}$$

$\omega = 1.31 \text{ t/m}^2$, peso unitario medio de la alberca;

momento resistente (Mr)

$$Mr = c \cdot l \cdot R$$

donde:

R=26.2 m, radio del círculo de falla crítico;

l=3.1416 k, longitud de la superficie de falla;

c=2.8 t/m², resistencia al esfuerzo cortante;

$$Mr = 2.8 \times 26.2 \pi \times 26.2 = 6040 \text{ tm/m}$$

factor de seguridad (FS):

$$FS = \frac{Mr}{Mm} = \frac{6040}{1710} = 3.53$$

por lo que queda descartada la falla con un FS de 3.53.

Tabla II. Cálculo de la cohesión media.

Sondeo SM-1					Sondeo SM-2				
de	Prof. (m) a	l_i (m)	c_i (t/m ²)	$c_i l_i$	de	Prof. (m) a	l_i (m)	c_i (t/m ²)	$c_i l_i$
0	2.20	2.20	0.30	0.66	0	2.30	2.30	0.29	0.67
	3.55	1.35	0.33	0.45		2.90	0.60	0.36	0.22
	4.80	1.25	0.21	0.26		5.20	2.30	0.41	0.94
	6.05	1.25	0.36	0.45		6.55	1.35	0.34	0.46
	7.15	1.10	0.27	0.30		7.80	1.25	0.23	0.29
	8.45	1.30	0.15	0.20		9.10	1.30	0.23	0.30
	9.80	1.35	0.18	0.24		10.45	1.35	0.18	0.24
	10.35	0.55	0.26	0.13		11.60	1.15	0.18	0.21
	12.20	1.85	0.21	0.39		12.80	1.20	0.14	0.17
	13.45	1.25	0.16	0.20		14.20	1.40	0.21	0.29

14.65	1.20	0.20	0.24	15.55	1.35	0.17	0.23
16.00	1.35	0.21	0.28	16.85	1.30	0.24	0.31
17.40	1.40	0.20	0.28	17.95	1.10	0.19	0.21
18.45	1.05	0.18	0.19	19.30	1.35	0.20	0.27
19.70	1.25	0.21	0.26	20.75	1.45	0.21	0.30
21.05	1.35	0.21	0.28	21.95	1.20	0.29	0.35
22.25	1.20	0.21	0.25	23.25	1.30	0.25	0.33
24.10	1.85	0.32	0.59	24.60	1.35	0.17	0.23
25.85	1.75	0.27	0.47	25.80	1.20	0.24	0.29
26.95	1.10	0.28	0.31	27.30	1.50	0.24	0.36
28.10	1.15	0.38	0.44	28.70	1.40	0.47	0.66
29.30	1.20	0.36	0.43	30.00	1.30	0.32	0.42
30.25	0.95	0.48	0.46	-	-	-	-

Valor medio de cohesión:

$$\bar{c} = \frac{\sum c_j l_j}{\sum l_j}$$

para:

$$\text{sondeo SM-1, } \bar{c} = 2.8 \text{ t/m}^2;$$

$$\text{sondeo SM-2, } \bar{c} = 2.8 \text{ t/m}^2$$

5.1.3 Deformaciones

En los siguientes análisis se considera que las albercas no están ancladas. Las deformaciones que interesa conocer, junto con sus causas, son las siguientes:

- a) deformación a corto plazo o inmediata, por excavación para la construcción,

- b) deformación a corto plazo por vaciado, para mantenimiento durante la vida útil,
- c) deformación a largo plazo, bajo la condición permanente de albercas llenas.

Expansiones inmediatas

Este tipo de deformaciones ocurren como respuesta inmediata del terreno al aliviarlo de las presiones que le impone el suelo por excavar. Se estiman a partir de diversos criterios, todos ellos basados en la teoría de la elasticidad.

Cuya expresión general es:

$$\delta = \frac{q \cdot B}{E} (1 - \mu^2) l_f$$

en que:

- δ , deformación "elástica" o inmediata, en unidades de longitud,
- q , carga unitaria transmitida por el área del cimiento o la excavación en estudio, en unidades de esfuerzo,
- B , ancho del área estudiada, en unidades de longitud,
- E , módulo "elástico" del suelo, en unidades de esfuerzo,

μ , relación de Poisson del suelo, adimensional,
 I_f , factor de forma, adimensional.

Los suelos distan mucho de tener un comportamiento elástico, sin embargo, la teoría señalada proporciona una buena idea sobre el orden de magnitud. Es útil sobre todo cuando existe alguna experiencia local en cuanto a la relación entre las magnitudes calculadas y las medidas en el campo; en el caso de las arcillas de la Ciudad de México, la Ref. ² cita que se ha observado que la deformación real es aproximadamente un 60 % de la calculada.

La principal dificultad es la determinación y la elección de los parámetros "elásticos" del suelo en lo que a magnitud se refiere. Respecto a la relación de Poisson, en los suelos tiene un rango de variación reducido (Ref. 4), con valores extremos cercanos a 0.2 y a 0.5. Su influencia es poco significativa en el cálculo; en efecto, si se hace variar entre 0.30 a 0.50, o viceversa, la diferencia del asentamiento es de un 20%, menor o del orden de precisión del criterio de cálculo. Por esta razón, y por ser difícil su determinación, la magnitud generalmente la elige el ingeniero a criterio, conforme a recomendaciones que existen en la literatura especializada y, sobre todo, de acuerdo con su experiencia personal.

Contrario a lo anterior, el valor de E si varia apreciablemente de un material a otro y, además, con los siguientes factores: incremento con la profundidad o presión de confinamiento, compresión del suelo bajo la carga aplicada, contenido de agua, relación de vacíos, densidad de sólidos, etc.

En la práctica el módulo E se deduce de las curvas esfuerzo-deformación axial, obtenidas en pruebas triaxiales no drenadas o en compresión simple, en el caso de arcillas, y de pruebas triaxiales consolidadas-drenadas, en el caso de suelos granulares. Se utiliza generalmente la pendiente o tangente inicial de la curva, debido a que para valores pequeños de la deformación los suelos tienen un comportamiento aproximadamente "elástico".

Para el cálculo de las deformaciones a corto plazo (expansiones elásticas), por excavación y vaciado rápido y por llenado rápido de las albercas, no considerando las ancladas, se eligió el criterio de Steinbrenner aplicable a una esquina del área en estudio, a partir de la expresión:

$$\delta = \frac{q \cdot B}{E} \left[F_1(1-\mu) + F_2(1-\mu-2\mu^2) \right]$$

donde: δ, q, B, E y tienen el significado ya indicado,

F_1 y F_2 , son factores adimensionales que definen las relaciones Z/B y L/B , en función del valor de μ .

Considerando para este caso módulos de deformación de $E = 35 \text{ Kg/cm}^2$ para la Formación Arcillosa Superior y de 70 Kg/cm^2 para la Formación Arcillosa Inferior, de acuerdo con la Ref. 5 ; una relación de Poisson de 0.50 para la FAS y de 0.53 para la FAI de acuerdo con la Ref. 5 , para la Alberca Olímpica del proyecto tenemos una longitud $L = 50.1 \text{ m}$, ancho $B = 25.0 \text{ m}$, y una decarga al subsuelo de:

- nivel del piso de excavación: $-1.43 - 0.25 = -1.68 \text{ m}$
- esfuerzo efectivo a esa profundidad $= -2.60 \text{ t/m}^2$
- peso del concreto losa: $0.25 \times 2.4 = 0.6 \text{ t/m}^2$
- peso del agua: $1.43 + 0.57 = 2.2 \text{ t/m}^2$

de donde la carga de sobrecompensación será:

$$q = -2.60 + 0.60 = -2.0 \text{ t/m}^2, \text{ para alberca vacía;}$$
$$q = -2.60 + 0.60 + 2.2 = 0.2 \text{ t/m}^2, \text{ para alberca llena.}$$

Para la de clavados y waterpolo la carga de sobrecompensación será:

- esfuerzo efectivo a 2.40 m : $= -3.25 \text{ T/m}^2$
- peso del concreto losa: $= 0.6 \text{ t/m}^2$

$$q = -3.25 + 0.60 = -2.65 \text{ t/m}^2, \text{ alberca vacía;}$$

en la parte profunda de la fosa:

-esfuerzo efectivo a 4.15 m: = -5.42 t/m²

-peso del concreto losa: = +0.60 t/m²

q= -5.42 + 0.60 = -4.82 t/m², alberca vacía.

Las expansiones elásticas para albercas vacías sin pilotes. Se vacía una a la vez. Utilizando una q (carga de sobrecompensación):

-para alberca Olímpica : - 2.00 t/m²,

-para fosa de clavados en la parte baja:
-- 2.65 t/m²,

-para fosa de clavados en la parte profunda:
- 4.82 t/m²,

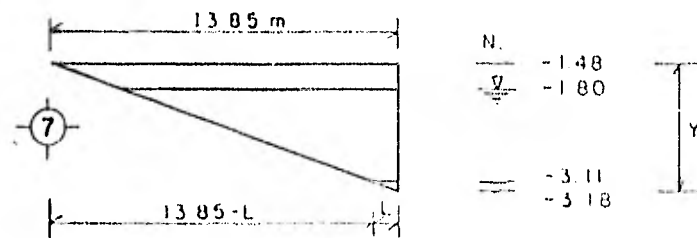
y las dimensiones que se ilustran a continuación, se calcularon las deformaciones (δ) en los puntos mostrados en la misma: donde A, C y E son al centro y B, D y F son en una esquina.

Pto.	P (t/m ²)	H _{FAS} (m)	H _{FAI} (m)	δ_{FAS} (m)	δ_{FAI} (m)	δ (m)
A	2.00	20.55	a	0.051	0.057	0.107
B	2.00	20.55	a	0.010	0.036	0.046
C	2.65	19.90	a	0.061	0.027	0.088
D	2.65	19.90	a	0.016	0.021	0.037
E	4.82	17.85	a	0.107	0.075	0.172
F	4.82	17.85	a	0.025	0.047	0.072

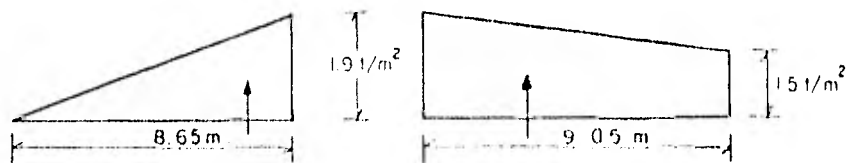
Por lo tanto las expansiones inmediatas serían del orden de 5 a 11 cm para la alberca olímpica y de 4 a 17 cm en la fosa de clavados. Las deformaciones se invierten al llenarlas, es decir, ahora serían de compresión. Ambos movimientos, de la magnitud señalada, son inadmisibles para las albercas.

En la parte profunda de la fosa de clavados la subpresión alcanza un valor de 1.9 t/m^2 y si, además, la confiabilidad de la fricción entre muros y suelo es baja, el riesgo de ascenso por estas causas es inminente. El empuje total por subpresión sería de:

a) determinación del punto de empuje por subpresión nulo en la alberca de waterpolo y clavado:



de la Fig. $w=1.31 \text{ t/m}^2$, $Y=$ subpresión $-1.31+N.NAF=3.10 \text{ m}$
 $l= 13.85 \times (3.18-3.10) / 1.70$, el punto de subp. nulo $l = 0.65 \text{ m}$.



$$E_1 = 0.5 (1.9 \times 8.65) \times 25.0 = 205 \text{ t}$$

$$E_2 = 0.5 (1.9 + 1.50) \times 9.05 \times 25.0 = 385 \text{ t}$$

por lo que el empuje total debido a subpresión en la parte profunda de la fosa de clavados es: $E_{TS} = 590 \text{ t}$.

5.1.4 Capacidad de carga

De lo anterior se sigue que para evitar las expansiones por vaciado de las albercas, es conveniente el uso de pilotes trabajando como anclas, cuya capacidad de carga a tensión depende de sus dimensiones, distribución y fricción con el suelo. Para determinar una distribución apropiada de pilotes se analizan varias alternativas de acuerdo con el criterio de Zeevaert (Ref. 5), aplicado a cimentaciones sobrecompensadas con pilotes de fricción. En el caso de las albercas, donde por sus requisitos de funcionalidad y economía, son proyectadas para desplantarse bajo la superficie del terreno natural, y por las características del subsuelo son definitivas para su estabilidad las deformaciones que se presentarían durante su construcción y vida útil. Para minimizar el problema, restringiendo y uniformizando las deformaciones, es conveniente el uso de pilotes, hincados en forma uniforme y distribuidos de acuerdo a las fuerzas de subpresión que se presentan, considerándolos como primera aproximación muy rígidos, si se comparan con las propiedades de expansión del suelo. El mecanismo del trabajo del pilote se resume de la siguiente manera: al presentarse la expansión por el alivio de presión total se produce una movilización del esfuerzo cortante en la parte superior del pilote produciendo una fuerza de fricción en sentido positivo $(PF)_1$, hasta una profundidad Z_1 , que

induce una carga de tensión en el pilote igual a:

$$q_{ex} \cdot \bar{a} = \int_0^{Z_1} S_{oz} \cdot dz$$

este efecto es tomado por fricción desarrollada en la porción baja del pilote, en una longitud Z_2 a partir de la base de los pilotes, que por equilibrio estará dada por:

$$\int_0^{Z_1} S_{oz} dz = \int_0^{Z_2} S_{oz} \cdot dz$$

el sentido de la fuerza de fricción será negativo. A partir de este estado de equilibrio podemos obtener los valores de Z_1 y Z_2 , y por lo tanto, definir una zona intermedia donde se desarrolla la tensión máxima en el cuerpo del pilote, y el proceso de cálculo será:

fricción positiva desarrollada en la parte superior del pilote, $(PF)_i = (\sigma_i - \bar{\sigma}_i) \bar{a}_i$, donde $\bar{\sigma}_i = \bar{A}_i \bar{\sigma}_{oi} + \bar{B}_i \sigma_{i-1} + \bar{C}_i (PF)_{i-1}$,

fricción negativa desarrollada en la parte inferior del pilote, $(NF)_{i-1} = (\sigma_{oi-1} - \sigma_{i-1}) \bar{a}_{i-1}$, donde:

$$\sigma_{i-1} = \bar{A}_{i-1} \sigma_{oi-1} + \bar{B}_{i-1} \bar{\sigma}_i + \bar{C}_{i-1} (NF)_i,$$

del diagrama de esfuerzos definido por una distribución semejante a la Boussinesq, donde el valor del esfuerzo de expansión $\Delta\sigma_{oi} = (\sigma_{oi} - \sigma_i)$ al nivel $Z=0$ m y la fuerza de fricción en el pilote $(PF)_{i-1} = 0$ y $\bar{\sigma}_{oi} = \sigma_{oi-1} (\Delta\sigma_{ex})_i$; el valor de es conocido con la profundidad, este esfuerzo generado

en la parte superior del pilote se transmite en forma continua hasta que la carga de tensión en el pilote alcanza un valor máximo a la profundidad Z_1 , para el cual $(PF)_i = \Delta\sigma_{ex} \bar{\alpha}_i$, y por tanto $T_i = T_a$ donde $T_a = (PF)_i$. Mientras que, en la parte inferior del pilote se desarrollará una fuerza de fricción negativa al mobilizarse el esfuerzo cortante del suelo cuando se presente un movimiento relativo pilote-suelo, al tratar el primero de ascender por la movilización del esfuerzo de relajamiento del suelo en la parte superior, esta fuerza de fricción negativa traducida al efecto de carga de tensión en el pilote en el punto $(d-Z_2)$, deberá ser máxima $T_i = T_a$ donde, por supuesto $(NF)_{i-1} = 0$, y por tanto se obtiene un equilibrio de fuerzas entre este tramo, comprendido entre Z_1 y $(d-Z_2)$; la longitud de desarrollo de la tensión máxima, $d - (Z_1 + Z_2)$, está restringida por las condiciones que impone el subsuelo para definir la longitud efectiva de pilote, que en el caso de las arcillas de la Ciudad de México son: la posición del horizonte superior de la Capa Dura y el hundimiento regional, así como las características del proyecto arquitectónico. Zeevaert menciona como el caso más delicado cuando la fricción se desarrolla a todo lo largo del pilote y a cada fuerza de fricción, la que trata de extraer el pilote y la que lo retiene (PF y NF respectivamente), le corresponde la

mitad de la longitud efectiva del pilote, y por tanto $Z_1 = Z_2$ y T_a se presenta en este punto. De esta manera la mínima restricción debe ser 1/2 para que se cumpla el estado de equilibrio de fuerzas actuantes, y su cumplimiento es sumamente importante en el diseño de la cimentación. La expansión a corto y largo plazo puede ser reducida a valores tolerables restringiendo la respuesta "elástica" del suelo mediante la utilización de pilotes de fricción trabajando como anclas.

Para el cálculo de la expansión elástica con los pilotes, se utiliza la expresión:

$$\delta_e = \sum_0^{Z_i} \rho_e \nu_c M_{ei} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta Z_i + \sum_d^{d \cdot Z_1 - Z_2} \rho_e \nu_c M_{ei} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta Z_i +$$

donde: $\sum_d^F \rho_e \nu_c M_{ei} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta Z_i + \delta_R$

- ρ_e , es el factor de expansión, igual a $\left(\frac{\sigma_{xi}}{\sigma_{oi}} \right)^{c-1}$

(c, factor de la Fig. 5.VII.5 de la Ref. 5),

- ν_c , es relación de Poisson, igual a $\frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{1-\mu}$

(μ , tipo de suelo, Tabla 1.II.3 Ref. 5)

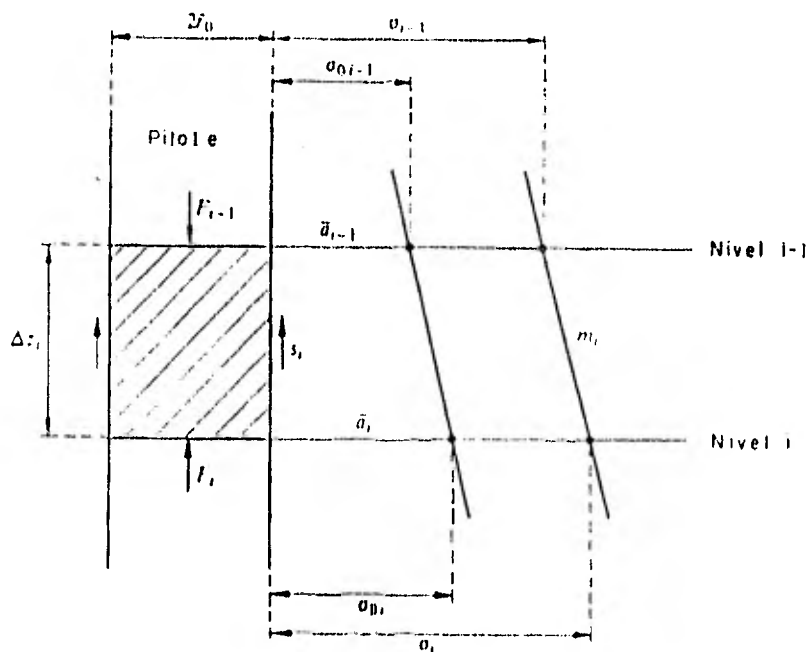
- M_{ei} , es el módulo de deformación de respuesta lineal en la zona de tensión máxima.

El primer término de la expresión generalmente se ha encontrado considerablemente mayor que los demás, en la práctica este es el término utilizado en este estudio.

Para la integración del cálculo de la fricción positiva y negativa en los pilotes se siguió el lineami

ento expuesto a continuación. Ver Fig.25.

Los algoritmos utilizados para la integración paso a paso de los problemas de fricción se han obtenido para fricción negativa y fricción positiva, (NF) y (PF) respectivamente. Las condiciones de frontera asumidas permiten esta integración. Las fórmulas se han establecido, asumiendo que el fenómeno de fricción negativa decrece al incrementarse los esfuerzos efectivos y que el fenómeno de PF se incrementa con este efecto. Las condiciones generales para cada caso se han establecido con el apoyo del diagrama que se ilustra a continuación, llamando F a la fricción total a la elevación considerada:



al nivel (i-1)

$$F_{i-1} = (\sigma_{i-1} - \sigma_{oi-1}) \bar{a}_{i-1} \quad 1-C$$

al nivel i

$$F_i = (\sigma_i - \sigma_{oi}) \bar{a}_i \quad 2-C$$

Para el equilibrio plástico en el fuste del pilote en una sección Z_i se obtiene

$$F_i - F_{i-1} = 0.5 (\sigma_i + \sigma_{i-1}) K_{\phi i}^2 \pi r_o^2 \Delta Z_i$$

y llamando $m_i = r_o K_{\phi i}$, podemos escribir

$$F_i - F_{i-1} = m_i (\sigma_i + \sigma_{i-1}) \Delta Z_i \quad 3-C$$

Para el caso de las albercas la integración de la fricción negativa ($\sigma_i - \sigma_{oi}$) se efectúa a partir de la base de los pilotes, donde las condiciones de frontera $(NF)_i, \sigma_{oi}$ y σ_i son conocidas, y los valores por encontrar son: $(NF)_{i-1}$ y σ_{i-1} .

Sustituyendo la ecuación 1-C en 3 tenemos:

$$(NF)_i - (\sigma_{oi} - \sigma_{i-1}) \bar{a}_{i-1} = m_i (\sigma_i + \sigma_{i-1}) \Delta Z_i$$

Resolviendo para

$$\sigma_{i-1} = \frac{\bar{a}_{i-1}}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta Z_i} \sigma_{oi-1} + \frac{m_i \Delta Z_i}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta Z_i} \sigma_i - \frac{1}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta Z_i} (NF)_i$$

Y definiendo:

$$\bar{A}_{i-1} = \frac{\bar{a}_{i-1}}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta Z_i}, \quad \bar{B}_{i-1} = \frac{m_i \Delta Z_i}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta Z_i}, \quad \bar{C}_{i-1} = \frac{1}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta Z_i}$$

de donde

$$\sigma_{i-1} = \bar{A}_{i-1} \sigma_{0i-1} + \bar{B}_{i-1} \sigma_i - \bar{C}_{i-1} \quad (\text{NF})_i$$

y

$$(\text{NF})_{i-1} = (\sigma_{0i-1} - \sigma_{i-1}) \bar{a}_{i-1}$$

La fricción positiva se integra a partir de la cabeza de los pilotes, donde las condiciones de frontera $(\text{PF})_{j-1}$, σ_{0i-1} y σ_{i-1} son conocidas, y los valores por encontrar son: $(\text{PF})_i$ y σ_i . Sustituyendo la ecuación 2-C en la 3-C :

$$(\sigma_i - \sigma_{0i}) \bar{a}_i - (\text{PF})_{i-1} = m_i (\sigma_i - \sigma_{i-1}) \Delta Z_i$$

Definiendo

$$\bar{A}_i = \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i - m_i \Delta Z_i}, \quad \bar{B}_i = \frac{m_i \Delta Z_i}{\bar{a}_i - m_i \Delta Z_i}, \quad \bar{C}_i = \frac{1}{\bar{a}_i - m_i \Delta Z_i}$$

y resolviendo para σ_i tenemos

$$\sigma_i = \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i - m_i \Delta Z_i} \sigma_{0i} + \frac{m_i \Delta Z_i}{\bar{a}_i - m_i \Delta Z_i} \sigma_{i-1} + \frac{1}{\bar{a}_i - m_i \Delta Z_i} (\text{PF})_{i-1}$$

y de donde

$$\sigma_i = \bar{A}_i \sigma_{0i} + \bar{B}_i \sigma_{i-1} + \bar{C}_i (\text{PF})_{i-1}$$

y

$$(\text{PF})_i = (\sigma_i - \sigma_{0i}) \bar{a}_i$$

El valor de (\bar{a}_i) varia con la profundidad (Fig.11.VIII.3 de la Ref. 5), cuando la distribución de pilotes es densa, el área efectiva tributaria alcanza a cierta profundidad

un valor nominal del área tributaria: $\bar{a} = \lambda \beta$,
 donde λ y β están en función del espaciamiento entre
 pilotes. De esta forma a la mayor profundidad el área
 tributaria es equivalente $\bar{a}_i = \bar{a}$ y se maneja como constan-
 te en el cálculo. Los parámetros utilizados para el cál-
 culo de los coeficientes A, B y C son:

\bar{a}_i , es el área tributaria efectiva a la profundidad
 $Z=i$

m_i , es un parámetro igual a $\pi \bar{r}_o K_{\phi_i}$, en cm

\bar{r}_o , es el radio efectivo: $1.05 r_o$ para NF, y $1.1 r_o$ para PF

K_{ϕ_i} , es igual a $\tan \phi_p / \bar{N}_{\phi}$, K_{ϕ_r} para NF

ϕ_p , es el ángulo de fricción entre suelo y pilote

\bar{N}_{ϕ} , es igual a $(1 + \sin^2 \phi_r) / (1 - \sin^2 \phi_r)$

ϕ_r , es el ángulo de fricción interna del suelo remol-
 deado alrededor del fuste del pilote.

I_{zr} , factor de influencia para el cálculo de \bar{a}_i ,
 (Fig. 11-VIII-3 Ref. 5)

Para este estudio los valores de ϕ_r y de K_{ϕ_r} se obtuvie-
 ron considerando que la fricción negativa se desarrolla
 directamente sobre el fuste del pilote (Tabla I.VIII.3
 Ref. 5).

De entre todas las alternativas analizadas la
 más apropiada se presenta a continuación, considerando
 un $\phi_r = 26^\circ$ y un $K_{\phi_r} = 0.33$, y una cohesión $c = 2.8 \text{ t/m}^2$ para
 la Z_1 y, de $c = 3.5 \text{ t/m}^2$ para la Z_2 .

Y de acuerdo con la posición relativa entre la losa de fondo de proyecto y el horizonte superior de la Capa Dura, las longitudes de los pilotes para las albercas quedan como sigue:

alberca de clavados:

- profundidad de la Capa Dura : 30.00 m
- colchón compresible : 3.00 m
- longitud de los pilotes (L) = (L') - (peralte de traves, T) - (nivel de proyecto del lecho inf. de la losa, N1);

Tabla III. Longitud efectiva de pilotes.

EJE	$L=L' - (T+N1)$ m	L m	Longitud efectiva* m
A	27.0 - (1+1.95)	24.05	23.00
B	27.0 - (1+2.42)	23.58	23.00
C	27.0 - (1+2.89)	23.11	23.00
D	27.0 - (1+3.57)	22.43	22.00
E	27.0 - (1+4.36)	21.60	21.00
F	27.0 - (1+5.00)	21.00	21.00
G	27.0 - (1+4.90)	21.10	21.00
H	27.0 - (1+4.77)	21.23	21.00

(*) más la longitud de anclaje del refuerzo.

alberca olímpica:

- profundidad al centro:
 - *lecho inferior losa: $-(1.63+0.25) = -1.88$ m
 - *peralte de traves: -1.00 m
 - *nivel del lecho inf. de traves: -2.88 m
- longitud de los pilotes (L): $27.0 - 2.88 = 24.00$ m, más la longitud de anclaje del refuerzo.

Además tenemos para el cálculo del momento de inercia I_{z0} el radio de giro r_g , y para la elección del área tributaria para el cálculo se escoge el menor de los siguientes valores:

$$\bar{a}_{oz} = \frac{\pi Z^2}{I_{z0} + \sum I_{zr}} \quad \circ$$

$$\bar{a}_i = \lambda \beta$$

Y para este caso para NF: $m_i = 1.05 r_o \pi K_{\phi r}$; la tensión máxima será: $T_{m\acute{a}x} = \bar{a}_i \Delta \sigma_{xi}$ y por tanto de acuerdo a lo anterior: $T_{m\acute{a}x} = \beta \lambda \Delta \sigma_{xi}$.

a) Alberca olímpica

Alternativa de 44 pilotes, distribuidos en 11 hileras de 4 pilotes cada una, con separación de 5.0 y 7.4 m, de sección cuadrada de 0.40 m por lado, con punta a 27.0 m de profundidad y longitud efectiva de 24.0 m.

Características del pilote (análisis del pilote central): $a_p = 0.16 \text{ m}^2$, $r_a = 0.226$, $r_o = 0.255 \text{ m}$, $\sigma_x = 2 \text{ t/m}^2$; donde la tensión máxima será:

$$T_{m\acute{a}x} = (7.4 \times 5.0 - 0.16) (2)$$

$$= 73.68 \text{ t}$$

a continuación se presenta la Tabla IV para el cálculo de T_a , PF y NF.

Tabla IV. Cálculo de la tensión máxima por expansión en Z_1 (PF),
y su respuesta (NF).

Z^* (m)	θ_r°	$K_{\theta r}$	I_{z0}	I_{zr}	\bar{a}_{0z}	a	\bar{a}_i	m_i	$\bar{\sigma}_{oi}$ (t/m ²)	σ_i (t/m ²)	PF (t)	T_u (t)
0						37.0			1.50	1.50		
4.0	26	0.33	9.29	0.09	5.38	"	5.22	0.28	2.90	4.10	6.27	10.4
7.0	"	"	18.12	0.46	8.29	"	8.13	"	4.20	6.01	14.71	16.3
8.0	"	"	21.12	0.67	9.81	"	9.65	"	4.60	6.48	18.18	19.3
9.0	"	"	24.13	0.89	10.17	"	10.01	"	5.00	7.20	21.98	20.0
10.0	"	"	27.15	1.15	11.10	"	10.94	"	5.40	-	-	21.9

Z^*	\bar{a}_i	m_i	$\bar{\sigma}_{oi}$	σ_i	NF
24.0		0.28	13.8	11.8	20.0
21.0	20.13	"	11.7	11.68	0.42
20.0	19.1	"	11.2	11.52	-6.03

Teóricamente por liberación de esfuerzos efectivos las Z_1 y Z_2 requeridos son de 8.3 y 3.0 m respectivamente, obtenidas de la Tabla IV, donde para Z_1 las condiciones de frontera de este criterio ($T_i = T_a$) se presentan entre la iteración de 8.0 a 9.0 m y observando la evolución de PF y T_i en este intervalo se deduce que Z_1 está a 1/3 aprox., y de la misma manera para Z_2 a 21 m, prácticamente NF=0. Partiendo de la base teórica que envuelve al problema y de la manera como se obtienen los valores de θ_1 , teóricamente estos son los valores de Z_1 y Z_2 . A estos valores corresponde una tensión máxima que se desarrolla en el tramo $d - (Z_1 + Z_2)$: $T_a = 20$ t.

Desde el punto de vista práctico a estas longitudes Z_1 y Z_2 conviene revisarlas atendiendo a la "adherencia" máxima que según otros criterios puede desarrollarse en la interacción pilote-suelo. Para la parte superior (Z_1) aplicando una adherencia (ad) igual a la cohesión obtenida en pruebas triaxiales no drenadas o en compresión simple (c), la capacidad será:

$$(Q_u)_{Z_1} = A_L c = (4 \times 0.40 \times 8.3) \times 2.8 = 37 \text{ t}$$

por lo que tendríamos un factor de seguridad de 1.85; para la parte inferior (Z_2) será:

$$(Q_u)_{Z_2} = (4 \times 0.40 \times 3.0) \times 3.5 = 16.8 \text{ t,}$$

por lo que en realidad el valor de Z_2 estará en función de la resistencia al esfuerzo cortante y considerando

un factor de seguridad de 1, Z_2 será:

$$Z_2 = \frac{20}{(4 \times 0.40) \times 3.5} = 3.6 \text{ m,}$$

tomando el mismo valor de c para Z_1 :

$$Z_2 = \frac{20}{(4 \times 0.40) \times 2.8} = 4.5 \text{ m.}$$

Por lo que dejamos los valores de Z_1 y Z_2 de 8.3 y 4.5 respectivamente, $d - (Z_1 + Z_2) = 11.20$.

Por otro lado si la descarga total es de:

$$W_{ds} = 2.0 \times 50 \times 25 = 2500 \text{ t}$$

y del peso de la cimentación:

$$\begin{aligned} PP &= PP_{\text{losa}} + PP_p = 1.21 \times 50 \times 25 + 44 \times 0.4^2 \times 24 \times 2.4 \\ PP &= 1900 \text{ t} \end{aligned}$$

quedando por tomar 600 t o 14 t por pilote.

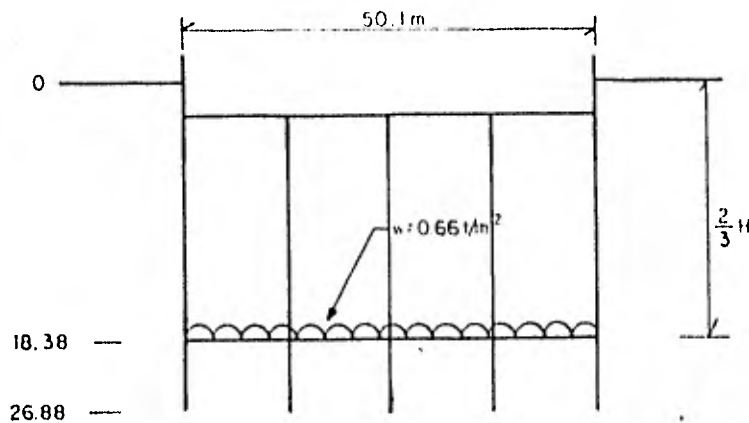
La deformación de la cimentación por expansión (emersión) está calculada con el criterio ya mencionado, atendiendo tan solo al primer termino de la expresión de Zeevaert, que toma en cuenta la parte superior. A continuación se resumen los calculos en la Tabla V.

Tabla V. Expansión en alberca olímpica (δ_e).

σ_{oi} t/m ²	σ_i t/m ²	ρ_e	ν_c	$\frac{M \sigma_i}{m^2/t}$	ΔZ_i m	$\sigma_{oi} - \sigma_i$ t/m ²	δ_e m
4.90	4.00	0.61	0.35	0.0031	4.0	0.90	0.002
6.20	5.76	0.54	0.35	0.0031	3.0	0.44	0.001
6.60	6.42	0.52	0.35	0.0031	1.0	0.18	0.000

De la Tabla V la expansión total es de 0.5 cm, prácticamente inapreciable.

Para la condición de alberca llena la descarga unitaria es de $+0.60 \text{ t/m}^2$ y se presentará un asentamiento teórico de: (Criterio de Peck) :



con las características mencionadas en el Capítulo 4 y de acuerdo con la Ref. 4:

$$H = \frac{C_c H}{1 + e_0} \cdot \log_{10} \frac{\sigma_0 - \Delta \sigma_0}{\sigma_0}$$

donde la descarga es transmitida a $2/3 H$.

$$w = 0.60 \text{ t/m}^2$$

$$w' = \frac{0.6 \times 1252.5}{(50.1 + 0.4)(25.0 - 2.8 + 0.4)} = 0.66 \text{ t/m}^2$$

Tabla VI. Asentamiento (ΔH) para alberca olímpica

Profundidad de m	a	ΔZ m	σ_0 t/m ²	e_0 -	$\Delta\sigma_0$ t/m ²	C_c -	H m	ΔH cm
18.88	20.88	1.00	9.5	7.58	0.52	5.4	2.0	3
	24.60	3.86	11.4	8.48	0.30	8.0	2.7	4
	30.00	8.42	14.3	8.77	0.16	7.6	4.7	2
	32.60		primera	capa	dura			
	41.70	18.27	30.4	5.06	0.06	4.3	8.0	-
								9

El asentamiento total de 9 cm es tolerable para el proyecto arquitectónico.

b) Parte baja de la fosa de clavados

Alternativa de 18 pilotes, distribuidos en 3 hileras de 6 pilotes cada una, con separación de 4.35 y 4.43 m, de sección cuadrada de 0.55 m de lado, con punta a 27 m y longitud efectiva de 22.65 m.

Siguiendo el mismo procedimiento anterior de las características para ésta: $a_p = 0.30 \text{ m}^2$, $r_o = 0.31 \text{ m}$ y $r_a = 0.35 \text{ m}$, el esfuerzo de descarga es $\sigma_x = 2.65 \text{ t/m}^2$.

$$T_{\text{máx}} = (4.35 \times 4.43 - 0.30) \times 2.65$$

$$T_{\text{máx}} = 50.3 \text{ t}$$

En la Tabla VII se resumen los resultados del cálculo.

(PF) = $T_a \approx 50 \text{ t}$ para una $Z_1 = 15.50 \text{ m}$ y para $NF = 0$ $Z^* \approx 17.0 \text{ m}$ por lo que $Z_2 = 7.0 \text{ m}$.

Tabla VII. Cálculo de PF, Ta y NF con algoritmos.

Z_m^*	ϕ_r°	K_{ϕ_r}	I_{z0}	Z_m	a_{ez} m ²	a m ²	a_i m ²	m_i	Λ_i	B_i	C_i	$\bar{\sigma}_{oi}$ t/m ²	$\bar{\sigma}_i$ t/m ²	PF t	T_a t
0.0												0.00		—	—
4.0	26	0.33	6.42	4.0	7.83	19.27	7.53	0.38	1.25		0.17	2.00	2.51	3.81	19.95
8.0	26	0.33	15.97	4.0	12.59	19.27	12.29	0.38	1.14	0.14	0.09	3.30	4.47	14.43	32.57
12.0	26	0.33	27.05	4.0	16.72	19.27	16.42	0.38	1.10	0.10	0.07	4.55	6.44	31.01	43.62
14.0	26	0.33	33.08	2.0	18.62	19.27	18.32	0.38	1.04	0.04	0.06	5.35	7.63	41.70	48.55
15.0	26	0.33	36.10	1.0	19.58	19.27	18.97	0.38	1.02	0.02	0.05	5.75	8.27	47.74	50.27
15.5	26	0.33		0.5		19.27	18.97	0.38	1.01	0.01	0.05	5.95	8.64	50.95	50.27

Z_m^* m	a_i m ²	m_i	Λ_i	B_i	C_i	$\bar{\sigma}_{oi}$ t/m ²	σ_i t/m ²	NF t
24.0	18.97	0.38				13.2	10.6	50.30
21.0	18.97	0.38	1.06	0.06	0.06	11.1	9.4	32.63
18.0	18.97	0.38	1.06	0.06	0.06	9.7	9.2	9.30
17.5	18.97	0.38	1.01	0.01	0.05	9.5	9.2	5.96

Efectuando la revisión con los resultados de pruebas triaxiales rápidas y de compresión simple, para un valor de la cohesión (c) obtenido de $c=3.5 \text{ t/m}^2$ será: con $Z_2 = 7.0 \text{ m}$

$$(Q_u) = (4 \times 0.55 \times 7.0) \times 3.5$$

$$(Q_u) = 53.9 \text{ t,}$$

y por tanto los valores de Z_1 y Z_2 son satisfactorios.

La expansión debida a la interacción pilote suelo se resume a continuación en la Tabla VIII.

Tabla VIII. Expansión en parte baja de la fosa.

σ_{oi} t/m ²	σ_i t/m ²	ρ_e	ν_c	Me_i m ² /t	ΔZ_j m	$\sigma_{oi} - \sigma_i$ t/m ²	δ_e m
4.65	2.51	0.73	0.35	0.0031	4.0	2.14	0.007
5.95	4.47	0.64	0.35	0.0031	4.0	1.48	0.004
7.20	6.44	0.58	0.35	0.0031	4.0	0.76	0.002
8.00	7.63	0.54	0.35	0.0031	2.0	0.37	0.001
8.40	8.27	0.53	0.35	0.0031	1.0	0.13	0.000
8.64	8.64	0.52	0.35	0.0031	0.5	0.00	0.000
							0.014

La deformación será de 1.5 cm, prácticamente inapreciable.

c) Parte profunda de la fosa de clavados

Alternativa de 45 pilotes, distribuidos en 5 hileras de 9 pilotes cada una, con separaciones de 3.41 y 2.78 m, de sección cuadrada con 0.55 m por lado, desplantados a 27.0 m y longitud efectiva de 21.0 a 21.5 m.

El esfuerzo de relajamiento por la descarga
 $\sigma_r = 4.82 \text{ t/m}^2$, $a_p = 0.30 \text{ m}^2$, $r_o = 0.31$ y $r_a = 0.35 \text{ m}$. Por lo
 que:

$$T_{\text{máx}} = (2.78 \times 3.41 - 0.30) \times 4.82$$

$$T_{\text{máx}} = 44.25 \text{ t}$$

En la Tabla IX se presenta el cálculo de PF,
 T_a y NF, siguiendo el lineamiento de a) y b); obteniéndose
 en la practica un valor de $T_a = 44 \text{ t}$, para una $Z_1 = 14.0 \text{ m}$
 y NF=0 para $Z_2 = 6.50 \text{ m}$.

Revisando desde el punto de vista de la ad
 herencia con $c = 3.5 \text{ t/m}^2$, $Q_{11} = 50 \text{ t}$.

Por otro lado el peso de los pilotes equili
 bra totalmente el empuje por subpresión (E_{ts}) estimado
 este último en 590 t contra 686 t del primero.

La expansión se resume en la Tabla X.

Tabla X. Expansión parte profunda de la fosa.

$\bar{\sigma}_{oi}$ t/m ²	σ_i t/m ²	ρ_e	ν_c	Mei m ² /t	Δz_i m	$\sigma_{oi} - \sigma_i$ t/m ²	δ_e m
6.32	1.97	0.86	0.35	0.0031	4.0	4.35	0.016
7.72	4.24	0.77	0.35	0.0031	4.0	3.48	0.012
9.22	7.70	0.70	0.35	0.0031	4.0	1.52	0.005
9.82	9.70	0.68	0.35	0.0031	2.0	0.12	0.000
							0.033

La expansión será en teoría de 3 cm.

Tabla IX..Cálculo de PF, T_a y NF con algoritmos.

Z* m	φ _r	K _r	I _{zo}	Z m	a _{ez} m ²	a m ²	d _j m ²	m _i	A _j	B _j	C _j	σ _{oi} t/m ²	σ _i t/m ²	PF t	T _a t
0.0												0.00			
4.0	26	0.35	6.72	4.0	6.54	9.48	6.34	0.38	1.32	0.32	0.21	1.50	1.97	5.00	50.56
8.0	26	0.35	18.48	4.0	10.88	9.48	9.28	0.38	1.20	0.20	0.13	2.90	4.24	12.44	44.73
12.0	26	0.33	18.48	4.0	10.88	9.48	9.28	0.38	1.20	0.20	0.13	4.40	7.70	30.38	44.73
14.0	26	0.33	18.48	2.0	10.88	9.48	9.28	0.38	1.09	0.09	0.12	5.00	9.70	43.60	44.73

Z*	a _j	m _i	A _j	B _j	C _j	σ _{oi}	σ _i	NF
21.0	9.28	0.38			0.12	13.4	8.4	44.20
18.0	9.28	0.38	1.14	0.14	0.12	11.2	8.5	24.92
16.0	9.28	0.38	1.09	0.09	0.12	10.2	8.9	11.65
15.0	9.28	0.38	1.04	0.04	0.11	9.7	9.2	4.76
14.5	9.28	0.38	1.02	0.02	0.11	9.5	9.3	1.21

(1) para Z*=0, Z=6.0 m

(2) para Z*=21, Z=27.0 m

En las figs. 26 y 27 se ilustra la distribución de pilotes analizada para cada caso (a, b y c), así como sus características geométricas y los resultados de los análisis, a saber: fuerzas de tensión, positiva y negativa para la longitud de los tramos de pilote en que se desarrollan. Para el número, características y distribución de los pilotes indicados, la expansión teórica tiene valores del orden de 1 cm en la olímpica, y de 1.5 a 3 cm en la de waterpolo y clavados. Cabe mencionar que de otras alternativas analizadas, no reportadas en este trabajo, para diferentes áreas de pilotes los resultados de los análisis son prácticamente iguales, por lo que la economía de la cimentación da la pauta de la elección de la cimentación más conveniente para el proyecto de las albercas.

El criterio y la experiencia juegan un papel primordial dentro de los análisis anteriores, puesto que la teoría expuesta solo da una aproximación en cuanto al orden de magnitud y los tramos de desarrollo de las fuerzas actuantes en el pilote analizado, debido a conceptos no del todo desarrollados, como por ejemplo los valores que se le asignan a ϕ_r , así como la distribución de esfuerzos real en los tramos del pilote. Por ello es importante imaginar el fenómeno de la forma más simple.

5.2 Cimentación de los muros y columnas

De la interacción entre la cimentación de las albercas y la de muros autosoportantes de block, de la acción del hundimiento regional en la zona y de las acciones accidentales que pudieran presentarse, todas ellas importantes en muros de gran altura, se determina como conveniente también la utilización de pilotes de fricción para restringir y uniformizar deformaciones.

Debido a la necesidad de que las estructuras trabajen en conjunto, en los muros largos de los ejes B y F (Fig.3), en los que se apoya la cubierta, además de los cajones propuestos por el estructurista como elementos para transmitir fuerzas horizontales, de codo, al terreno, se agregará el número de pilotes necesario para tomar la totalidad del exeso de carga estática de intensidad máxima no compensada y el momento de volteo debido a fuerzas accidentales. La cimentación de las columnas de gradas será de igual forma (Fig.3).

Los muros cabeceros de los ejes 1,2,10 y 11 se cimentarán en pilotes de fricción, los que deberán ser capaces de soportar las diversas combinaciones de carga, independientemente de las zapatas que conviene utilizar como complemento adicional de seguridad.

El análisis estructural de la cimentación

debe procurar una igualdad de cargas transmitidas a pilotes en ambos tipos de muros. Esto significa ajustar los anchos de los cimientos y, por tanto, la separación entre pares de pilotes.

La capacidad de carga admisible de un pilote de fricción, ya sea trabajando a tensión o compresión, con punta a 26.5 m de profundidad, y considerando una fricción unitaria promedio de 2.5 t/m^2 y un factor de resistencia de 0.7 (FS=1.5), es la siguiente:

$$Q_a = 1.7 p l.$$

donde:

Q_a , capacidad de carga admisible de un pilote a tensión o compresión, en t.

p , perímetro de la sección envolvente del pilote en metros

l , longitud efectiva del pilote, en metros.

En el caso de pilotes de $l = 24 \text{ m}$, Q_a es

$$Q_a = 40 p$$

Para pilotes trabajando a tensión, los de sección II deben descartarse. Son apropiados por eficiencia y trabajo estructural los de sección triangular, cuadrada o circular, sobre todo la primera.

A continuación se presenta un resumen del cálculo que define el criterio a seguir, analizando los asentamientos que se presentarían con una cimentación

sin pilotes, apoyados en los cajones que propone el estructurista para el caso del Eje B, así como, las capacidades de carga admisibles para tres secciones de pilote. De la misma forma se calcula para los muros block, apoyados en la cimentación propuesta por el estructurista en zapatas de 6.0 m de ancho, lo cual, por las características geométricas de estos (muros del tipo autosoportados de gran altura, 21.5 m sobre la banqueta), indicadas en las figs. 2 y 3, ante acciones accidentales, de sismo y viento, estarán sometidos a un momento de volteo de magnitud considerable, que induce tensiones y compresiones en la cimentación que deberán transmitirse necesariamente a pilotes.

Para una zapata hueca (cajón) en el Eje B, con una presión de contacto de $p_c = 0.855$ (Fig. 3), los asentamientos esperados serán del orden de magnitud de 28 cm, lo cual es intolerable. Para los muros autosoportados en los ejes 1, 2, 10 y 11 la presión de contacto es mayor (Fig. 3) y las características en cuanto a profundidad y ancho son similares al del Eje B, variando también el tipo de cimiento, por lo que para éstos el incremento de esfuerzos en la masa del suelo es mayor, el esfuerzo efectivo se incrementa más y, por tanto, el asentamiento es mayor.

En la Tabla XI se agrupan las capacidades de carga admisible (Q_a) para tres secciones propuestas, que deben utilizarse en el análisis estructural en

condiciones estáticas.

Tabla XI .Capacidades de carga admisibles

$Q_a = 40 p$, Q_a en t y b en m.

cuadrados		triangulares		circulares	
b	Q_a	b	Q_a	b	Q_a
0.30	48	0.30	41	0.30	38
0.35	56	0.35	48	0.35	44
0.40	65	0.40	55	0.40	51
0.45	73	0.45	62	0.45	57
0.50	81	0.50	69	0.50	63
0.55	89	0.55	76	0.55	70

5.3 Fuerzas horizontales

Las fuerzas horizontales serán soportadas por fricción en el contacto base de los cimientos-suelo y por cohesión del terreno trabajando por empuje pasivo. Sin embargo, para evitar desplazamientos horizontales intolerables, es conveniente que las fuerzas horizontales sean soportadas exclusivamente por fricción en la base, determinada conforme a la expresión siguiente que considera un factor de seguridad de 1.5 :

para $\mu = 0.35$, $\mu = 0.35/1.5 = 0.23$

$$F = 0.23 w B$$

donde,

F, fuerza de fricción en el contacto, en t por metro lineal de cimiento

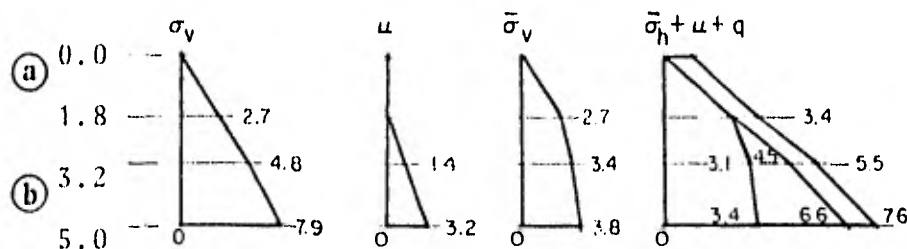
w, peso total de la estructura y superestructura, incluyendo el peso de los rellenos sobre el cimiento, en t/m^2

B, ancho del cimiento, en m

El valor de F no deberá, en ningún caso, exceder de 1.5 veces el ancho del cimiento (B).

5.4 Empuje de tierras

El empuje de tierras (E) actuando en los muros de los cajones de cimentación y en los de las albercas vacías, se ha analizado tomando en cuenta un estado de reposo (K_0), sin desplazamientos, y para una sobrecarga (q) de $1 t/m^2$, un coeficiente de tierras en reposo $K_0=0.90$, presiones efectivas, nivel freático a 1.80 m de profundidad y altura (H) del muro variable:



Distribución de presiones con H variable, máxima de 5.0 m (parte profunda de la fosa de clavados). En a: $\gamma=1.5 t/m^3$ y $c=3 t/m^2$; en b: $\gamma=1.22 t/m^3$ y $c=3.0 t/m^2$. La presión en t/m^2 .

Para (a) donde $0 < H \leq 3.2$ m :

$$E_o = 2.4 \times 1.8 \times 0.5 + \frac{2.4 + \left(\frac{4.5 - 2.4}{1.4}\right) (H - 1.8 + 2.4)}{2} (H - 1.8) + qH$$

$$E_o = 2.16 + (1.05 + 0.75H) (H - 1.8) + H$$

$$E_o = 0.75 H^2 - 0.7 H + 0.3$$

para (b) donde $3.2 < H \leq 5.0$ m :

$$E_o = \frac{2.4 \times 1.8}{2} + \frac{2.4 + 4.5}{2} (1.4) + \left(\frac{4.5 + \left(\frac{6.6 - 4.5}{1.1}\right) (H - 3.2) + 4.5}{2} \right) (H - 3.2) + qH$$

$$E_o = 6.99 + \left(\frac{9.0 + 1.17H - 3.73}{2} \right) (H - 3.2) + H$$

$$E_o = 7.0 + (2.63 + 0.58H) (H - 3.2) + H$$

$$E_o = 0.6 H^2 + 1.75 H - 1.4$$

Por el método semiempírico de Terzaghi

Hipótesis:

- suelo tipo 4;
- superficie de relleno horizontal: $K_h = 1600 \text{ K/m}^2/\text{m}$;
 $K_v = 0$;
- sobrecarga, $q = 1 \text{ t/m}^2$, $C = 1.0$;

$$Pq = Cq = 1.0 \text{ t/m}^2$$

para muros de las albercas, $H = 2.0$ m:

$$P'_h = K_h \cdot H = 1.6 \times 2.0 = 3.2 \text{ t/m}^2$$

$$P''_h = Cq = 1 \text{ t/m}^2$$

$$E = 0.5 K_h H^2 + Cq H$$

$$E = 3.2 + 2.0$$

$$E = 5.2 \text{ t/m}$$

de la misma forma para $H=5.0$ m: $E = 25$ t/m. Checando con las expresiones obtenidas (E_0) :

para $H=2.0$ m : $E_0 = 4.7$ t/m y,

para $H=5.0$ m : $E_0 = 22.4$ t/m;

por lo cual se aceptan las expresiones obtenidas.

Resumiendo, las ecuaciones para el cálculo de empujes de tierras quedan:

$$E = 0.75H^2 + 0.7H + 0.3 , \text{ para } H \leq 3.2 \text{ m}$$

$$E = 0.6H^2 + 1.75H - 1.4 , \text{ para } 3.2 < H \leq 5.5 \text{ m}$$

donde,

E , empuje de tierras, en t/m

H , altura del muro, en m.

La línea de acción del empuje es horizontal y se aplica aproximadamente a una distancia $H/3$ medida a partir del pie del muro.

6. CONCLUSIONES

Del estudio realizado sobresalen las siguientes conclusiones:

- a) De la interpretación de la estratigrafía y propiedades del subsuelo se concluye que el subsuelo en el predio es típico de la zona lacustre en que se divide la Ciudad de México, desde este punto de vista se definen: el Manto Superficial de 1.2 a 2.1 m de espesor; la Formación Arcillosa Superior (arcillas Tacubaya I a V), que llega hasta 30 m de profundidad, es muy compresible y de baja resistencia al corte; la Capa Dura (arena Tarango I), de 2.6 m de espesor; la Formación Arcillosa Inferior (arcilla Tarango I) de 9.4 m de espesor, y los Depósitos Profundos (arena Tarango II) que principian a 42 m de profundidad en el SM-2, y se sabe que es muy potente.
- b) El nivel freático se localiza a 1.8 m de profundidad. De la Referencia 3 se determina que la pérdida de presión de poro, debida a la explotación de los acuíferos profundos en la zona, hasta 1973, variaba de 3.0 a 13.0 t/m², entre 14 y 45 m de profundidad, concluyendo que en virtud de esto existe hundimiento regional debido a consolidación de la F.A.S.

e) La información publicada hasta 1973, indican la evidencia de hundimiento regional, y a partir de hechos y mediciones se observa que la velocidad tendía a disminuir lentamente, para pérdidas de presión de poro que en los últimos años se mantuvieron casi constantes. En 1973 la velocidad de hundimiento era de 7 cm al año.

d) Por las condiciones que imponen al subsuelo durante su construcción, operación y, principalmente, en su vaciado para mantenimiento (una a la vez), es necesario anclar las albercas, utilizando pilotes de fricción trabajando a tensión, para evitar su emergencia. En la cimentación del edificio también es conveniente el uso de pilotes de fricción para minimizar y uniformizar las deformaciones.

e) La información publicada hasta 1973, indican la evidencia de hundimiento regional, y a partir de hechos y mediciones se observa que la velocidad tendía a disminuir lentamente, para pérdidas de presión de poro que en los últimos años se mantuvieron casi constantes. En 1973 la velocidad de hundimiento era de 7 cm al año.

d) Por las condiciones que imponen al subuelo durante su construcción, operación y, principalmente, en su vaciado para mantenimiento (una a la vez), es necesario anclar las albercas, utilizando pilotes de fricción trabajando a tensión, para evitar su emergencia. En la cimentación del edificio también es conveniente el uso de pilotes de fricción para minimizar y uniformizar las deformaciones.

7. NORMAS PARA EL DISEÑO

Para el diseño estructural de la cimentación de los diferentes elementos que forman el proyecto, se prepararon las normas que se recomiendan a continuación:

7.1 Albercas

- a) La cimentación de las albercas estará compuesta por un cajón formado por sus muros, trincheras y losa de fondo en conjunto con pilotes de fricción. Los cajones deberán ser estancos, continuos y de rigidez suficiente para trabajar uniformemente con los pilotes y entre ellas deberá construirse una junta de construcción.
- b) Cuando las albercas se encuentren en operación, tanto las descargas netas al terreno como las de sobrecompensación que ocurren en la parte profunda de la fosa de clavados, serán transmitidas y soportadas en su totalidad por pilotes de fricción. Para las condiciones de carga anotadas en el Capítulo 2 y para este tipo de cimentación, para objeto del diseño estructural, puede considerarse que los asentamientos a largo plazo en las áreas de descarga neta son de 9 cm y la expansión por sobrecompensación es nula. Para los cálculos el peso volumétrico aproximado

mado del suelo excavado es de 1.45 t/m^3 , que es el que se utilizó para el cálculo de los diagramas de la Figura 24.

- c) Es necesario que las expansiones generadas por el vaciado de las albercas se mantengan dentro de un orden de magnitud tolerable, y por ello se anclarán al terreno utilizando pilotes de fricción trabajando a tensión. Para las secciones, número y distribución de los pilotes, ilustrados en las figs. 26 y 27, las expansiones teóricas son del orden de 1 cm para la alberca olímpica y de 1.5 a 3.0 cm en la de clavados. Estas deformaciones se invierten al llenar las albercas. Para la condición de vaciado, la más crítica, las fuerzas de fricción negativa y positiva, así como la longitud de los tramos en que se desarrollan (Z_1 y Z_2), señaladas en las mismas figuras ya como definitivas para el diseño.
- d) Para las características del proyecto señaladas en el Cap. 2, el empuje de la subpresión para el caso más desfavorable (mantenimiento) se equilibrará con el peso de ésta y de los pilotes; en caso necesario actuaría la fuerza de fricción de los pilotes.

e) Los pilotes a utilizar serán de concreto reforzado precolados, formados por dos tramos como máximo , pero con juntas que garanticen el trabajo a tensión en toda la longitud. Deberán hincarse a percusión. La punta de los pilotes se llevará a 27.0 m de profundidad y la longitud de fabricación deberá tomar en cuenta el tramo de refuerzo para anclar en las vigas o traveses de la subestructura.

f) La distribución y resultante de empujes de tierra se determinara con las expresiones indicadas en el Cap. 5, inciso 5.4.

7.2 Edificio

- g) De acuerdo con lo propuesto por el estructurista (figs. 2 y 3) la cimentación podrá consistir en cajones estancos y zapatas, pero la carga no compensada se transmitirá a pilotes de fricción. Para el caso de zapatas toda la carga debida al peso de la superestructura y subestructura estará soportada por los pilotes. Deberá diseñarse para que las cargas netas unitarias transmitidas a pilotes sean de la misma magnitud en los diversos elementos de cimentación del edificio, a fin de uniformizar las deformaciones del subsuelo.
- h) Las puntas de los pilotes se llevarán a 26.5 m de profundidad respecto a la superficie actual del terreno; serán de concreto reforzado, precolados, formados por uno o dos tramos máximo, hincados a percusión. La longitud de fabricación incluirá la de refuerzo que se anclará en la subestructura.
- i) El cálculo de capacidad de carga admisible de un pilote sometido a compresión o tensión se efectuará con $(Q_u) = 40 p$, para $L=24$ m y un factor de resistencia de 0.7.

- j) Para el análisis con cargas estáticas y accidentales el (Q_d) se incrementará en un 30 % de su valor.
- k) Los pilotes se colocarán con una separación mínima igual a tres veces el ancho, medida centro a centro.
- l) Las fuerzas horizontales debidas a la fricción en el contacto cemento - suelo se calcularán como se anotó en el punto 5.3.
- m) Para el cálculo de presión de tierras en muros de contención se empleará la expresión para H 3.2 del punto 5.4.

8. NORMAS PARA LA CONSTRUCCION

A continuación se expone el orden de ejecución para construcción conveniente, para garantizar y controlar el correcto funcionamiento de las estructuras; así, como la instalación de bancos y piezómetros abiertos para seguir la evolución del comportamiento de las cimentaciones, durante y después de su construcción.

- a) La construcción se iniciará con el hincado de todos los pilotes, tanto de las albercas como del edificio, empleando seguidor para llevarlos a la posición de proyecto (mediante este procedimiento se logra un confinamiento del subsuelo que impedirá las expansiones durante la excavación, Ref. 5).
- b) Simultáneamente al hincado de los pilotes se construirán diez pozos de bombeo, distribuidos como se ilustra en la Fig. 28. Los pozos P1 a P6 se llevarán a 10 m de profundidad respecto a la banquetta, y los pozos P7 a P10 a 15 m. Las perforaciones serán de 80 cm de diámetro y se harán con equipo rotatorio, extrayendo la totalidad del suelo, sin empleo de lodos bentoníticos ni de la propia arcilla del suelo. Se colocará ademe ranurado, de 40 cm de diáme

tro, y entre las paredes del ademe y pozo quedará un filtro de 20 cm de espesor, compuesto de material granular bien graduado, con tamaño máximo de 19 mm (3/4"). Los pozos deberán "desarrollarse" para su operación adecuada. El nivel freático se abatirá mediante bombas del tipo sumergible, controladas con operación automática con electróniveles.

- c) Después que se halla hincado el último pilote y los pozos listos para servicio, se iniciará la excavación por el área más profunda, por la fosa de clavados, simultáneamente se abatirá el nivel freático en los pozos P7 a P10 y en parte de los pozos P3 y P6, de acuerdo con la gráfica mostrada en la Fig. 29, donde la profundidad del NAF está de acuerdo con la descarga de esfuerzos totales, a fin de evitar movimientos del terreno de cimentación. Los taludes serán hacia el exterior del área de por lo menos 1.1:1 (horizontal a vertical). Se seguirá la evolución de los movimientos y presiones de poro. Podrá utilizarse equipo, excepto en los últimos 30 cm que deberán excavar a mano para evitar el remoldeo. A medida que se alcance el piso final se colocará una plantilla de concreto pobre sobre una de material granular permeable, luego se abrirán las zanjas que alojarán las trabes. La cabeza de los --

pilotes se demolerá para anclar su refuerzo longitudinal en las trabes. El nivel freático se mantendrá abatido en las etapas de colado y acabado de la alberca, a la profundidad necesaria para equilibrar las presiones de la masa del subsuelo, sellando al final los pozos P7 a P10, y conservando en operación los pozos P3 a P6.

- d) Una vez terminada la construcción de la alberca de waterpolo y clavados, se deberá llenar a su nivel de operación o en su defecto, lastrarse con carga equivalente a la del agua que almacenará, se procederá a la construcción de la alberca olímpica, operando los pozos P1 a P6 de acuerdo con la Fig. 29.
- e) Debido a los movimientos que pudieran ocurrir en el terreno de cimentación durante la construcción de las albercas, es conveniente construir el edificio después de construidas éstas. Por lo tanto, una vez lastradas las albercas y sellados los pozos P1 a P10, y habiendo verificado que el terreno no está sujeto a movimientos, se iniciará la construcción del edificio, empezando por los muros de los ejes 1, 2, 10 y 11 que son los más pesados. Los rellenos colocados en las excavaciones previamente efectuadas para las albercas deberán ser de especial

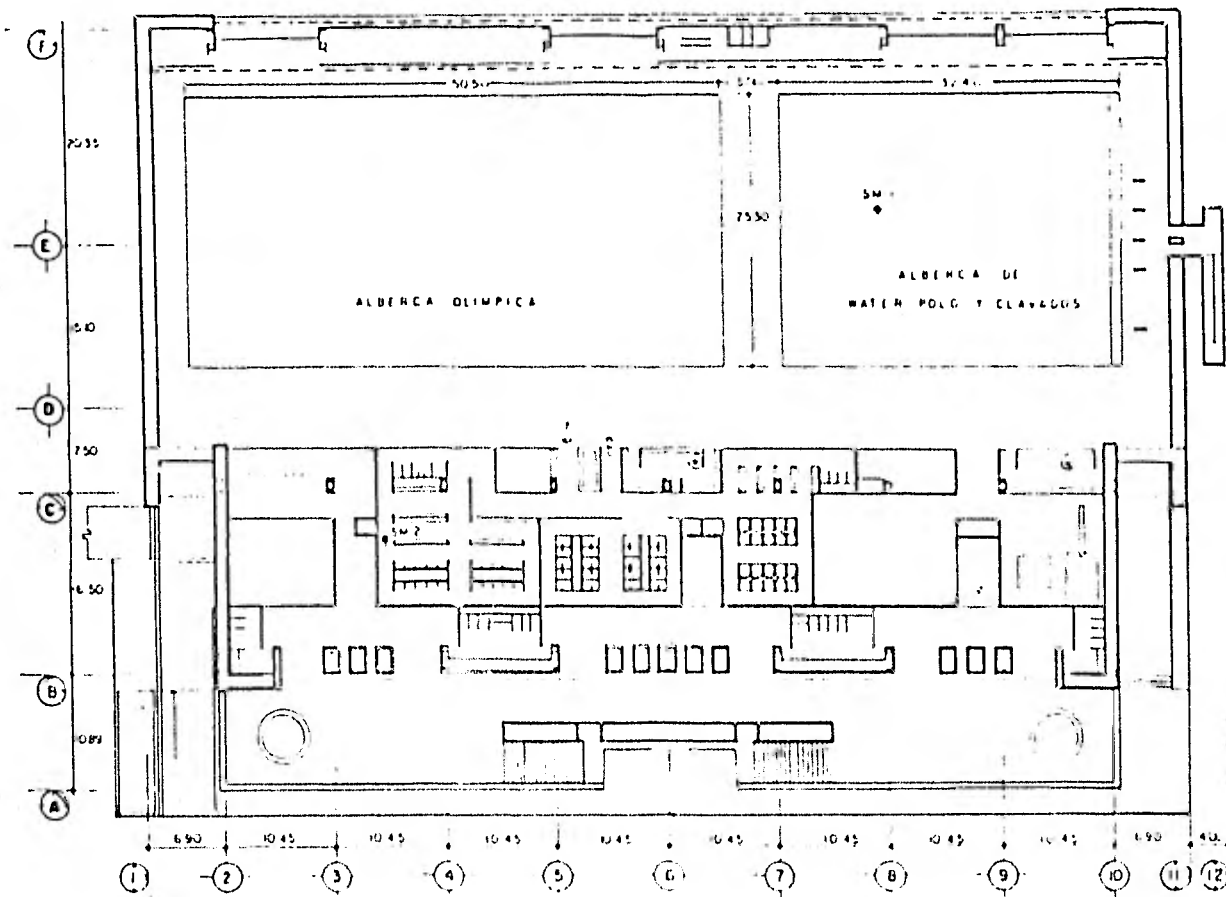
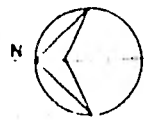
cuidado, ya que servirán de desplante a zapatas y cajones. Estos deberán compactarse en capas de 20 cm de espesor máximo y con un grado de compactación del 95 % de la prueba Proctor estándar, utilizando un ri le de bue a calidad. El agua infiltrada en las franjas excavadas se concentrará en cárcamos, de los que se extraerá.

- f) Para poder seguir la evolución del comportamiento y tener control de éste, antes de iniciar las excavaciones se instalarán bancos superficiales de nivel a lo largo de los ejes de los muros y de columnas del edificio (tres por eje). Asimismo, bancos superficiales, confiables, situados fuera de la influencia de la obra y a uno profundo, instalado en la capa dura. Los bancos de las albercas estarán situados 1 m por debajo de la losa de fondo, en los puntos señalados en la Fig. 28. Al principio se efectuarán dos nivelaciones por semana, variando la periodicidad de acuerdo con la evolución del comportamiento observado.
- g) Para conocer la evolución de la presión de poro se instalarán 4 estaciones piezométricas como se indica en la Fig. 28. Cada una con tres a 9.5, 13.8 y 19.4 m de profundidad. La EP2 y 4 serán permanentes.

9. REFERENCIAS

1. Marsal R.J., M. Mazari, El Subsuelo de la Ciudad de México, Universidad Nacional Autónoma de México, 1969, 2 Vols. 2^a Ed.
2. Reséndiz D., G. Springall, J.M. Rodríguez, R. Esquivel, Información reciente sobre las características del subsuelo y la practica de la ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de México, Memorias de la V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I, México, D.F. 1970.
3. Comisión de Aguas del Valle de México, Boletín de Mecánica de Suelos N°7, 1970-1974, México.
4. Springall J., Apuntes para la materia de Cimentaciones, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., 1981.
5. Zeevaert L., Foundations Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973, pp. 433-437.

10. FIGURAS



NOTE
DIMENSIONES EN METROS

Fig. 1 Planta de conjunto y localización de sondeos

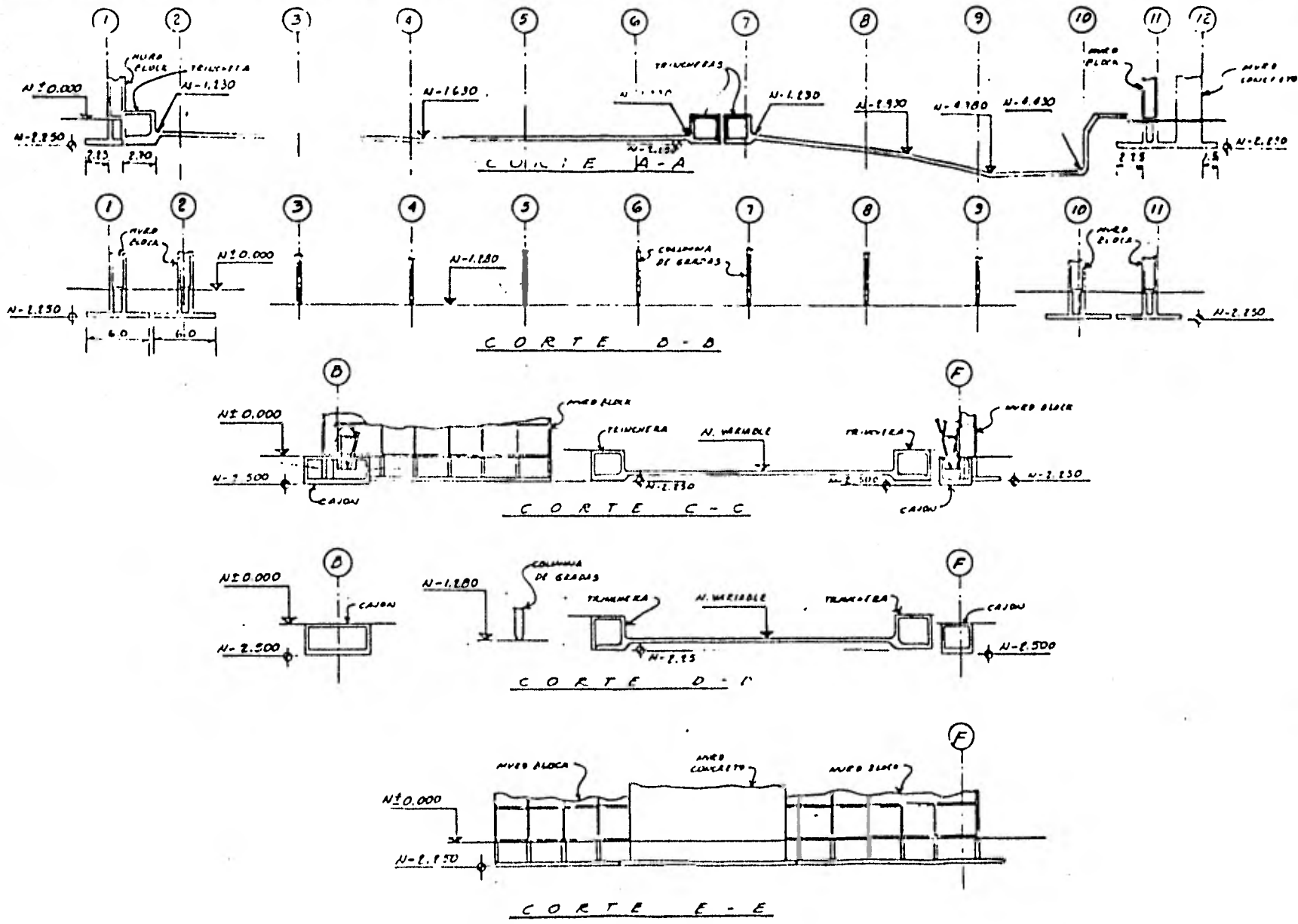


Fig. 2 Cimentaciones propuestas por el estructurista

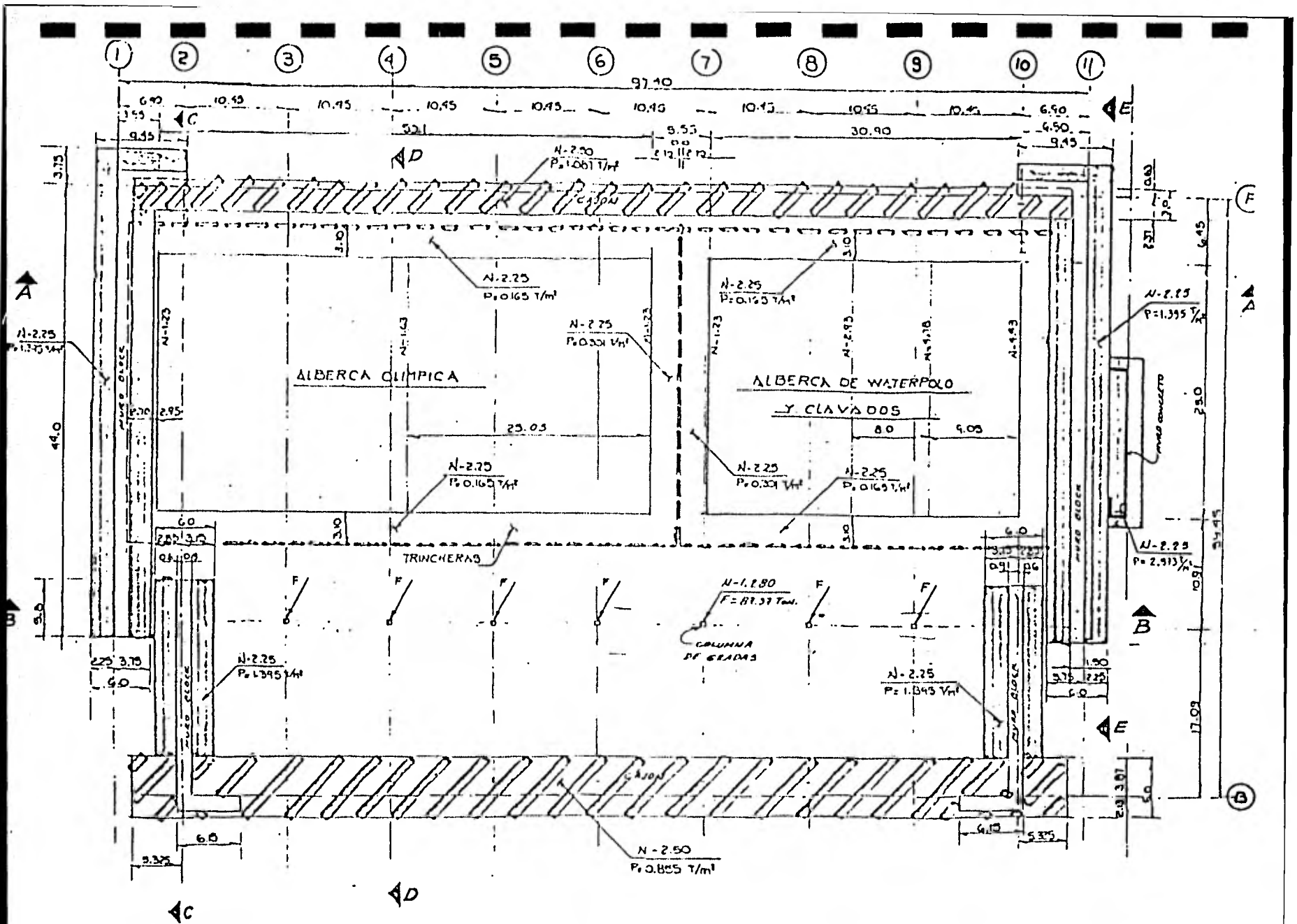


Fig. 3 Planta general con presiones de contacto

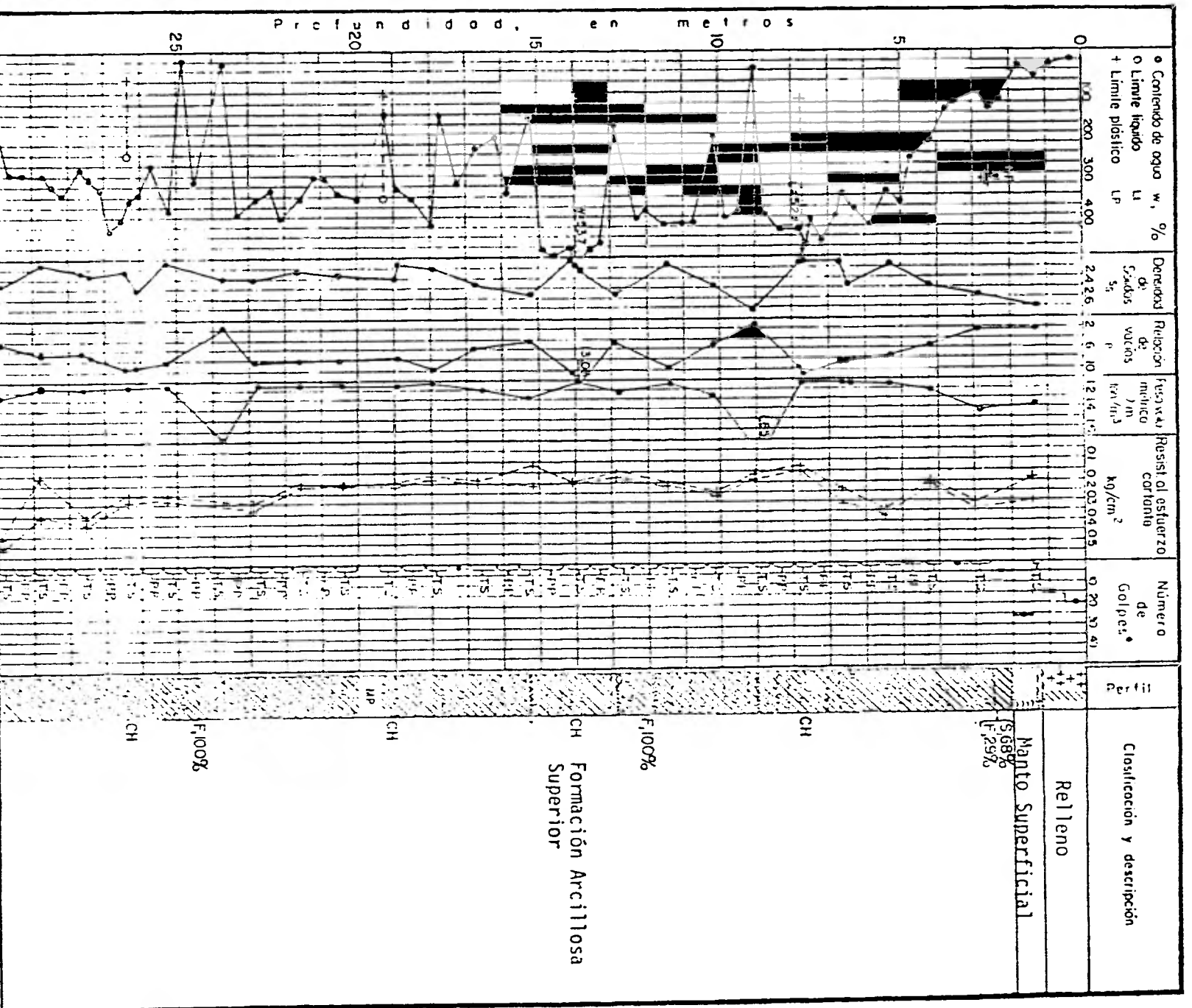


Fig. 4. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-1
Continúa

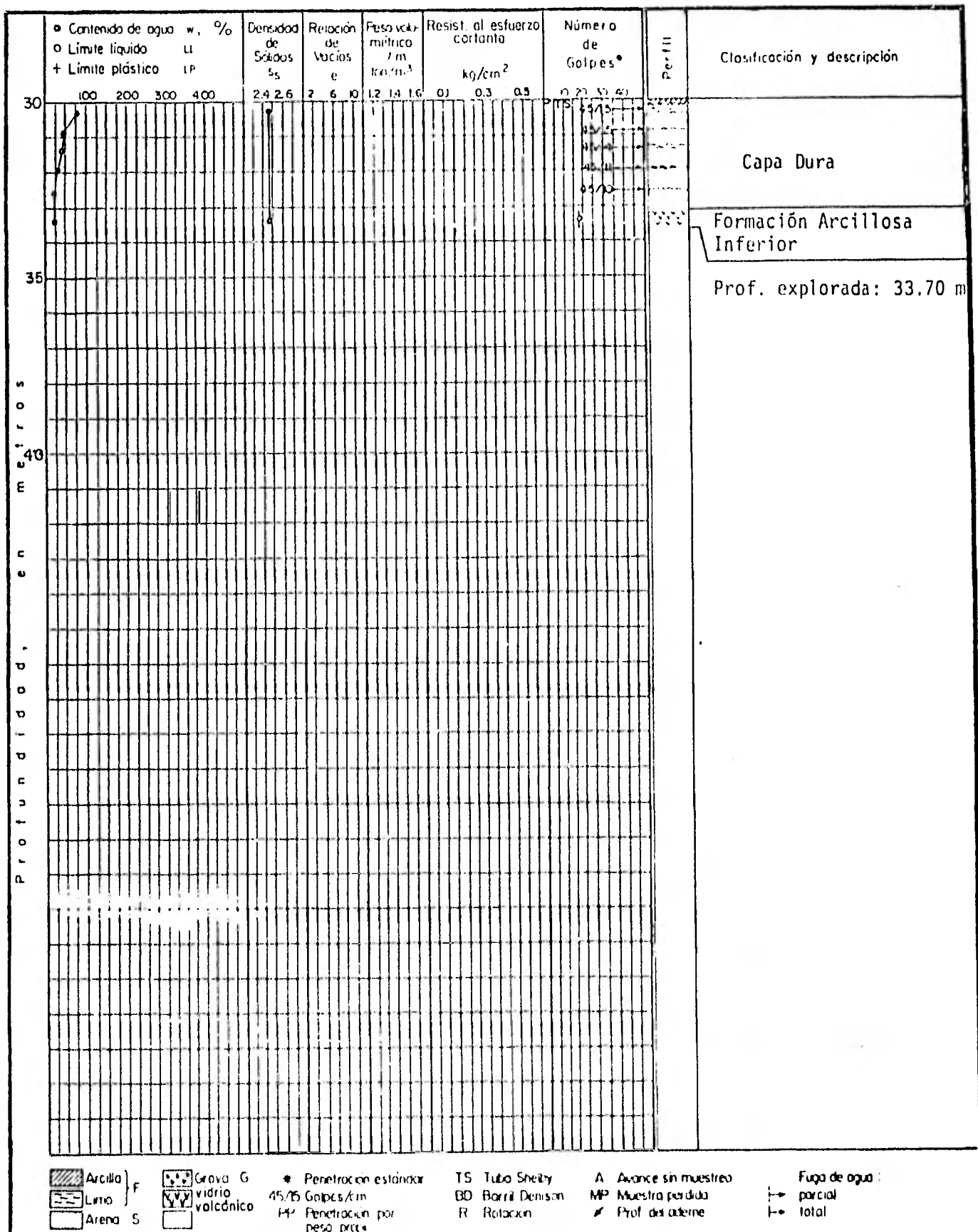


Fig. 4 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-1

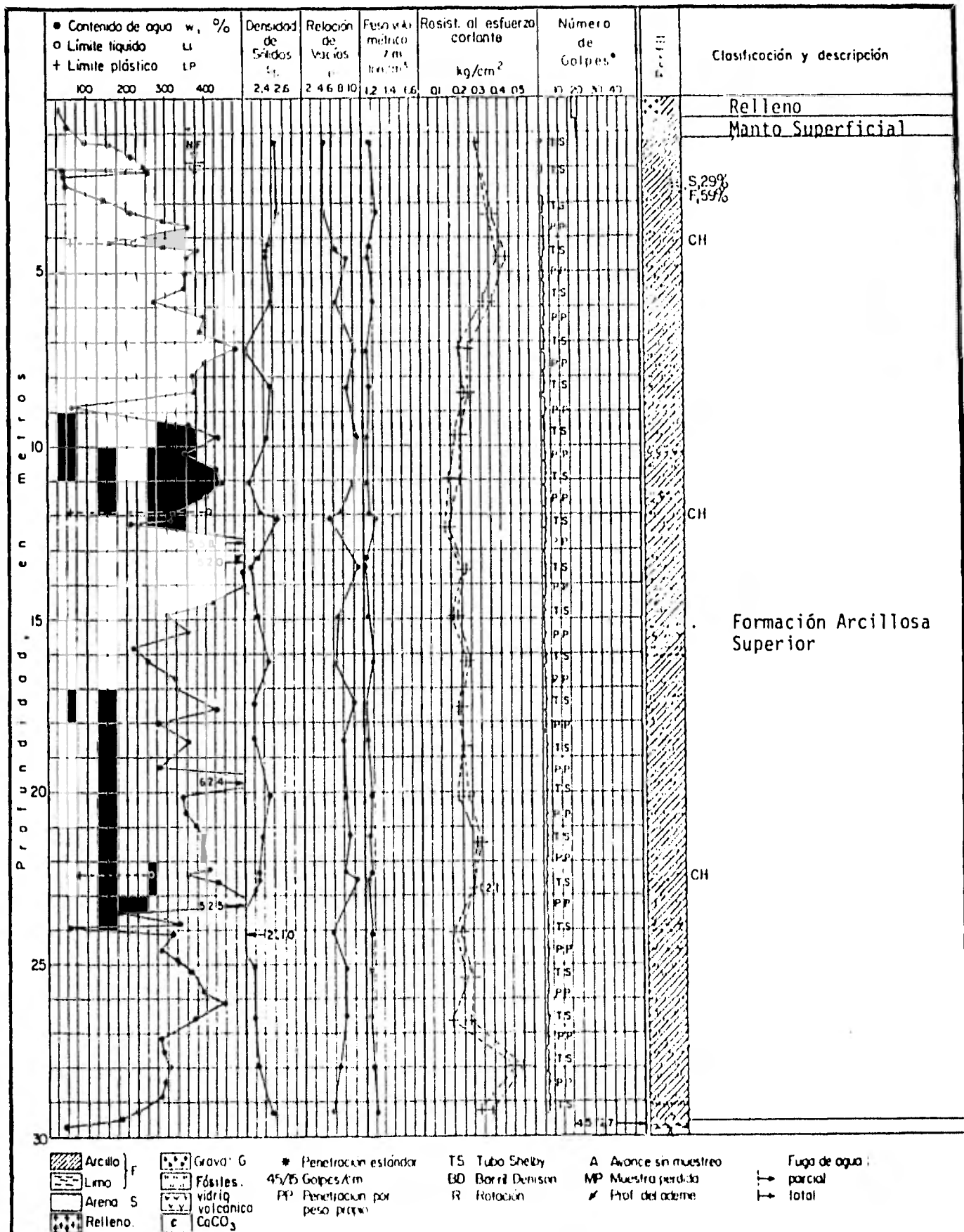
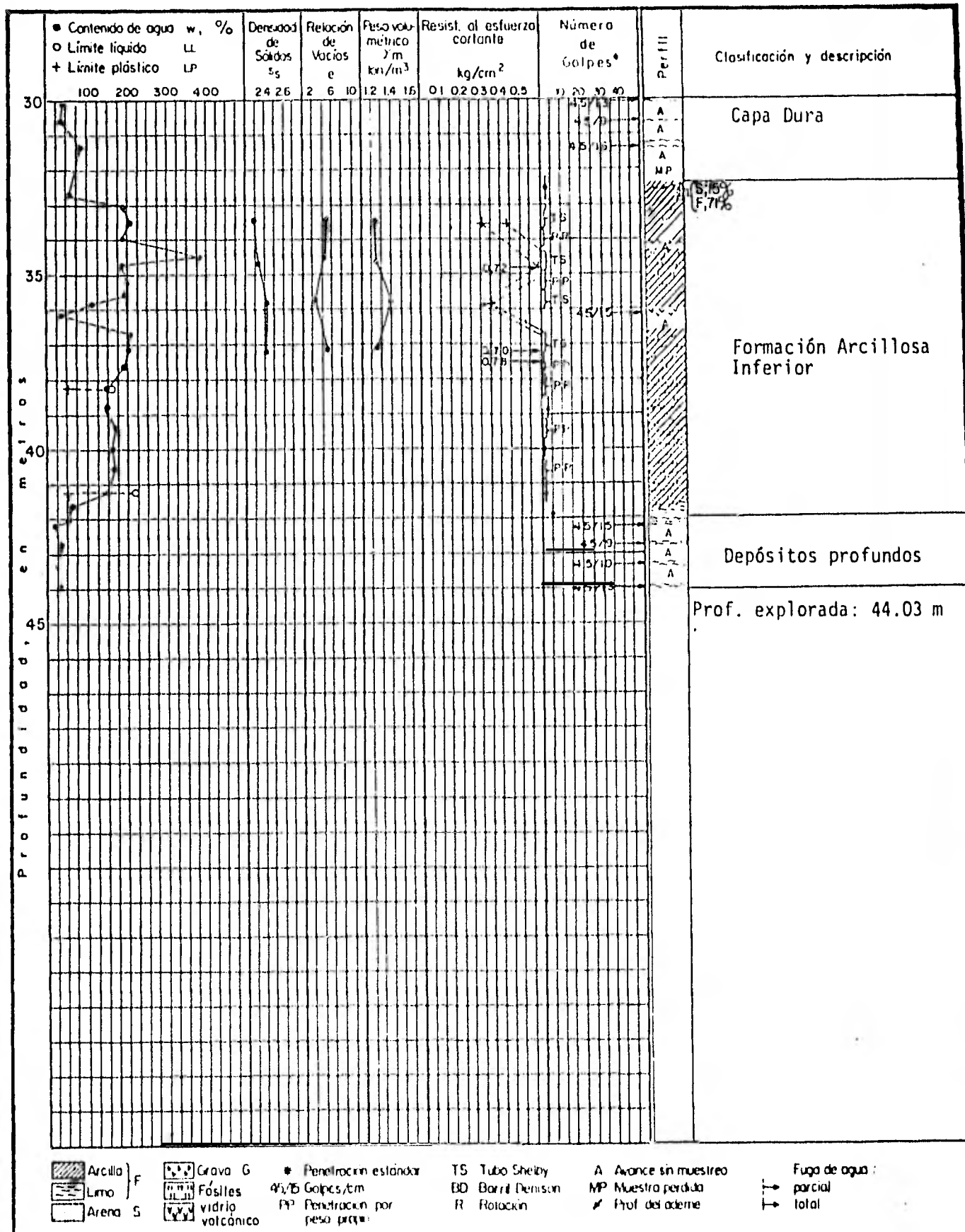


Fig. 5 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-2 (Continúa)



Arcilla	} F	Grava G	* Penetración estándar	TS Tubo Shelby	A Avance sin muestreo	Fuga de agua: → parcial → total
Limo		Fósiles	45/75 Golpes/cm	BD Barril Denison	MP Muestra perdida	
Arena S		vidrio volcánico	PP Penetración por peso propio	R Rotación	✓ Prof. del ademe	

Fig. 5 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-2
Continuación

S U C S	G R A V A		A R E N A		
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA

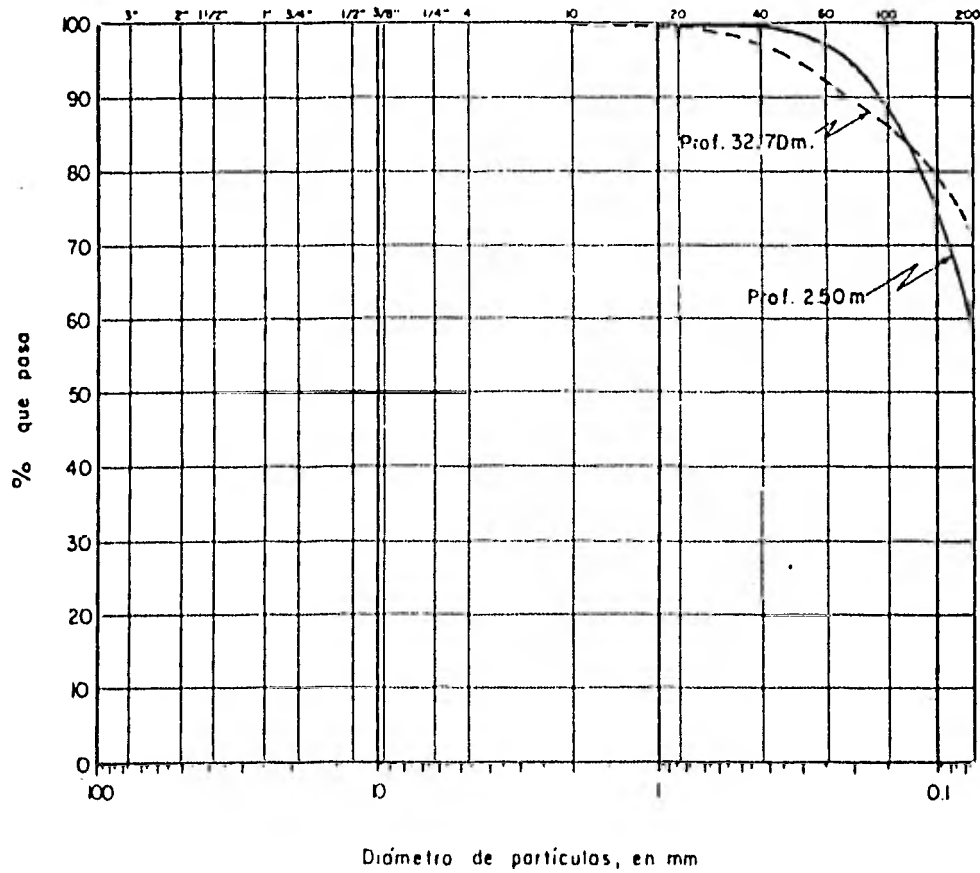


Fig. 6 Curvas de distribución granulométrica. Muestras del sondeo SM-2

Sondeo: SM-1 ; Profundidad: 6.55 m

Prueba de compresión triaxial:
No consolidada-no drenada

Probeto	σ_{III} kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϵ_r %	E kg/cm ²	S_s	e_i	e_f	w_i %	w_f %	G_i %	G_f %
1	0.25	1.0	2.70	40.2	2.60	8.13	-	337	-	100	-
2	0.50	1.32	3.40	41.0	2.60	8.61	-	354	-	100	-
3	1.0	1.79	3.10	38.0	2.60	9.06	-	364	-	99	-

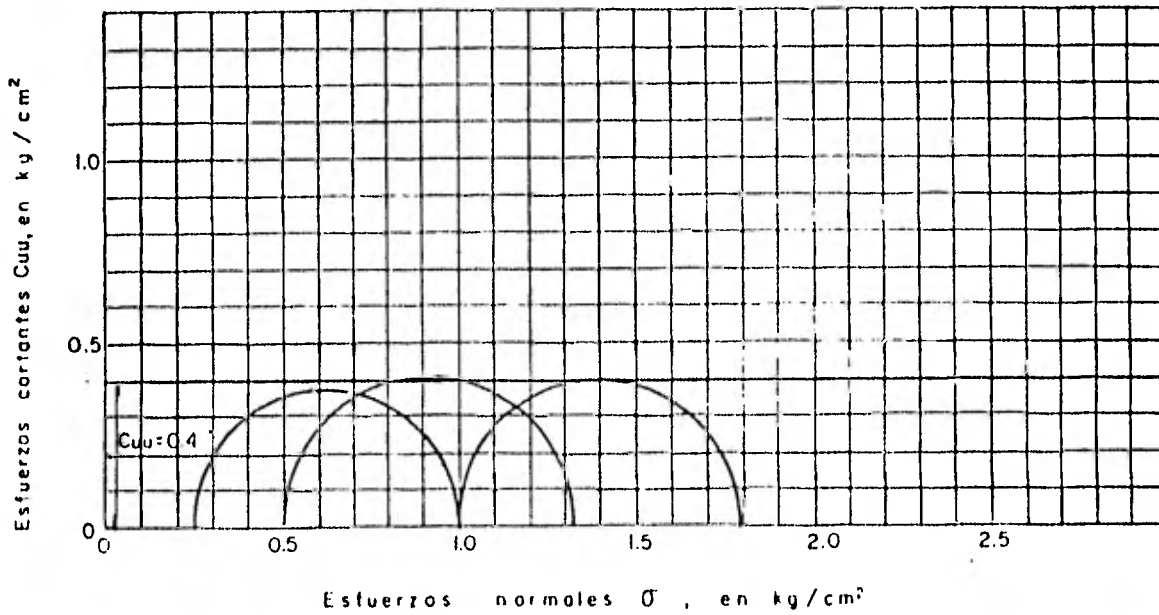


Fig 7 Diagrama de Mohr

Sondeo: SM-1 ; Profundidad: 13.90 m

Prueba de compresión triaxial:

No consolidada-no drenada

Probeta	σ_{III} kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϵ_1 %	E kg/cm ²	s_s	e_i	e_f	w_i %	w_f %	G_i %	G_f %
1	0.5	1.05	4.0	26	2.34	11.78	-	509	-	100	-
2	1.0	1.49	3.3	21	2.34	11.60	-	507	-	100	-
3	2.0	2.65	4.8	23	2.34	11.92	-	518	-	100	-

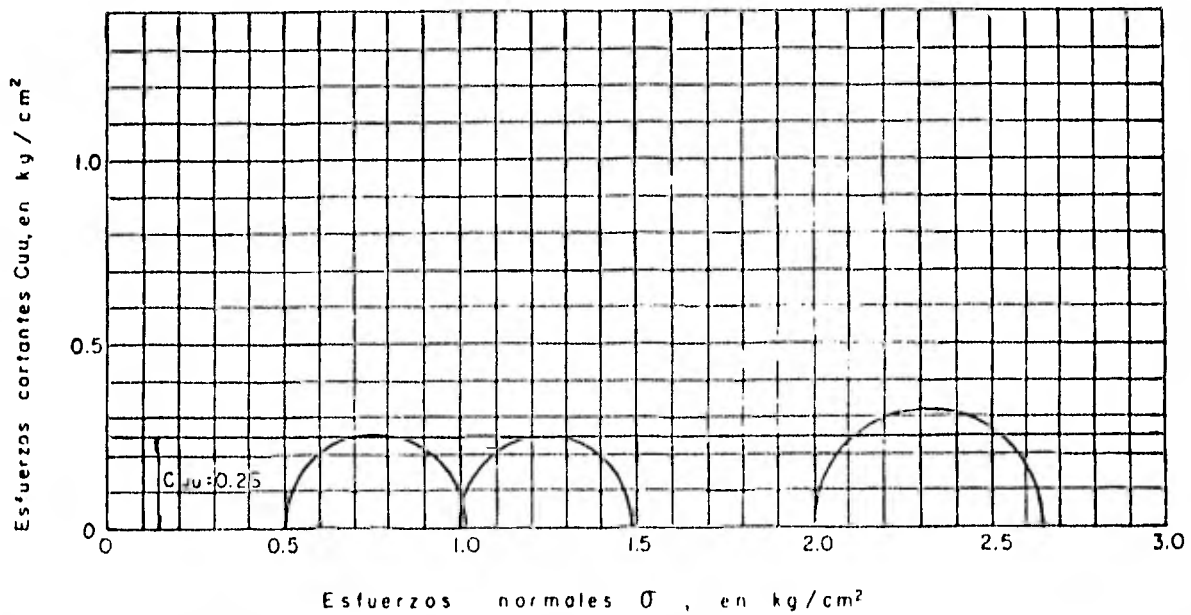


Fig. 8 Diagrama de Mohr

Sondeo: SM-1 ; Profundidad 27.40 m

Prueba de compresión triaxial:

No consolidada-no drenada

Probeta	σ_{III} kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϵ_r %	C kg/cm ²	S_s	e_i	e_f	w_i %	w_f %	G_i %	G_f %
1	1.0	1.94	3.90	35	2.36	7.08	-	100	-	100	-
2	2.0	2.96	3.80	24	2.36	7.19	-	101	-	100	-
3	4.0	5.02	4.00	40	2.36	7.21	-	102	-	100	-

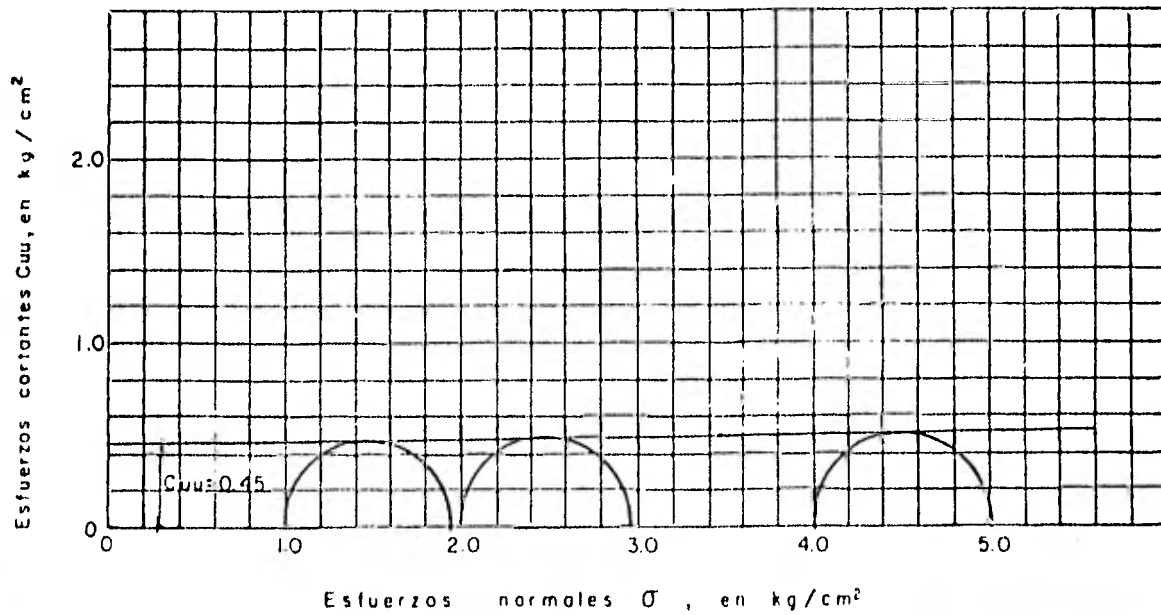


Fig 9 Diagrama de Mohr

Sondeo: SM-2 ; Profundidad: 4.36 m

Prueba de compresión triaxial:
No consolidada-no drenada

Probeto	σ_{III} kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϵ_1 %	E kg/cm ²	S_s	e_i	e_f	W_i %	W_f %	G_i %	G_f %
1	0.125	0.97	2.90	50	2.45	7.44	-	303	-	100	-
2	0.25	1.11	2.10	57	2.45	6.94	-	282	-	99	-
3	0.50	1.46	1.70	69	2.45	6.56	-	276	-	100	-

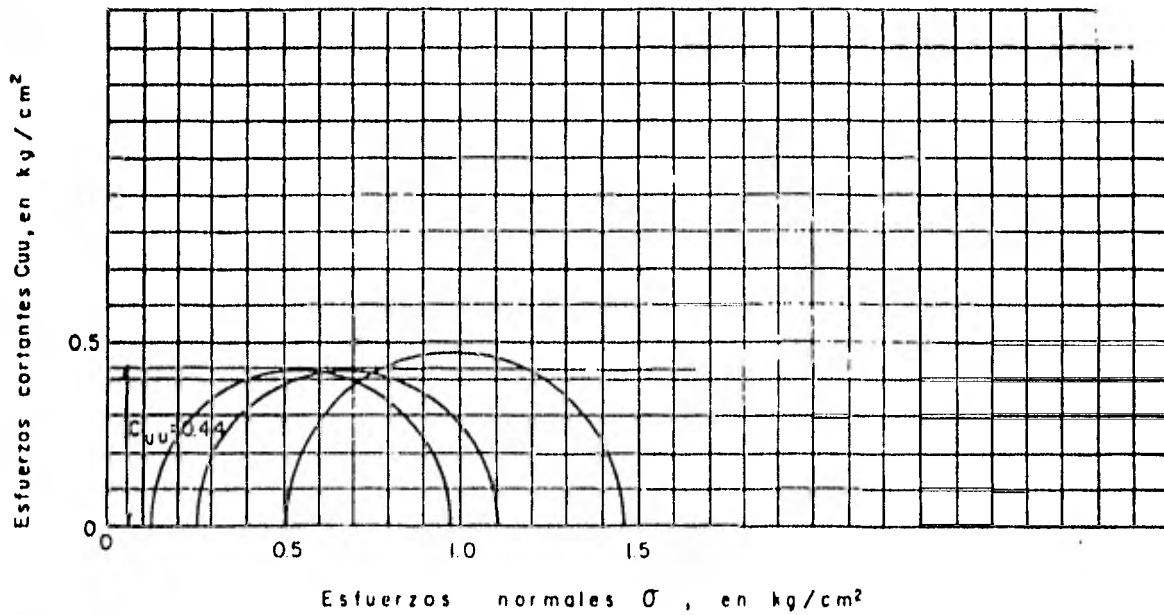


Fig. 10 Diagrama de Mohr

Sondeo: SM-2 ; Profundidad: 13.40 m

Prueba de compresión triaxial:
No consolidada-no drenada

Probeto	σ_{III} kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϵ_1 %	E kg/cm ²	S_s	e_i	e_f	W_i %	W_f %	G_i %	G_f %
1	0.5	1.08	3.3	0.254	2.35	11.53	-	508	-	100	-
2	1.0	1.58	3.2	0.241	2.35	11.74	-	513	-	100	-
3	2.0	2.57	3.7	0.220	2.35	12.44	-	547	-	100	-

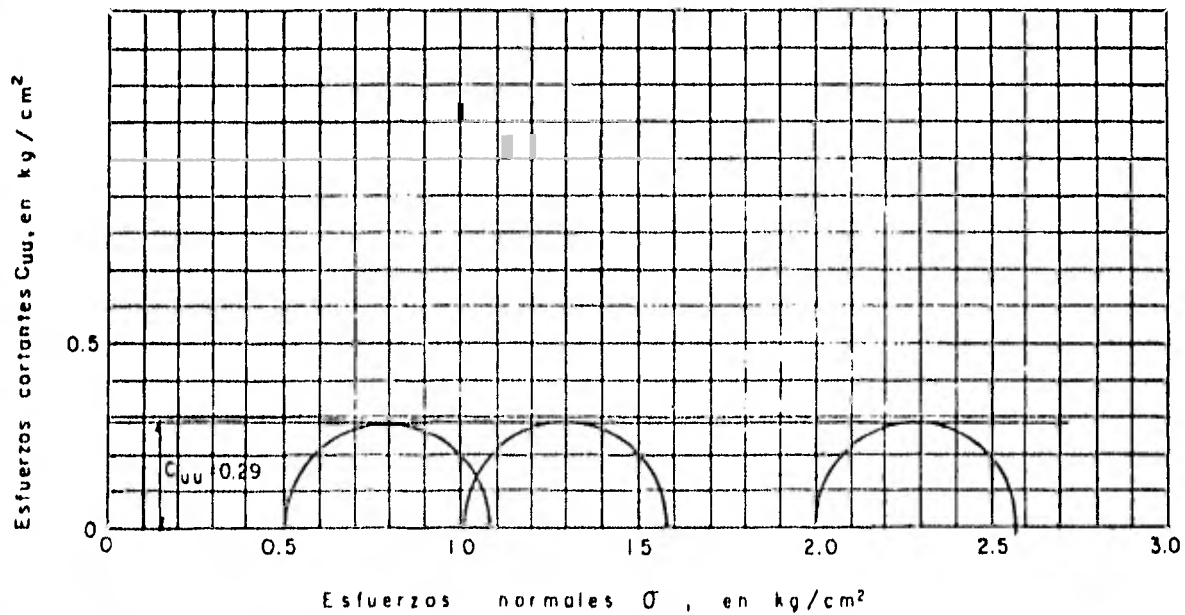


Fig. 11 Diagrama de Mohr

Sondeo: SM-2 ; Profundidad: 22.36 m

Prueba de compresión triaxial:
No consolidada-no drenada

Probeto	σ_{III} kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϵ_1 %	E kg/cm ²	S_s	σ_i	e_f	W_i %	W_f %	G_i %	G_f %
1	1.0	1.74	4.40	29	2.36	8.2	-	350	-	100	-
2	2.0	2.65	3.20	34	2.36	8.18	-	350	-	100	-
3	4.0	4.63	2.60	33	2.36	8.15	-	352	-	100	-

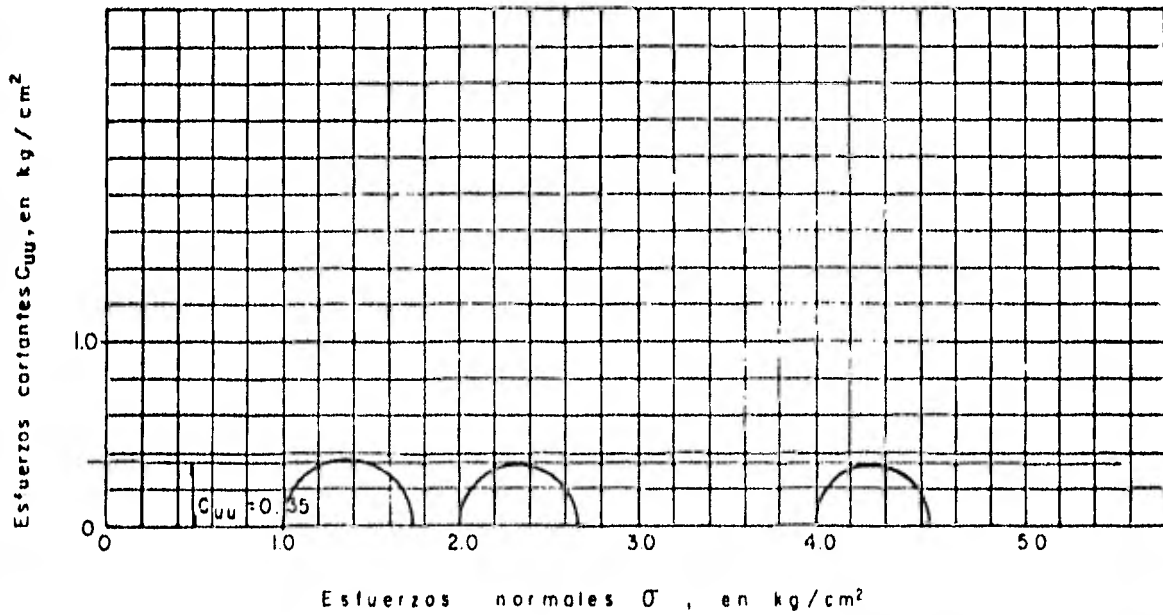


Fig. 12 Diagrama de Mohr

SONDEO	PROF (m)	S_s	W_1 (%)	e_1	G_1 (%)
SM-1	2.95	2.54	86	2.22	99

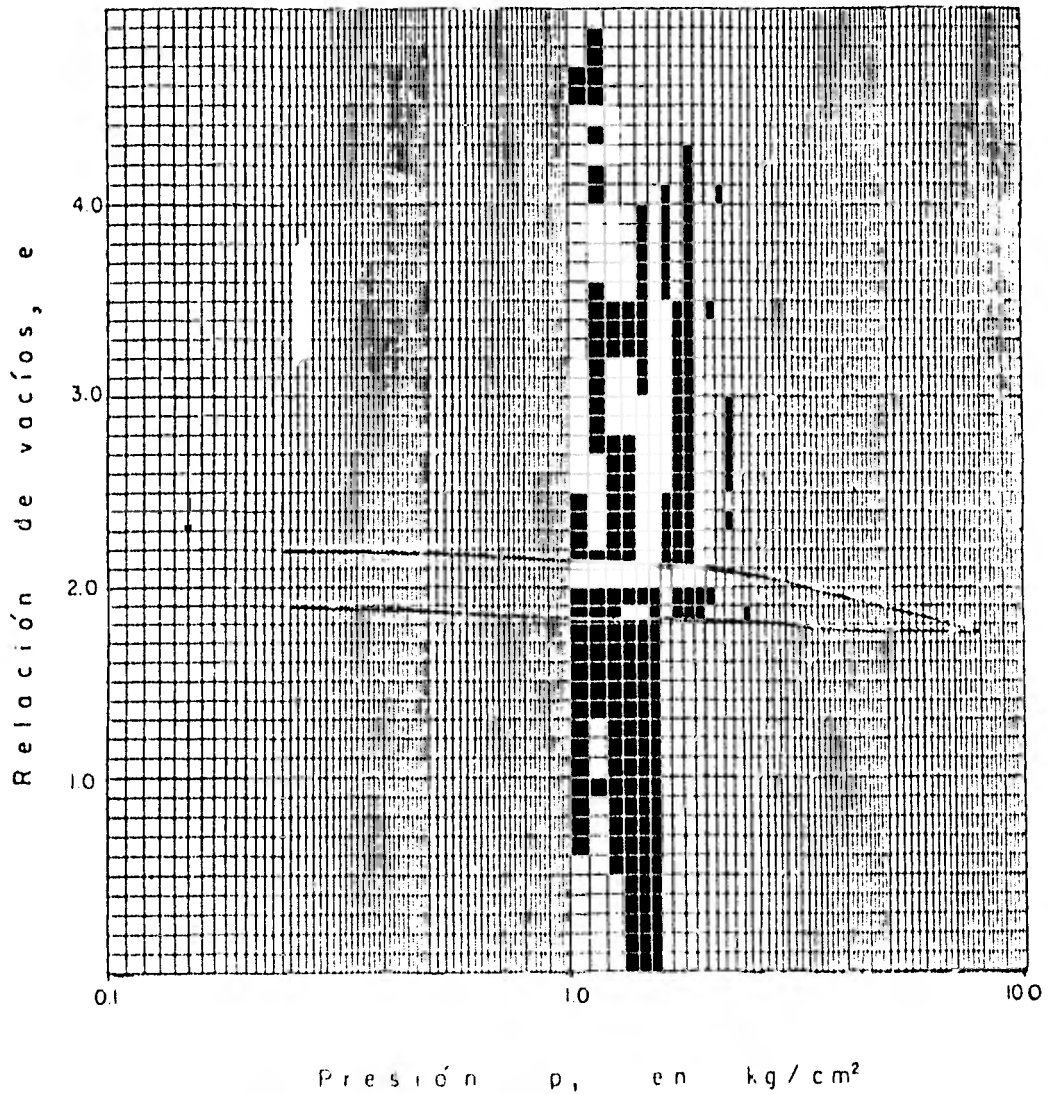


Fig. 13 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF (m)	S _s	W _i (%)	e _i	G _i (%)
SM-1	7.60	2.26	474	10.76	100

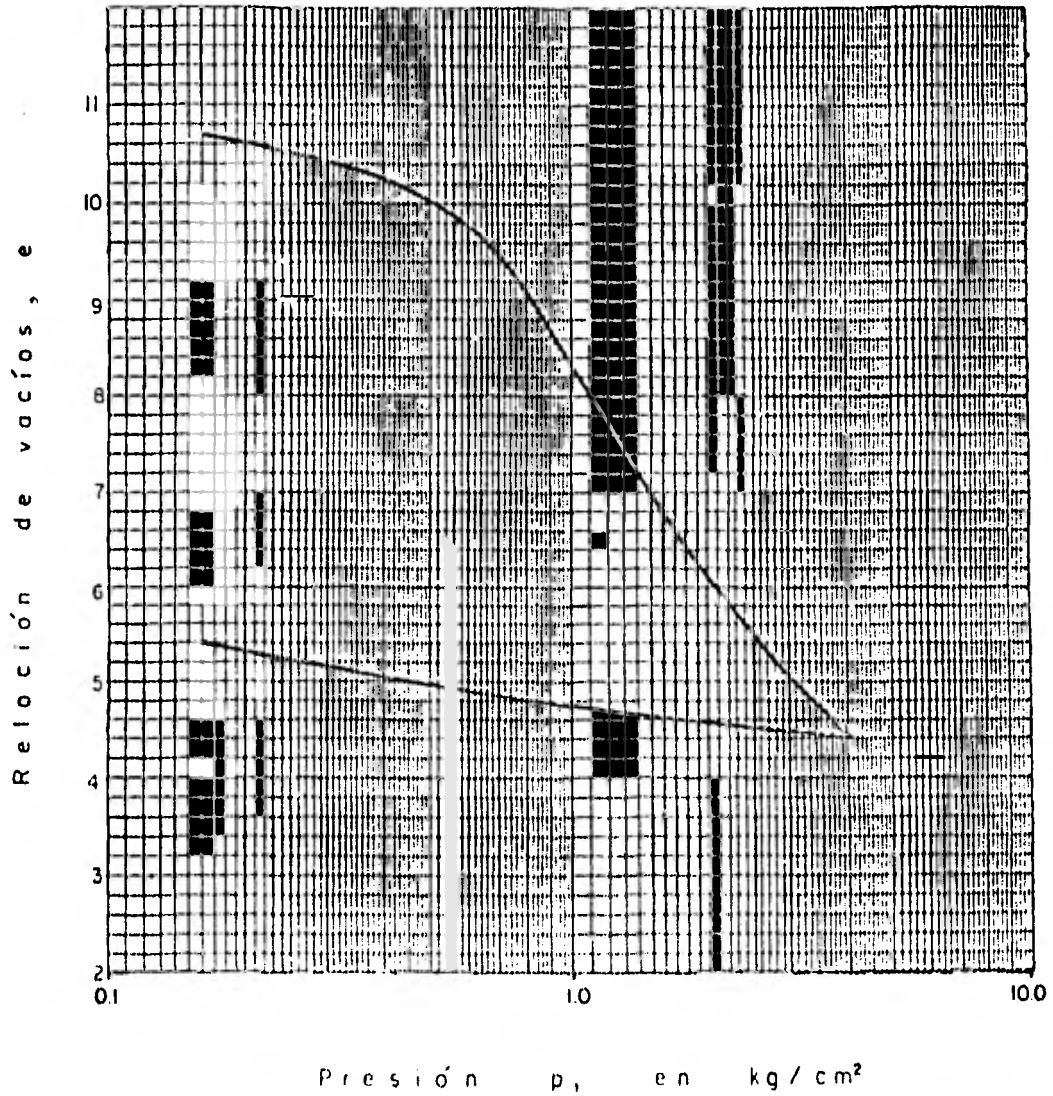


Fig 14 Curva de Compresibilidad

SOND E O	PROF. (m)	S_s	W_l (%)	e_1	G_l (%)
SM-1	14.0	2.42	537	13.06	99

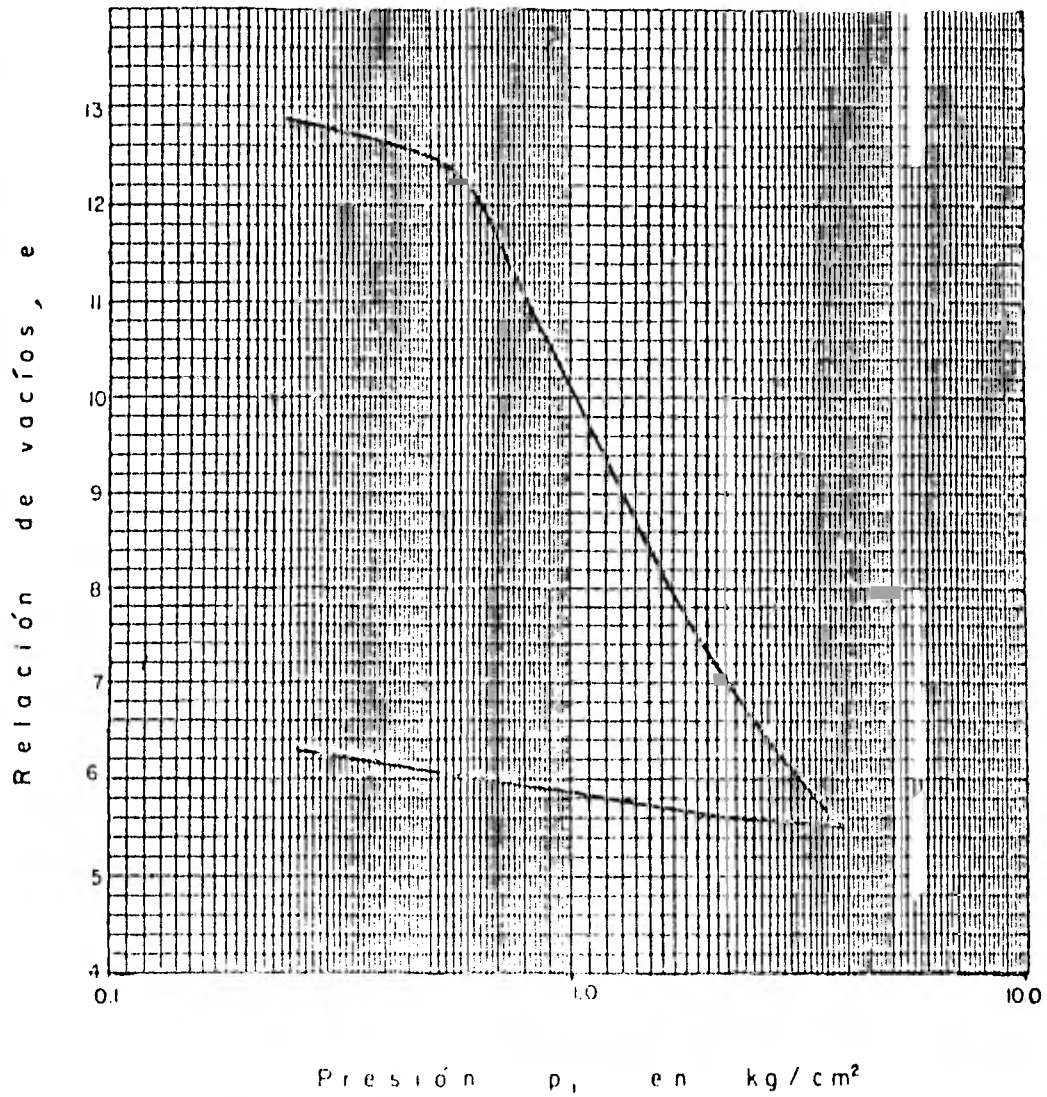


Fig 15 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF. (m)	S _s	W _l (%)	e _i	Q _l (%)
SM-1	18.95	2.40	334	7.99	100

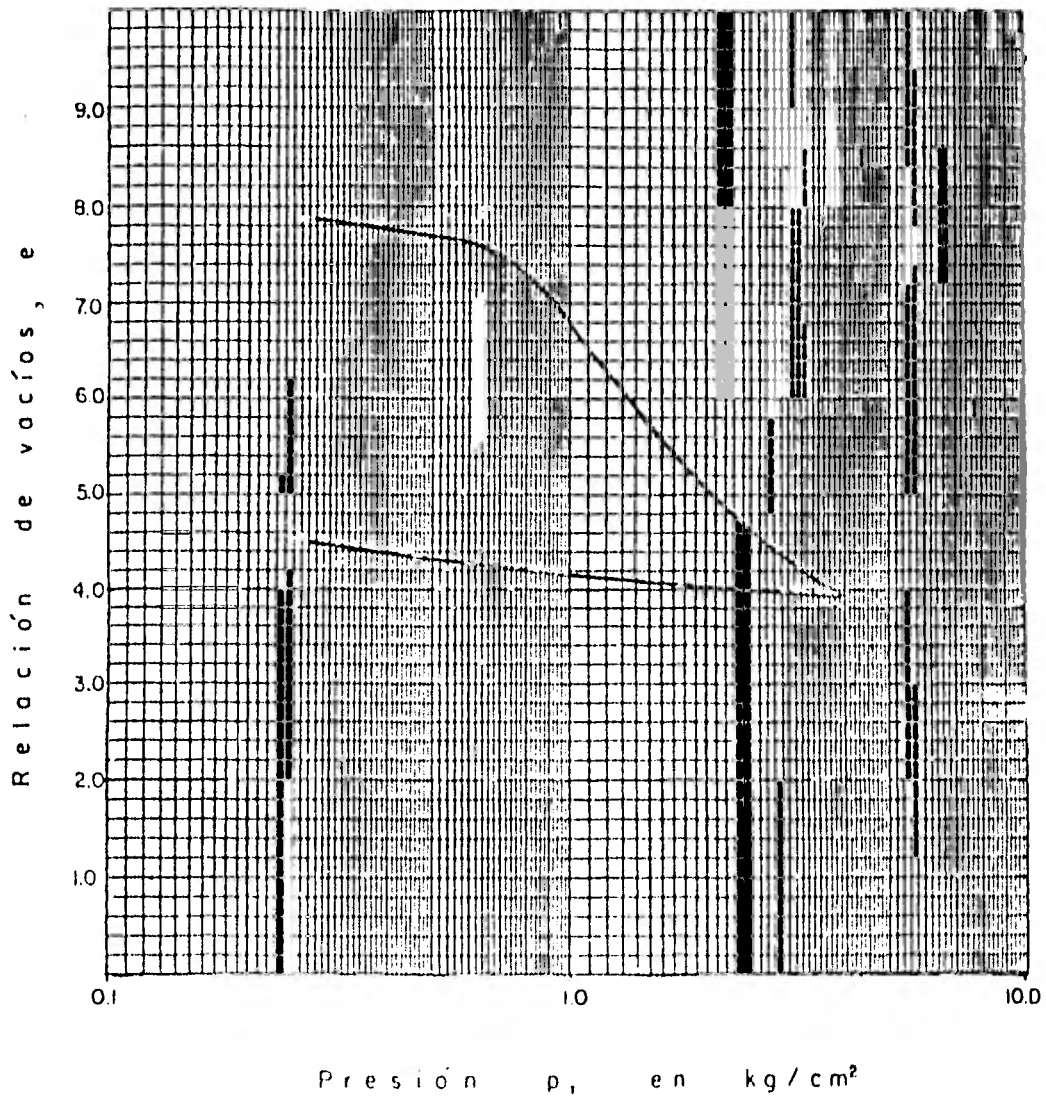


Fig. 16 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF. (m)	S_s	W_l (%)	e_l	G_l (%)
SM-1	22.80	2.35	363	8.58	99

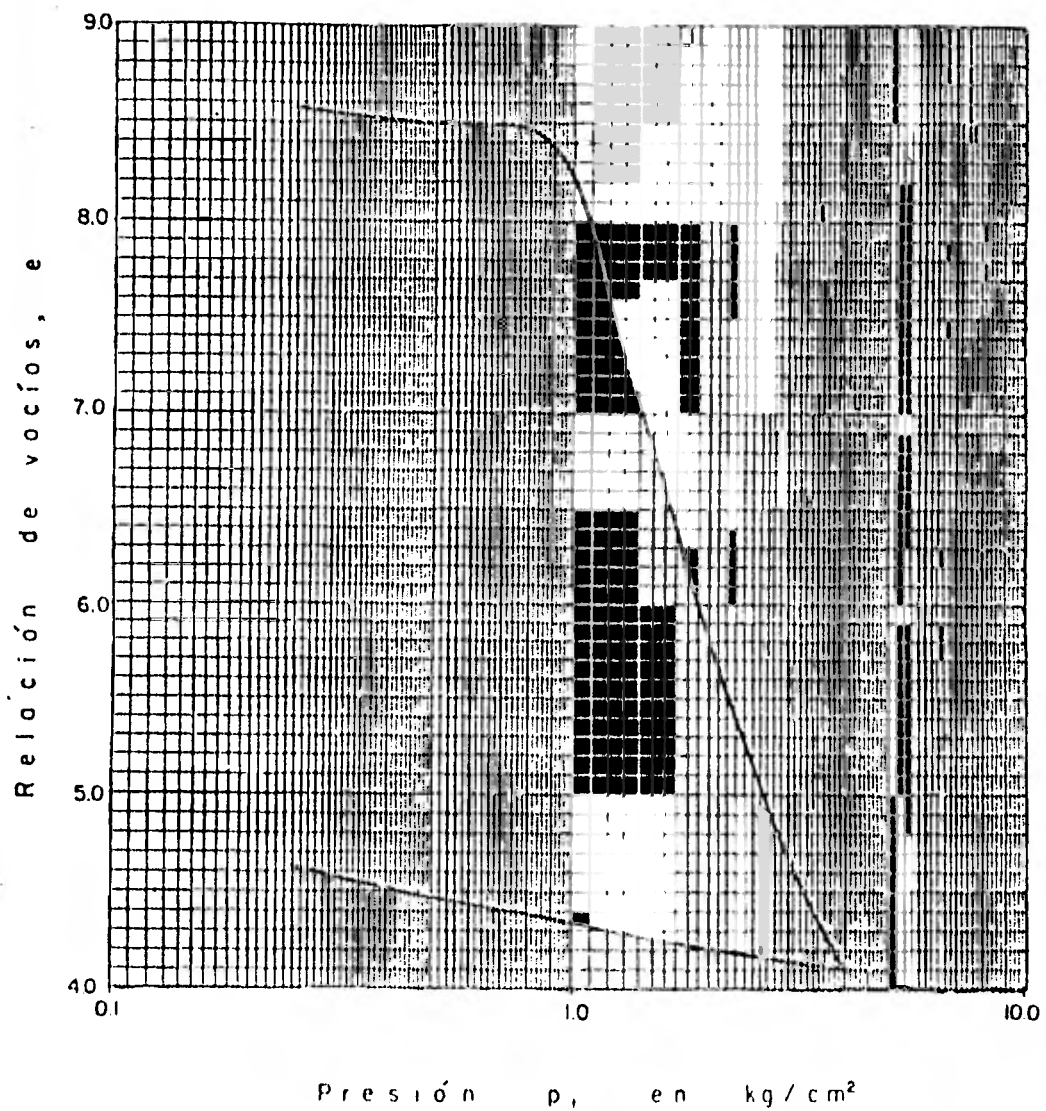


Fig. 17 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF. (m)	S _s	W _i (%)	e _i	G _i (%)
SM-1	26.35	2.52	363	9.19	100

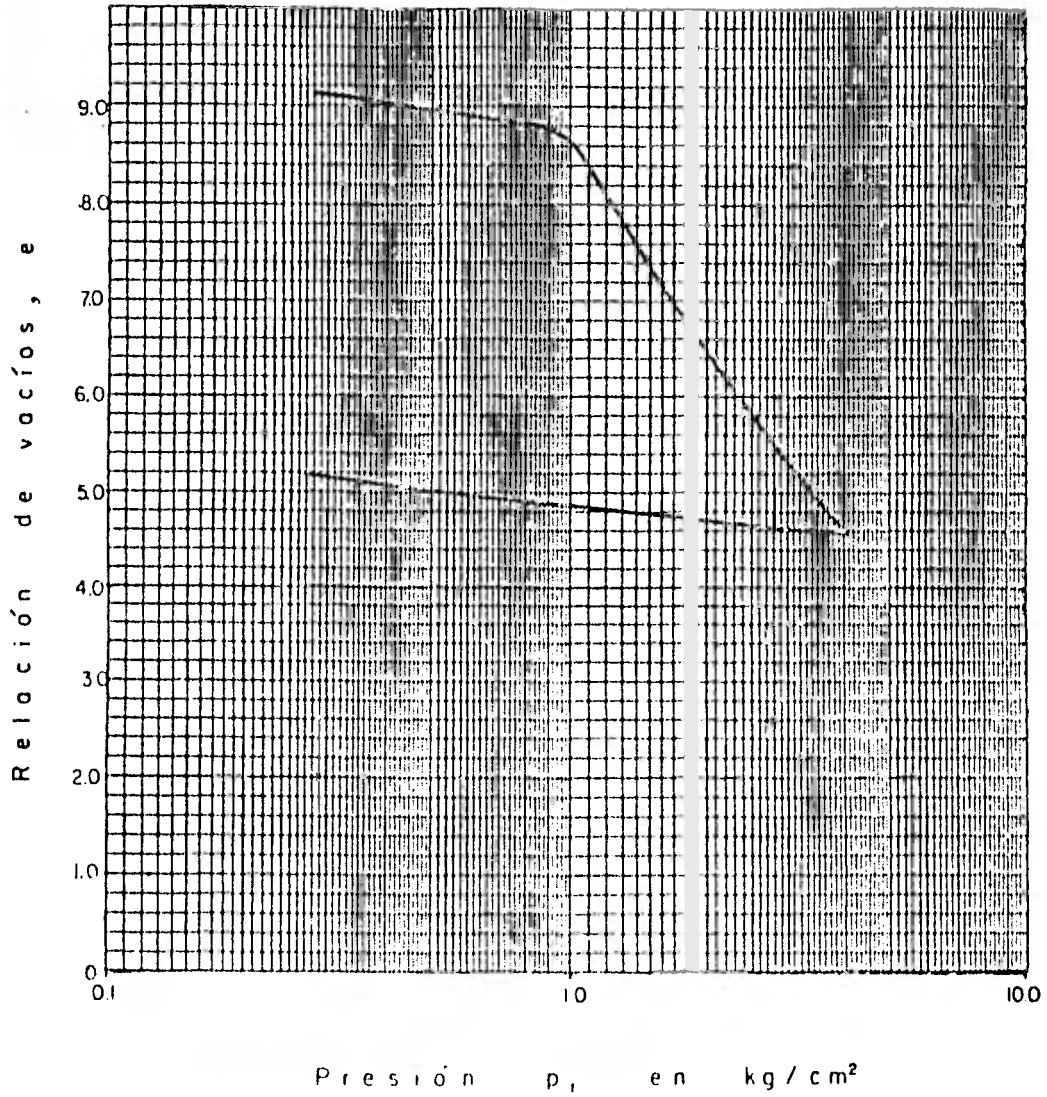


Fig. 18 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF (m)	S_s	W_l (%)	e_l	G_l (%)
SM-2	4.45	2.51	389	9.44	100

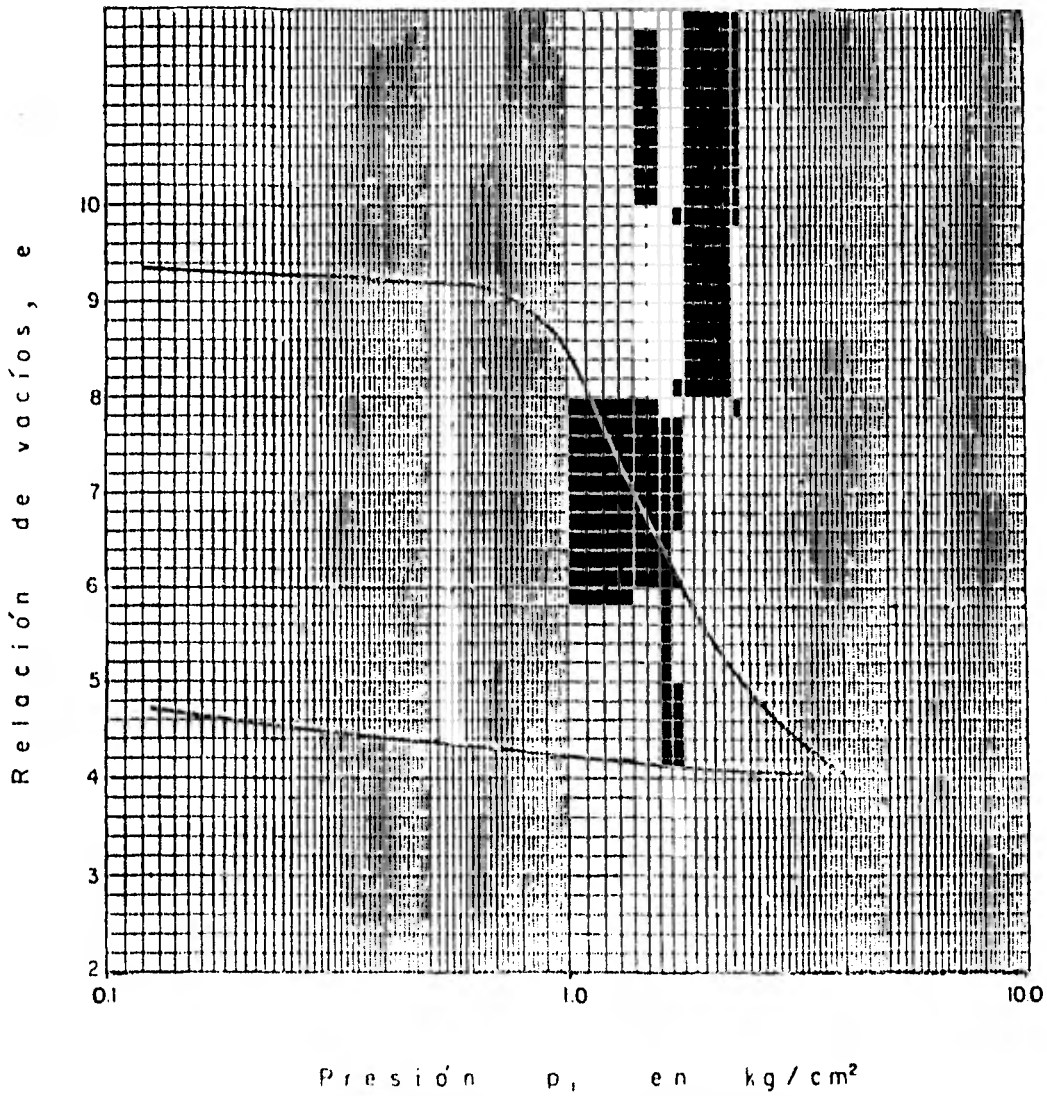


Fig. 19 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF. (m)	S_s	w_i (%)	e_i	G_i (%)
SM-2	11.90	2.37	331	7.88	100

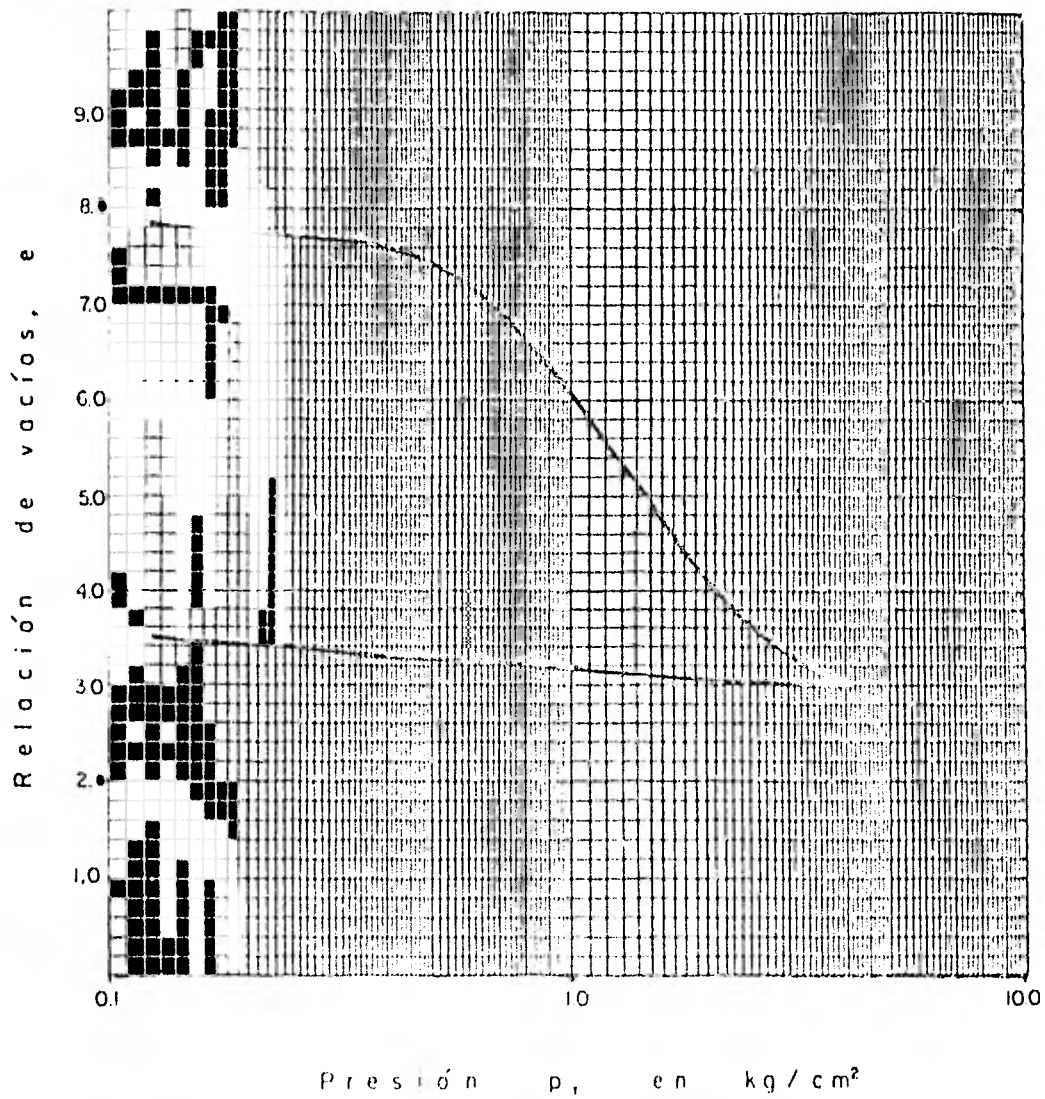


Fig. 20 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF (m)	S _s	W _i (%)	e _i	G _i (%)
SM-2	22.45	2.29	423	9.65	100

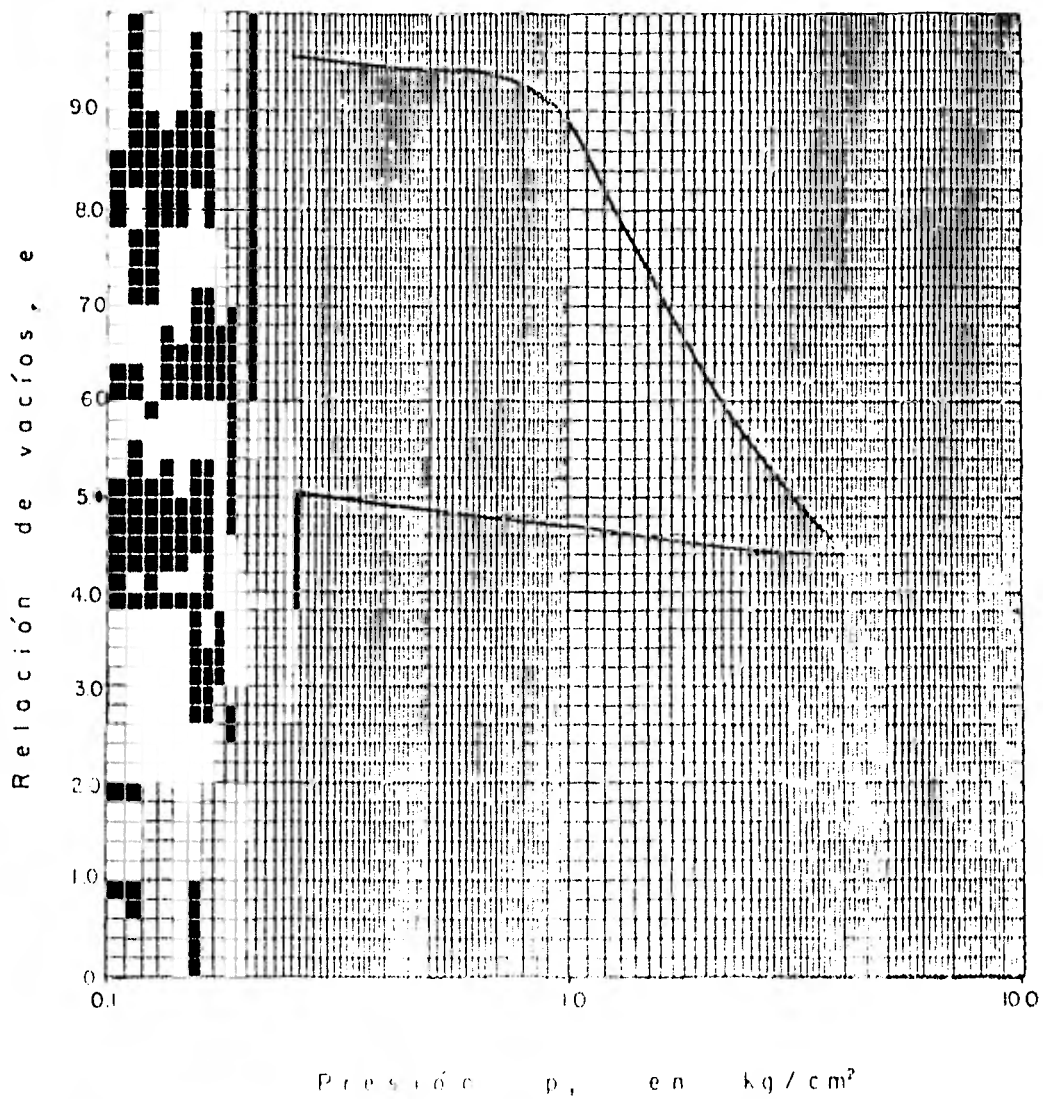


Fig 21 Curva de Compresibilidad

SONDEO	PROF (m)	S_s	W_i (%)	e_i	G_i (%)
SM-2	37.00	2.38	219.00	5.20	100.00

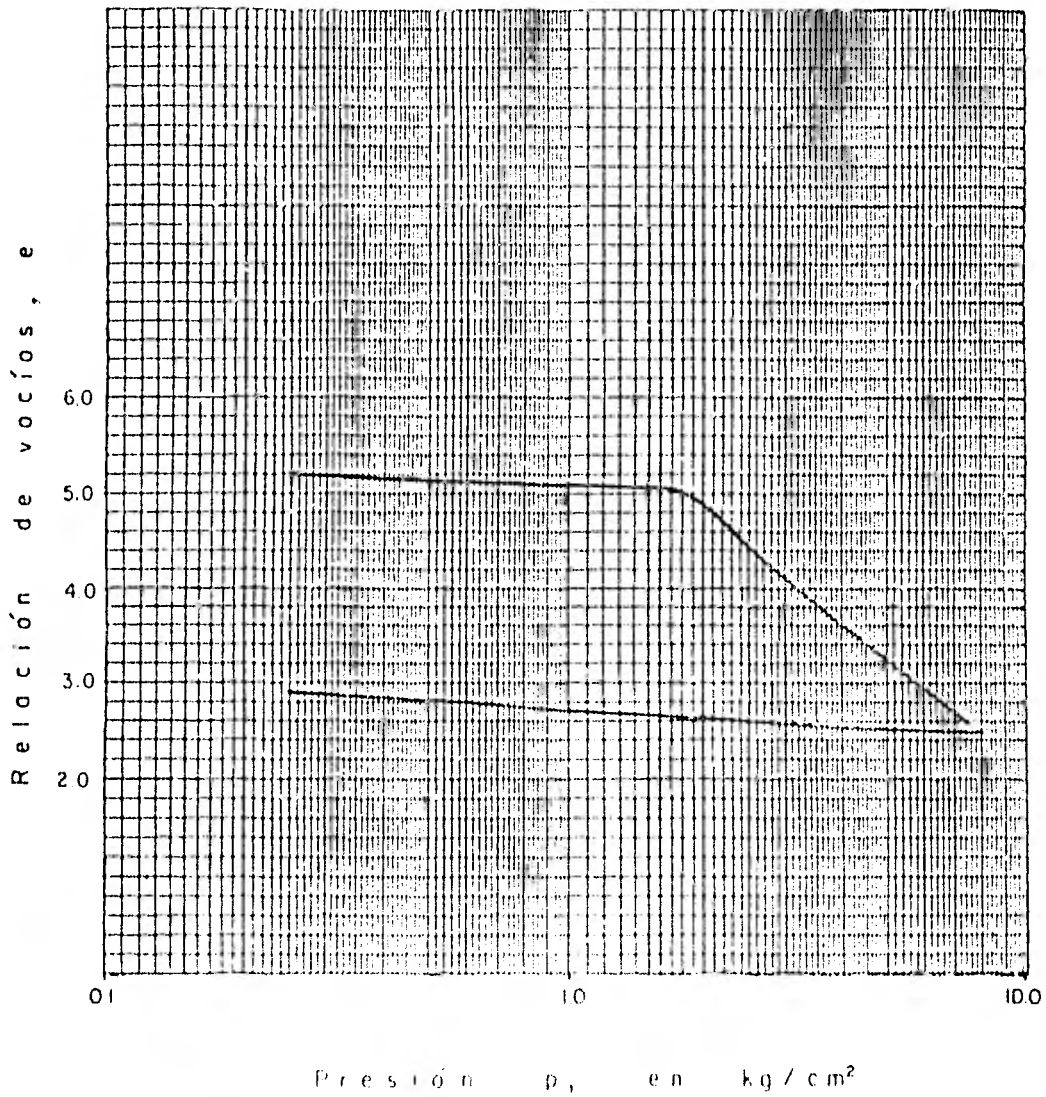


Fig 22 Curva de Compresibilidad

Presión, en ton/m^2

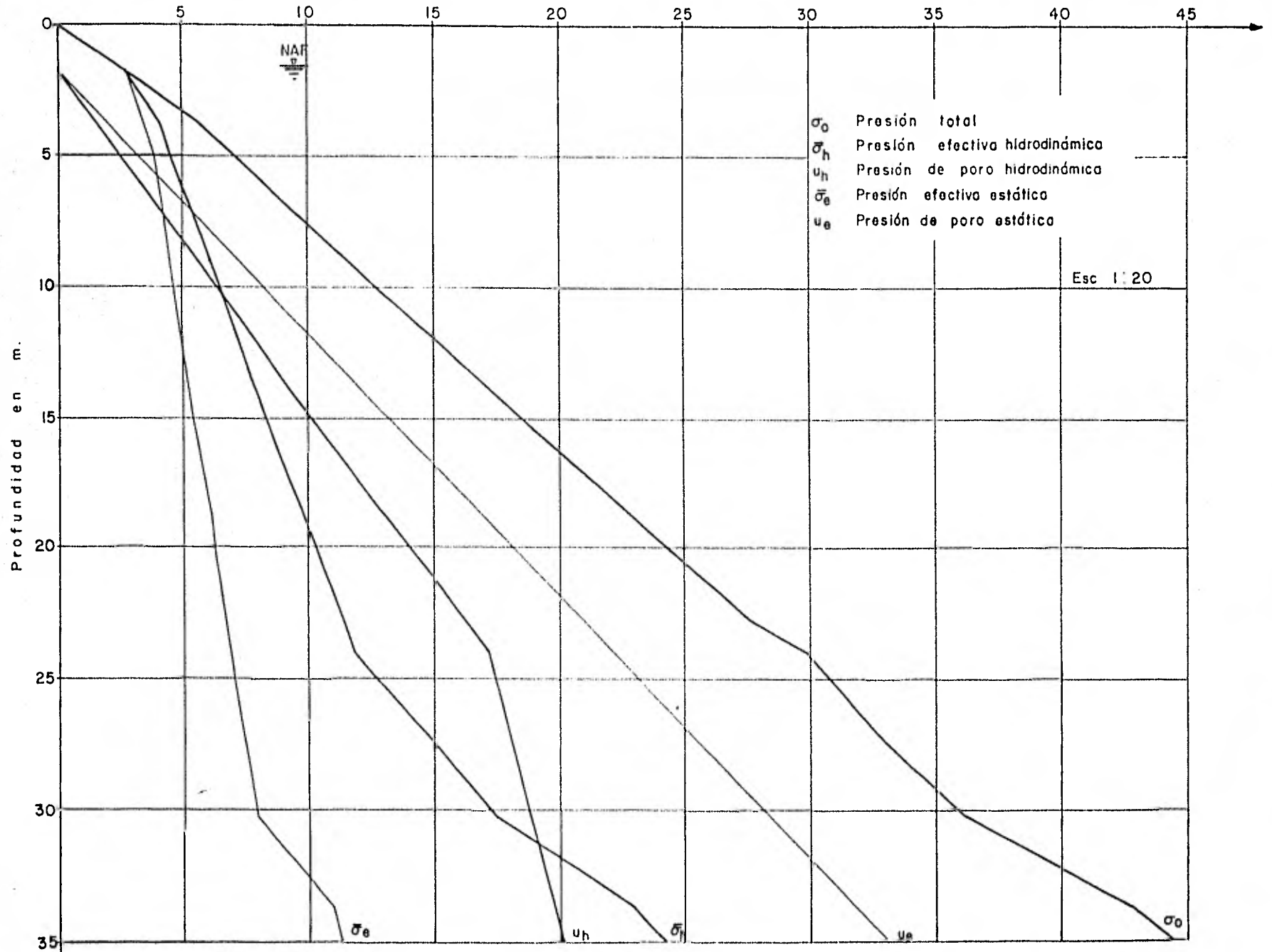


Fig. 23 Distribución de presiones en la masa del suelo.

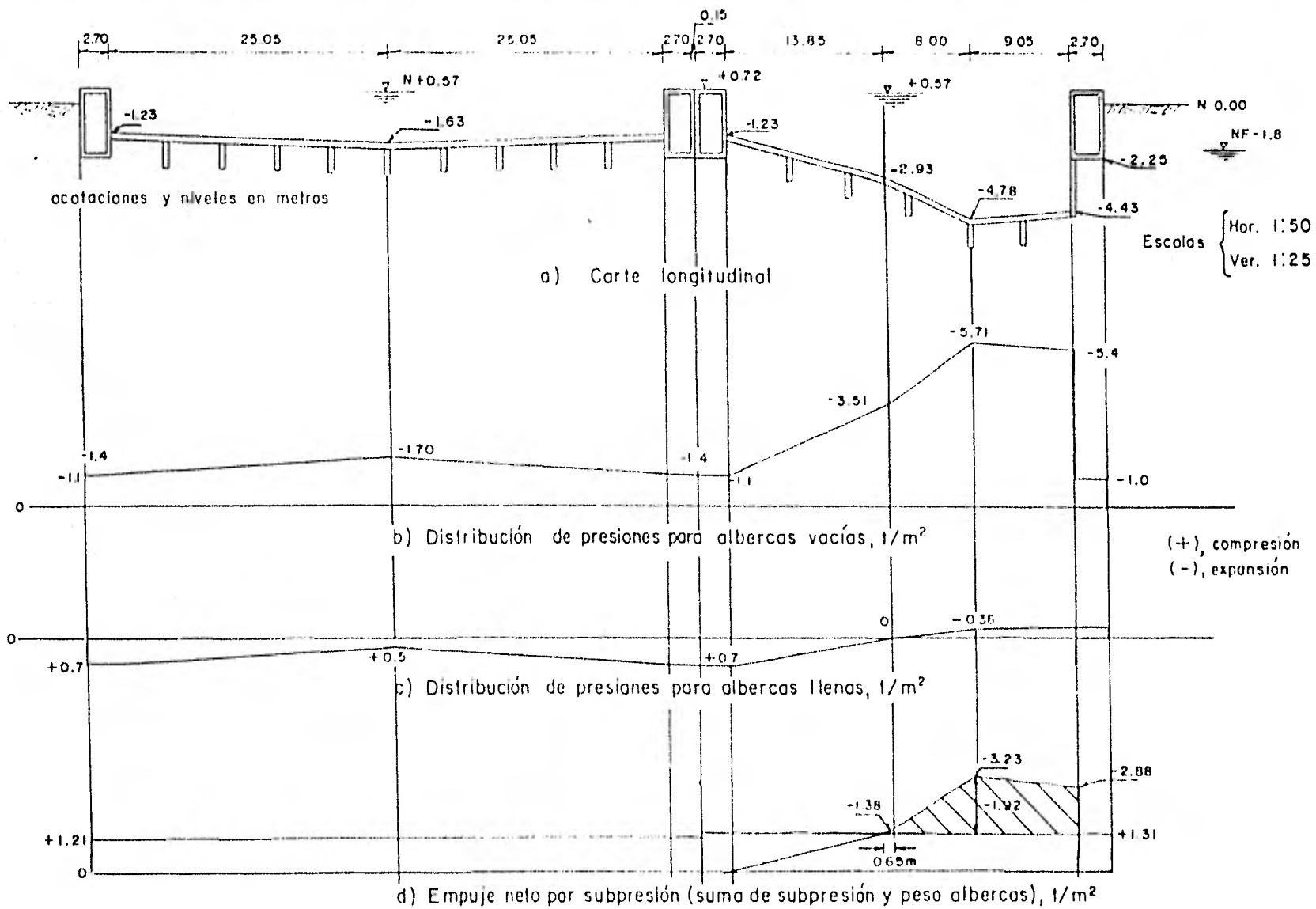


Fig. 24 Diagramas de presiones de contacto losas - suelo y empuje por subpresión

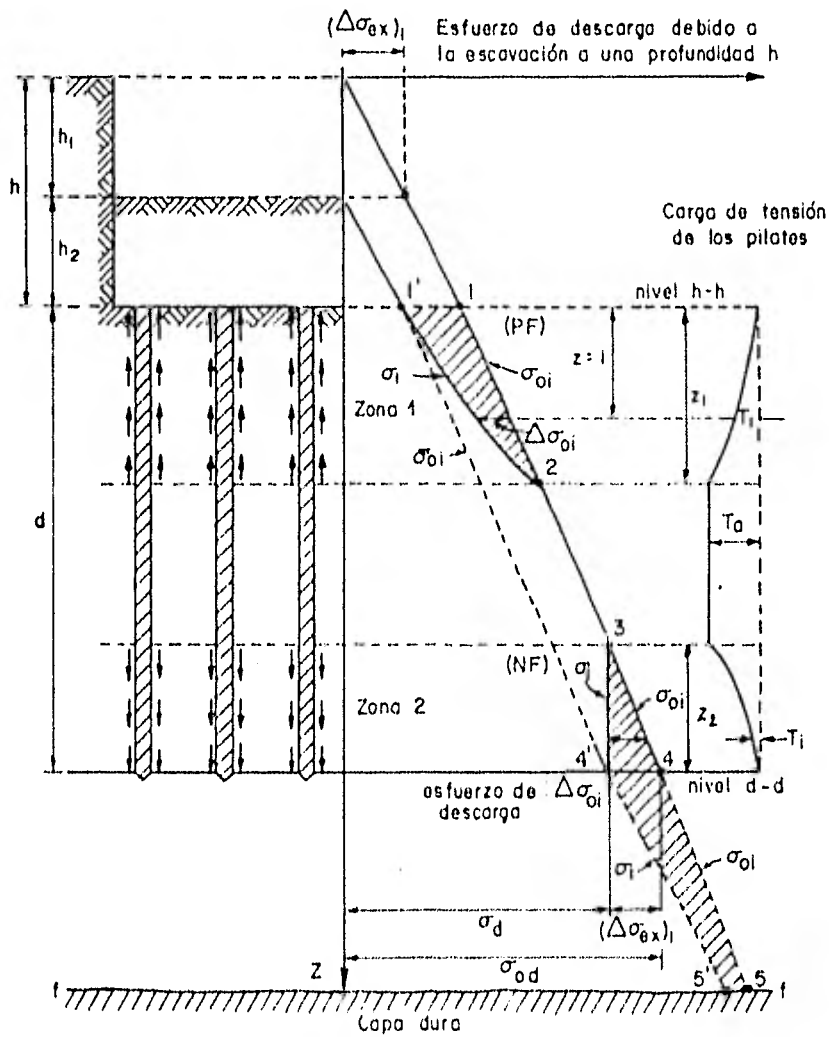
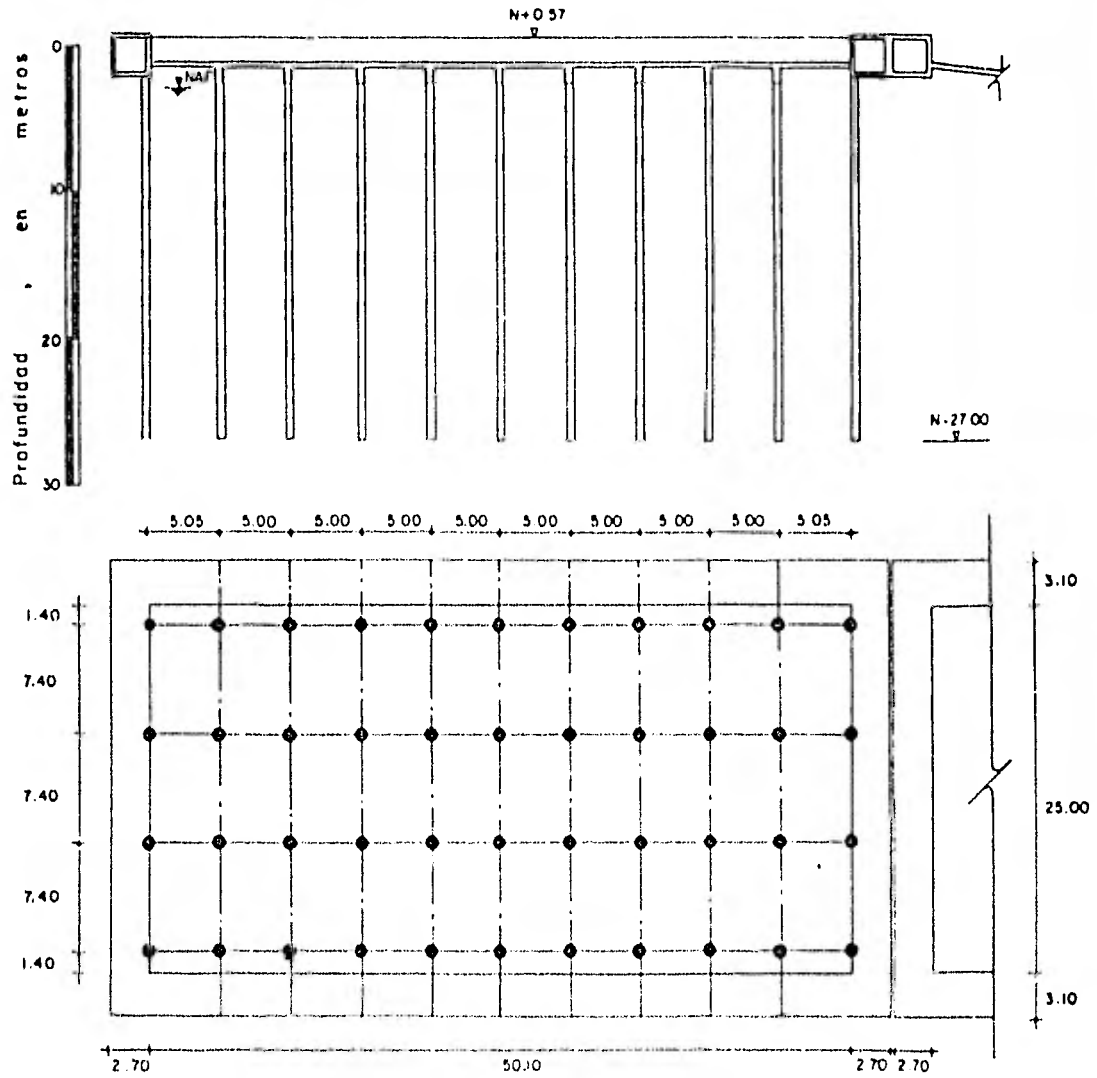


Fig. 25 Mecanismo del comportamiento de una cimentación sobrecompensada con pilotes de fricción.



-Anotaciones en metros
-Escala 1:500

Cargas de tensión en los pilotes.

N O T A
-Alternativa de 44 pilotes de sección cuadrada de 0.40m de lado, con punta a 27 m de profundidad (Long = 24m)

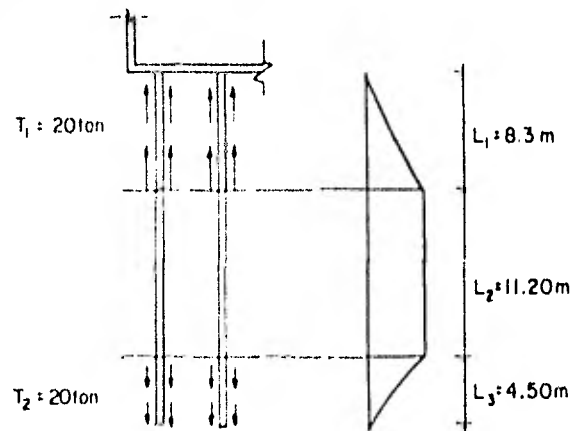
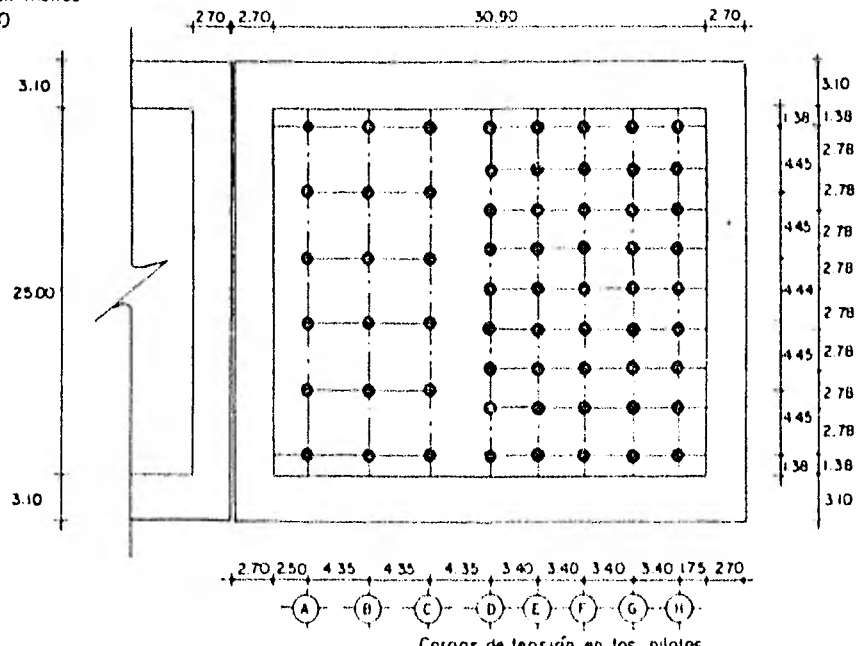
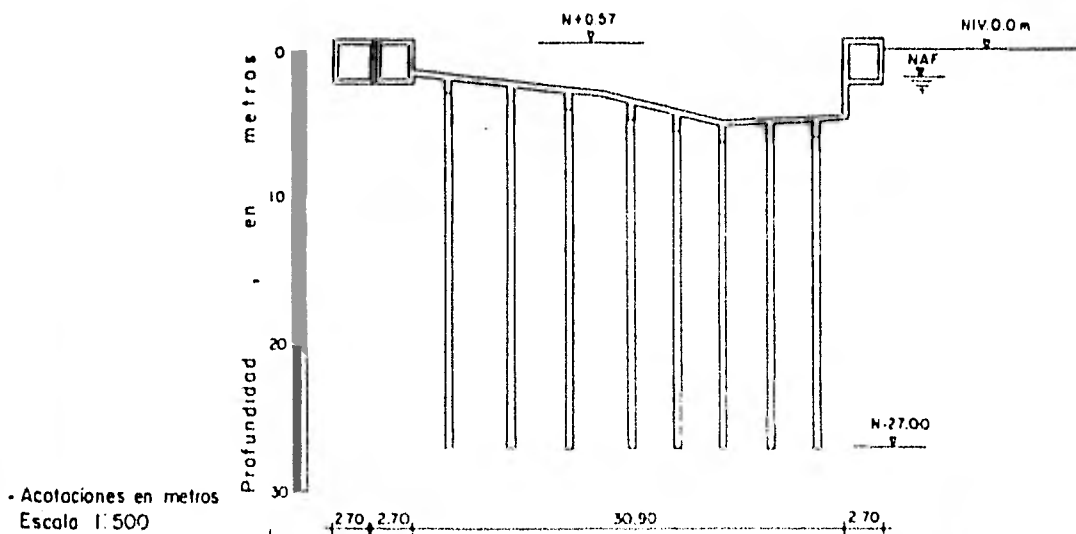


Fig. 26 Alternativa de distribución de pilotes alberca olimpica.



NOTA
 - Alternativa de 63 pilotes de sección cuadrada, de 0.55 m de lado, con punta a 27.00m de profundidad.

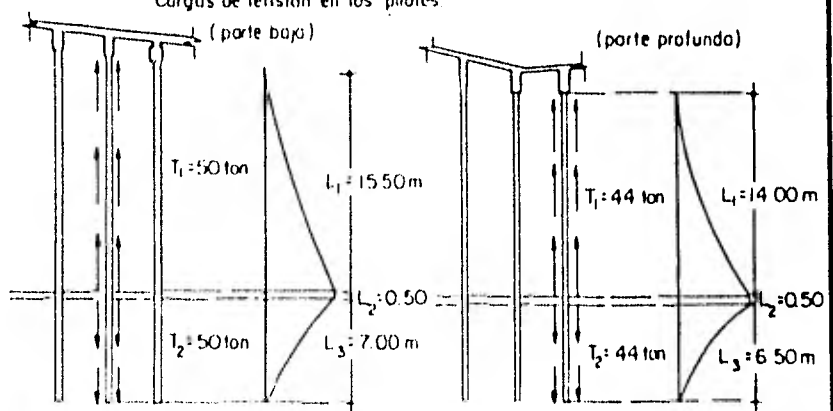
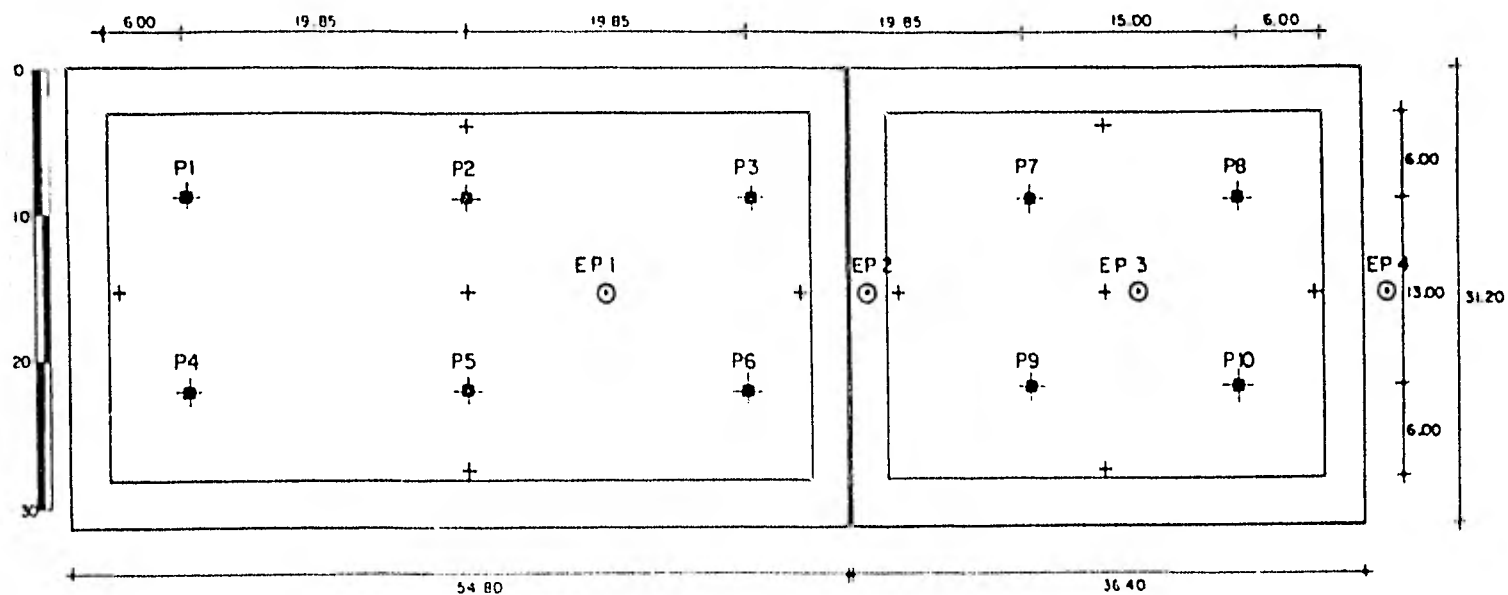


Fig. 27 Alternativa de distribución de pilotes alberca de clavados.



Acolaciones en metros

Esc. 1:50

- ◆ Pozos de bombeo
P1 a P6 a 11m
P7 a P10 a 15m
- ⊙ Estaciones piezométricas
- + Bancos de nivel

Fig. 28 Localización de pozos de bombeo, estaciones piezométricas y bancos de nivel.

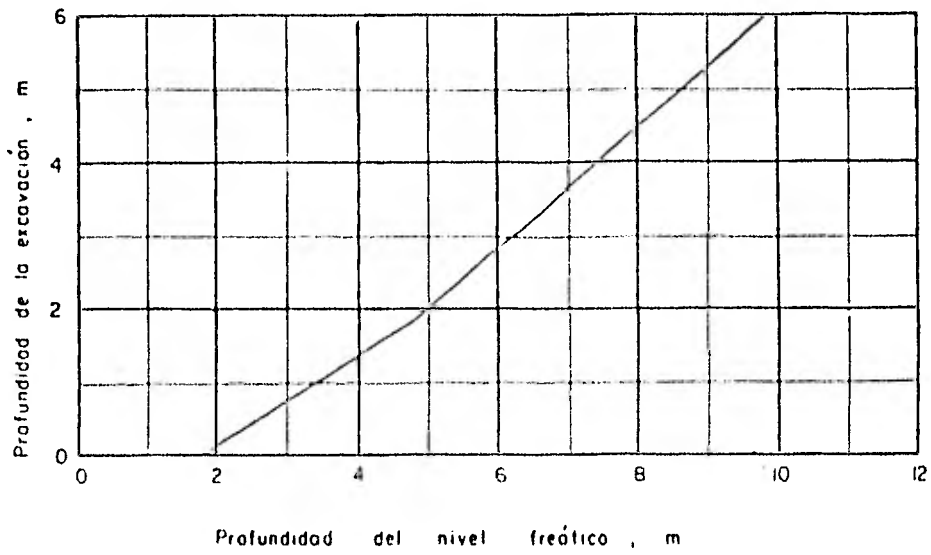


Fig. 29 Gráfica para control del avance de la excavación en función del abatimiento del nivel freático.

Con agradecimiento a mis
Amigos : Aurelio,Luis,Manuel
Y Alfonso ,por su colaboración
Con los dibujos e impresión