



2e/ 66

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE
LA CIMENTACION DE UN SISTEMA
DE PASOS ELEVADOS EN EL
VASO DE TEXCOCO

T E S I S

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

MEXICO, D.F.

1981



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-231

AL Pasante señor JUAN GODDARD ENSAUSTIGA,
P r e s e n t e .

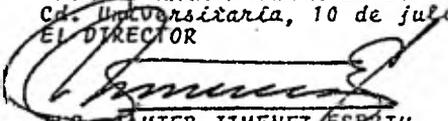
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Rodolfo del Castillo Muris, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCCO"

1. Introducción.
2. Estratigrafía general a lo largo del trazo.
3. Discusión de los métodos de análisis.
4. El comportamiento óptimo.
5. Conclusiones.

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.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 10 de julio de 1980
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU


JJET081H/ser

I N D I C E

1.	INTRODUCCION	1
2.	ESTRATIGRAFIA GENERAL A LO LARGO DEL TRAZO	6
2.1	Estratigrafía del distribuidor "Gran Canal". . .	6
2.2	Estratigrafía del distribuidor "Av Central". . .	7
2.3	Estratigrafía del distribuidor "Av Texcoco". . .	9
2.4	Estratigrafía del distribuidor "FF CC Los Reyes"	10
2.5	Estratigrafía general en el Vaso de Texcoco. . .	11
3.	DISCUSION DE LOS METODOS DE ANALISIS	36
3.1	Determinación del tipo de cimentación.	36
3.2	Presentación y discusión de los métodos de análisis.	37
3.3	Método basado en la solución de Mindlin.	39
3.4	Método basado en la solución de Mindlin transformado a uno de Boussinesq equivalente . .	49
4.	EL COMPORTAMIENTO OPTIMO	71
4.1	Criterios para seleccionar la cimentación óptima	71
4.2	Análisis de cimentación para apoyo tipo P3 . . .	73
4.3	Análisis de cimentación para apoyo tipo P2 . . .	76
4.4	Análisis de cimentación para apoyo tipo P1 . . .	78
4.5	Consideraciones para el análisis de costos . . .	79

4.6	Análisis de costos	80
4.7	La solución óptima	84
4.8	Costo total aproximado del distribuidor " Av Central "	86
4.9	Determinación de los movimientos verticales en los puntos de interés	87
4.10	Consideraciones de cálculo	88
4.11	Ejemplo numérico para aplicación del método descrito en 3.4.	89
4.12	Ejemplo numérico para aplicación del método descrito en 3.3.	96
5.	CONCLUSIONES	145
	Apéndices	149
	Referencias	176
	Bibliografía	177

1. INTRODUCCION

La mecánica de suelos es la rama de la ingeniería civil que se ocupa del material más antiguo de la construcción: las capas superiores de la corteza terrestre. Los problemas propios de esta disciplina son los relacionados con el diseño y la construcción de cimentaciones para todo tipo de obras; estructuras térreas, como presas, bordos y terraplenes; estructuras subterráneas, como túneles.

En México esta especialidad ha adquirido un nivel comparable al que tienen los países más desarrollados. Su importancia en la construcción de obras públicas y privadas (carreteras, presas, acueductos, edificios, etc.) es vital para el desarrollo del país.

Problemas regionales como el del hundimiento de la Ciudad de México, es un ejemplo destacado de problemas en cuyas soluciones la mecánica de suelos ha jugado un papel central. Se ha podido establecer que el bombeo de agua del propio subsuelo es la causa principal del hundimiento en las construcciones de la ciudad.

Los conocimientos sobre mecánica de suelos se encontraban dispersos hasta 1925 en que el austriaco Karl Terzaghi publicó su libro *Erdbaumechanik*. La ciudad de México, edificada sobre terrenos cuyas partículas sólidas constituyen solamente la octava parte del volumen total, dado que el resto es agua, fue denominada por Terzaghi, "El paraíso de la mecánica de suelos".

El objeto del presente trabajo es determinar el tipo de cimentación técnico-económica más adecuada para soportar un sistema de pasos elevados en el Vaso de Texcoco y analizar el comportamiento de dicha cimentación.

El sistema de pasos elevados está formado por nueve distribuidores. En cada uno de ellos se realizaron sondeos de tipo mixto y sondeos de tipo exploratorio; después de interpretar los resultados obtenidos en campo y laboratorio, se llegó a la conclusión que el tipo de subsuelo bajo cada distribuidor es sensiblemente similar, razón por la cual en este trabajo sólo se analizan cuatro de estos distribuidores, mostrados en la fig. 1.1, para determinar la estratigrafía general a lo largo del trazo, descrita en el capítulo 2. En cuanto al proyecto estructural; la geometría, distribución y magnitud de las cargas que bajan a la cimentación son similares.

Por lo dicho anteriormente, la determinación y análisis del comportamiento de la cimentación más adecuada, se hará únicamente para el distribuidor " Av. Central " cuya planta de conjunto se muestra en la fig. 1.2. Las soluciones de cimentación para los demás distribuidores es muy probable que sean las mismas que las aquí dadas para este distribuidor en particular; sin embargo, se deberán analizar detalladamente cada una siguiendo los lineamientos aquí descritos para llegar a la solución óptima.

En el capítulo 3, se presentan y discuten dos métodos para el análisis del tipo de cimentación seleccionada.

El análisis para determinar el tipo de cimentación óptimo -- se hizo en base a uno de los métodos propuestos, las soluciones óptimas determinadas con este método, se comparan con las soluciones que da el otro método. En el capítulo 4 se presenta la aplicación-práctica de ambos métodos y se determina cual es el tipo de cimentación óptimo para los diferentes tipos de apoyo (ver fig. 1.2).

Finalmente, en el capítulo 5 se dan las conclusiones generales y las de los métodos de análisis propuestos en este trabajo.

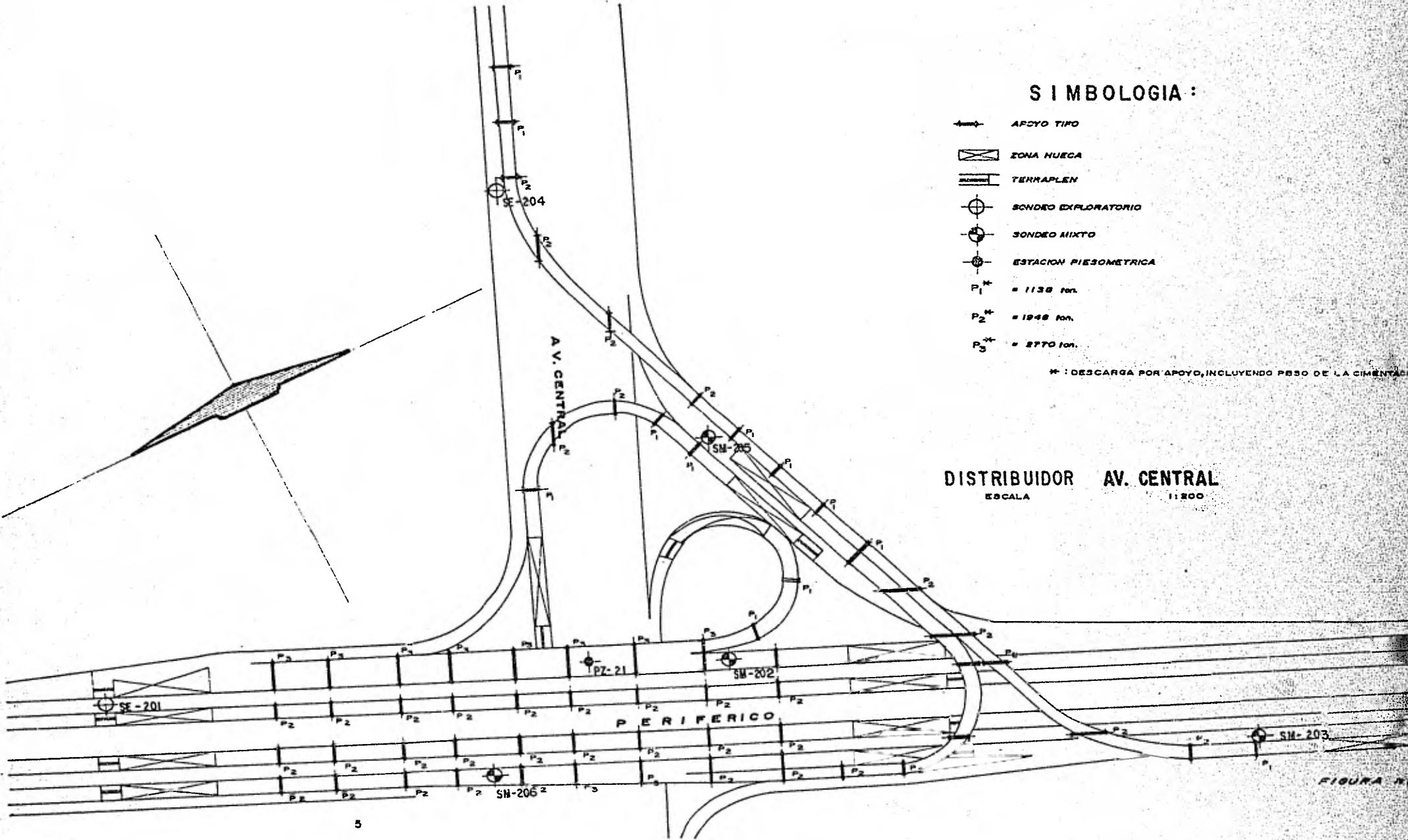
SIMBOLOGIA :

-  ARCO TIPO
-  ZONA HUECA
-  TERRAPLEN
-  SONDEO EXPLORATORIO
-  SONDEO MIXTO
-  ESTACION PIEZOMETRICA
- P_1^{**} = 1138 ton.
- P_2^{**} = 1948 ton.
- P_3^{**} = 2770 ton.

** : DESCARGA POR APOYO, INCLUYENDO PESO DE LA CIMENTACION

DISTRIBUIDOR AV. CENTRAL

ESCALA 1:200



2. ESTRATIGRAFIA GENERAL A LO LARGO DEL TRAZO

El Vaso de Texcoco se ubica en la Zona Lacustre (ref. 1) del Valle de México, donde predominan arcillas de alta compresibilidad hasta 60 m de profundidad.

En el presente capítulo, se hará la descripción detallada de las características estratigráficas de cada uno de los distribuidores en base a los cortes estratigráficos realizados para este fin, los cuales se muestran en las figs. 2.1 a 2.4. Posteriormente, a partir de estas descripciones estratigráficas se definirá la estratigrafía general de la zona en estudio.

2.1 Estratigrafía del distribuidor " Gran Canal "

Superficialmente, y hasta una profundidad variable entre 1.5 y 2 m, se tiene arcilla arenosa gris con material de relleno y gravas aisladas con contenido de agua medio de 65 % a excepción del sondeo SM-103 donde el contenido de agua es de 235 %; la consistencia de este estrato va de muy blanda a dura.

Posteriormente, subyaciendo a este estrato y hasta una profundidad media de 23 m, se tiene una capa de arcilla gris y café de alta compresibilidad, de consistencia muy blanda y contenidos de agua variables de 200 a 450 %, aunque ocasionalmente se llegan a alcanzar valores de hasta 650 %.

A partir de 28 m y con un espesor promedio de 3 m, se aparece arcilla limosa gris de consistencia dura con contenido de agua variable de 50 a 75 %.

Enseguida, de 31 a 40 m de profundidad aparece arcilla café y/o gris de consistencia blanda a firme con contenido de agua variable entre 150 y 250 %. Intercalada en este estrato y a una profundidad media de 35 m, aparece una capa de arena fina limosa con ceniza volcánica de alta compacidad y contenido de agua de 35 %; aparece también una lente de arena fina poco limosa gris de muy alta compacidad a 33 m de profundidad en el sondeo SM-101; y otra lente, que abarca los sondeos SM-102 y SM-103 a 38 y 40 m de profundidad respectivamente, de limo arenoso gris calizo de consistencia dura y alta compacidad, con contenido de agua de 40 %.

Finalmente, de 46 m a la máxima profundidad explorada de 50 m, aparece limo arenoso de compacidad muy alta con contenido de agua variable entre 25 y 40 %; sólo en el sondeo SM-102 se observa arcilla de consistencia dura entre 50 y 60 m de profundidad, con contenido de agua variable de 130 a 170 %.

2.2 Estratigrafía del distribuidor "Av. Central".

Superficialmente y hasta una profundidad de 2 m se tiene arcilla arenosa y arcilla limo arenosa café, en los sondeos SE-201 y SM-202 la arcilla está contaminada con material de relleno. La consistencia de esta capa es de muy blanda a firme, con contenido de

agua variable de 75 a 150 %.

Enseguida, y hasta una profundidad variable entre 31 y 34 m, de profundidad se tiene una capa de arcilla gris y/o café altamente compresible de consistencia muy blanda a media; no así en la parte inferior del estrato donde la consistencia llega a ser firme a excepción del sondeo SM-202. El contenido de agua dentro de este estrato varía de 250 a 350 % a excepción de los primeros 12 m del sondeo SE-201 donde el contenido de agua medio es de 150 %. Adicionalmente, dentro de este estrato, en el sondeo SM-202 a 24 m de profundidad aparece una lente limosa gris volcánica de compacidad muy suelta y contenido de agua de 30 %; y en el sondeo SM-203 a 8 m de profundidad se tiene una lente de arena fina negra con contenido de agua de 34 %.

Subyaciendo este estrato y con un espesor medio de 2 m, se tiene una capa compuesta por limo arcilloso arenoso gris, arcilla-limo arenosa gris y limo arenoso gris de muy alta compacidad y consistencia dura, con contenido de agua medio de 50 %.

Bajo esta capa y hasta 53 m de profundidad se tiene un estrato compuesto por arcilla gris verdosa de consistencia muy blanda a muy firme y contenido de agua variable de 200 a 250 %. Dentro de este estrato y a una profundidad media de 41 m en los sondeos SE-201 y SM-203 aparece una capa de ceniza volcánica con vetas de arcilla gris verdosa de consistencia firme a dura y contenido de agua medio de 36 %. Adicionalmente, en la parte inferior de este estrato en el sondeo SM-203 aparecen pequeñas lentes limo arenosas

con contenido de agua medio de 47 %.

Finalmente, en los sondeos SE-201 y SM-203, de 53 m a la profundidad máxima explorada de 60 m se tiene interestratificaciones de arcilla, arena, arcilla limosa, limo arcilloso, arena limosa y limo arenoso de muy alta compacidad en los suelos gruesos y consistencia dura en los suelos finos; el contenido de agua varía de 30 a 50 %.

2.3 Estratigrafía del distribuidor " Av. Texcoco ".

En los primeros 2 m de profundidad se tiene arcilla arenosa con materia orgánica, arcilla con gravas aisladas, arena poco limosa con gravas aisladas, y material de relleno; de consistencia y compacidad variable y con contenido de agua variable de 45 a 143%.

Enseguida y hasta una profundidad media de 38.5 m se aprecia arcilla muy compresible de consistencia muy blanda y contenido de agua medio de 370 %. En el sondeo SE-301 a 8.5 m de profundidad se localiza una lente arena limosa negra de compacidad suelta y contenido de agua de 38 %. En el sondeo SM-303 a 27.5 y 33 m de profundidad aparecen dos pequeñas lentes, una limosa con vetas de arcilla y otra limo arenosa con contenidos de agua de 55 y 30 % respectivamente.

Posteriormente se tiene una capa limo arcillosa, hasta 40 m de profundidad, de consistencia muy firme a dura y contenido de a-

gua variable de 40 a 100 %.

Finalmente, de 40 m y hasta la máxima profundidad de exploración, se aprecia un estrato arcilloso de consistencia muy blanda a media y contenido de agua variable de 231 a 329 %. Aproximadamente, 5 m abajo del horizonte superior de este estrato aparece una pequeña capa compuesta por arcilla gris con vetas de ceniza volcánica, ceniza volcánica y limo gris de consistencia dura y compacidad muy alta; con contenido de agua variable de 20 a 70 %. Es importante hacer notar que en la parte inferior de los sondeos SE-301 y SM-303 la arcilla está contaminada de limo y la resistencia a la penetración estándar del suelo a esa profundidad aumenta considerablemente.

2.4 Estratigrafía del distribuidor " FF CC Los Reyes ".

Superficialmente, y con espesor variable entre 1.5 y 2 m se tiene arcilla poco arenosa, arcilla poco limosa con material de relleno y materia orgánica de consistencia media a firme y contenido de agua variable de 50 a 90 %.

Enseguida, y hasta una profundidad de 40 m, se observa un estrato de alta compresibilidad compuesto por arcilla gris y/o café de consistencia muy blanda y contenido de agua variable de 350 a 400 %, aunque en ocasiones alcanza valores de hasta 553%. Dentro de este estrato, en los sondeos SM-402 y SM-406 aparecen dos lentes; La primera lente aparece a 9 m de profundidad en promedio y se trata de una lente arenosa con poco limo y arcilla con conteni-

do de agua variable de 40 a 75 %. La segunda lente es arcillo arenosa, aparece a 14.5 m de profundidad, con contenido de agua de 75 %.

A 40 m de profundidad y con un espesor medio de 1.5 m se aprecia una capa de arcilla poco limosa, limo arcilloso y arcilla de consistencia dura a excepción del sondeo SM-402 donde la consistencia es muy firme; el contenido de agua de esta capa es en promedio de 60 %.

Posteriormente, de 41.5 a 60 m de profundidad se tiene otro estrato de arcilla gris y/o café de consistencia muy blanda en los sondeos SM-402 y SM-406 y consistencia muy blanda a firme en el sondeo SE-401; el contenido de agua va de 275 a 300 % a excepción de la parte inferior del sondeo SM-402 donde el contenido de agua es de 30 %; en este mismo sondeo SM-402, entre 43.5 y 46 m de profundidad se aprecia arena limosa de compacidad suelta a media y contenido de agua de 25 %. También en este estrato aparece una capa de ceniza volcánica con limo gris y arena fina de alta compacidad y contenido de agua de 30 %, aproximadamente 5 m bajo el horizonte superior del estrato.

Finalmente, en el sondeo SE-401, de 60 m a la máxima profundidad de exploración de 62 m se tiene estrato interestratificado de limo arenoso gris, limo arcillo arenoso gris y arcilla limo arenosa gris de muy alta compacidad y consistencia dura, con contenido de agua de 40 %.

2.5 Estratigrafía general en el Vaso de Texcoco.

A partir de las descripciones estratigráficas anteriormente expuestas, se definirán las características estratigráficas en el Vaso de Texcoco.

Superficialmente, y con espesor máximo de 2 m se tiene material de relleno a base de arcilla arenosa principalmente, arcilla limosa, limo arenoso, arena limosa, materia orgánica y gravas y gravillas aisladas; de consistencia y compacidad variables y contenido de agua de 45 a 143 %, aunque en ocasiones llega a alcanzar valores de 235 % como es el caso del sondeo SM-102 del distribuidor Gran Canal.

Bajo este relleno, se encuentra la Formación Arcillosa Superior F.A.S. consistente en arcilla gris y/o café de alta compresibilidad de consistencia muy blanda y contenido de agua variable de 200 a 400 %. Si se observan los cortes estratigráficos de las figuras 2.1 a 2.4, o se recurre a la descripción que se hizo de cada distribuidor, se podrá observar que el contenido de agua tiende a crecer del distribuidor Gran Canal hacia el distribuidor FF.CC. Los Reyes, es decir; mientras que el primero tiene contenido de agua en promedio de 200 a 450 %, el último tiene contenido de agua variable de 350 a 450 %. Excepcionalmente estos valores llegan a ser hasta de 650 %. El horizonte inferior de este estrato está a 28 m de profundidad en el distribuidor Gran Canal aumentando progresivamente hasta llegar a estar a 40 m de profundidad en el distribuidor FF.CC. Los Reyes.

Subyaciendo la F.A.S., se encuentra la primera capa dura formada por interestratificaciones de arcilla, arcilla limosa, arcilla

lla limo arenosa, limo arcilloso, limo arenoso y limo arcillo arenoso; de consistencia muy firme a dura en los suelos finos y muy alta compacidad en los suelos gruesos; el contenido de agua es en promedio de 60 %. El espesor de esta capa es de 3 m en el distribuidor Gran Canal y decrece paulatinamente hasta ser de 1.5 m de espesor en el distribuidor FF.CC. Los Reyes.

Bajo la primera capa dura se encuentra la Formación Arcillosa Inferior F.A.I., consistente en arcilla gris y/o café de consistencia muy blanda a firme; el contenido de agua, al igual que en la F.A.S. tiende a crecer del distribuidor Gran Canal al distribuidor FF.CC. Los Reyes y va de 150 a 250 % en el primero hasta 275 a 300 % en el último. El espesor de este estrato es de 15 m (de 31 a 46 m de profundidad) en el distribuidor Gran Canal, hasta llegar a ser de 18.5 m (de 41.5 a 60 m de profundidad) en el distribuidor FF.CC. Los Reyes.

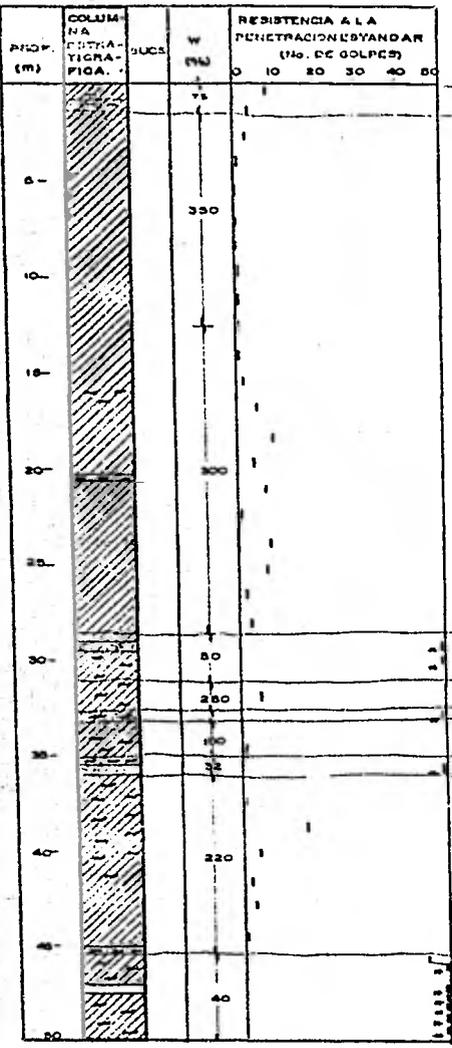
Aproximadamente 5 m bajo la primera capa dura, dentro de la F.A.I., se detectó una pequeña capa de aproximadamente 0.5 m de espesor de ceniza volcánica con arena fina limosa de alta a muy alta compacidad y contenido de agua variable de 20 a 70 %. Esta capa se detectó a todo lo largo del trazo.

Finalmente, subyaciendo la F.A.I. se encuentran los depósitos profundos compuestos por interestratificaciones de limo arenoso, limo arcilloso, limo arcillo arenoso, arcilla limosa, arena limosa, arcilla y arena; de consistencia dura y muy alta compacidad,-

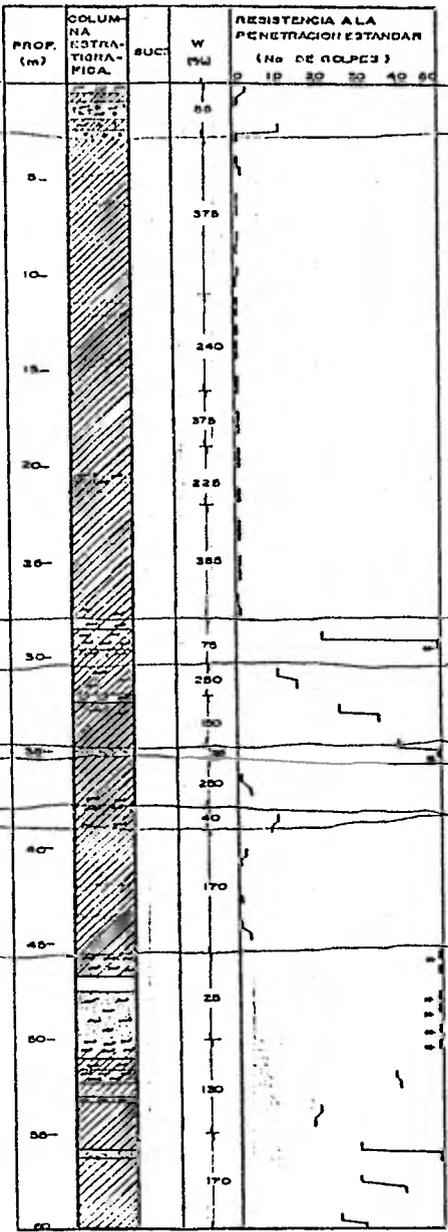
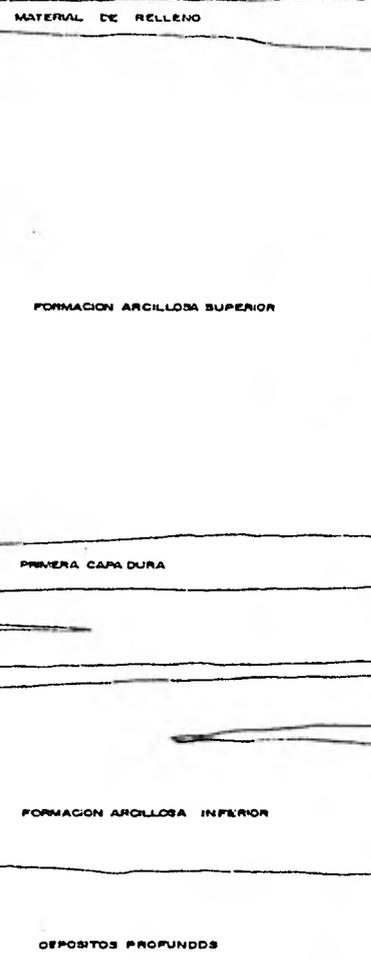
con contenido de agua variable de 25 a 50 %. La profundidad a la que se encuentran los depósitos profundos es de 46 m en el distribuidor Gran Canal y de 60 m en el distribuidor FF.CC. Los Reyes.

En la fig. 2.5 se ha esquematizado los espesores y disposición de los estratos que forman la estratigrafía del Vaso de Texcoco.

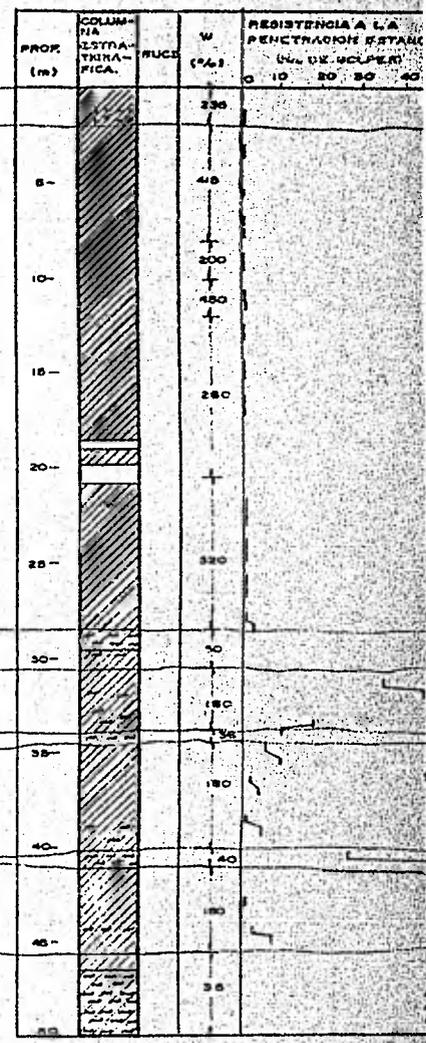
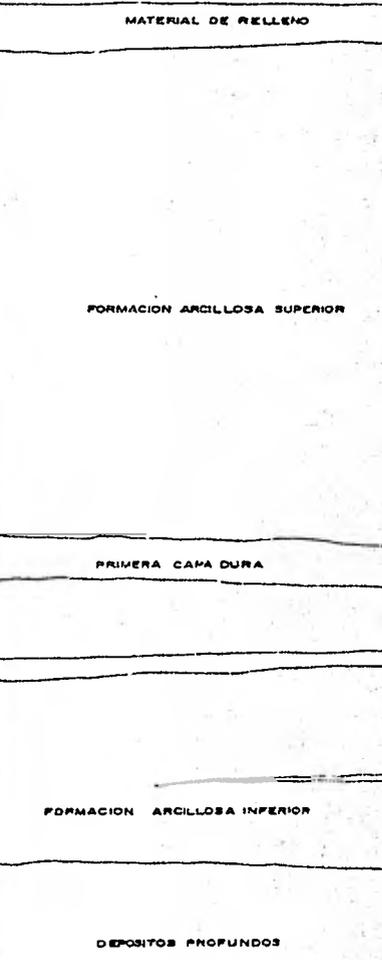
En las figs. 2.6 a 2.11 se presentan los perfiles estratigráficos del distribuidor " Av. Central "; elaborados en base a los resultados obtenidos en campo y laboratorio.



SM-101

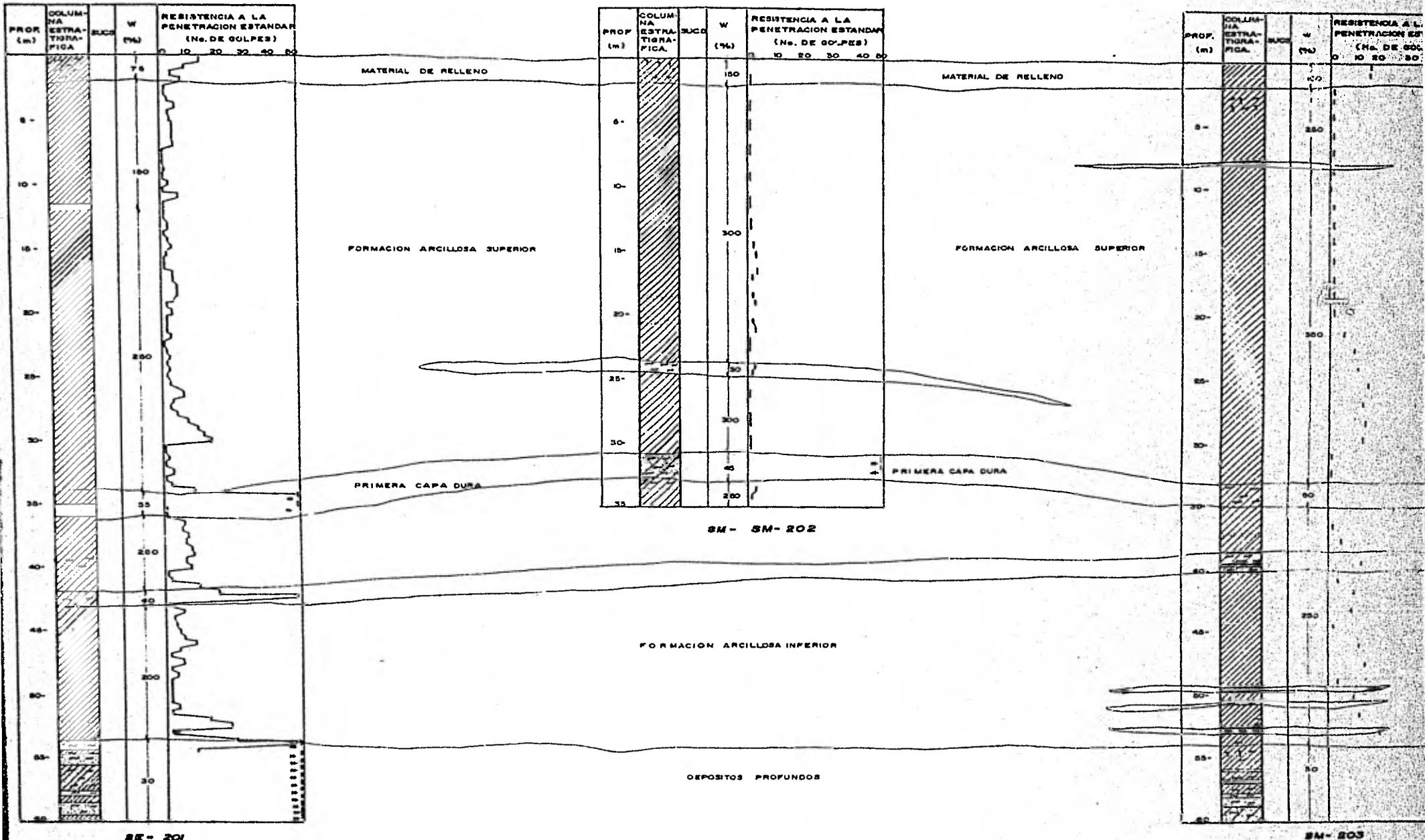


SM-102

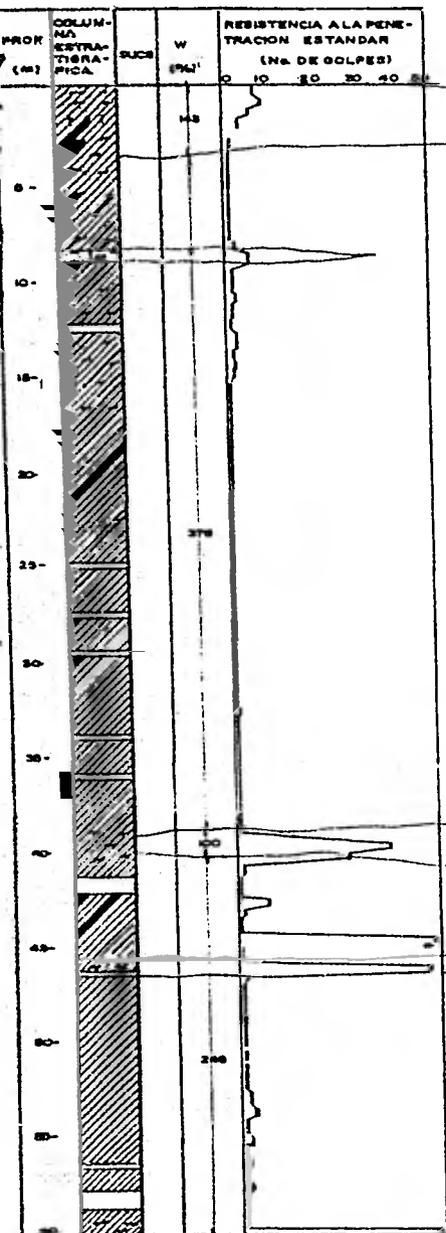


SM-103

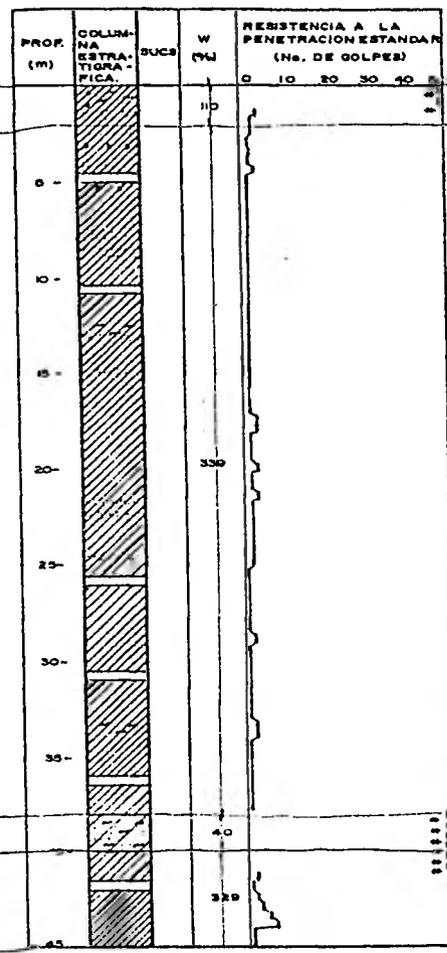
FIGURA No. 1



DISTRIBUIDOR 200 AV. CENTRAL

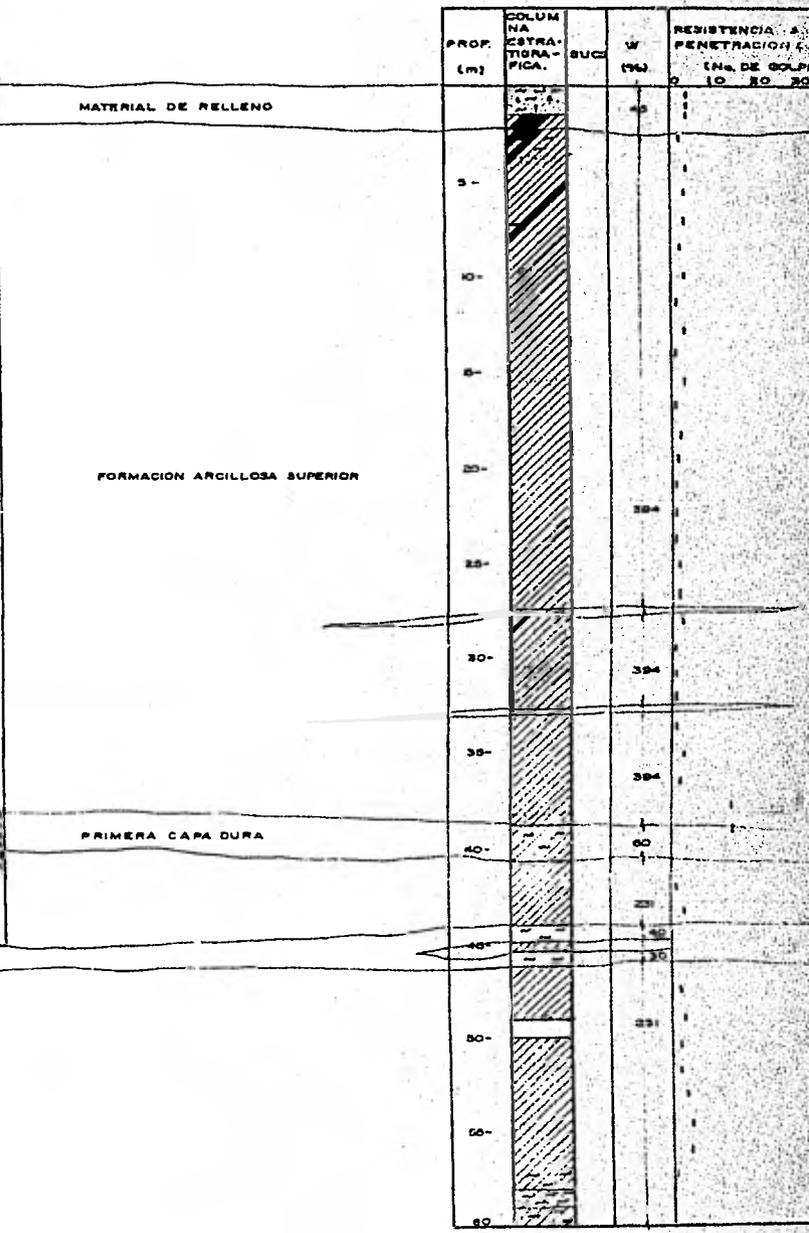


SE-301

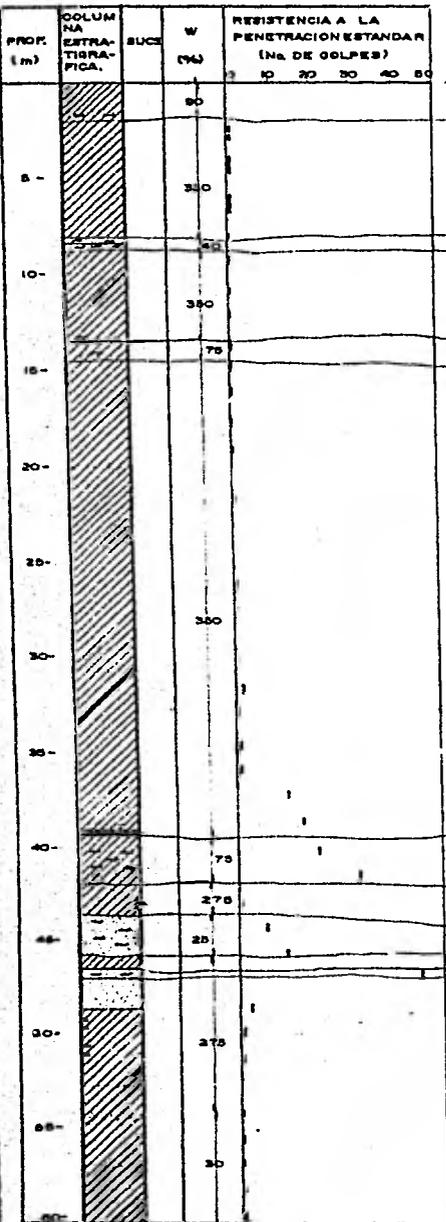


SE-302

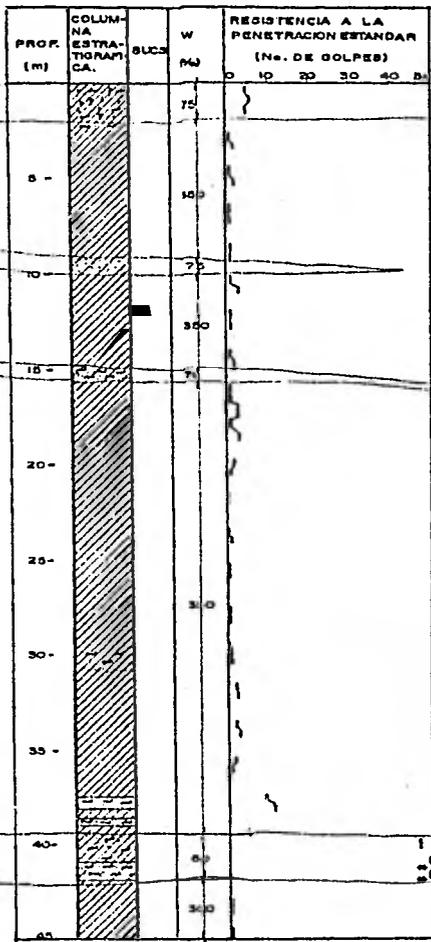
DISTRIBUIDOR 300 TEXCOCO



SM-303



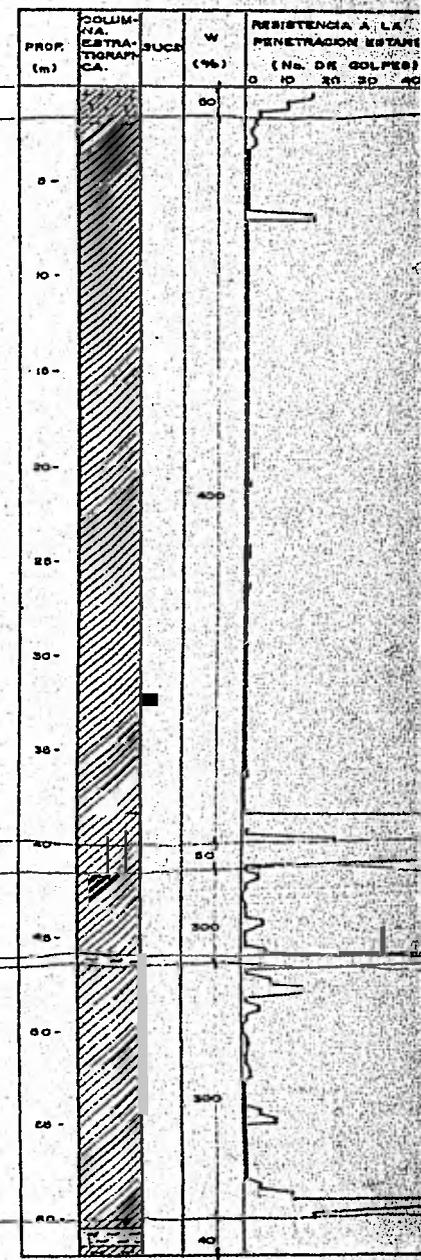
SM-402



SM-406

FORMACION ARCILLOSA INFERIOR

DISTRIBUIDOR 400 F.F.C.G. LOS REYES



SE-401

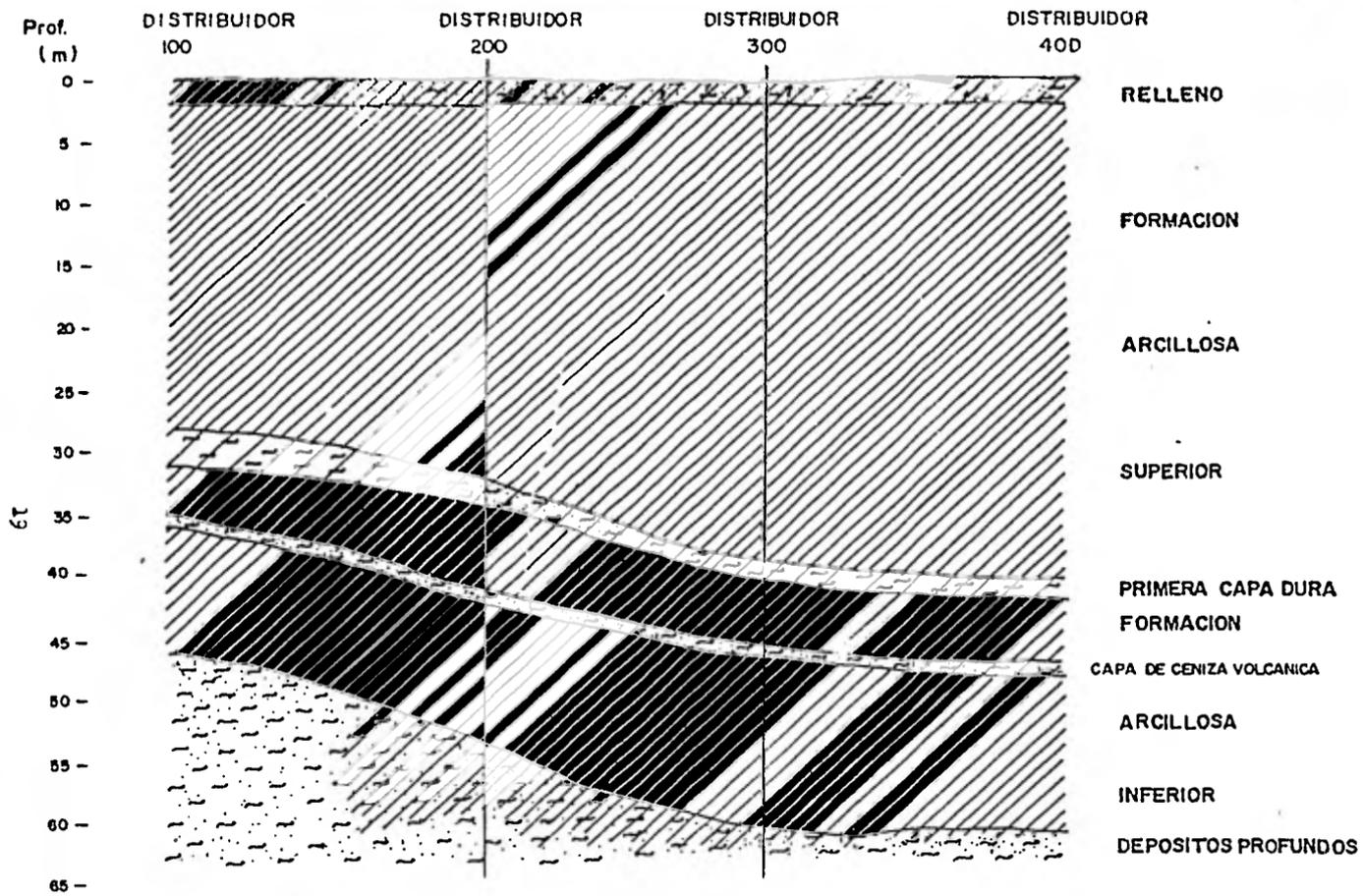


FIG. 2.5 ESTRATIGRAFIA GENERAL EN EL VASO DE TEXCOCO.

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

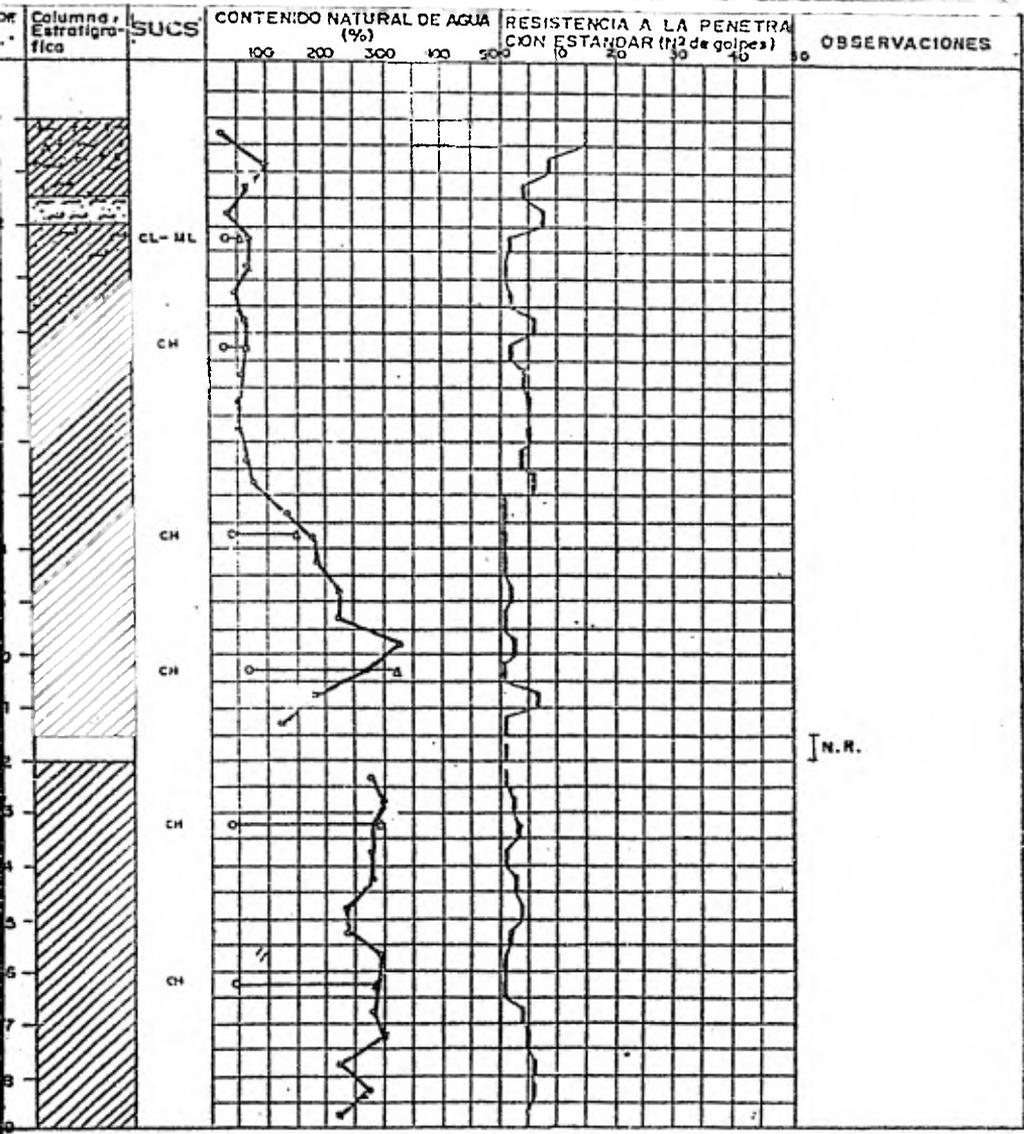
TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA

MEXICO DF 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SE-201



N.R.

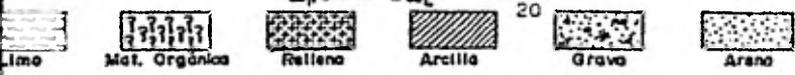


FIGURA No. 2-6

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERÍA

MEXICO DF 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SE - 201

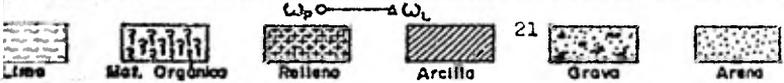
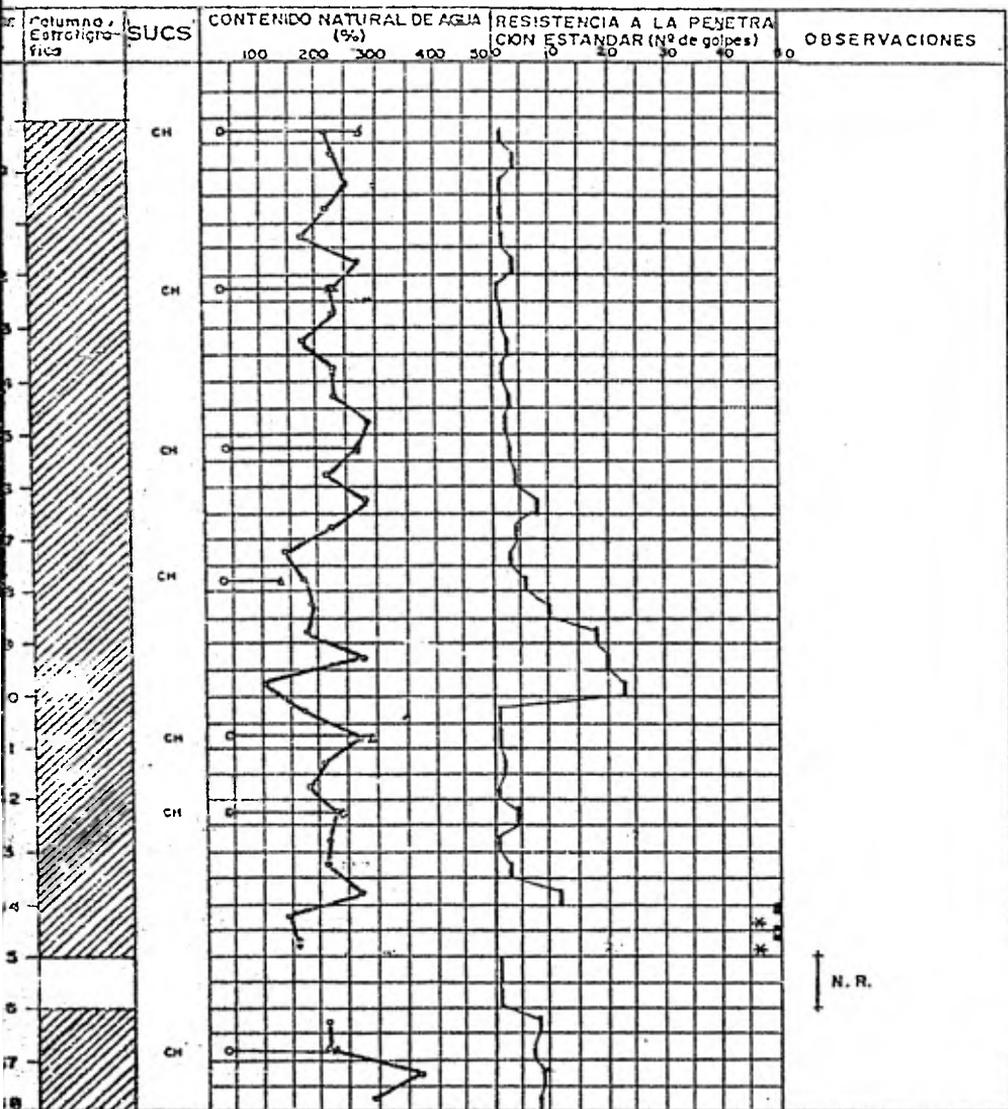


FIGURA No. 2.6

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERÍA

MEXICO DF 1961

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SE—201

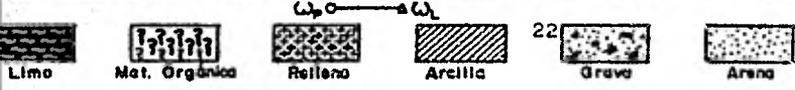
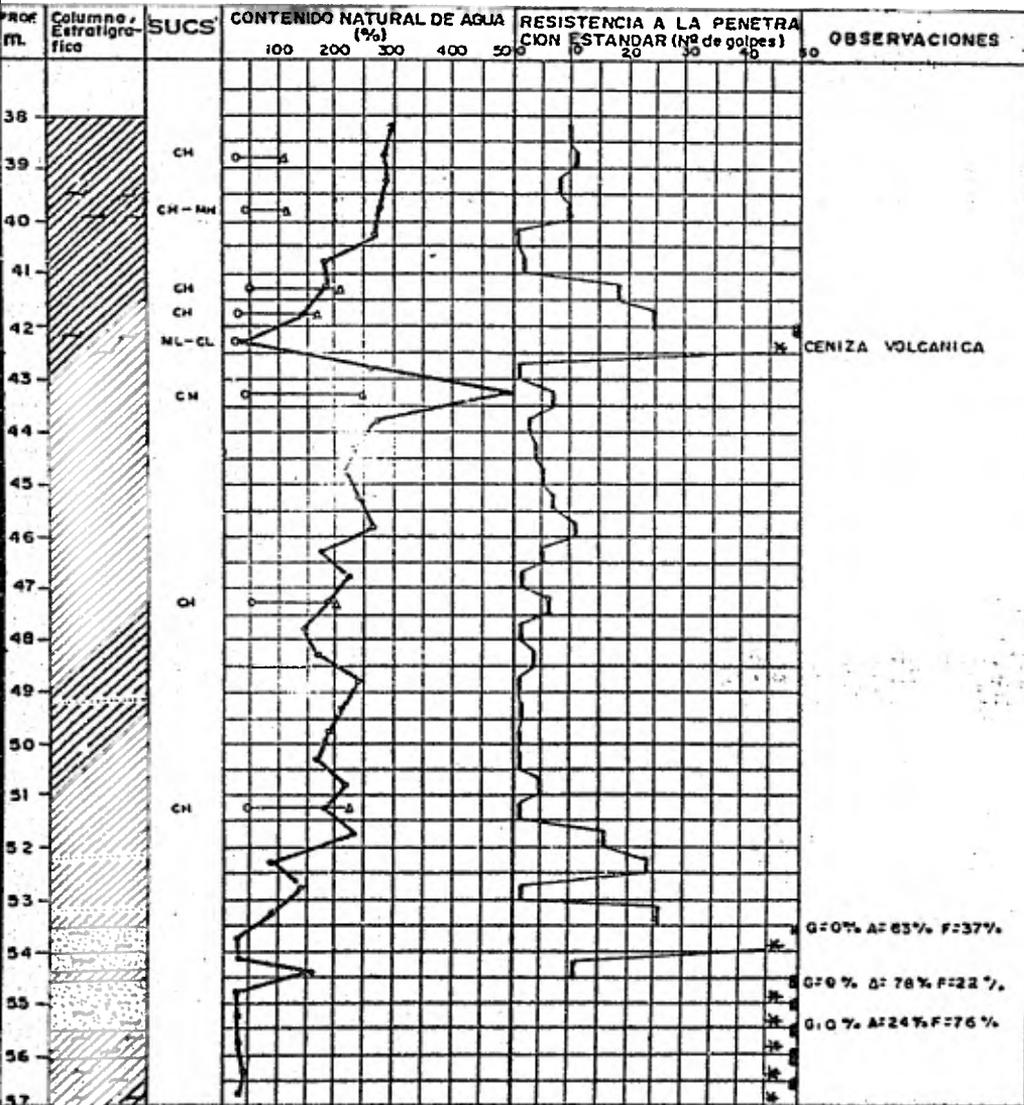


FIGURA No. 2.6

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA

MEXICO DF 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-202

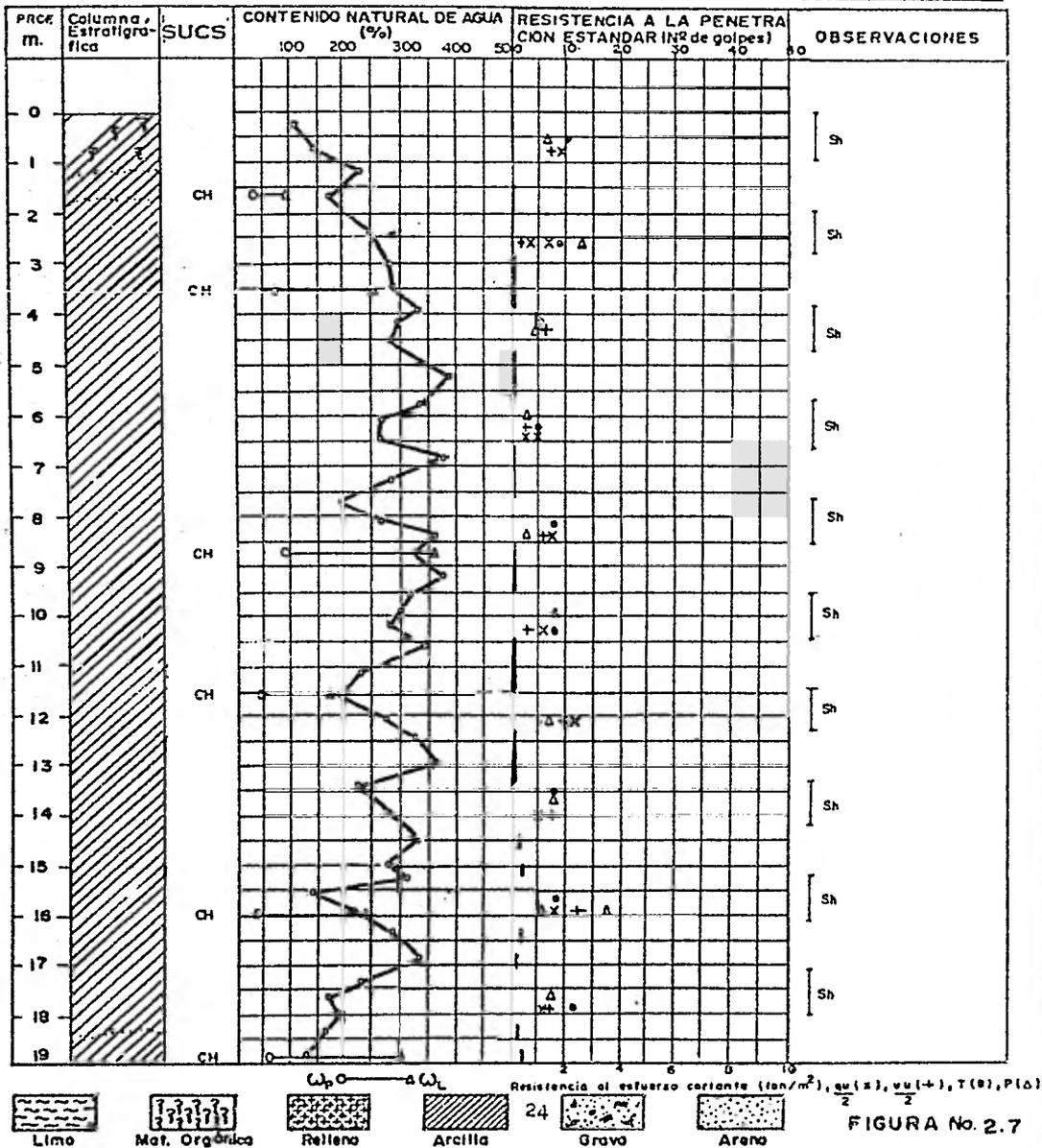


FIGURA No. 2.7

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERÍA

MEXICO DF 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-202

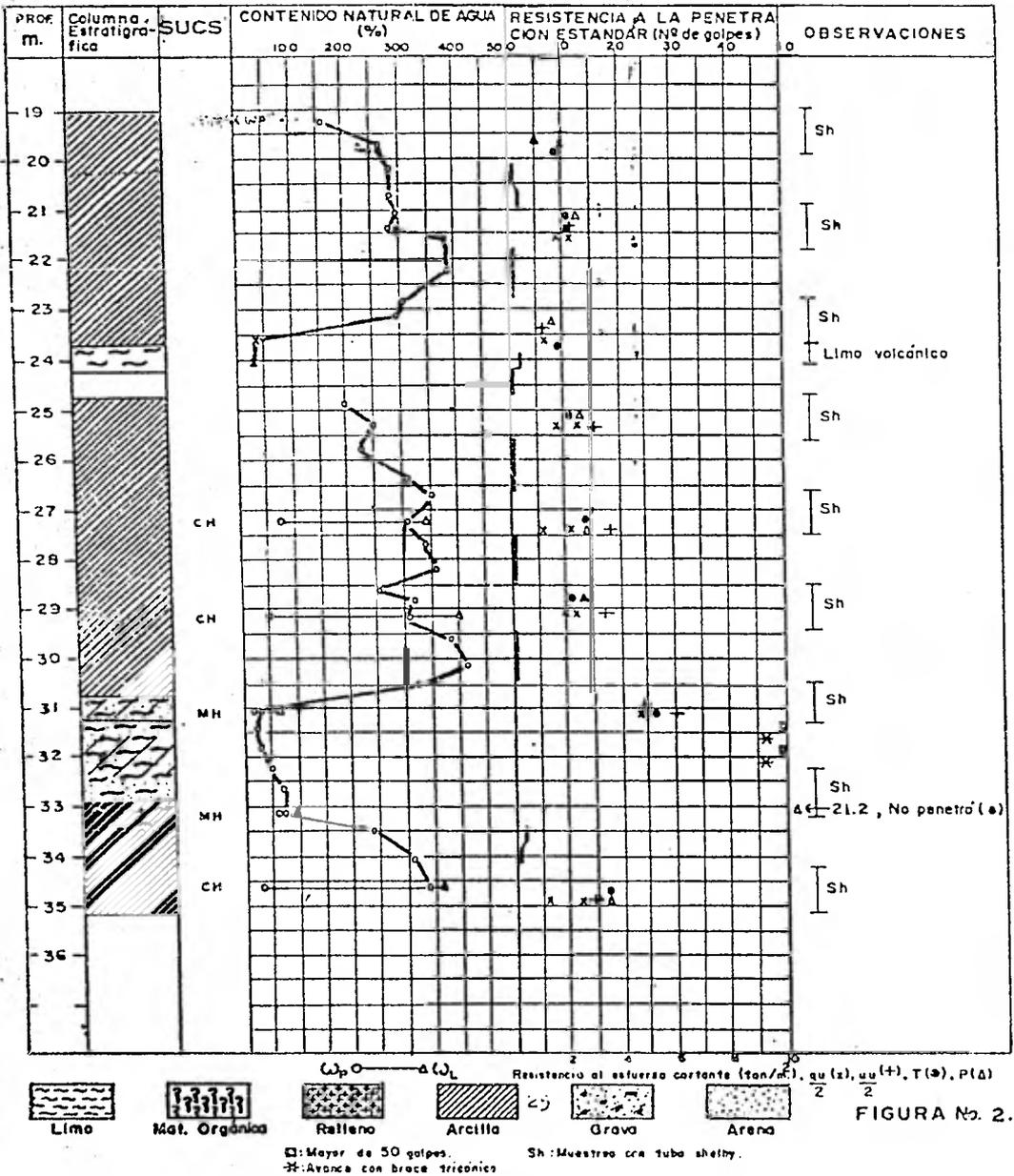


FIGURA No. 2.7

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL	U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERÍA	MEXICO DF 1981
JUAN GODDARD	ENSAUSTIGA	SM-203

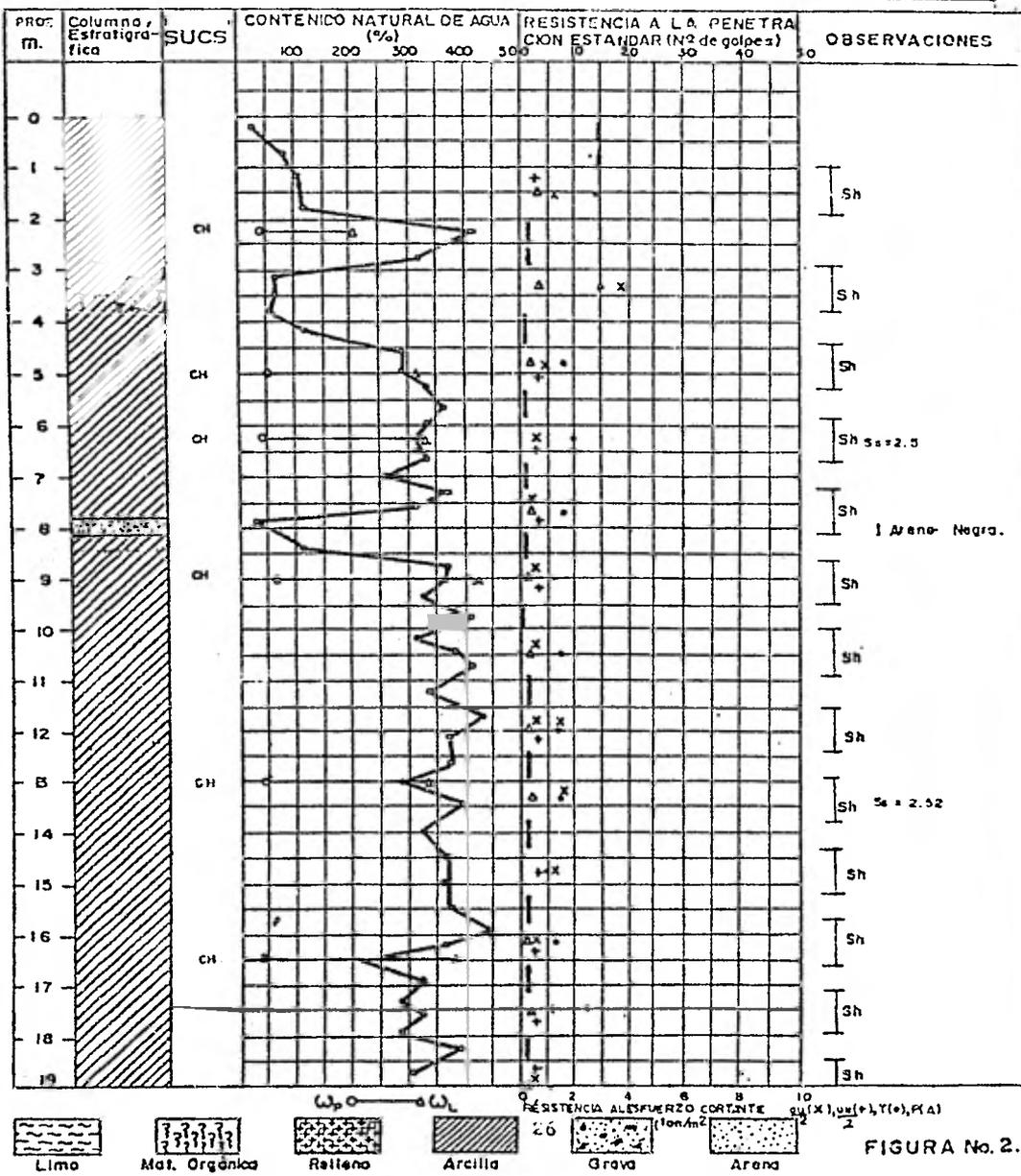


FIGURA No. 2.8

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL	U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERÍA	MEXICO DF 1981
JUAN GODDARD	ENSAUSTIGA	SM - 203

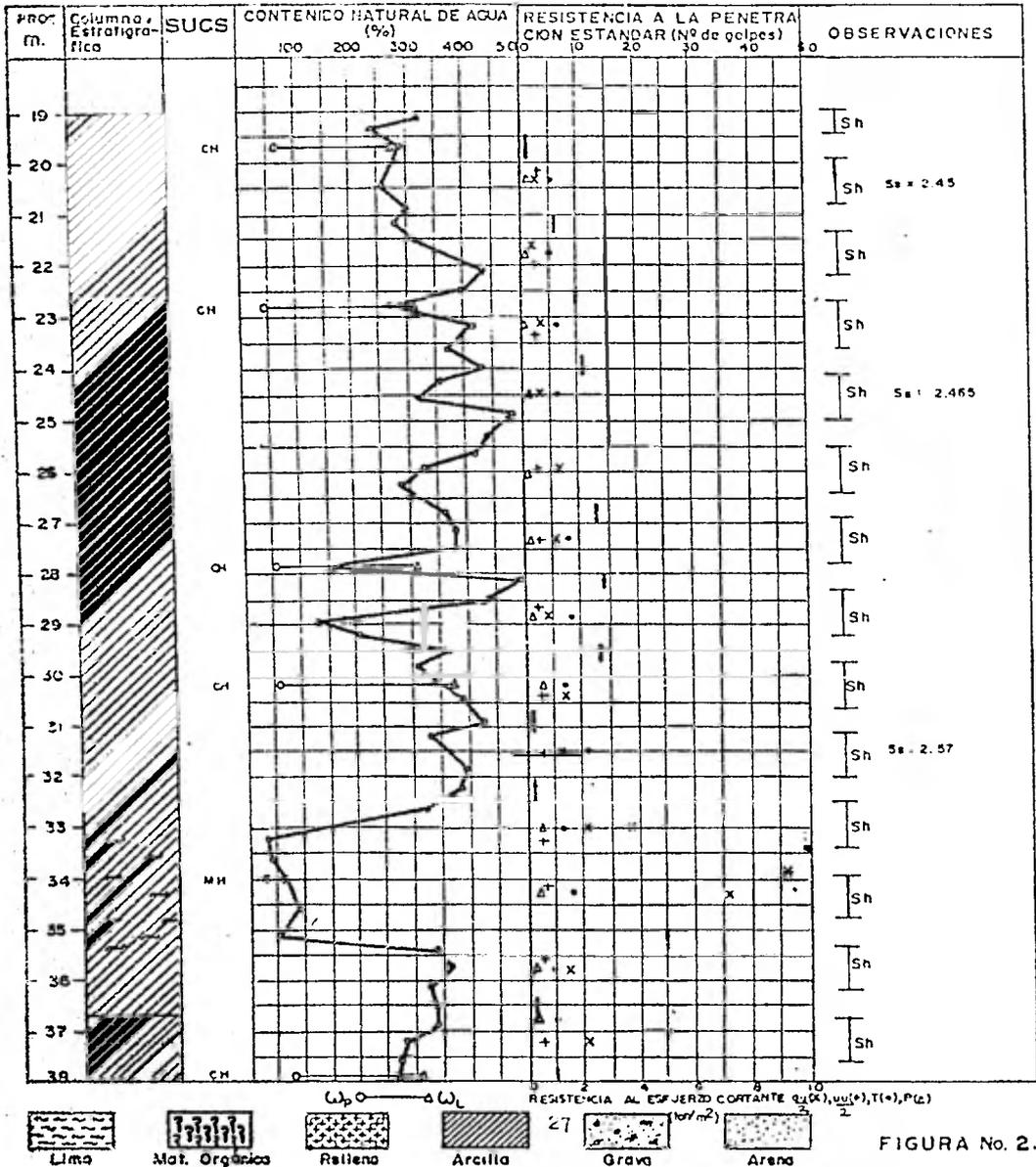


FIGURA No. 2.8

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA

MEXICO DF 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM - 203

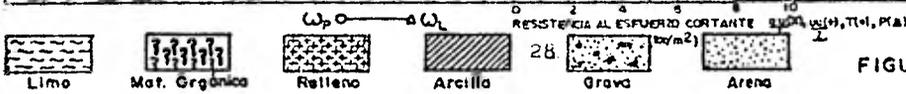
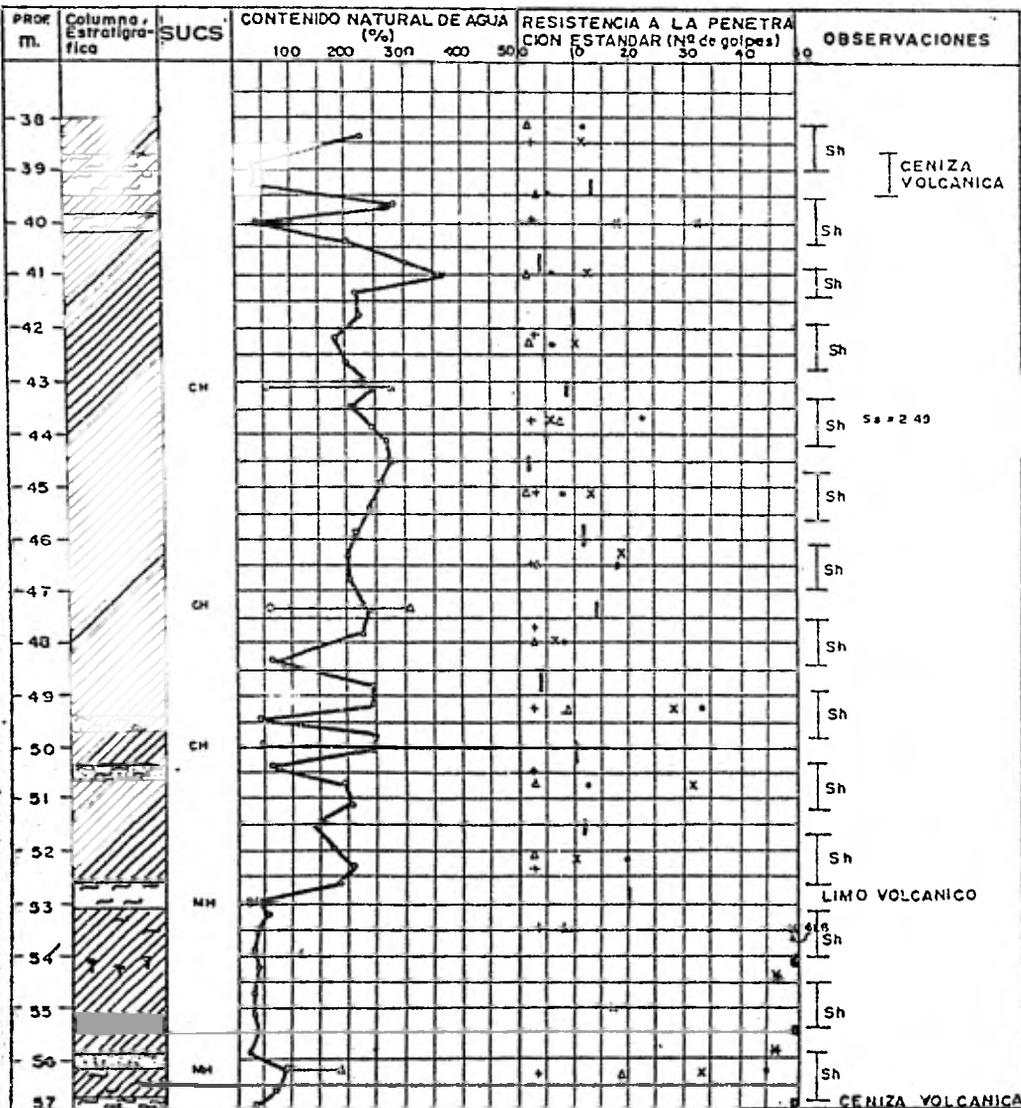


FIGURA No. 2.8

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERÍA

MEXICO DF 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-203

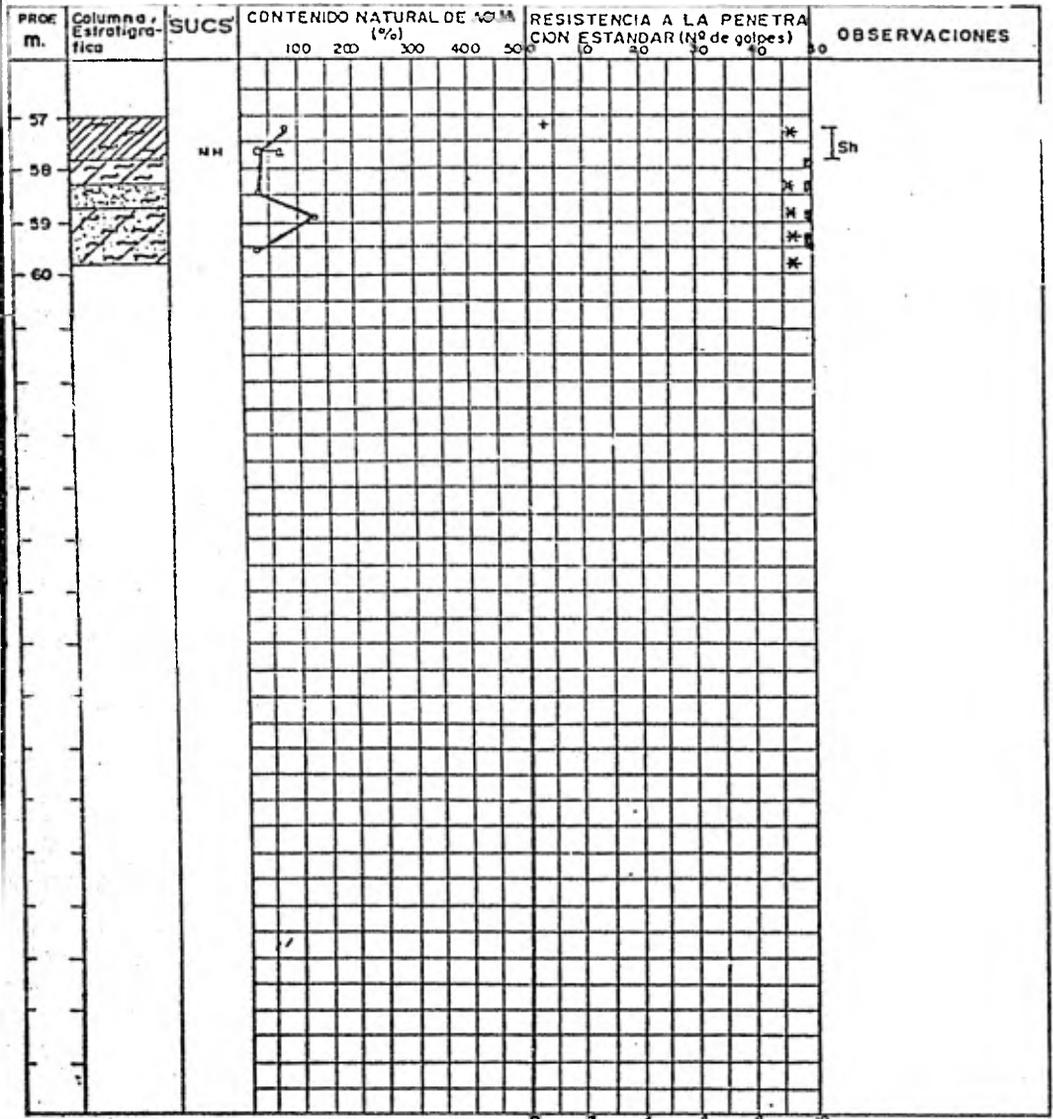


FIGURA No. 2.8

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERÍA

MEXICO DF 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SE-204

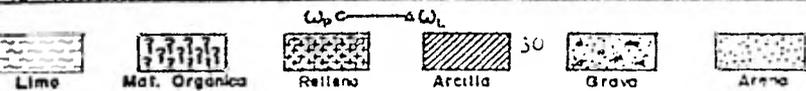
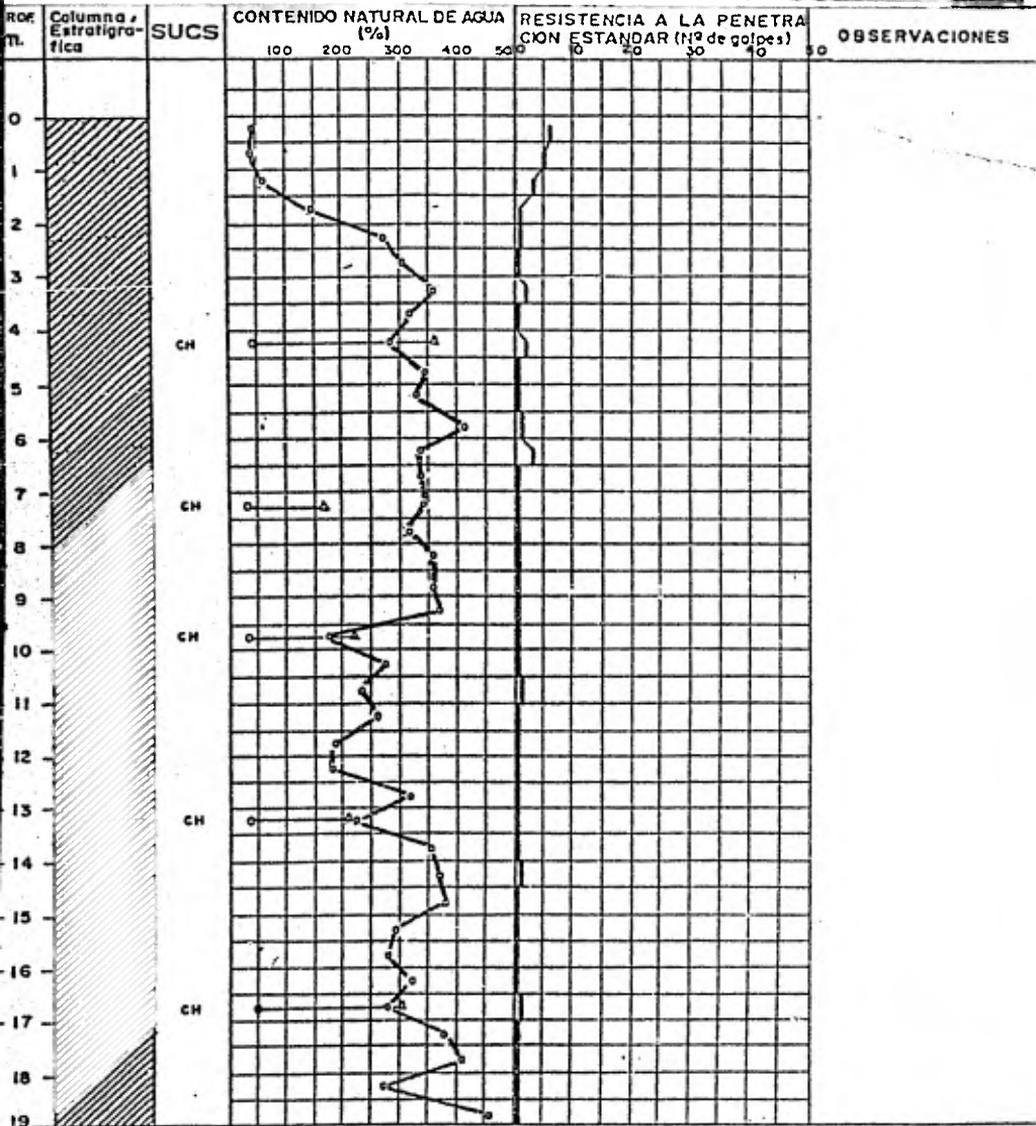


FIGURA No 2.9

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERÍA

MEXICO DF 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SE-204

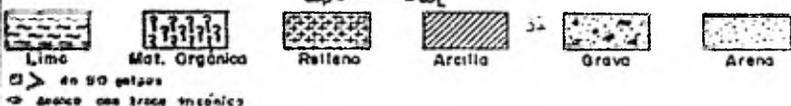
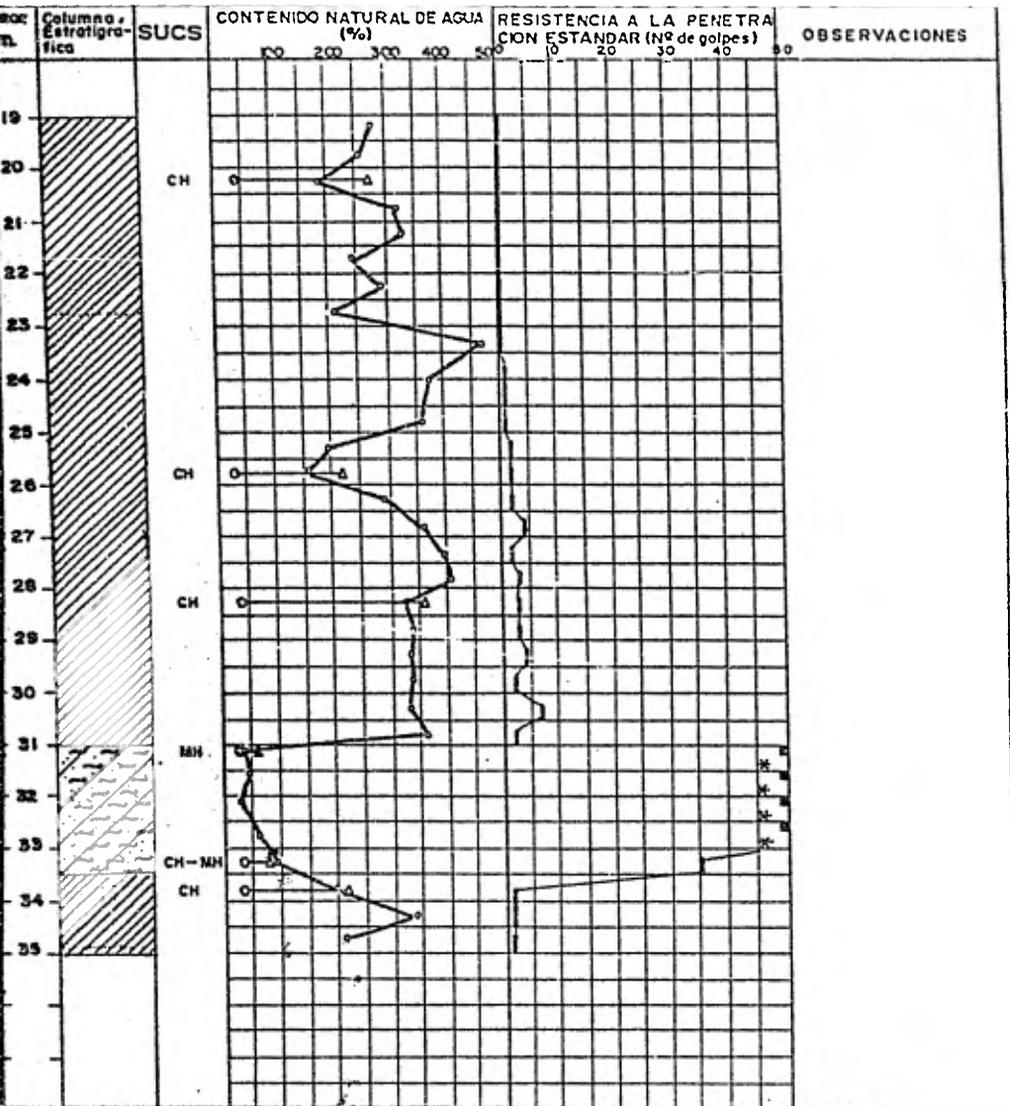


FIGURA No. 2.9

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERÍA

MEXICO DF 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-205

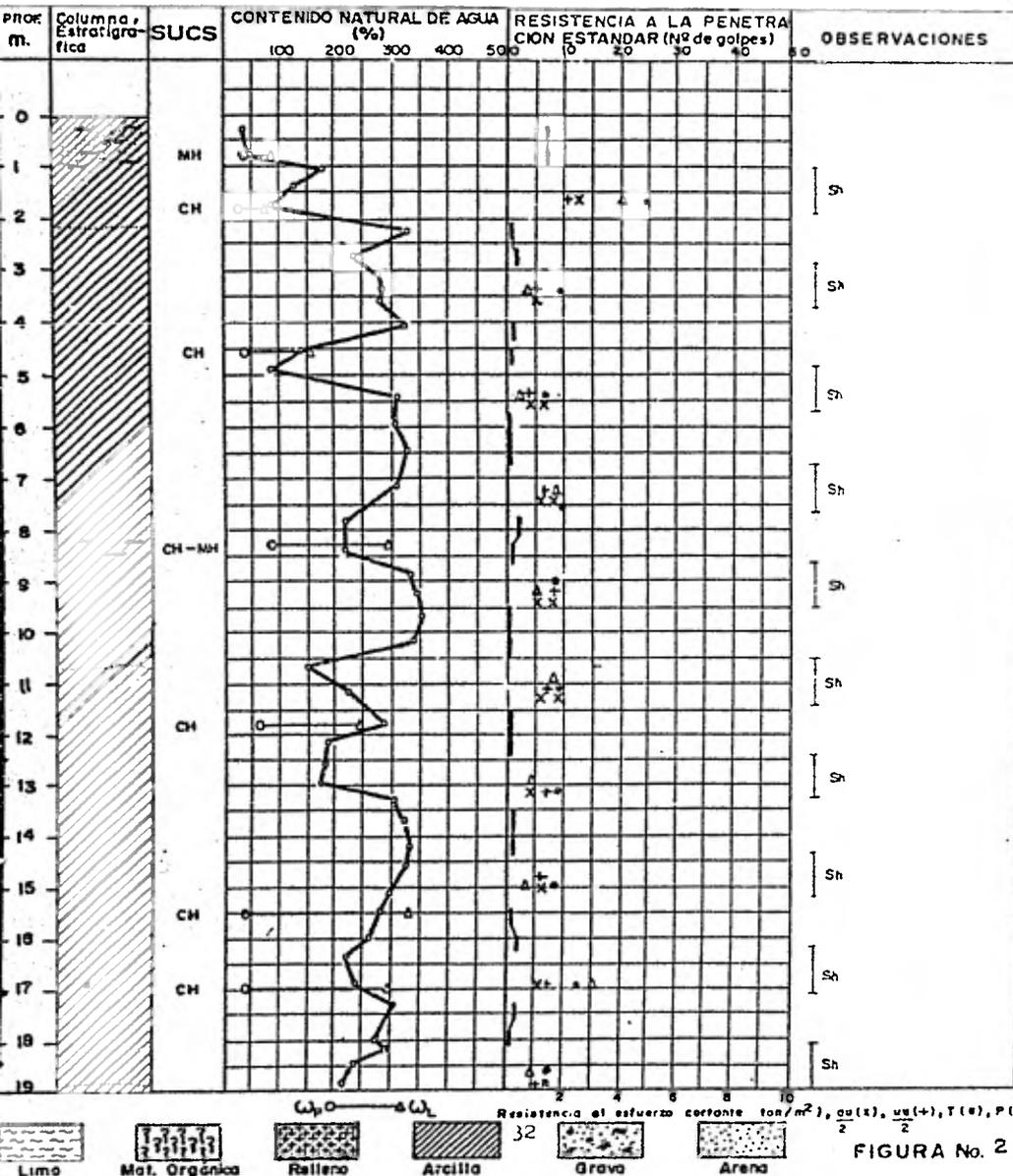


FIGURA No. 2.10

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

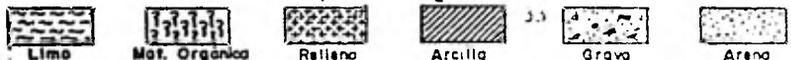
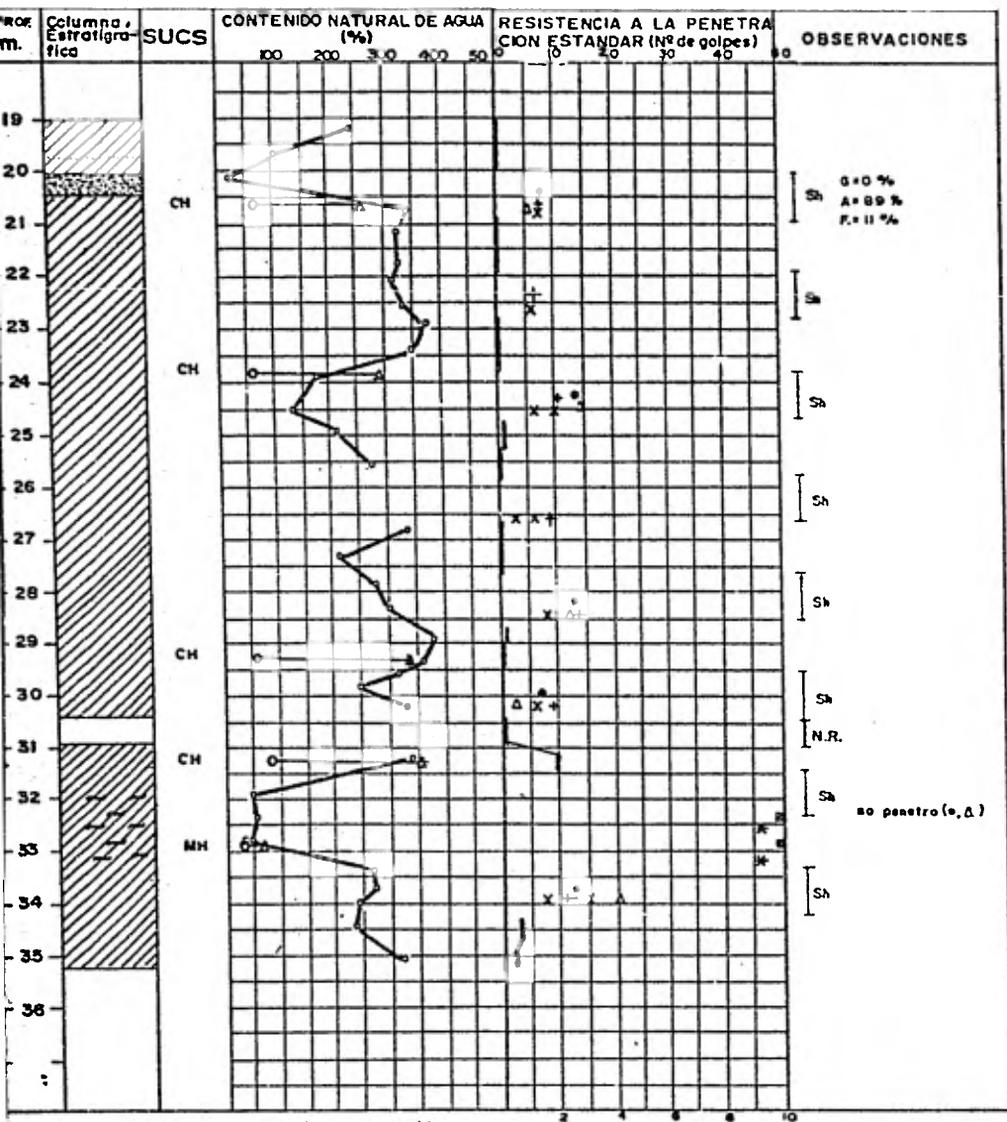
TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERÍA

MEXICO DF 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-205



■ > de 50 golpes Sh Muestra con tubo Shelby
 * Avance con braca triccónica

FIGURA No. 2.10

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERÍA

MEXICO DF 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-206

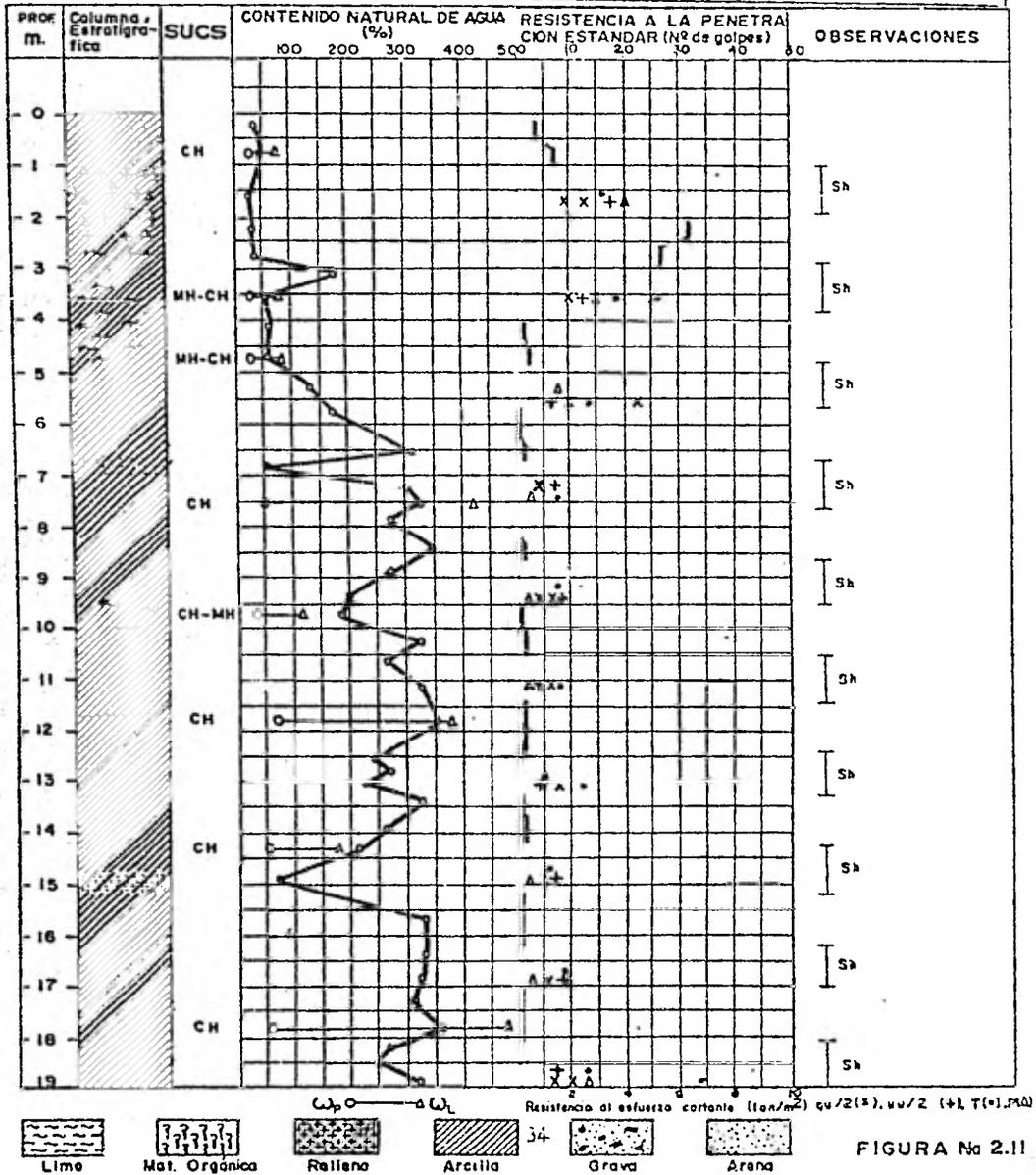


FIGURA No 2.11

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERÍA

MEXICO DF 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-206

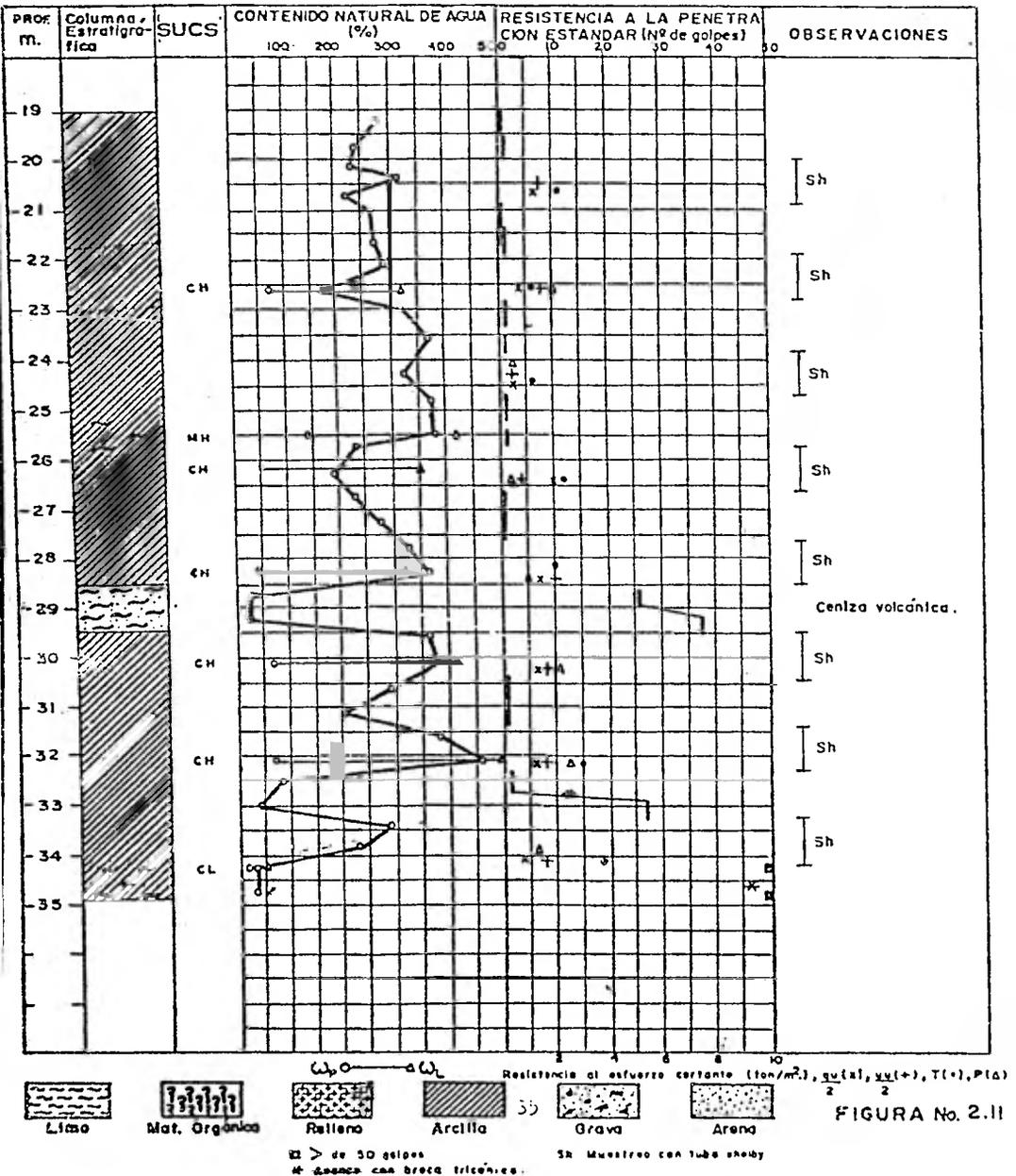


FIGURA No. 2.11

3. DISCUSION DE LOS METODOS DE ANALISIS

Antes de proceder a la presentación y discusión de los métodos de análisis propuestos, se deberá definir el tipo de cimentación a emplear, tomando en consideración la geometría, distribución y magnitud de las cargas impuestas por la superestructura y las características estratigráficas y físicas del subsuelo bajo la misma.

3.1 Determinación del tipo de cimentación.

La cimentación seleccionada deberá garantizar un comportamiento funcional y garantizar la estabilidad de la superestructura; transmitiendo en forma segura las cargas, que soporte por contacto directo, a través del subsuelo.

Para una adecuada selección del tipo de cimentación, el ingeniero debe realizar una cuidadosa investigación de las características del subsuelo en el sitio de la obra. Como una primera aproximación, se toma en consideración las propiedades índices y las características mecánicas del subsuelo. Estos conocimientos preliminares permiten estimar el comportamiento del subsuelo bajo las cargas aplicadas, proponer diferentes alternativas de cimentación y posteriormente analizar el probable comportamiento en conjunto con los requerimientos del proyecto. Hecho lo anterior, el ingeniero estará en posición para determinar el tipo de cimentación más adecuado.

En el diseño de una cimentación hay dos detalles importantes de conocimiento mecánico a considerar: primero, la capacidad de carga del suelo y segundo, las deformaciones totales y diferenciales que deben ser compatibles con la estructura de cimentación seleccionada, así como con el tipo de superestructura y las demandas arquitectónicas del proyecto.

Una vez seleccionado el tipo de cimentación a usar, se procederá a realizar una investigación cuantitativa de su comportamiento y la óptima, será aquella que resulte más económica y que cumpla además con los requerimientos de estabilidad y asentamiento total y diferencial tolerables.

Considerando lo expuesto anteriormente, el uso de pilotes de fricción es la opción más apropiada para cimentar estructuras con cargas como las obtenidas en este proyecto sobre suelos compresibles de espesor muy grande o cuando, siendo estos de espesor moderado, están o se sospecha que estarán sujetos a consolidación regional y no se desea que la cimentación emerja o que los pilotes sean sobrecargados por fricción negativa, como ocurre en los pilotes de punta. En la extensa zona lacustre de la ciudad de México, puede darse cualquiera de éstas condiciones o todas a la vez.

3.2 Presentación y discusión de los métodos de análisis

Se presentan y discuten dos métodos para calcular asentamientos de cimentaciones apoyadas en pilotes de fricción.

El primer método aquí presentado fué desarrollado por Rendón-diz y Auvinet (ref. 2) para determinar la distribución de esfuerzos cortantes pilote-suelo cuando éste se halla sujeto en todo su espesor a un proceso de consolidación regional como el que se da en algunas zonas de la ciudad de México. Este método permite definir las zonas y magnitudes de fricción positiva y negativa a lo largo de los pilotes. El cálculo de esfuerzos en cualquier punto del suelo puede hacerse mediante la solución de Mindlin, que es posible integrar numéricamente en computadora (ref. 3). El método puede tomar en cuenta simultáneamente la fricción o adherencia en las paredes de la cimentación.

Zeevaert (ref. 4) propone así mismo un método para determinar la distribución de esfuerzos cortantes pilote-suelo en las mismas circunstancias. Los incrementos de esfuerzo vertical se calculan, también, en base en la solución de Mindlin.

Como se puede observar, este método consta de dos partes: un algoritmo para calcular la distribución de esfuerzos cortantes pilote-suelo a lo largo del fuste de los pilotes, y otro para calcular los incrementos de esfuerzo normal en el suelo y las correspondientes deformaciones. Este segundo algoritmo se basa en la solución de Mindlin, y su aplicación requiere para cada punto, una integración a lo largo de todos y cada uno de los pilotes.

El segundo método aquí propuesto se diferencia del primero en lo que concierne al segundo algoritmo, esto es; pretende ha-

cer una simplificación mediante la transformación aproximada del problema de Mindlin a uno de Boussinesq equivalente, considerando que los esfuerzos cortantes a lo largo del fuste de los pilotes son cargas aplicadas en el interior de un semiespacio.

En lo sucesivo, al primer método antes descrito se le llamará " Método basado en la solución de Mindlin " y al segundo método se le llamará " Método basado en la solución de Mindlin transformado a uno de Boussinesq equivalente ". A continuación se describen ambos métodos.

3.3 Método basado en la solución de Mindlin.

Considérese una estructura desplantada sobre una losa de cimentación a la profundidad D_f y apoyada sobre pilotes de fricción de longitud L (fig. 3.1). Los pasos a seguir para la evaluación de los movimientos verticales de la estructura son: (1) estimación de los parámetros de capacidad de carga y verificación de la estabilidad de la cimentación; (2) determinación de los esfuerzos inducidos a largo plazo en el suelo, y (3) determinación de los movimientos verticales.

3.3.1 Estimación de los parámetros de capacidad de carga y verificación, de la estabilidad de la cimentación

La capacidad de carga de un grupo de pilotes se considere i-

igual al menor de los siguientes valores:

- i suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales
- ii la capacidad de carga de una pila o zapata de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- iii la suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes en los que se puede subdividir la cimentación.

En la mayoría de los casos, el primer valor resulta menor que los otros dos; y los parámetros de capacidad de carga se estiman en la forma indicada a continuación; en los otros casos se seguirá un procedimiento similar tratando al conjunto o subconjuntos de pilotes como una pila única. Además, en los casos i y iii se debe tomar en cuenta la capacidad de carga del suelo en contacto con la losa de cimentación.

a) Determinación de la capacidad de carga por punta, C_p , del grupo de pilotes.

Siempre será preferible estimar esta capacidad de carga en pilotes individuales por medio de pruebas de carga in situ, si esto no es posible, se recurrirá a la siguiente expresión:

$$C_p = [Y_m (D_f + L) N'_q] A_p$$

donde

γ_m : peso volumétrico medio del suelo localizado arriba del nivel de la punta, en ton/m^3

$(D_f + L)$: profundidad de desplante de la punta de los pilotes, en m.

$N'q$: factor de capacidad de carga que depende del ángulo de fricción interna de los materiales de apoyo. Meyerhof (ref. 5).

A_p : sección transversal de un pilote, en m^2

Otra forma de valuar la capacidad de carga por punta, es mediante la siguiente relación empírica propuesta por Meyerhof, (ref. 6)

$$C_p = 4 n A_p$$

donde

n : número de golpes en la prueba de penetración estándar al nivel de la punta del pilote.

A_p : área de la base del pilote, en pies^2

El valor así obtenido de C_p multiplicado por el número de pilotes, da la capacidad de carga por punta del grupo de pilotes.

b) Determinación de la capacidad de carga por fricción, C_f , del grupo de pilotes.

En la ciudad de México, la capacidad por fricción en prueba-

convencional de carga de un pilote en arcilla normalmente consolidada* puede estimarse considerando que la adherencia desarrollada entre pilote y suelo es $0.5 q_u$, en que q_u es la resistencia a la compresión simple del suelo determinada en el laboratorio, se tiene entonces:

$$C_f = 0.5 q_u A_s$$

donde

A_s : área lateral del pilote, en m^2

La capacidad de carga por fricción, C_f , del grupo de pilotes se obtiene multiplicando el valor obtenido por el número de pilotes.

c) Determinación de la capacidad de carga, C_s , del suelo en contacto con la losa de cimentación.

En suelos arcillosos la capacidad de carga C_s del suelo en contacto con la losa de cimentación puede estimarse recurriendo a la teoría de Skempton (ref. 7).

$$C_s = (c_{No} + \gamma_m D_f) A_c$$

* En el volumen " Nabor Carrillo " y en la referencia 1 se menciona que las arcillas del Lago de Texcoco están normalmente consolidadas.

donde

- c : cohesión del suelo (aproximadamente $qu/2$)
- N_c : factor de capacidad de carga
- γ_m : peso volumétrico medio de la superficie a D_f
- D_f : profundidad de desplante
- A_c : área de la cimentación

d) Determinación de la fricción, F_c , sobre las paredes laterales de la subestructura de cimentación.

Este parámetro se determina de la misma forma que para los pilotes, es decir:

$$F_c = 0.5 \text{ qu } A_l$$

donde

A_l : área lateral de la subestructura.

e) Verificación de la estabilidad de la cimentación.

Para eliminar la posibilidad de un colapso, se requiere que la capacidad de carga de la cimentación piloteada sea mayor que la carga total Q actuando en la cabeza de los pilotes, esto es:

$$C_p + C_f^+ > Q \dots\dots\dots (1)$$

y que la capacidad de carga del suelo, C_s , a la profundidad de desplante del cajón de cimentación sea mayor que la fuerza P resultan

te total de la presión de contacto de la subestructura-suelc. es -
decir:

$$C_s > P \dots\dots (2)$$

Como W es el peso total aplicado a la profundidad de desplan
te del cajón de cimentación y F_c^- es la carga propia de la fric -
ción negativa sobre las paredes de la subestructura, por condición
de equilibrio se tiene (fig. 3.2):

$$P = W + F_c^- - \dots\dots (3)$$

Se deberá verificar también que la capacidad de carga por -
punta sea tal que los pilotes puedan penetrar en el estrato y con -
trarrestar la tendencia a emersión de la estructura debido a con -
solidación regional, esta condición requiere que :

$$C_p < W + C_f^+ + F_c^- - U \dots\dots (4)$$

Las combinaciones de las condiciones (1) a (4) dan la siguien -
te desigualdad o condición final, la cual define los límites permisi -
bles de capacidad de carga por punta en términos de otros pará -
metros de capacidad de carga de la cimentación.

$$W + F_c^- - C_s - C_f^- < C_p < W + C_f^- + F_c^- - U \dots\dots\dots (5)$$

El primer término indica la estabilidad de la cimentación, - el segundo término representa el caso cuando la cimentación sigue los hundimientos regionales, al penetrar la punta de los pilotes.

3.3.2. Determinación de los esfuerzos inducidos en el suelo.

Si se cumple la desigualdad (5), el suelo se encontrará sometido a largo plazo a las cargas siguientes, que se muestran en la fig. 3.3

a) Una carga o descarga vertical distribuida al nivel de desplante, D_f , de la losa de cimentación, integrada por dos componentes:

- Descarga efectiva por excavación.

$$\gamma_m D_f - \gamma_w (D_f - D_w)$$

siendo

γ_m : peso volumétrico medio del suelo excavado

γ_w : peso volumétrico del agua

D_w : profundidad del nivel freático

- Carga distribuida de magnitud total

$$P = \text{máx} (0, W - U + F_c - C_p - C_f^+)$$

correspondiente a la presión de contacto losa-suelo

Esta última componente tiene un valor no nulo sólo cuando $Z_0 = D_f$ (fig. 3.3.b).

Los esfuerzos verticales inducidos en el suelo por la suma algebraica de las dos componentes anteriores, se pueden determinar aplicando la teoría de Boussinesq para una área uniformemente cargada o descargada.

b) Cargas verticales hacia abajo debidas a la fricción positiva desarrollada a lo largo de los pilotes, abajo del nivel Z_0 y cargas verticales hacia arriba debidas a la fricción negativa actuando arriba del nivel Z_0 . El efecto combinado de ambas fricciones puede determinarse recurriendo al programa para computadora detallado en el Apéndice 2. La determinación del nivel Z_0 puede hacerse resolviendo la siguiente expresión:

$$\int_{Z = D_f}^{Z = Z_0} f p dz = \frac{C_p + C_f - Q}{2} \dots\dots (6)$$

donde

- f: adherencia unitaria pilote-suelo a la profundidad Z
- p: perímetro efectivo del conjunto de pilotes
- Q: carga transmitida por la estructura a la cabeza de los pilotes, la cual debe tomarse igual al menor de los siguientes valores:

$$Q = \min (W - U + F_0 , C_p + C_f^+) \dots\dots (7)$$

La demostración de las dos ecuaciones anteriores se presenta en el Apéndice 1.

c) Cargas verticales puntuales localizadas en las puntas de los pilotes e iguales al valor C_p calculado en 3.3.1. El esfuerzo inducido en cualquier punto del medio por estas cargas, puede ser determinado por medio del programa de computadora detallado en el Apéndice 3.

d) Una descarga vertical debida a la fricción negativa desarrollada sobre las paredes de la cimentación. El esfuerzo inducido en cualquier punto del medio por esta descarga, de magnitud total F_0 , puede estimarse dividiendo el perímetro total del cajón de cimentación entre un perímetro fijado arbitrariamente para obtener un número idealizado de pilotes de longitud igual a la altura del cajón y posteriormente aplicando el procedimiento del Apéndice 2, desarrollado para el cálculo de los esfuerzos inducidos por la fricción en los pilotes.

Las ec. (6) y (7) permiten obtener las interacciones a largo plazo entre pilote-suelo-subestructura, en términos de los esfuerzos de la siguiente manera:

i La carga total Q , aplicada en la cabeza de los pilotes, está dada por la ec. (7)

ii El esfuerzo efectivo de contacto $\bar{P} = P - U$, transmitido al suelo por la subestructura es:

$$\bar{P} = W + F_0 - Q - U$$

iii Los esfuerzos transmitidos por el suelo a lo largo del fuste del pilote, pueden ser definidos por medio de la ec. (6)

iv La carga transmitida a través de la punta de los pilotes para el estrato de apoyo es C_p

Las interacciones i y ii permiten el diseño de la subestructura. Las interacciones iii y iv hacen posible determinar a largo plazo los esfuerzos inducidos en el suelo por la cimentación, por integración de la solución de Mindlin.

La fig. 3.4 muestra la variación típica con la profundidad de las componentes del incremento de esfuerzos verticales inducidos por consolidación local bajo un punto sobre la cimentación de pilotes. La resultante de estos incrementos netos de esfuerzo se muestra en la misma figura.

3.3.3 Determinación de los movimientos verticales.

Con el procedimiento del capítulo 3.3.2 se define la variación de los incrementos de esfuerzo verticales con la profundidad bajo cualquier punto localizado dentro o fuera del área de cimentación (que es la resultante de la fig. 3.4). A partir de estos incrementos de esfuerzos y los resultados de las pruebas de consolidación, pueden calcularse los asentamientos mediante la siguiente

te expresión:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

donde

- ΔH : hundimiento de cada estrato considerado, en m.
- Δe : diferencia entre la relación de vacíos inicial y final
- e_0 : relación de vacíos inicial
- H : espesor de cada estrato considerado, en m.

El hundimiento así determinado, corresponde al hundimiento local, o sea; aquel que es generado por el peso de la estructura.

Por otro lado, considerando el hundimiento regional, el desplazamiento relativo de la estructura a un punto de la superficie no afectado por la consolidación local será la suma algebraica de las dos componentes anteriores, según se muestra en la fig. 3.5. - Este tipo de comportamiento se observa generalmente en todos los tipos de cimentaciones de pilotes en la ciudad de México.

3.4 Método basado en la solución de Mindlin transformado a uno de Boussinesq equivalente.

Considérese una estructura desplantada sobre una losa de cimentación a la profundidad D_f y apoyada sobre pilotes de fricción de longitud L como se indica en la fig. 3.6

La carga W impuesta por estructura y subestructura sobre el sistema de sustentación (suelo más pilotes) es tomada parcialmente por la presión de contacto P , entre suelo y losa de cimentación. - El resto de la carga la soportan la cabeza de los pilotes. A su vez, la carga que corresponde a cada pilote se transforma en cierta distribución de esfuerzos cortantes, $f(h)$, positivos y/o negativos a lo largo del fuste, más una carga de punta, C_p .

Dicha distribución de esfuerzos o transferencia de carga a lo largo del contacto pilote-suelo se puede determinar como se verá más adelante. Además este método plantea una hipótesis, para el cálculo de esfuerzos.

3.4.1 Hipótesis para el cálculo de esfuerzos.

Se supondrá que la densidad de pilotes es suficientemente grande y uniforme en toda el área de cimentación (o en porciones de ella) para que pueda considerarse que el sistema de cargas impuesto al suelo por la punta y por cada diferencial de longitud del conjunto (o subconjunto) de pilotes, es equivalente a una carga de la misma magnitud total uniformemente distribuida, a la profundidad correspondiente, en el área encerrada por la envolvente del conjunto (o subconjunto) de pilotes (fig.3.7), esto significa que la presión uniforme A_{ph} , aplicada a la profundidad h y equivalente al sistema de cargas transmitidas al suelo por la diferencial de longitud Δh de n pilotes, es:

$$\Delta P_h = \frac{\sum_{i=1}^n f_{hi} \Phi_i \Delta H}{A}$$

y que la presión uniforme ΔP_p , aplicada en la punta de los pilotes ($D_f + L$) y equivalente al sistema de cargas de punta del conjunto de pilotes, es:

$$\Delta P_p = \frac{\sum_{i=1}^n C_{pi}}{A}$$

donde

f_{hi} : fricción o adherencia unitaria desarrollada entre pilote-suelo a la profundidad h .

Φ_i : perímetro del pilote a la profundidad h .

A : área de la cimentación.

La justificación de ésta hipótesis será la que resulte de evaluar globalmente la aproximación y justificación de este método.

3.4.2 Transformación aproximada del problema de Mindlin en problema de Boussinesq.

El incremento de esfuerzo vertical $\Delta \sigma_v$ en cualquier elemento del suelo puede calcularse como la integral de los incrementos debidos a ΔP_h y ΔP_p para toda h , entre los límites D_f a $D_f + L$, por lo que se tiene:

$$\Delta \sigma_v = \int_{D_f}^{D_f + L} d\sigma_v (h)$$

donde

$d\sigma_v (h)$: incremento de esfuerzo vertical que resulta.
 en el punto de interés por efecto de las pre
 siones uniformes Δp_p y Δp_h

De acuerdo a la solución de Mindlin, una carga puntual aplicada verticalmente hacia abajo en el interior del semiespacio elástico produce incrementos de esfuerzo vertical positivos en puntos situados bajo el nivel de aplicación de la carga, y negativos en puntos situados arriba del nivel de aplicación de dicha carga — (fig. 3.8). Lo mismo ocurre con una carga distribuida.

Entonces, para una carga uniformemente distribuida aplicada en una superficie horizontal en el interior del semiespacio tendrá signo positivo si está dirigida hacia abajo (fricción positiva), — y será de signo negativo si está dirigida hacia arriba (fricción negativa), luego, el incremento de esfuerzo Δp_h puede expresarse como:

$$\Delta C_h = + \Delta p_h I$$

donde

I: coeficiente en función de la profundidad y dimensiones del área cargada, varía entre 1 y 0.5 (figs.3.9 y 3.10).

Por condición de equilibrio, inmediatamente arriba del área de aplicación de la carga aparece un decremento de esfuerzo vertical Δd_h , cuyo valor absoluto es complemento de ΔC_h , es decir:

$$\Delta d_h = -\Delta P_h (1 - I)$$

Se postulará que los esfuerzos verticales en cualquier otro punto del suelo pueden calcularse aproximadamente por la solución de Boussinesq, suponiendo que:

a) El incremento de esfuerzo ΔC_h produce incrementos de esfuerzo sólo hacia abajo del nivel del área cargada, como si dicho nivel fuera la superficie del semiespacio.

b) El decremento de esfuerzo Δd_h produce decrementos de esfuerzo sólo hacia arriba del nivel del área cargada, como si dicho nivel fuera la superficie de un semiespacio que se prolongara hacia arriba.

Con base a la hipótesis planteada y el postulado de transformación aproximada, el procedimiento para calcular hundimientos de una cimentación sobre pilotes de fricción es el siguiente (ref 8).

3.4.3 Estados límite de servicio.

a) Se considera como zona compresible la limitada por dos fronte-

ras horizontales: la superior correspondiente al nivel neutro (Z_0) y la inferior a la máxima profundidad a la que existan suelos compresibles. Dicha profundidad se puede determinar empleando la siguiente igualdad:

$$Q = C_p + F_{nn} - pp \dots\dots (1)$$

donde

Q : carga total tomada por la cabeza de los pilotes, calculada como la diferencia entre la carga total actuante sobre el nivel de desplante y la descarga por excavación.

C_p : capacidad de carga total por punta de los pilotes.

$F_{nn} - pp$: fricción positiva total que puede desarrollarse entre la punta de los pilotes y el nivel Z_0

El segundo miembro a considerar en la ec(1) debe ser el mínimo de los valores mencionados en 3.3.1 (i, ii ó iii).

Como se dijo anteriormente, en la mayoría de los casos el valor mínimo obtenido resulta al considerar pilotes individuales, por lo que, según Skempton (ref. 7).

$$C_p = (cN_c + \gamma_m D_f) A_c \dots\dots (2)$$

por otro lado, se tiene que:

$$F_{nn}^+ - p_p = Q - C_p \dots\dots(3)$$

pero $F_{nn}^+ - p_p = P L_2 C \dots\dots(4)$

donde

- F: perímetro efectivo del conjunto de pilotes.
- L₂: longitud de pilote necesario para desarrollar la fricción positiva (ver fig. 3.6)
- C: adherencia pilote-suslo.

Una vez conocidas Q, C_p, P y C, sólo faltaría conocer L₂ para determinar la posición del nivel Z₀; entonces, sustituyendo la ec(4) en la ec(3) y despejando L₂, se tiene:

$$L_2 = \frac{Q - C_p}{P} \dots\dots(5)$$

observando nuevamente la fig. 3.6, se tiene que L₂ es:

$$L_2 = D_f + L - Z_0 \dots\dots(6)$$

sustituyendo la ec(6) en la ec.(5) y despejando Z₀, se tiene:

$$Z_0 = D_f + L - \frac{Q + C_p}{PC}$$

que es la expresión que determina la posición del nivel Z₀.

c) Cálculo de los incrementos de esfuerzos verticales

Se divide el estrato compresible en tramos y se considera aplicada, al nivel medio de cada tramo i , una presión uniforme P_i en toda el área piloteada y al nivel de la punta de los pilotes una presión uniforme P_p en que:

$$P_i = \frac{F_i^+}{A} I$$

$$P_p = \frac{C_p}{A} I$$

donde

F_i^+ : fricción positiva en el tramo i del conjunto de pilotes.

Se calculan los incrementos de esfuerzo vertical abajo del nivel de aplicación de cada carga mediante la solución de Boussinesq.

Se consideran aplicadas a las mismas elevaciones que las cargas anteriores, descargas uniformes de valor d_i al nivel medio de cada tramo del conjunto de pilotes y de valor d_p al nivel de las puntas, en que:

$$d_i = \frac{F_i^+}{A} (1-I)$$

$$d_p = \frac{C_p}{A} (1-I)$$

Se calculan los decrementos de esfuerzo vertical arriba de los niveles de aplicación de las descargas anteriores suponiendo que se distribuyen hacia arriba según la solución de Boussinesq.

Se calculan los incrementos netos de esfuerzo vertical, como la suma algebraica de incrementos y decrementos debidos a las cargas de los distintos tramos en que se dividió la zona de fricción-positiva y a la carga por punta.

Estos incrementos de esfuerzo vertical corresponden a la resultante de los incrementos de esfuerzo de la fig. 3.4 calculados con el otro método.

c) Determinación de los movimientos verticales.

La determinación de los movimientos verticales se calcula, a partir de la variación de los incrementos de esfuerzo verticales con la profundidad bajo cualquier punto localizado dentro o fuera del área de cimentación, exactamente igual que para el método mostrado anteriormente.

3.4.4 Estados límite de falla.

Para verificar los estados límite de falla debe cumplirse la siguiente desigualdad.

$$\sum Q f_c < R \dots\dots (1)$$

donde

ΣQ_{fc} : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta afectada de sus correspondientes factores de carga.

R: capacidad de carga de la cimentación.

La capacidad de carga R se considerará igual al menor de los siguientes valores.

- suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales
- la capacidad de carga de una pila o zapata de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- la suma de las capacidades de los diversos grupos de pilotes que puedan formarse.

Para determinar la capacidad de carga R se analizan dos combinaciones

Primera combinación: Cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima.

a) Revisión de los pilotes individuales

La capacidad de carga por fricción se calcula con:

$$C_f = 0.5 \text{ qu As Fr}$$

donde

F_R : factor de resistencia, igual a 0.7 (art. 268, ref.8)

La capacidad de carga por fricción del grupo de pilotes, será igual a la suma de la capacidad de carga de los pilotes individuales.

La capacidad de carga del suelo en contacto con la losa de cimentación es:

$$C_B = \left[(c N_c) F_R + \gamma_m D_f \right] A_c$$

donde

C : cohesión reducida en 0.67

F_R : factor de resistencia, igual a 0.7 (ref. 8)

A_c : área de la losa, descontando el área que ocupan todos los pilotes.

Para la primera combinación, el factor de carga F_o es igual a 1.4 y $R = C_f + C_B$, quedando la desigualdad por cumplir:

$$\sum Q F_o < C_f + C_B$$

La capacidad que deberá tener la losa de cimentación para soportar la presión de contacto es:

$$\frac{\sum Q F_o - C_f}{A}$$

- b) Revisión de la pila igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga se calcula empleando la teoría de Skempton (ref. 7), para suelos arcillosos:

$$R = \left[(CNc) F_R + \gamma_m D_f \right] A_p$$

donde

$\gamma_m D_f$: presión vertical total debida al peso propio del suelo. En este caso no debe considerarse ya que en las acciones no se toma en cuenta el peso propio del suelo incluido en la pila.

A_p : área transversal de la pila

- c) Revisión del grupo de pilotes en que se puede subdividir la cimentación.

Esta revisión se hace igual que el inciso b), la capacidad de carga será igual a la obtenida para un subconjunto de pilotes multiplicada por el número de estos. Además se debe considerar la capacidad de carga del suelo en contacto con la losa de cimentación, siguiendo los lineamientos descritos en el inciso a), resultando la desigualdad por cumplirse de la siguiente manera:

$$\sum Q F_0 < R + C_s$$

Segunda combinación: Cargas permanentes, cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica.

a) Revisión de los pilotes individuales

Esta revisión se hará exactamente igual que para la primera combinación, excepto para el diseño de la losa de cimentación, donde se tomará en cuenta el momento de volteo, que se puede traducir en una excentricidad e , equivalente a reducir el ancho b de la losa a un ancho b' igual a:

$$b' = b - 2e$$

además se deberán descontar aquellos pilotes que queden comprendidos dentro del área de cimentación eliminada (fig. 3.11).

El factor de carga a emplear para esta segunda combinación es 1.1 (art. 220, ref. 8)

La presión de contacto que deberá soportar la losa de cimentación bajo estas condiciones es:

$$\frac{\sum Q F_0 - C_f}{A'}$$

donde

A': área reducida de cimentación.

b) Revisión de la pila igual a la de la envolvente del conjunto - de pilotes.

Es igual que para la primera combinación, sólo que el área - transversal de la pila debe tener un ancho reducido en $2e$

c) Revisión del grupo de pilotes en que se puede subdividir la ci mentación.

En el área reducida de cimentación, se aplica el criterio - mencionado en el inciso c) de la primera combinación de acciones.

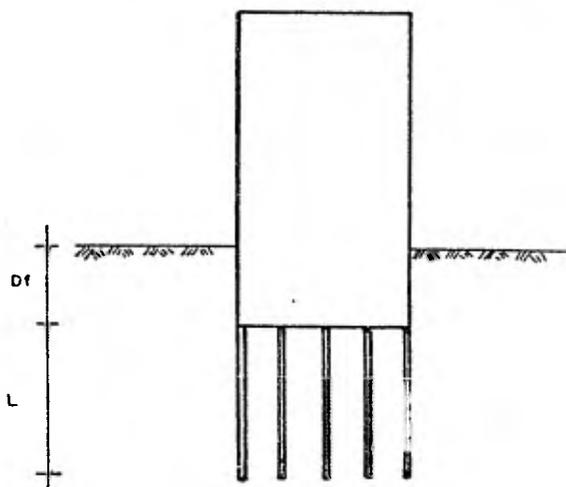


FIG. 3.1

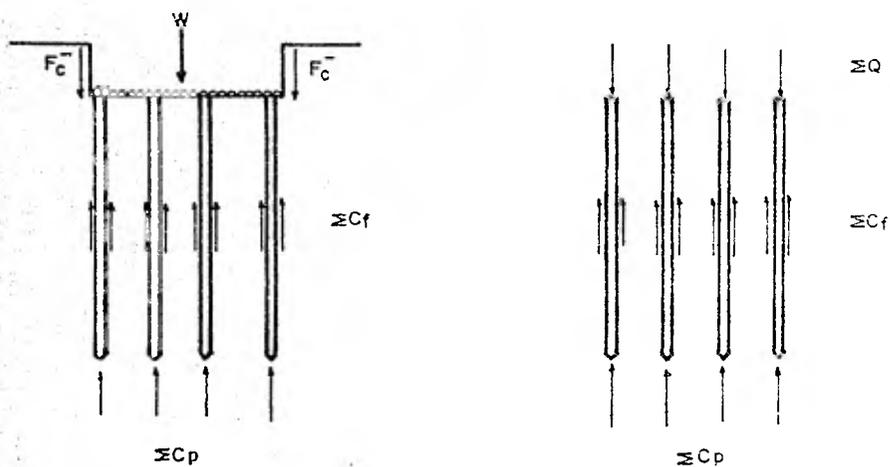
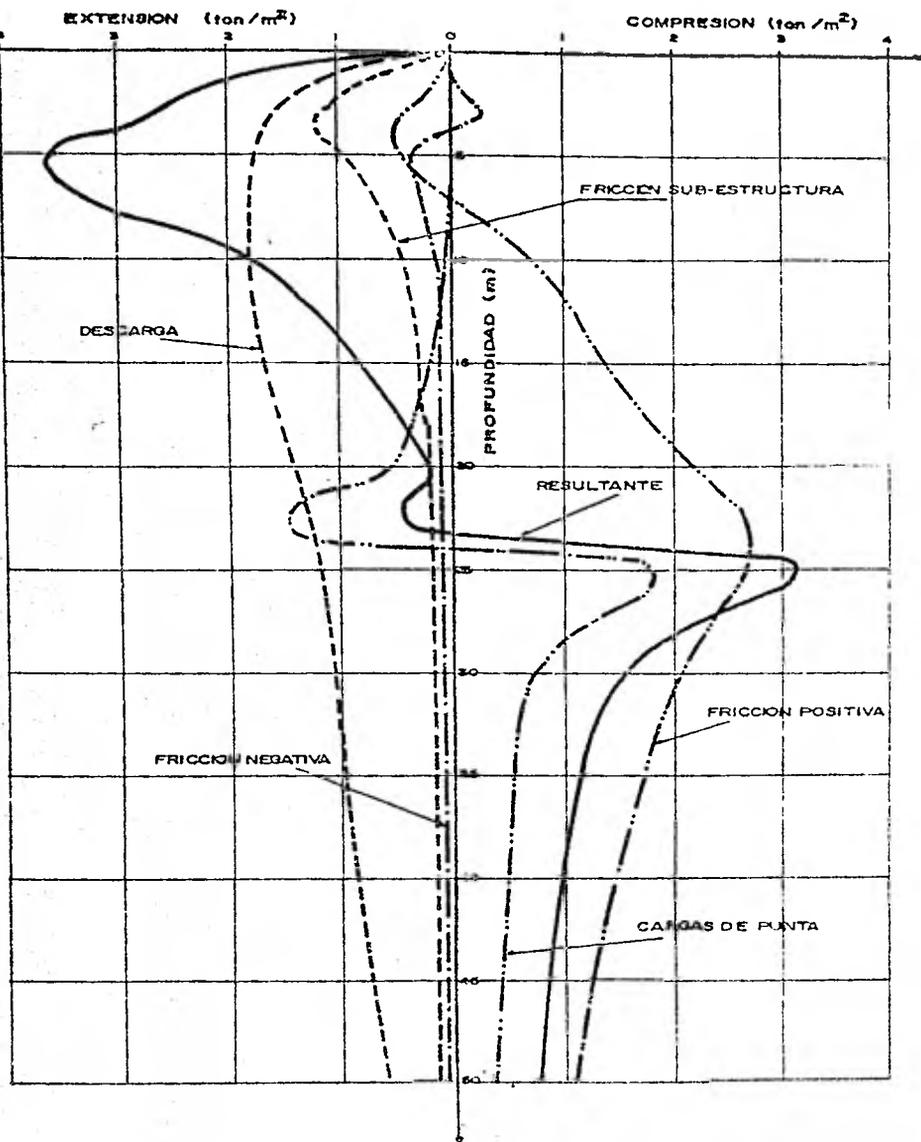
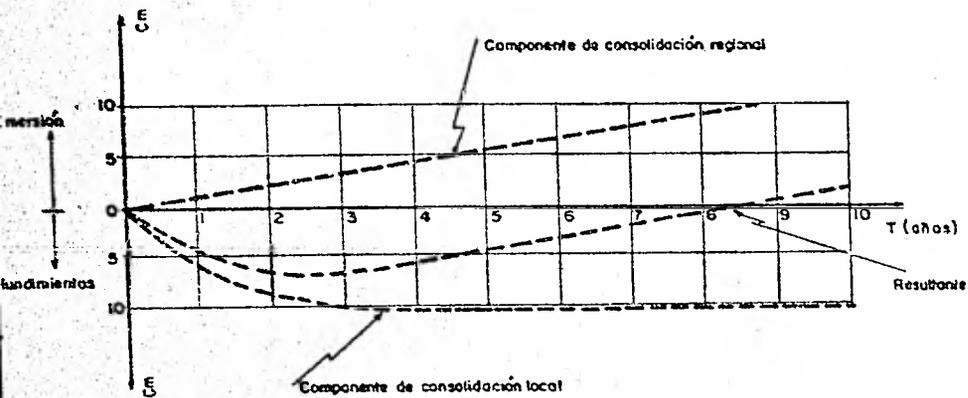


FIG. 3.2 Conjunto de interacciones pilote-suelo-subestructura que determinan el equilibrio de la cimentación.

INCREMENTOS VERTICALES DE ESFUERZO

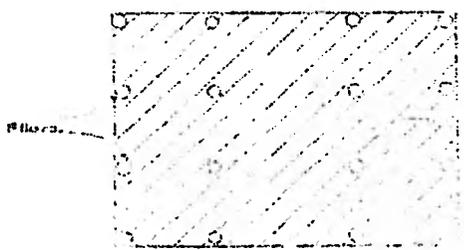
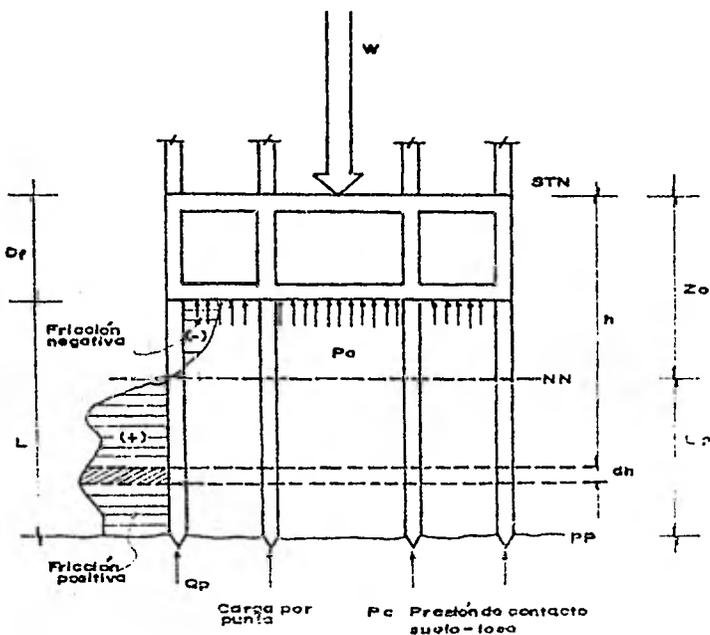


VARIACION TIPICA DEL INCREMENTO DE ESFUERZOS VERTICALES Y SUS COMPONENTES.



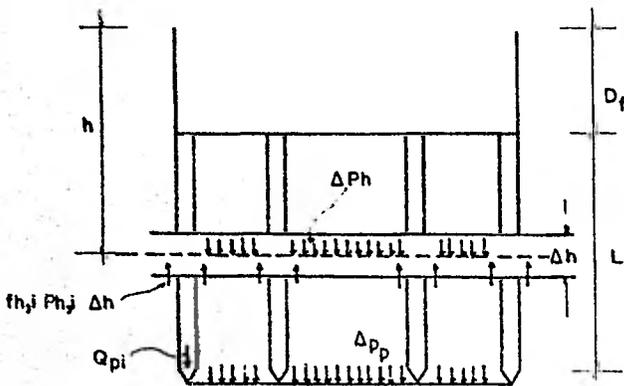
DESPLAZAMIENTO VERTICAL DE UNA CIMENTACION DE PILOTES CON EL TIEMPO, RELATIVO A UN PUNTO DE LA SUPERFICIE NO AFECTADO POR CONSOLIDACION LOCAL.

Fig. 3. 5



Detalle del área con circunferencias de refuerzo en el eje

ESTRUCTURA APOYADA EN PILAS DE CONCRETO

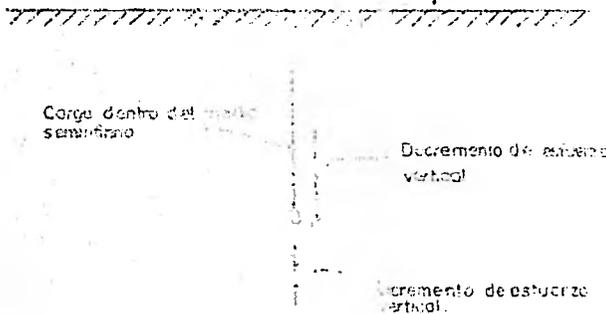


- $f_{h,i} Ph_j \Delta h$ Reacción del suelo contra el pilote debido a la fricción (positiva o negativa) actuando en Δh
- ΔPh Carga uniformemente repartida debida a la fricción (positiva o negativa) que el pilote le trasmite al suelo
- Δpp Carga uniformemente repartida debida a las fuerzas en la punta

CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA ΔPh Y Δpp

Superficie

FIGURA No. 517



CAMBIO DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL POR EFECTO DE UNA FUERZA VERTICAL APLICADA DENTRO DE UN MEDIO ELASTICO.

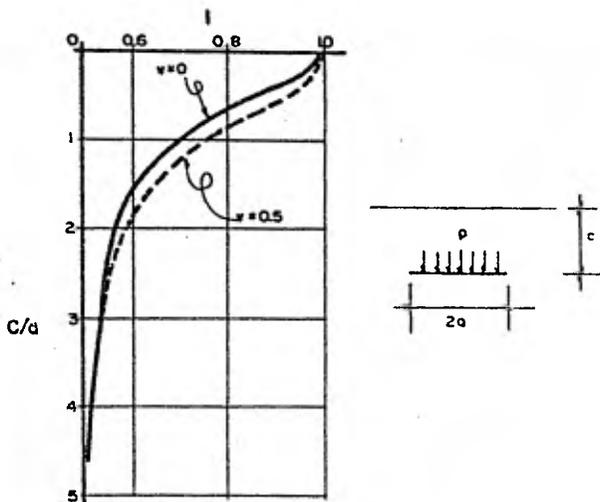


Fig. 3.9 VALORES DE I AL CENTRO DE UN AREA CIRCULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

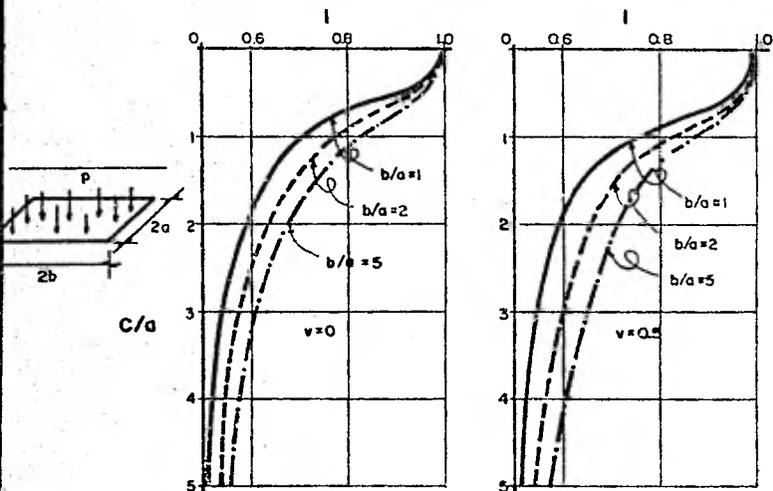
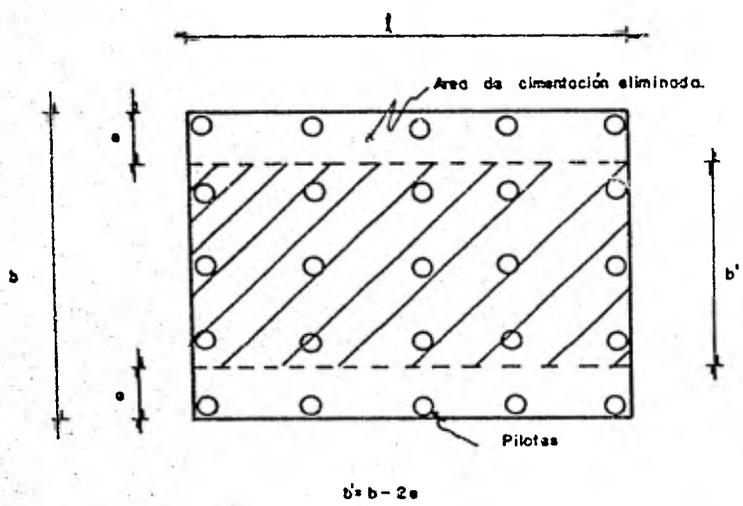


Fig. 3.10 VALORES DE I AL CENTRO UN AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.



AREA DE CIMENTACION REDUCIDA.

Fig. 3.11

4. EL COMPORTAMIENTO OPTIMO

El análisis para la determinación del tipo de cimentación más adecuado para los diferentes tipos de apoyo mostrados en la fig. 1.2 se hará en base al método propuesto en 3.4. Las soluciones de cimentación más adecuadas así obtenidas, se compararán con los resultados obtenidos con el otro método, descrito en 3.3. La solución óptima será aquella que resulte más económica y que cumpla además con los requisitos de estados límite de falla y de servicio.

Para la ejemplificación práctica de ambos métodos, se presentan dos ejemplos numéricos detallados, uno para cada método, correspondientes a la solución óptima de cimentación del apoyo tipo P3.

4.1 Criterios para seleccionar la cimentación óptima.

En la mayoría de los casos, el área de cimentación es de una magnitud restringida, ya que no puede ir más allá del predio disponible; en caso contrario, invadiría terrenos ajenos o se toparía con construcciones vecinas. En el caso particular del proyecto aquí analizado (distribución y espaciamiento entre apoyos), no se tienen tales limitaciones, a excepción de que el área del cajón de cimentación que se proponga no debe ser mayor que la correspondiente al área tributaria del apoyo analizado, posibilidad que es muy remota si se considera que el área tributaria mínima -

de un apoyo es de 630 m^2 , además sólo es válida esta restricción -- si los apoyos adyacentes al analizado necesitaran también un área de cimentación mayor a su área tributaria correspondiente. En este caso, el área de cimentación se considerará como un parámetro variable.

Por otro lado, la profundidad de desplante D_f del cajón de cimentación se fijó en 2 m, por las siguientes razones: una profundidad mayor ocasionaría serios problemas en la construcción y el comportamiento de la estructura debido a las condiciones del subsuelo como pueden ser la estabilidad de taludes, presencia del nivel freático y filtraciones que eliminarían la compensación. Una profundidad mayor ocasionaría que la losa de cimentación se desplantara sobre materiales de relleno (ver capítulo 2), condición que es indeseable.

Por lo que se refiere a los pilotes, la longitud debe ser máxima para obtener un eje neutro lo más profundo posible, reduciendo así el espesor compresible. Sin embargo, deberá dejarse un "colchón" de suelo entre la punta del pilote y la capa resistente más próxima para evitar el contacto a largo plazo. El espesor del colchón de suelo recomendable es 2 m como mínimo. Sin embargo, el número, material y sección de los pilotes a considerar son parámetros variables.

Si la profundidad D_f del cajón de cimentación y la longitud L de los pilotes son parámetros constantes, y el área de cimentación, número, material y sección de los pilotes son parámetros variables; la cimentación óptima será aquella que resulte con menor

Área de cimentación asociada al menor número de pilotes, lo que se traduciría en menor costo y que cumpla además con los requisitos de seguridad y servicio.

A continuación se discute el procedimiento de análisis para cada tipo de apoyo.

4.2 Análisis de cimentación para apoyo tipo P3.

Para determinar la cimentación más adecuada para este tipo de apoyo considerando la estratigrafía descrita anteriormente y las características estructurales del proyecto, se determinó que la longitud máxima de los pilotes es de 29 m.

En la fig. 4.1 se presentan los resultados obtenidos (estado límite de falla y de servicio) para cada una de las alternativas de cimentación analizadas.

Se calcularon los asentamientos que ocurrirán bajo la acción de las cargas verticales de las siguientes alternativas:

Cajón hueco estanco (curva G)	}	Compensado totalmente
		Compensado parcialmente

Cajón hueco estanco combinado con pilotes de fricción (cimentación mixta).

Pilotes de concreto

46 pilotes de sección cuadrada de 50X50 cm. Curva A

30 pilotes de sección cuadrada de 50X50 cm. Curva B

19 pilotes de sección cuadrada de 50X50 cm. Curva C

19 pilotes de sección cuadrada de 30X30 cm. Curva E

19 pilotes tipo Tensa*.
Curva F

Pilotes de acero

46 pilotes tipo ahujá** de 15 cm. de diámetro. Curva D

Con respecto al análisis de la curva G, se observa que las dimensiones del cajón son excesivas, por lo cual este tipo de cimentación se desecha.

Con respecto a la cimentación mixta se tienen dos restricciones: El asentamiento no debe exceder el límite permisible fijado -

* En el apéndice 4 se dan las características de este tipo de pilotes.

** Los pilotes de ahujá son elementos muy esbeltos de pequeño diámetro ($d=8$ a 15 cm) y relación longitud/diámetro $l/d=100a200$ que transmiten la carga casi exclusivamente por fricción lateral. En Italia se conocen como micropali (Ref. 9)

por el Reglamento de Construcciones del D.F. (estado límite de servicio satisfactorio) y además existe una combinación de área de cajón-número de pilotes mínimos que garantizan el estado límite de - falla.

Para definir la solución óptima de los conjuntos área de cajón-número de pilotes, se calcularon los asentamientos fijando número, tipo y sección de los pilotes y variando el área del cajón - de cimentación, de cada alternativa estudiada, curvas A, B, C, D, - E, y F.

La solución óptima deberá tener el mínimo de área de cajón, el mínimo número de pilotes y además deberá satisfacer los estados límite de servicio y de falla.

De las curvas así obtenidas se definen tres tramos. El tramo 1-2 donde el conjunto no satisface ni el estado límite de falla ni el estado límite de servicio; el tramo 2-3 donde no se satisface - el estado límite de falla y el tramo 3-4 donde se satisfacen los - dos estados. La solución óptima es precisamente el punto 3 de cada alternativa de cimentación analizada.

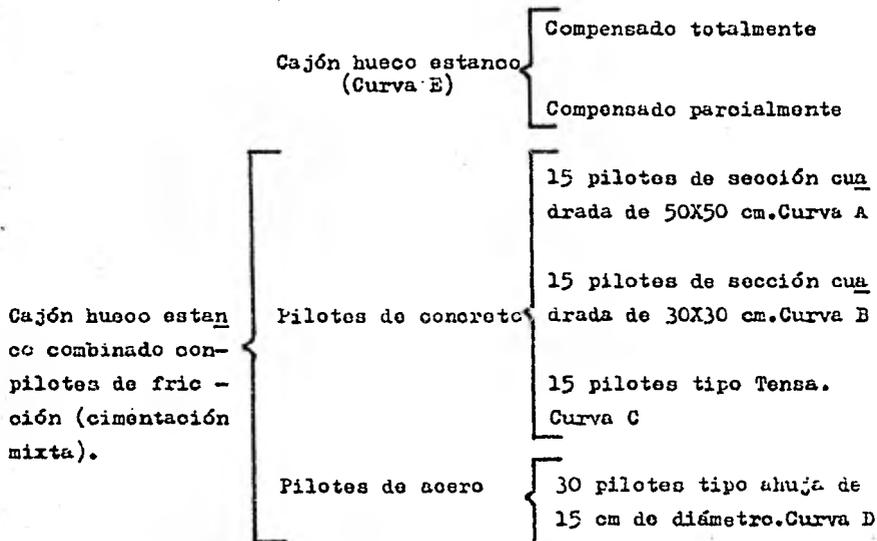
Para elegir la cimentación a emplear de entre todas las óptimas encontradas de cada alternativa, se deberá tomar en cuenta el factor económico; por esta razón, se pueden desechar las soluciones correspondientes a las curvas A, B y C ya que son las que necesitan mayor área de cimentación y la sección de los pilotes es mayor que en las otras alternativas; quedando por comparar las siguientes tres alternativas de cimentación y la óptima será aquella

que resulte más económica:

Curva	Area de cimentación (m ²)	Número de pilotes	Tipo de pilotes	Hundimiento (cm)
D	561	46	ahuja d = 15 cm	23.43
E	570	19	cuadrado de 30X30 cm	25.86
F	561	19	Tensa	23.53

4.3 Análisis de cimentación para apoyo tipo P2

En la fig. 4.2 aparecen graficados los resultados obtenidos de las siguientes alternativas de cimentación estudiadas:



En dicha figura se observa que la cimentación a base de cajón total o parcialmente compensado, (curva E) para cumplir los es dos límite de falla y de servicio requiere una área de cimenta — ción excesiva, como en el caso del apoyo tipo P3, por lo cual este tipo de cimentación se desecha.

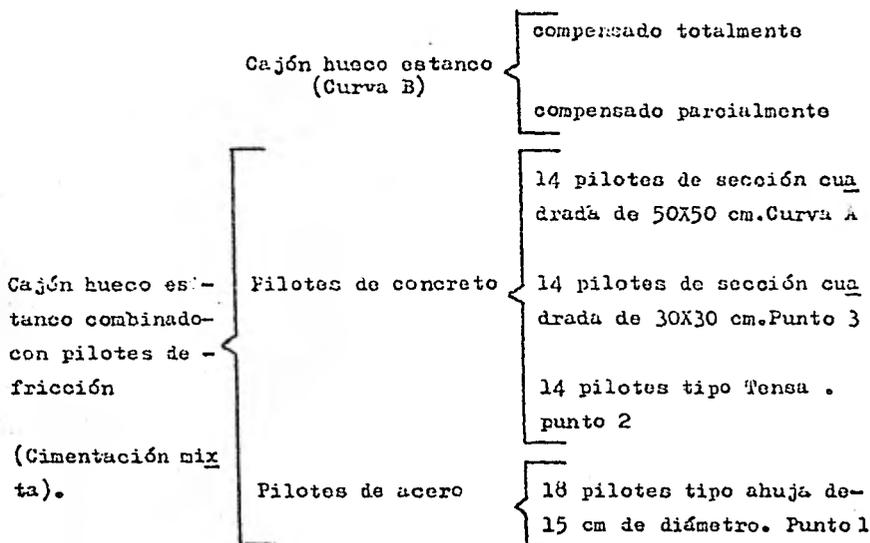
Con respecto a la cimentación mixta, todas las soluciones de cimentación que se observan en la fig. 4.2 corresponden a estados— límite de falla y de servicio satisfactorios, por tanto cualquier— combinación estudiada de área de cajón—número de pilotes que se e— lija dentro de ese rango es técnicamente factible. Para determinar la solución óptima es necesario hacer un análisis comparativo de — costos de las soluciones correspondientes al punto 3 de cada curva ya que representa el área mínima. Las soluciones se resumen a con— tinuación:

Curva	Área de cimentación (m ²)	Número de pilotes	Tipo de pilotes	Hundimiento (cm)
B	390	15	cuadrado de 30X30 cm	18.51
C	390	15	Tensa	17.41
D	390	30	ahuja d = 15 cm	18.45

Nótese que el punto 3 de la curva A se desechó, porque es ob vio que no resultará la más económica ya que requiere de una área— de cimentación y una sección de pilote mayores que las alternati — vas a comparar.

4.4 Análisis de cimentación para apoyo tipo P1

En la fig. 4.3 se muestran los resultados obtenidos de las siguientes alternativas de cimentación analizadas:



Los puntos 1, 2, 3, la curva A y el segmento de tramo 4 - 5 de la curva B corresponden a estados límite de falla y de servicio satisfactorios, por lo que cualquier solución comprendida en esos puntos y/o en esos segmentos, son solución al problema.

La solución óptima de cada alternativa de cimentación estudiada es la correspondiente a los puntos 1, 2, 3, 4 y 6 de dicha fig. Cualquier posible solución a la izquierda de dichos puntos, correspondería a estados límite de falla insatisfactorios; luego

entonces, el área de cimentación considerada para cada solución óptima de las diferentes alternativas, es precisamente la mínima requerida para satisfacer dichos estados.

Con respecto a la solución correspondiente al punto 6 es posible desecharla, antes de hacer un análisis comparativo de costos, por las siguientes razones: Considerando las soluciones a base de cimentación mixta puntos 1, 2, 3 y 6, se observa que el punto 6 requiere de una área de cimentación mayor y una sección de pilote - también mayor que las otras alternativas, lo que obviamente se traduce en un mayor costo.

Por todo lo anterior, las soluciones a comparar económicamente serían las siguientes:

Punto	Área de cimentación (m ²)	Número de pilotes	Tipo de pilotes	Hundimiento (cm)
1	220	18	ahuja d = 15 cm	18.58
2	220	14	Tensa	13.65
3	230	14	cuadrado de 30X30 cm	13.16
4	300	0	Sin pilotes	30.00

4.5 Consideraciones para el análisis de costos.

El análisis comparativo de costos para determinar el tipo de cimentación óptima de los apoyos tipo P2 y P3 se hará únicamente -

para los pilotes, ya que si se observa las características de las alternativas a comparar, se ve que las áreas del cajón de cimentación de cada una de ellas son sensiblemente similares en el apoyo tipo P3, e iguales en el apoyo tipo P2; por consiguiente, el costo de excavación, bombeo, acero de refuerzo, concreto y cualquier otro concepto a tomar en cuenta en el costo de la subestructura (excluyendo pilotes) es el mismo para cada alternativa a comparar.

Para determinar la solución óptima para el apoyo tipo P1, - primero se compararán las alternativas de cimentación mixta resumidas anteriormente, comparando solamente el costo de los pilotes, - ya que también en este caso el área del cajón de cimentación es sensiblemente similar. Una vez tomada la solución de cimentación mixta más económica, se comparará con la solución a base de cajón parcialmente compensado de la siguiente manera: El costo de los pilotes que resulte más económico de las soluciones de cimentación mixta, se comparará con el costo que resulte al considerar la diferencia de áreas de cajón de cimentación.

El análisis de costos de los pilotes en seguida presentado, - corresponden a costos actuales (octubre de 1980) obtenidos por información directa en varias compañías dedicadas a la construcción de cimentaciones en la ciudad de México.

4.6 Análisis de costos.

A continuación se resume el costo obtenido por metro lineal-

de pilote de las alternativas de cimentación seleccionadas previamente. El costo menor que resulte de considerar pilotes tipo tensa, pilotes de concreto de sección cuadrada de 30 x 30 cm y pilotes de acero tipo ahuja de diámetro d = 15 cm, se desglosará ampliamente en el Apéndice 5, ya que la cimentación óptima será precisamente la que empleé ese tipo de pilotes.

Concepto	Costo directo por metro lineal de pilote		
	Tensa 1	de sección cuadrada de 30 x 30 cm 2	tipo ahuja de diámetro d = 15 cm 3
Fabricación	\$ 375.00	\$ 339.50	\$ 1123.08
Transporte	68.97	No necesita	Incluido en el costo de fabricación.
Hincado	102.12	116.88	102.12
Flete	2.69	1.70	1.70
Perforación	No necesita	190.77	No necesita
Costo directo	\$ 548.78	\$ 648.85	\$ 1226.90
Costo indirecto	30% de C D	30% de C D	30% de C D
Precio unitario	\$ 713.41	\$ 843.51	\$ 1594.97

El costo de fabricación anotado en las columnas 1 y 2 comprende los materiales, equipo y mano de obra necesarios para la fabricación del pilote. La columna 3 es el costo obtenido en AHMSA - (Altos Hornos de México, S. A) de metro lineal de tubo de acero o

dula 40 de diámetro $d = 15$ cm.

El costo de transporte anotado en la columna 1 corresponde al transporte de los pilotes desde la planta hasta el sitio de la obra; en el caso de la columna 2 no requiere de transporte ya que este tipo de pilotes generalmente se fabrican a pie de obra.

El costo de hincado comprende la depreciación o renta de maquinaria, el equipo, mano de obra y material a emplear. En el caso de la columna 3 no se obtuvo este concepto, ya que en México es muy raro el uso de este tipo de pilotes, por lo que se supuso igual al costo de los pilotes Tensa.

El concepto flete se refiere al costo de movilizar el equipo necesario para la hinca de los pilotes. En el caso de la columna 3 no se obtuvo este dato y se supuso igual al de la columna 2.

Para los pilotes tipo ahuja y tipo tensa no se requiere de una perforación previa; en el primer tipo por ser de diámetro muy pequeño y en el segundo tipo por el hecho de que, según información obtenida, para suelos con una resistencia a la penetración estándar menor de 20 golpes no se requiere. La manera de obtener el costo por metro lineal de perforación en caso de necesitarse (columna 2) es asignando un costo por cm lineal de diámetro equivalente de la sección del pilote; esto es, para el caso de la columna 2 el diámetro equivalente es 38.20 cm y el costo por cada cm

es \$ 6.50 (precio unitario) dividido entre 1.30 correspondiente al costo de indirectos queda \$ 5.00, multiplicado por 38.20 cm de diámetro equivalente resulta \$ 190.77 por metro lineal de perforación.

Después del análisis de costos efectuado, se desprende claramente que la cimentación a base de pilotes tensa es la más económica, luego entonces, la solución de cimentación óptima para apoyos tipo P2 y P3 será la que emplee este tipo de pilotes. Por lo que se refiere al apoyo tipo P1 se comparará el costo de 14 pilotes tipo tensa de 29 m de longitud con el costo que resulta de considerar la diferencia de áreas de cajón de cimentación (puntos 2 y 4 de la fig. 4.3), esta diferencia es de 80 m².

El costo de 14 pilotes tipo Tensa de 29 m de longitud es:

$$\$ 713.41/ml \times 14 \text{ pilotes} \times 29 \text{ m c/u} = \$ 289,644.46$$

El costo de 80 m² adicionales de cajón de cimentación es el siguiente:

Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Importe
Excavación	m ³	160	\$ 43.37	\$ 6,939.20
Bombeo (1 bomba de 3 HP)	bomba	1	15,000.00	15,000.00
Concreto	m ³	63.6	2,000.00	127,200.00
Acero de refuerzo	Ton	12.72	15,000.00	190,800.00
COSTO TOTAL			\$	339,939.20

Del análisis anterior se desprende que la cimentación a base de cajón parcialmente compensado es más costosa que la cimentación mixta, por lo que también para el apoyo tipo P1 la solución de cimentación óptima es a base de cajón hueco estanco combinado con pi lotes de fricción tipo Tensa.

No obstante, si la cimentación a base de cajón hueco estanco hubiera resultado más económica, se hubiera desechado, ya que al tener dos tipos de cimentación diferentes en la misma estructura, éstas pudieran ser incompatibles, ya que seguramente hubieran tenido comportamientos diferentes, en cuanto a movimientos verticales se refiere.

Como la cimentación más económica resultó considerando pilotes Tensa, para los tres tipos de apoyo, en el Apéndice 5 se presenta el análisis de costos de este tipo de pilotes.

4.7 La solución óptima

La solución óptima (técnico-económica) de cimentación para los tres tipos de apoyo es a base de cajón hueco estanco que compense parcialmente el peso de la estructura combinado con pilotes de fricción tipo Tensa de 29 m de longitud.

En la siguiente tabla se resumen las características de la cimentación óptima de cada tipo de apoyo y se comparan los resultados obtenidos por ambos métodos.

Apoyo tipo	Area de cimentación (m ²)	Número de pilotes	Hundimiento (cm)		distorsión angular
			centro	esquina	
1	220	14	13.65 ^Δ	7.08 ^Δ	0.005 ^Δ
			13.58 ⁺	7.47 ⁺	0.005 ⁺
2	390	15	17.45 ^Δ	9.10 ^Δ	0.006 ^Δ
			17.24 ⁺	14.47 ⁺	0.002 ⁺
3	561	19	23.53 ^Δ	12.99 ^Δ	0.006 ^Δ
			22.26 ⁺	14.52 ⁺	0.004 ⁺

Los hundimientos obtenidos por ambos métodos en el centro de la cimentación son sensiblemente similares, resultando un 2% menores los obtenidos con el método descrito en 3.3; en cambio, los obtenidos en una esquina de la cimentación resultaron mayores en un 5,37 y 11% para apoyos tipo P1, P2 y P3 respectivamente; sin embargo, debido a que estos hundimientos son pequeños esta diferencia es despreciable. Por lo que respecta a distorsión angular (hundimientos diferenciales), el valor mayor obtenido fué 0.006, el cual es mayor al máximo permisible de 0.004, pero considerando la gran rigidez que tendrá el cajón de cimentación (no tomada en cuenta en los cálculos de hundimientos) seguramente se reducirá a límites -

^Δ Hundimiento obtenido por el método descrito en 3.4

⁺ Hundimiento obtenido por el método descrito en 3.3

permisibles, y además un análisis estructural quedaría fuera del alcance de esta tesis.

4.8 Costo total aproximado del Distribuidor Av. Central

Apoyo tipo P3

Concepto	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
Excava - ción	m ³	1122	\$ 43.37	\$ 48,661.14
Bombeo	bomba	4	15,000.00	60,000.00
Concreto	m ³	667.1	2,000.00	1,334,200.00
Acero de refuerzo	Ton	133.42	15,000.00	2,001,300.00
Pilotes	ml	551	713.41	393,088.91
Importe Total				\$ 3,837,250.05

Apoyo tipo P2

Concepto	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
Excava - ción	m ³	780	\$ 43.37	\$ 33,828.60
Bombeo	bomba	4	15,000.00	60,000.00
Concreto	m ³	436.2	2,000.00	872,400.00
Acero de refuerzo	Ton	87.24	15,000.00	1,308,600.00
Pilotes	ml	435	713.41	310,333.35
Importe Total				\$ 2,585,161.95

Apoyo tipo P1

Concepto	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
Excava - ción	m ³	440	\$ 43.37	19,082.80
Bombeo	bomba	4	15,000.00	60,000.00
Concreto	m ³	326.40	2,000.00	652,800.00
Acero de esfuerzo	Ton	65.28	15,000.00	979,200.00
Pilotes	ml	406	713.41	289,644.46
Importe Total			\$	2,000,727.26

De la fig. 1.2 se observa que se tienen 10 apoyos tipo P3, - 41 apoyos tipo P2 y 12 apoyos tipo P1, por lo que el costo total - aproximado de este distribuidor, en lo que a cimentación se refiere es:

\$ 168,372,867.60

4.9 Determinación de los movimientos verticales en los puntos de interés.

Para la determinación de estos movimientos, se supondrá que el 100% de la consolidación local primaria de la estructura se alcanza en 5 6 6 años después de terminada la construcción.

Para valorar la consolidación regional, se consultó la referencia 10, donde el hundimiento regional de la zona en estudio es de 14.23 cm por año, lo que equivale a 0.28 cm/año por metro de estrato compresible .

Por lo que respecta a consolidación local, el hundimiento medio en el centro y esquina de la cimentación es 18 y 11 cm respectivamente.

Con los valores de consolidación local y con la componente por consolidación regional es posible determinar el comportamiento de la estructura, según se muestra en la fig. 4.4 en la que se observa que a partir de entre 10 y 15 años de terminada la construcción, la estructura tenderá a emerger con respecto al área circundante.

4.10 Consideraciones de cálculo

El diagrama de esfuerzos efectivos se elaboró con los valores obtenidos de peso volumétrico de las pruebas de compresión simple y compresión triaxial (tablas 4.1 a 4.9), desde la superficie hasta los depósitos profundos. Durante los trabajos de campo se detectó el nivel de aguas freáticas a 1.20 m de profundidad con respecto al brocal de perforación. También se consideró un abatimiento piezométrico según lecturas obtenidas después de la estabilización de la estación piezométrica, dichos resultados se muestran en la tabla 4.10 y el diagrama de esfuerzos efectivos así obtenido se muestra en la fig. 4.5

En la fig. 4.6 se presentan los valores medidos de cohesión, obtenidos de los resultados de las pruebas de compresión simple ($qu/2$), compresión triaxial (uu) (tablas 4.1 a 4.9), torcómetro (σ) y penetrómetro (A) graficados en las figs. 2.6 a 2.11, en el cálculo se emplearon estos valores medios.

En la fig. 4.5 están graficados los rangos de preconsolidación de las curvas de compresibilidad tomadas en cuenta para el cálculo de hundimientos. Esta selección se hizo por el contenido de agua representativo de cada estrato considerado y de acuerdo a la carga de preconsolidación más cercana al diagrama de esfuerzos efectivos, ya que se trata de un suelo normalmente consolidado, según se anotó anteriormente. En las figs. 4.7 a 4.23 se presentan las curvas de compresibilidad utilizadas en los cálculos de hundimientos.

En los análisis de cálculo efectuados por ambos métodos, no se consideró la fricción actuante (F_c) en las paredes del cajón de cimentación, por un lado porque ésta es pequeña y por otro lado porque generalmente existe un relleno entre suelo y paredes de cimentación que impide que se desarrolle la fricción.

4.11 Ejemplo numérico para aplicación del método descrito en 3.4

El ejemplo numérico enseguida presentado corresponde a la solución de cimentación óptima determinada para el apoyo tipo P3, es quematizada en la fig. 4.24.

4.11.1 Datos de la estructura

Area del cajón de cimentación, A	561	m ²
Area de la sección de un pilote Tensa, A_p	0.0474	m ²
Longitud de un pilote, L	29	m
Número de pilotes, N	19	

Carga muerta	1266.09	ton
Carga viva	265.40	ton
Carga por impacto	55.74	ton
Perímetro de un pilote, P	1.30	m
Peso de la pila	193.75	ton
Profundidad del cajón de cimentación, D _f	2	m
Descarga por excavación	1694.22	ton
Profundidad del nivel freático, D _w	1.20	m
Peso volumétrico del material excavado, γ _m	1.51	ton/m ³
Peso del cajón de cimentación	951.84	ton
Peso de los pilotes	36.48	ton

4.11.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos totales y diferenciales se calcularán para la combinación de acciones permanentes más variables con intensidad media.

a) Cálculo del nivel neutro Z₀

La suma de la capacidad por punta de los pilotes individuales es:

$$C_p = N (c_{nc} + F\bar{v}) A_p$$

$$C_p = 19 (1.30 \times 9 + 9.47) 0.0474$$

$$C_p = 19.07 \text{ ton.}$$

El nivel neutro Z₀ se determina con la siguiente expresión:

$$Z_0 = D_f + L - \frac{Q + C_p}{FCN}$$

considerando un valor medio de cohesión C de 1.19 ton/m^2 y una carga total Q de 809.68 (no se considera carga por impacto y solo se considera el 21% de la carga viva) queda:

$$Z_0 = 2 + 29 - \frac{809.68 + 19.07}{1.3 \times 1.19 \times 19}$$

$$Z_0 = 4.10 \text{ m.}$$

b) Cálculo de los incrementos de esfuerzo verticales

Se calculan los incrementos de esfuerzo vertical abajo del nivel de aplicación de cada carga mediante la solución de Boussinesq con las siguientes expresiones:

$$P_i = \frac{F_i^+}{A} I$$

$$P_p = \frac{C_p}{A} I$$

Se determinan los decrementos de esfuerzo vertical arriba de los niveles de aplicación de las descargas mediante la solución de Boussinesq con las siguientes expresiones:

$$d_i = \frac{F_i^+}{A} (1 - I)$$

$$d_p = \frac{C_p}{A} (1 - I)$$

Se calculan los incrementos netos de esfuerzo vertical como la suma algebraica de incrementos y decrementos debidos a las cargas de los distintos tramos en que se dividió la zona de fricción positiva y a la carga por punta.

Los cálculos realizados de acuerdo con el procedimiento anterior se presentan en las tablas 4.11 y 4.12. La zona de fricción positiva se dividió en tres tramos. En la fig. 4.25 se muestra la distribución de los incrementos de esfuerzo verticales en los puntos de interés.

o) Determinación de los movimientos verticales.

Estos se calcularon en base a las curvas de compresibilidad de las figs. 4.7 a 4.23, al diagrama de esfuerzos efectivos iniciales de la fig. 4.5, a los diagramas de incremento de esfuerzos de la fig. 4.25 y empleando la siguiente expresión:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H$$

los resultados obtenidos de asentamiento en el centro y esquina del cajón de cimentación se muestran en las tablas 4.13 y 4.14 respectivamente.

4.11.3 Estados límite de falla.

Para verificar los estados límite de falla, debe cumplirse la siguiente desigualdad.

$$\sum Q F_c < R$$

Primera combinación: Cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima.

a) Revisión de los pilotes individuales:

La capacidad de carga por fricción se calcula con:

$$C_f = 0.5 \text{ qu } A_s F_R$$

capacidad individual $C_f = 0.5 \times 2.38 \times 1.30 \times 29 \times 0.7 = 31.40$ ton

capacidad total $C_f = 19 \times 31.40 = 596.68$ ton.

La capacidad de carga del suelo en contacto con la losa de cimentación es:

$$C_s = [(c N_c) F_R + \gamma_m D_f] A_c$$

$$C_s = [(1.09 \times 5.90) 0.7 + 1.51 \times 2] 560.10$$

$$C_s = 4212.91 \text{ ton.}$$

La suma de cargas ΣQ afectadas por un factor de carga F_c de 1.4 incluye: carga muerta, carga viva, carga por impacto, peso de la pila, peso del cajón de cimentación y peso de los pilotes, entonces:

$$\Sigma Q F_c = (1266.09 + 265.40 + 55.74 + 193.75 + 951.84 + 36.48) 1.4$$

$$\Sigma Q F_c = 3877.02 \text{ ton.}$$

la desigualdad queda:

$$3877.02 < 596.68 + 4212.91 \text{ ton}$$

$$3877.02 < 4809.59 \text{ ton}$$

que se cumple.

La capacidad que deberá tener la losa de cimentación es:

$$\frac{\Sigma Q F_c - C_f}{A}$$

$$\frac{3877.02 - 596.68}{561} = 5.85 \text{ ton/m}^2$$

b) Revisión de la pila igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga se calcula con:

$$R = [(cN_0) F_R + \gamma_m D_f] A$$

$$R = [(1.30 \times 7.61) 0.7 + 0] 561 = 3884.98 \text{ ton}$$

la desigualdad $\Sigma Q F_c < R$ queda:

$$3877.02 < 3884.98 \text{ ton} *$$

que se cumple.

c) Revisión de grupos de pilotes en los que se puede subdividir la cimentación.

Tomando en cuenta que en este caso particular no se tiene ningún subgrupo de pilotes, no procede esta verificación.

Segunda combinación: Cargas permanentes, cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (sismo)

a) Revisión de los pilotes individuales

Tomando en cuenta que el momento de volteo equivale a una excentricidad de 1.76 m, para esta revisión se considerará una área reducida de la losa de cimentación con ancho b' de:

* Aquí puede observarse que R es ligeramente mayor que $\Sigma Q F_c$ lo que significa que una pequeña disminución del área del cajón de cimentación implicaría no satisfacer esta desigualdad, luego entonces, esta es el área mínima requerida para satisfacer los estados límite de falla.

$$b' = b - 2e$$

$$b' = 17 - 2 \times 1.76 = 13.48 \text{ m.}$$

lo que equivale a eliminar 6 pilotes, por lo que:

$$C_f = 13 \times 31.40 = 408.2 \text{ ton}$$

la capacidad del suelo en contacto con la losa de cimentación es:

$$C_s = [(1.09 \times 5.89) 0.7 + 1.51 \times 2] 444.22 = 3337.90 \text{ ton.}$$

la suma de cargas ΣQ afectadas por un factor de carga F_c de 1.1 - incluye: carga muerta, $\frac{1}{2}$ de carga viva, peso de la pila, peso del cajón de cimentación y peso de los pilotes.

$$\Sigma Q F_c = (1266.09 + 209.66 + 193.75 + 951.84 + 36.48) 1.1$$

$$\Sigma Q F_c = 2923.60 \text{ ton.}$$

la desigualdad queda:

$$2923.60 < 408.2 + 3337.90 \text{ ton.}$$

$$2923.60 < 3746.11 \text{ ton.}$$

que se cumple:

La capacidad que deberá tener la losa de cimentación es:

$$\frac{2923.60 - 408.2}{444.84} = 5.65 \text{ ton/m}^2$$

b) Revisión de la pila igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La pila se considerará con un ancho reducido de 13.48 m.

$$R = [(1.30 \times 7.65) 0.7 + 0] 444.84 = 3096.75 \text{ ton.}$$

y la desigualdad queda:

$$2923.60 < 3096.75 \text{ ton}$$

que se cumple.

c) Revisión de grupos de pilotes en los que se puede subdividir - la cimentación.

No procede, ya que no se tiene ningún subgrupo de pilotes.

4.12 Ejemplo numérico para aplicación del método descrito en 3.3

Para ilustrar el procedimiento descrito en 3.3, y comparar los resultados con los obtenidos con el otro método, se presenta en seguida el ejemplo numérico correspondiente a la solución de cimentación óptima determinada para el apoyo tipo P3, esquematizada en la fig. 4.24 y cuyos datos de la estructura corresponden a los empleados para ilustrar el método descrito en 3.4 (inciso 4.11)

4.12.1 Estimación de los parámetros de capacidad de carga de la cimentación.

a) Capacidad de carga por punta de los pilotes

No se considera

b) Capacidad de carga por fricción de los pilotes

Capacidad individual $C_f = 0.5$ qu As

$$C_f = 0.5 (2.38) 37.7$$

$$C_f = 44.86 \text{ ton}$$

suma de capacidades individuales $C_f = 19 \times 44.86 = 852.40 \text{ ton.}$

c) Capacidad de carga del suelo en contacto con la losa de cimentación.

$$C_s = (cN_c + \gamma_m D_f) A_c$$

$$C_s = (1.19 \times 5.90 + 1.51 \times 2) 561$$

$$C_s = 5633.00 \text{ ton.}$$

d) Fricción lateral sobre la subestructura.

No se considera, por lo que se anotó en el inciso 4.10

e) Fuerza total de subpresión

$$U = (D_f - D_w) \gamma_w \times A_c = (2 - 1.2) 1 \times 561 = 448.8 \text{ ton}$$

4.12.2 Verificación de la estabilidad de la cimentación.

La primera condición que debe cumplirse para que la cimentación sea estable, es:

$$\begin{aligned} W + F_c^- - C_s - C_f &< C_p \\ 2759.38 + 0 - 5633.00 - 852.40 &< 0 \\ - 3726.02 &< 0 \end{aligned}$$

que se cumple

La segunda condición que debe satisfacerse es tal que la C_p sea menor que el sistema de cargas actuantes de la cimentación de forma tal que pueda seguir los hundimientos de ésta:

$$\begin{aligned} C_p &< W + C_f + F_c^+ - U \\ 0 &< 2759.38 + 852.40 + 0 - 448.8 \\ 0 &< 3162.98 \text{ ton.} \end{aligned}$$

que se cumple

por lo tanto la cimentación es estable.

4.12.3 Determinación de los esfuerzos inducidos en el suelo.

a) Incremento neto a la profundidad $Z = D_f = 2 \text{ m}$.

descarga por excavación $\gamma_m D_f - \gamma_w (D_f - D_w) =$

$$1.51 \times 2 - 1 (2.0 - 1.2) = 2.22 \text{ ton/m}^2$$

presión de contacto

$$P = \text{máx} (0, W - U + F_0 - C_p - C_f +)$$

$$P = \text{máx} (0, 2493.8^* - 448.8 + 0 - 0 - 852.4)$$

$$P = 1192.6 / 561 = 2.12 \text{ ton/m}^2$$

por tanto, el incremento neto de presión es:

$$2.12 - 2.22 = - 0.10 \text{ ton/m}^2$$

Los esfuerzos verticales inducidos por esta descarga se pueden determinar aplicando la teoría de Boussinesq, los resultados - permiten trazar las curvas marcadas "descarga vertical" en las - figs. 4.26 y 4.27 para centro y esquina respectivamente.

b) Esfuerzos verticales inducidos por la fricción positiva y negativa a lo largo de los pilotas.

La determinación del nivel Z_0 se obtiene con la siguiente expresión:

$$\int_{Z = D_f}^{Z = Z_0} f_p dz = \frac{C_p + C_f - q}{2}$$

siendo Q el menor valor de:

* No se considera la carga viva de 265.40 ton

$$Q = \min (W - U + F_c, C_p + C_f +)$$

$$Q = \min (2759.38 - 446.8 + 0, 852.4)$$

$$Q = 852.4 \text{ ton.}$$

$$\int_{Z = D_f}^{Z = Z_0} 1.19 \times 19 \times 1.30 \, dz = \frac{852.4 - 852.40}{2}$$

$$29.39 (Z_0 - 2) = 0$$

$$Z_0 = 2 \text{ m.}$$

Con este valor de Z_0 , es posible determinar el esfuerzo vertical bajo los puntos de interés a distintas profundidades recorriendo al programa para computadora descrito en el Apéndice 2. Los resultados permiten trazar la curva marcada "fricción positiva" en las figs. 4.26 y 4.27. Como el nivel Z_0 quedó justamente al nivel de desplante del cajón de cimentación, se concluye que no existe fricción negativa, lo que significa que la carga transmitida a la cabeza de los pilotes es tomada totalmente por éstos en toda su longitud.

4.12.4 Determinación de los movimientos verticales

Con la resultante de los esfuerzos inducidos en el suelo (figs. 4.26 y 4.27), el diagrama de esfuerzos efectivos (fig. 4.5) y las curvas de compresibilidad (figs. 4.7 a 4.23) es posible determinar la magnitud de los movimientos verticales con la siguiente -

expresión:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

los resultados obtenidos se muestran en las tablas 4.15 y 4.16 para centro y esquina del cajón de cimentación respectivamente.

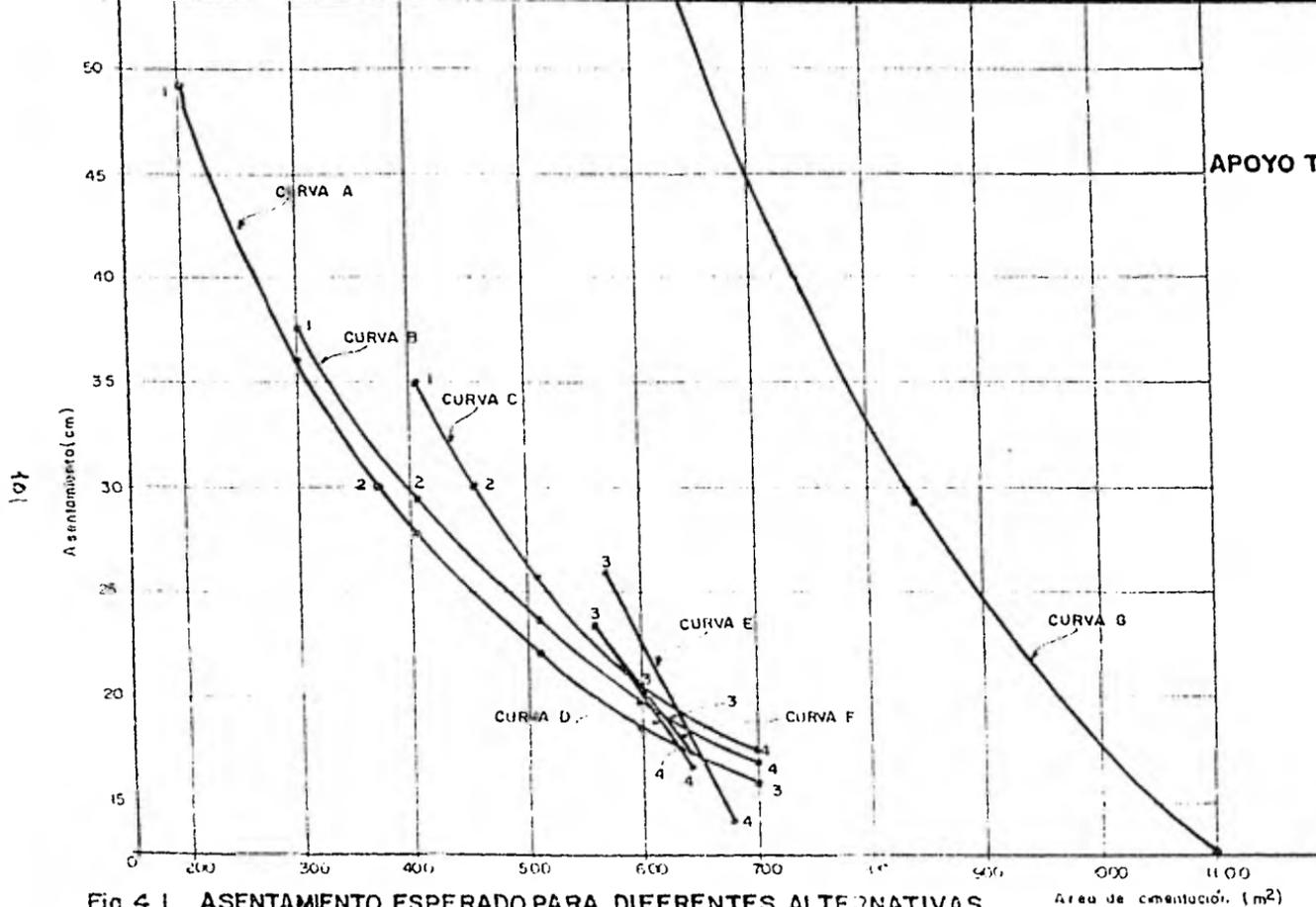
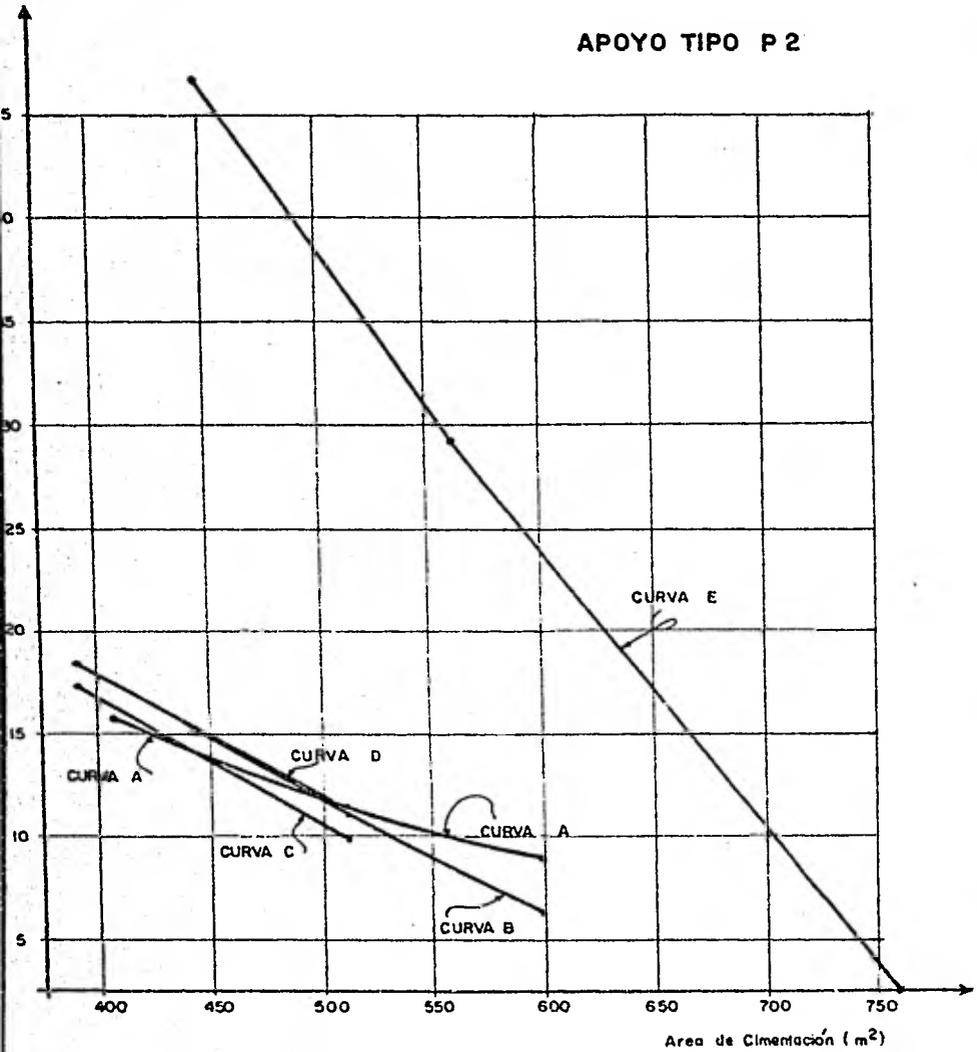


Fig. 4.1 ASENTAMIENTO ESPERADO PARA DIFERENTES ALTERNATIVAS DE CIMENTACION

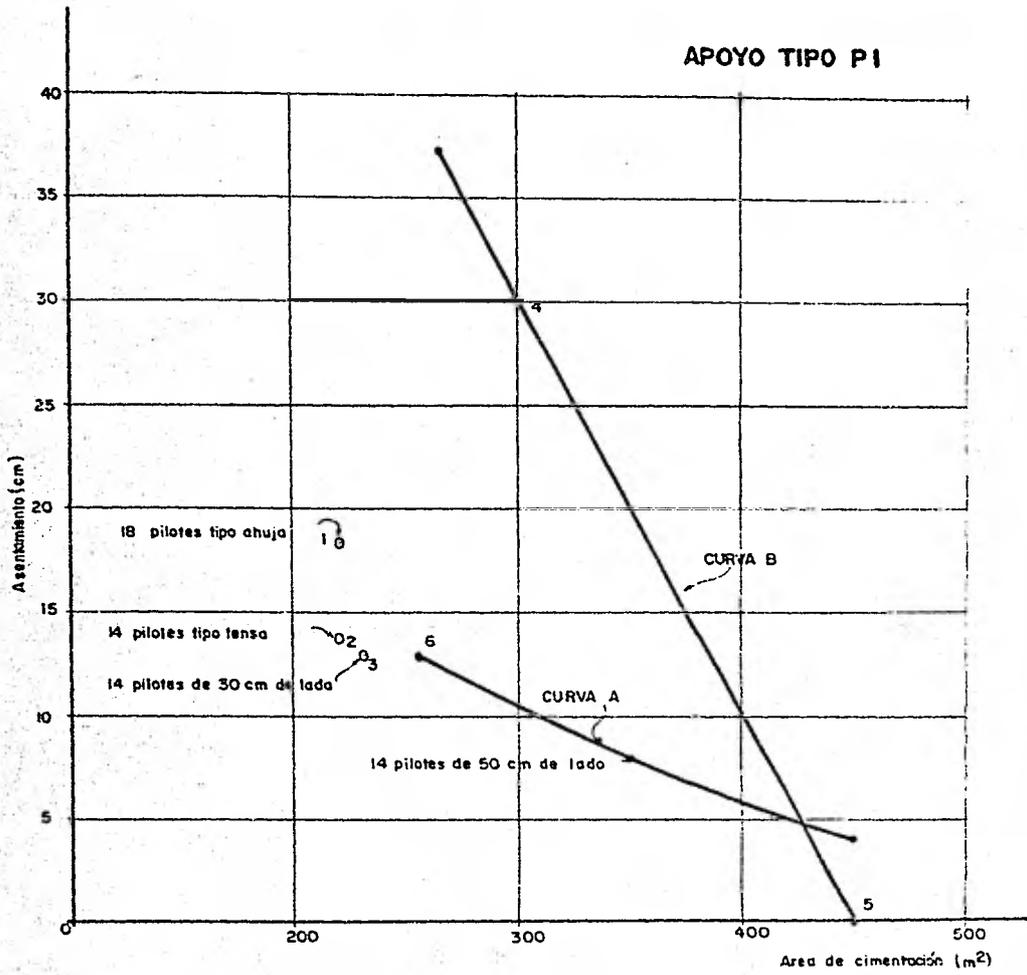
Area de cimentación. (m²)

APOYO TIPO P 2



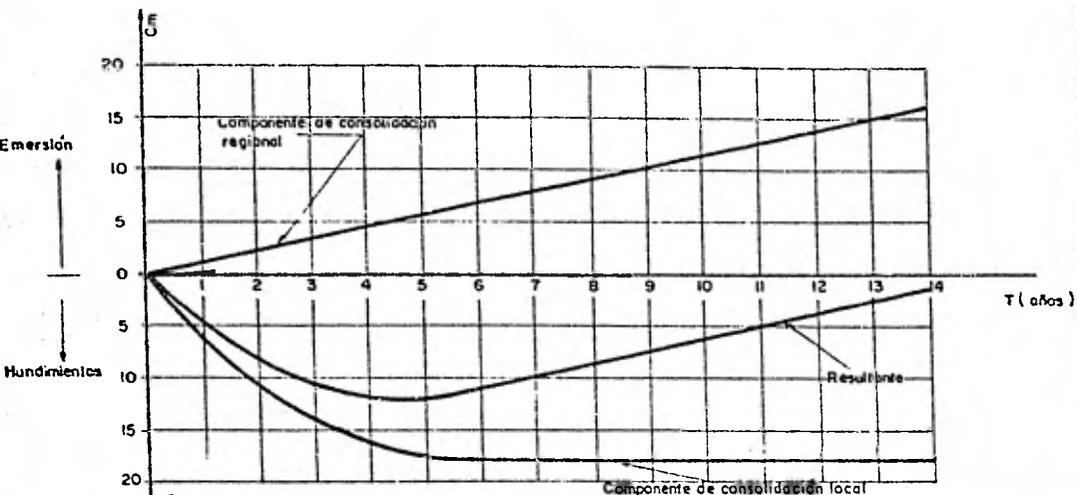
ASENTAMIENTO ESPERADO PARA DIFERENTES ALTERNATIVAS DE CIMENTACION

Fig. 4.2

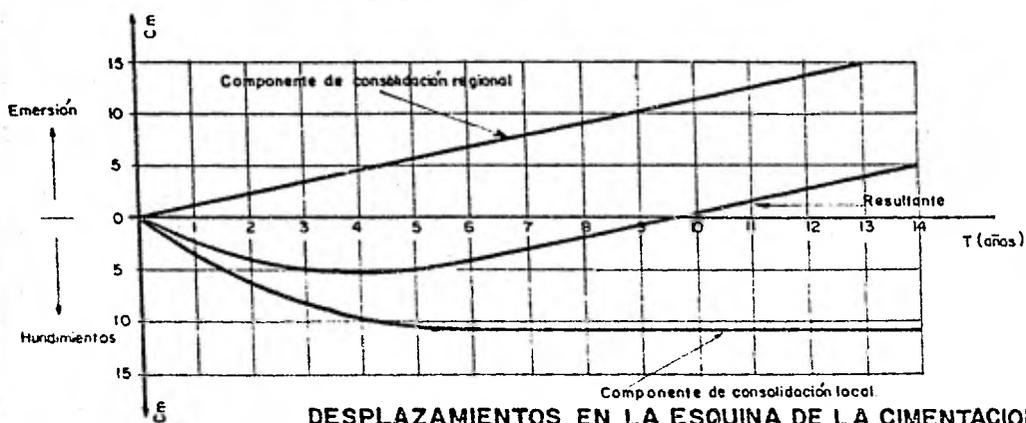


ASENTAMIENTO ESPERADO PARA DIFERENTES ALTERNATIVAS DE CIMENTACION

Fig. 4.3



DESPLAZAMIENTOS EN EL CENTRO DE LA CIMENTACION



DESPLAZAMIENTOS EN LA ESQUINA DE LA CIMENTACION

EVOLUCION PREVISIBLE DE LOS MOVIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA.

Fig. 4.4

DIAGRAMA DE ESFUERZOS EFECTIVOS INICIALES

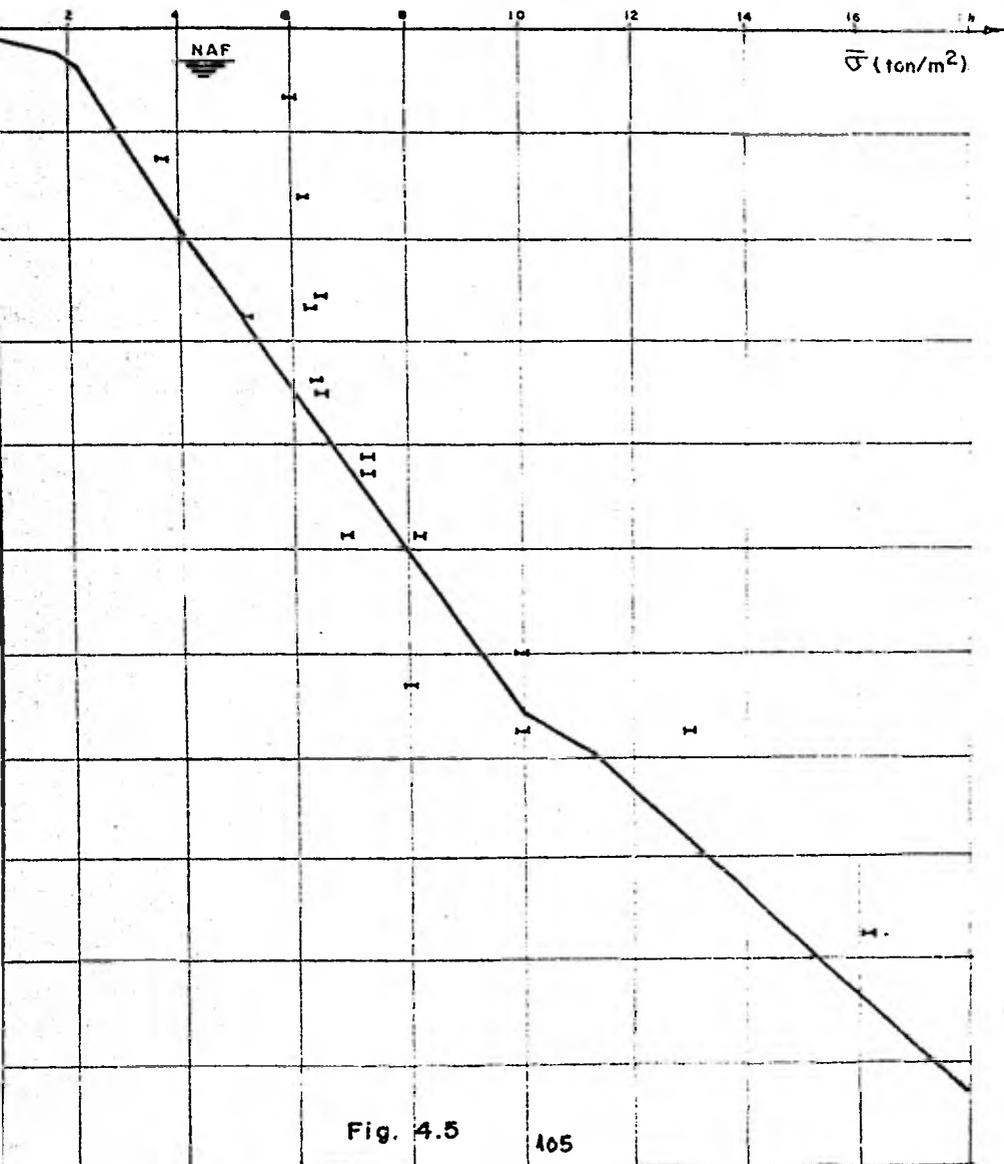
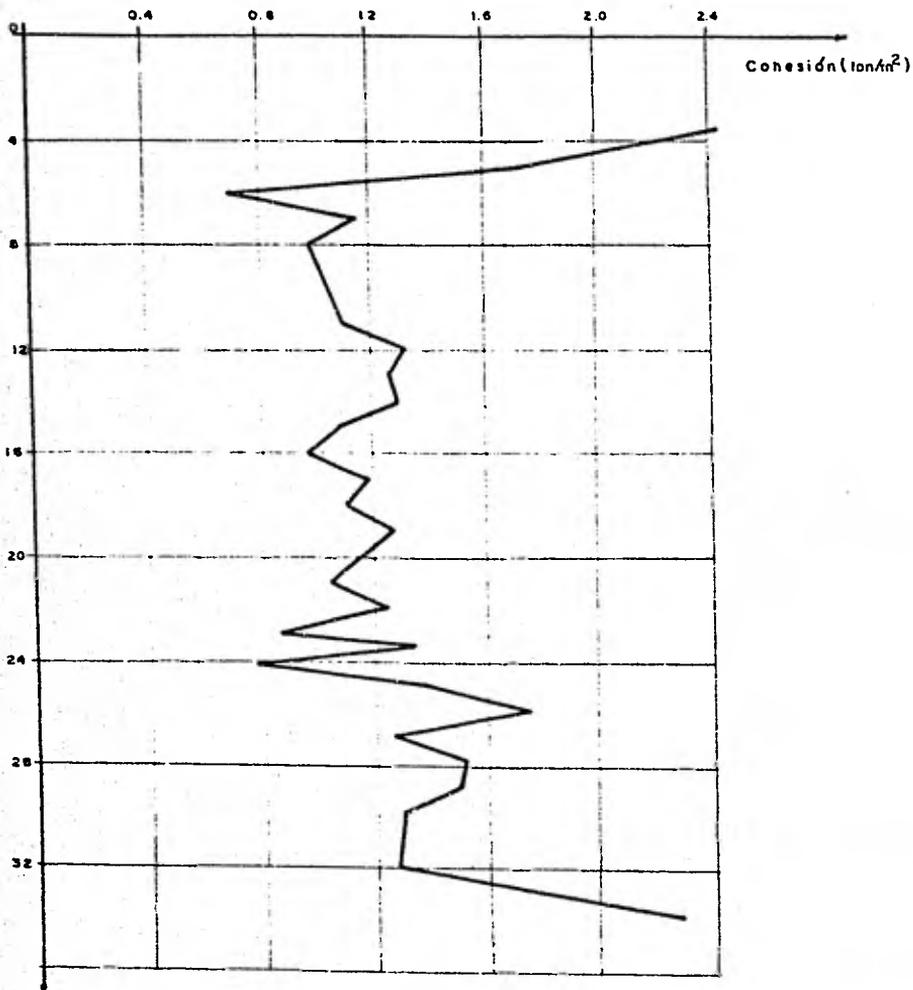


Fig. 4.5



VALORES MEDIOS DE COHESION

Fig. 4.6

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA

MEXICO D.F. 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-202

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	w (%)	e_0	S_r (%)	p (kg/cm ²)	\bar{p} (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)
X — X	12	7.6 — 8.5	407.98	9.455	105.5			0.62

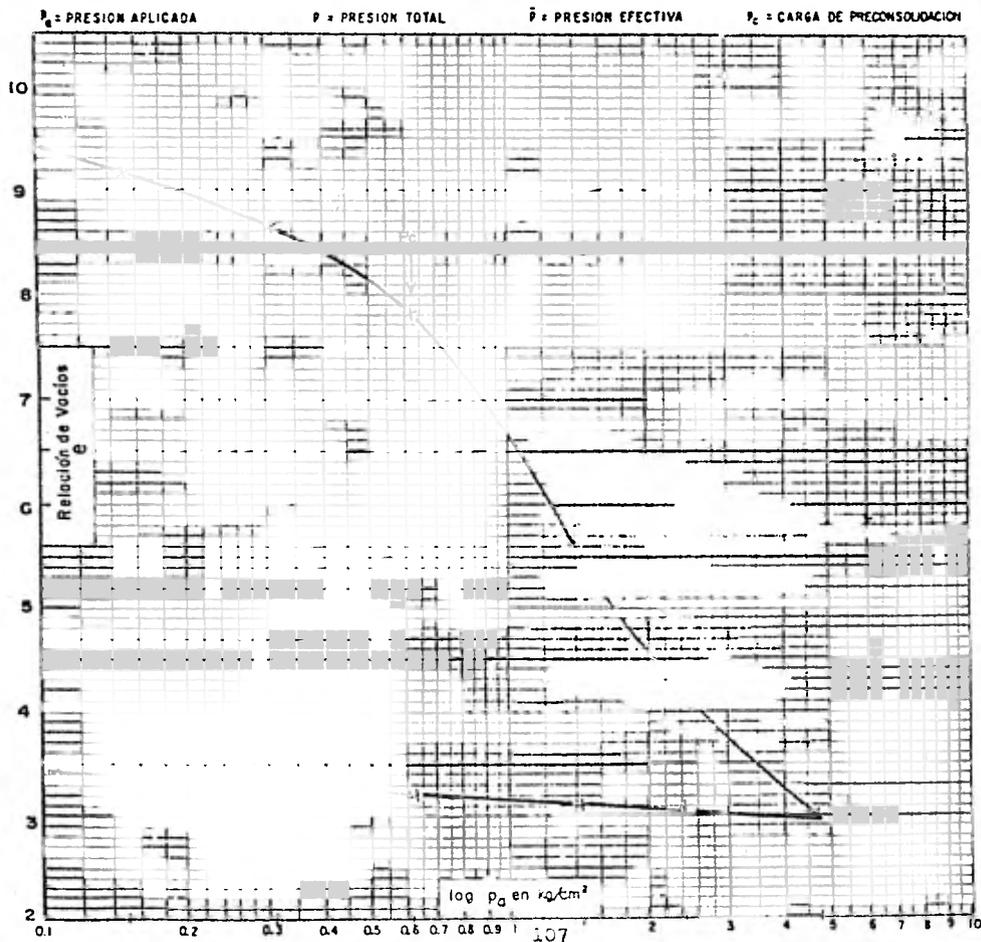


FIGURA N° 4.7

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA

MEXICO D.F. 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-202

SIMBLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ω (%)	e_0	S_r (%)	p (kg/cm ²)	\bar{p} (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)
X — X	E1	13.3	14.2	201.02	7.083	102.45		0.52

P_a = PRESION APLICADA

P = PRESION TOTAL

\bar{P} = PRESION EFECTIVA

P_c = CARGA DE PRECONSOLIDACION

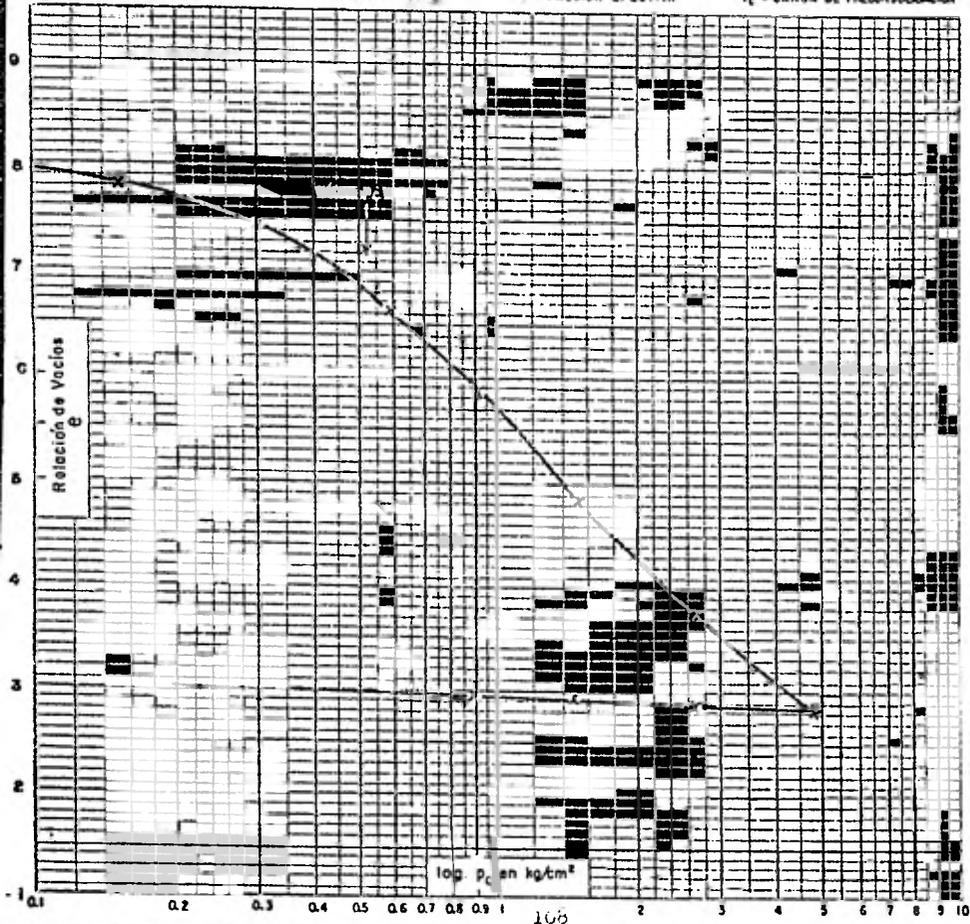


FIGURA N° 4.8

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL	U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERIA	MEXICO D.F. 1981
JUAN GODDARD ENSAUSTIGA		SM-202

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ω (%)	e_0	Sr (%)	p (kg/cm ²)	\bar{p} (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)
X—X	27	17.1	10.0	243.60	0.018	103.78		0.65

P_a = PRESION APLICADA
 P = PRESION TOTAL
 \bar{p} = PRESION EFECTIVA
 P_c = CARGA DE PRECONSOLIDACION

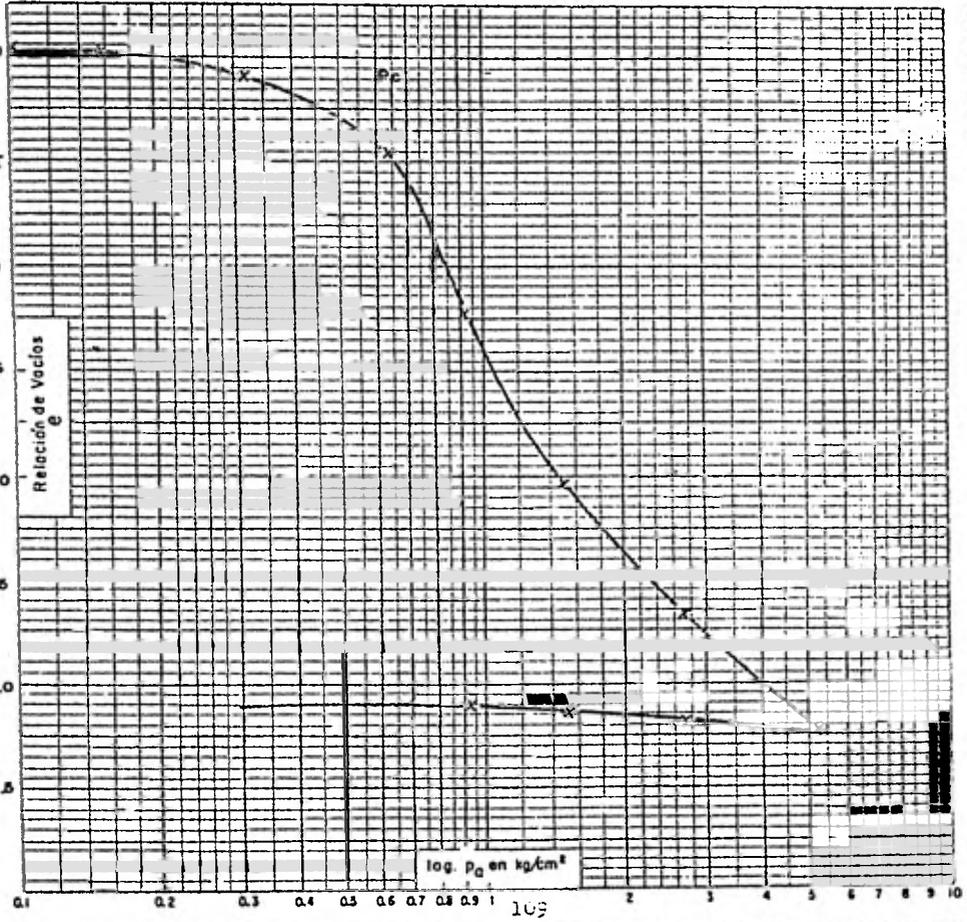


FIGURA N° 4.9

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA

MEXICO D.F. 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-202

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ω (%)	e_0	S_r (%)	p (kg/cm ²)	\bar{p} (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)
X—X	33	20.9	21.8	413.81	10.193	101.9		0.73

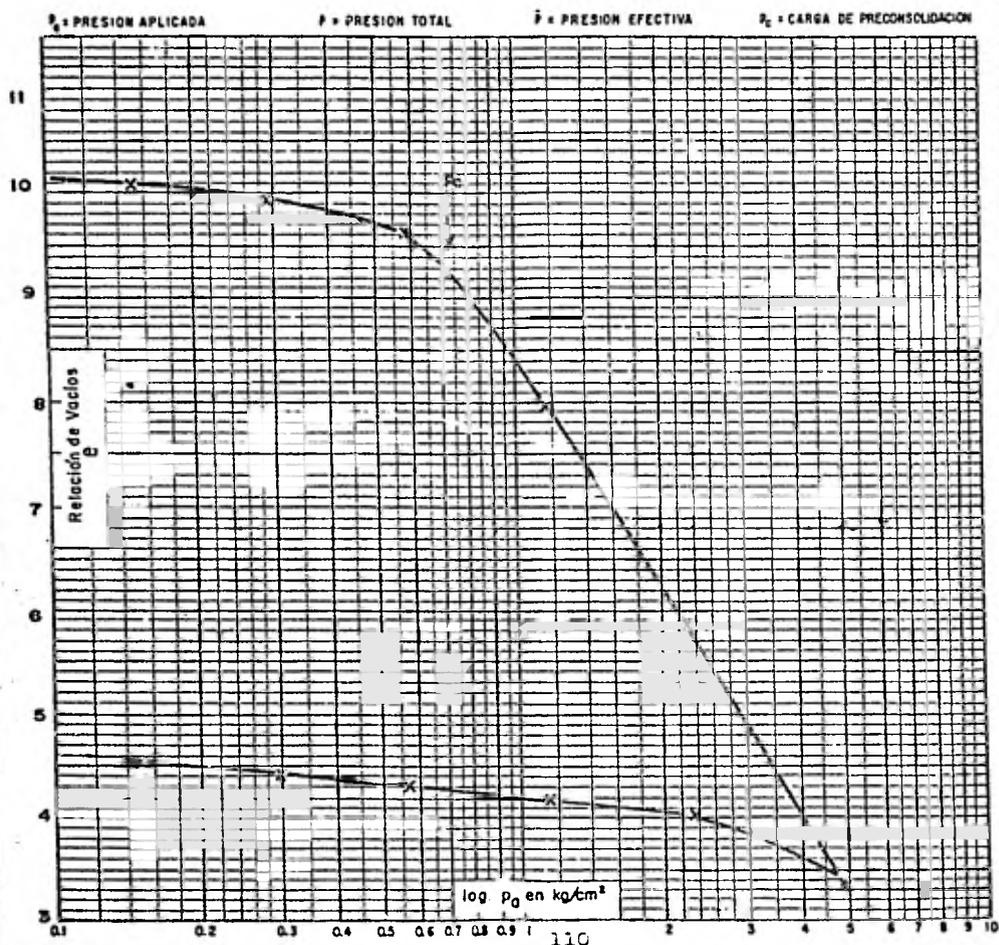


FIGURA N° 4.10

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA

MEXICO D.F. 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-203

SIMBOLO MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ω (%)	e_0	S_r (%)	p (kg/cm ²)	β (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)
X—K	62	33.2—34.1	320.09	101.22			1.0

p_a = PRESION APLICADA

P = PRESION TOTAL

\bar{p} = PRESION EFECTIVA

p_c = CARGA DE PRECONSOLIDACION

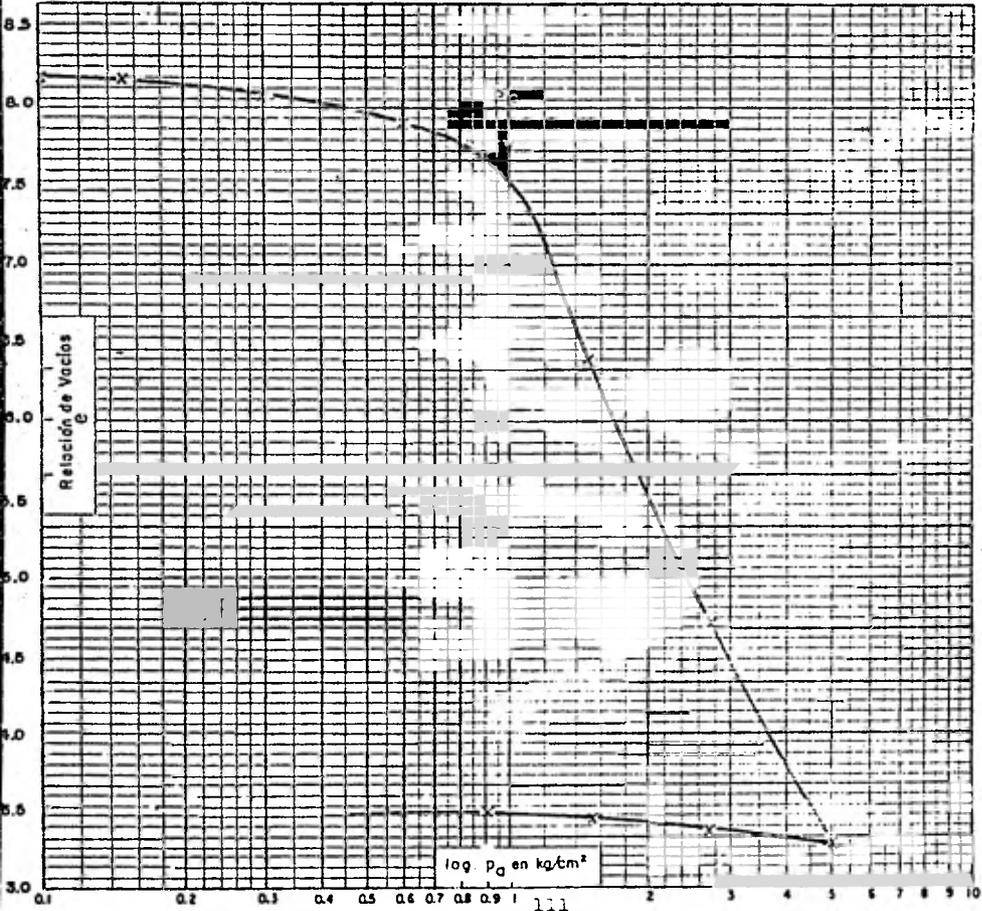


FIGURA N° 4.11

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL	U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERIA	MEXICO D.F. 1981
JUAN GODDARD ENSAUSTIGA		SM-203

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ω (%)	e_0	S_r (%)	p (kg/cm ²)	β (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)	s_s	
X	X	10	5.8	6.7	330	8.033	103	0.27	0.37	2.5

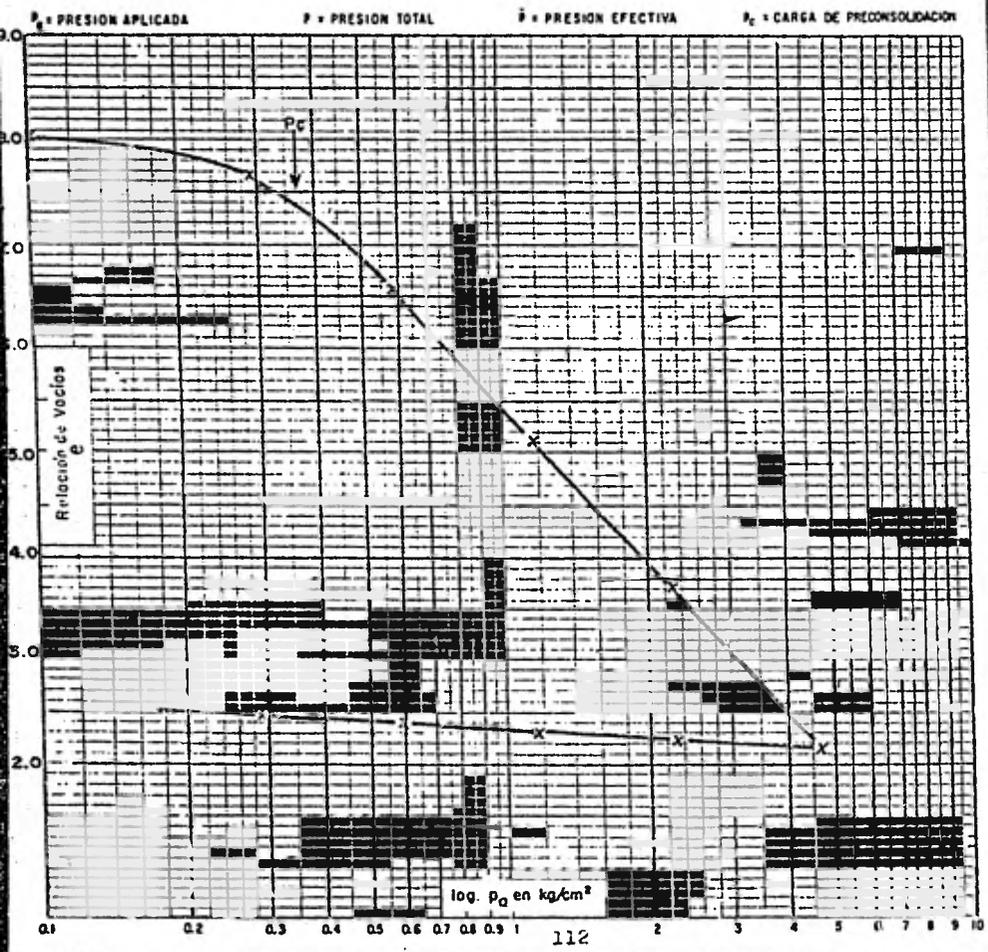


FIGURA N° 4.12

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL	U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERIA	MEXICO D.F. 1981
JUAN GODDARD ENSAUSTIGA		SM-203

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ω (%)	e_0	S_r (%)	ρ (kg/cm ³)	β (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)
X	20	12.9	13.8	444.3	11.178	100.0		0.63

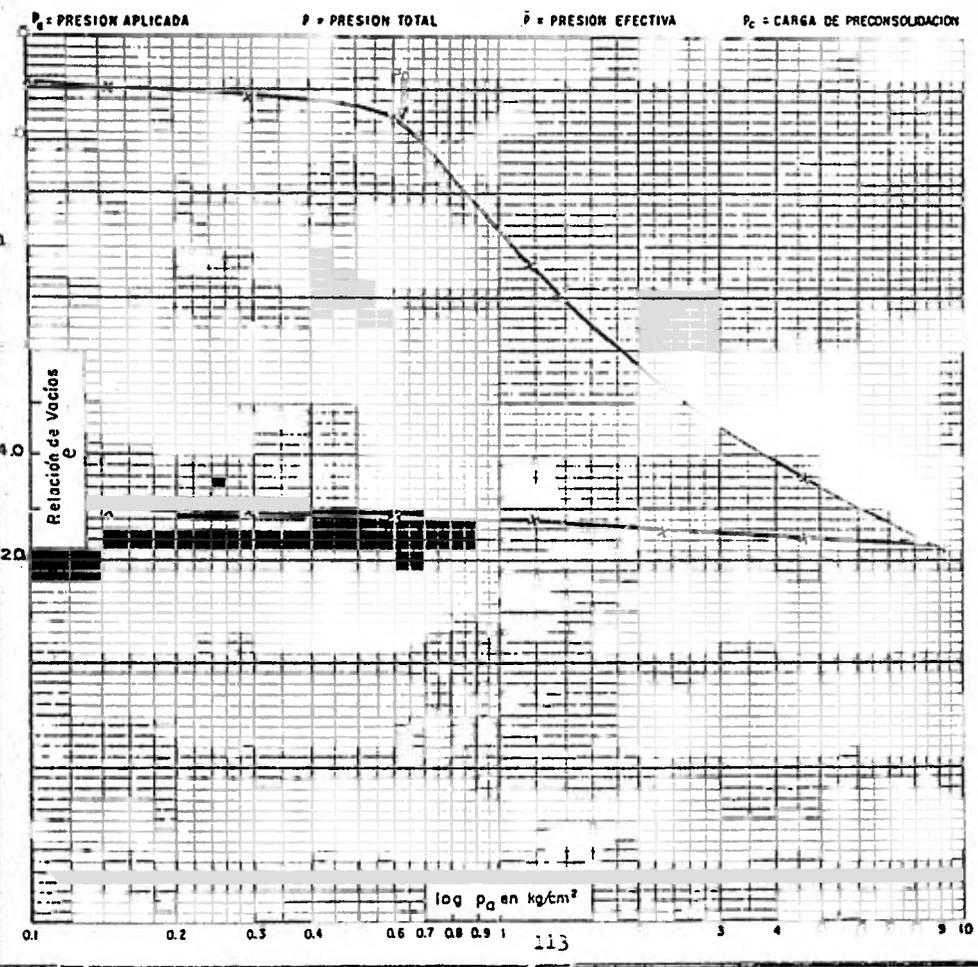


FIGURA N° 4.13

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA

MEXICO D.F. 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-203

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ω (%)	e_0	S_r (%)	p (kg/cm ²)	\bar{p} (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)	S_w
X—X	46	31.1—32.0	415	10.696	99.7		0.68	0.80	2.57

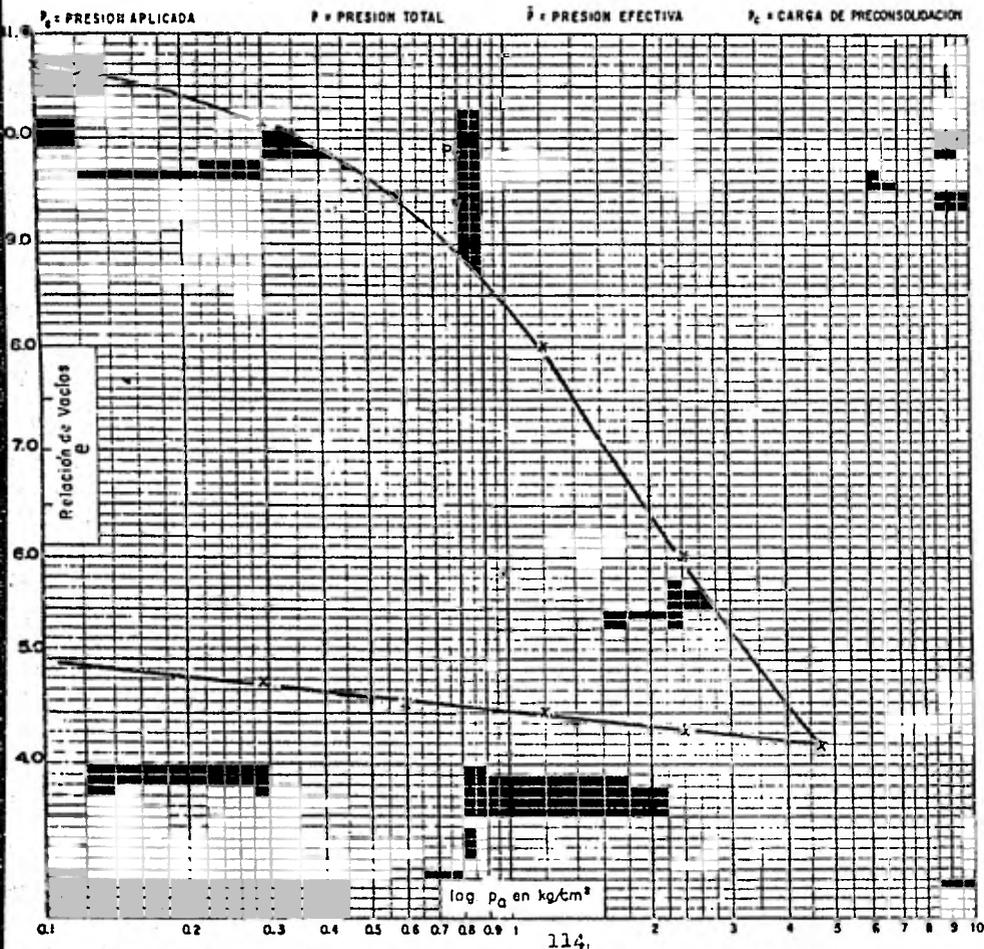


FIGURA N° 4.14

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL	U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERIA	MEXICO D.F. 1981
JUAN GODDARD ENSAUSTIGA		SM-203

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ω (%)	e_0	Sr (%)	ρ (kg/cm ³)	β (kg/cm ²)	ρ_c (kg/cm ²)	S_s
X—X	64	43.3—44.2	249.6	6.469	96.1		1.02	1.62	2.49

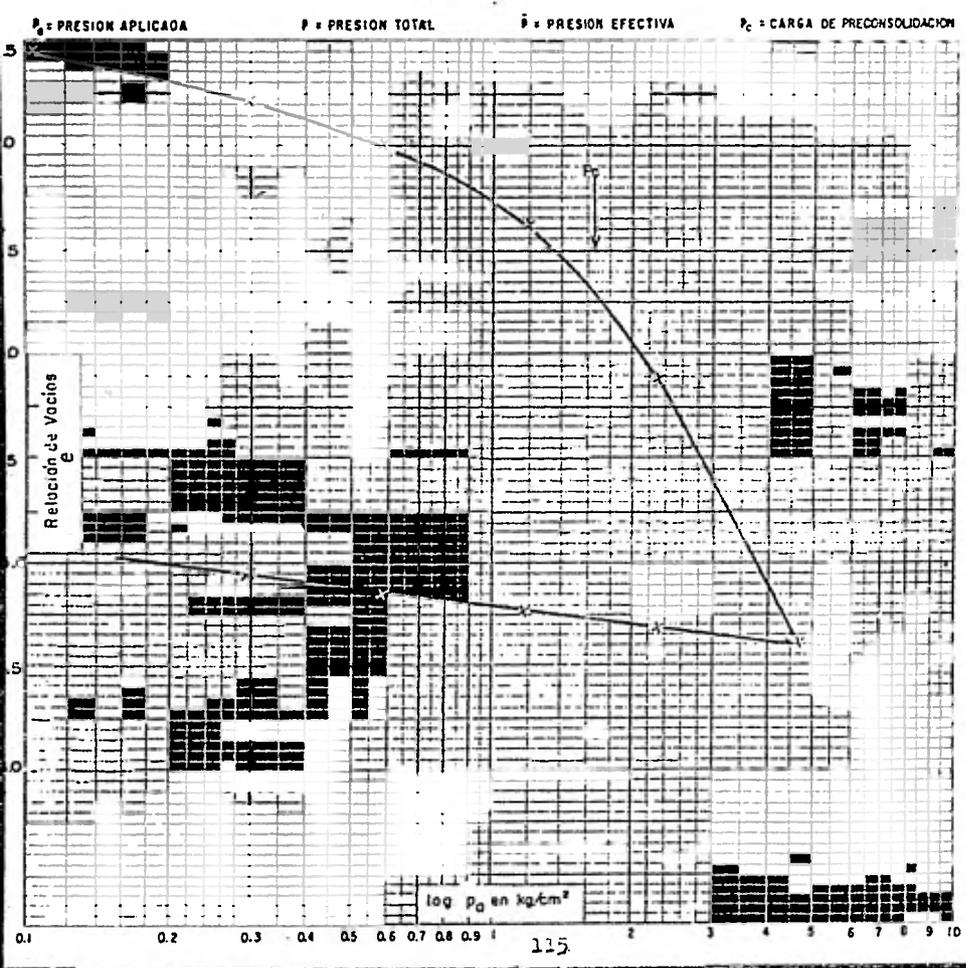


FIGURA N° 4.15

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL	U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERIA	MEXICO D.F. 1981
JUAN GODDARD ENSAUSTIGA		SM-205

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ω (%)	e_0	S_r (%)	p (kg/cm ²)	\bar{p} (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)
X—X	6	29—3.8	344.19	8.103	102.79			0.6

p_a = PRESION APLICADA
 p = PRESION TOTAL
 \bar{p} = PRESION EFECTIVA
 p_c = CARGA DE PRECONSOLIDACION

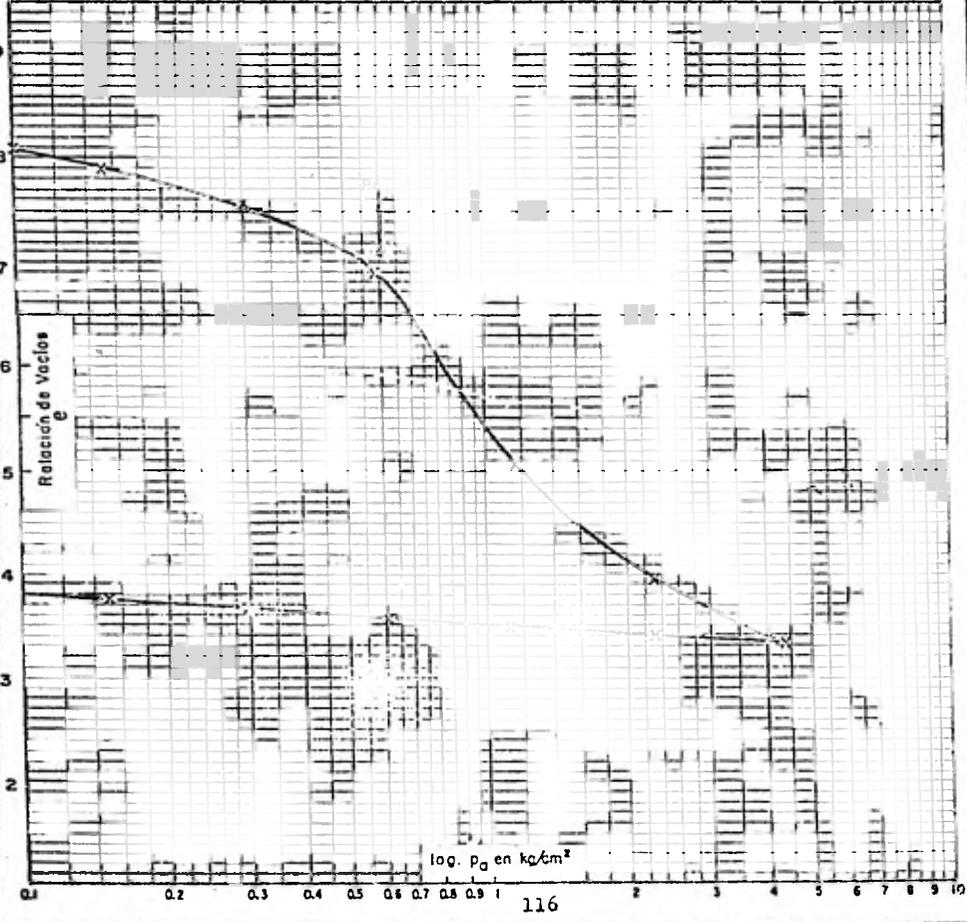


FIGURA N° 4.16

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

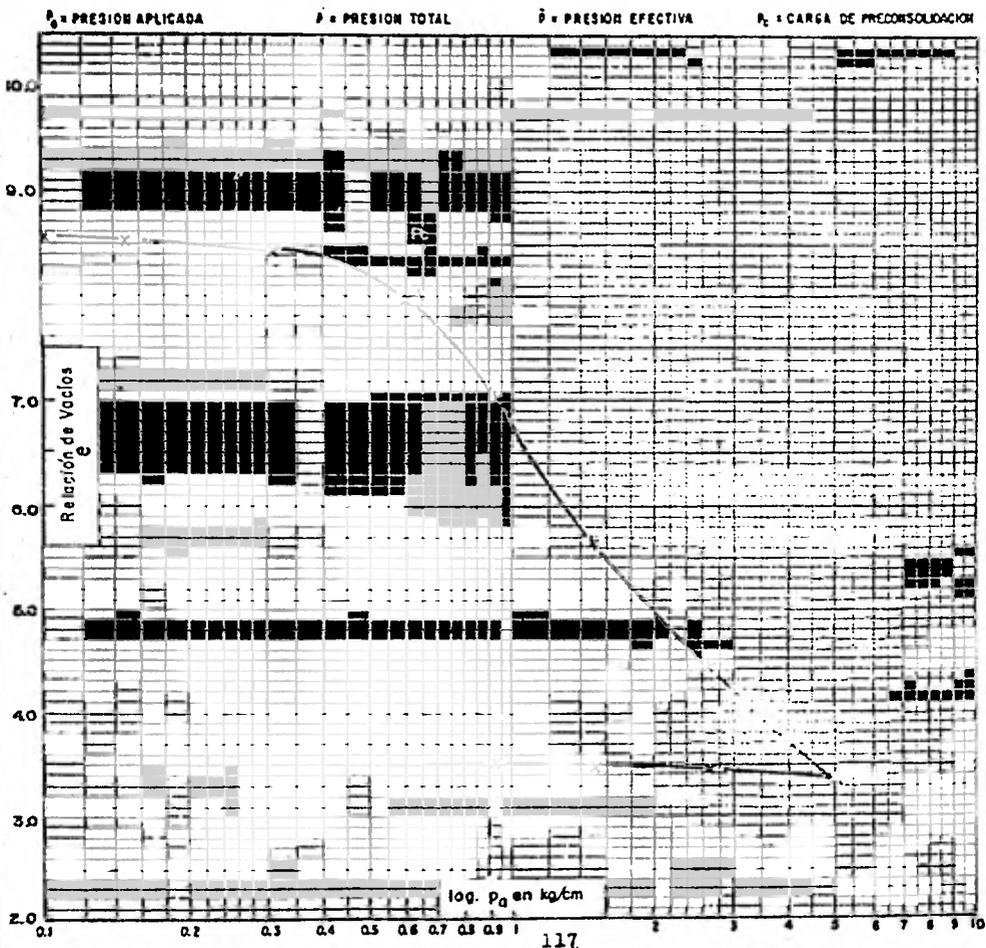
U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA

MEXICO D.F. 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-205

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	w (%)	e_0	S_r (%)	p (kg/cm ²)	β (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)
X—X	21	12.4—13.3	30.24	0.59	93.00			0.65



117

FIGURA N° 4.17

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA

MEXICO D.F. 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-205

SIMBOLO MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ω (%)	e ₀	Sr (%)	p (kg/cm ²)	β (kg/cm ²)	p _c (kg/cm ²)
X-K	3.9	23.8	24.7	189.12	103.18		0.82

p_a = PRESION APLICADA
 p = PRESION TOTAL p_c
 \bar{p} = PRESION EFECTIVA
 p_c = CARGA DE PRECONSOLIDACION

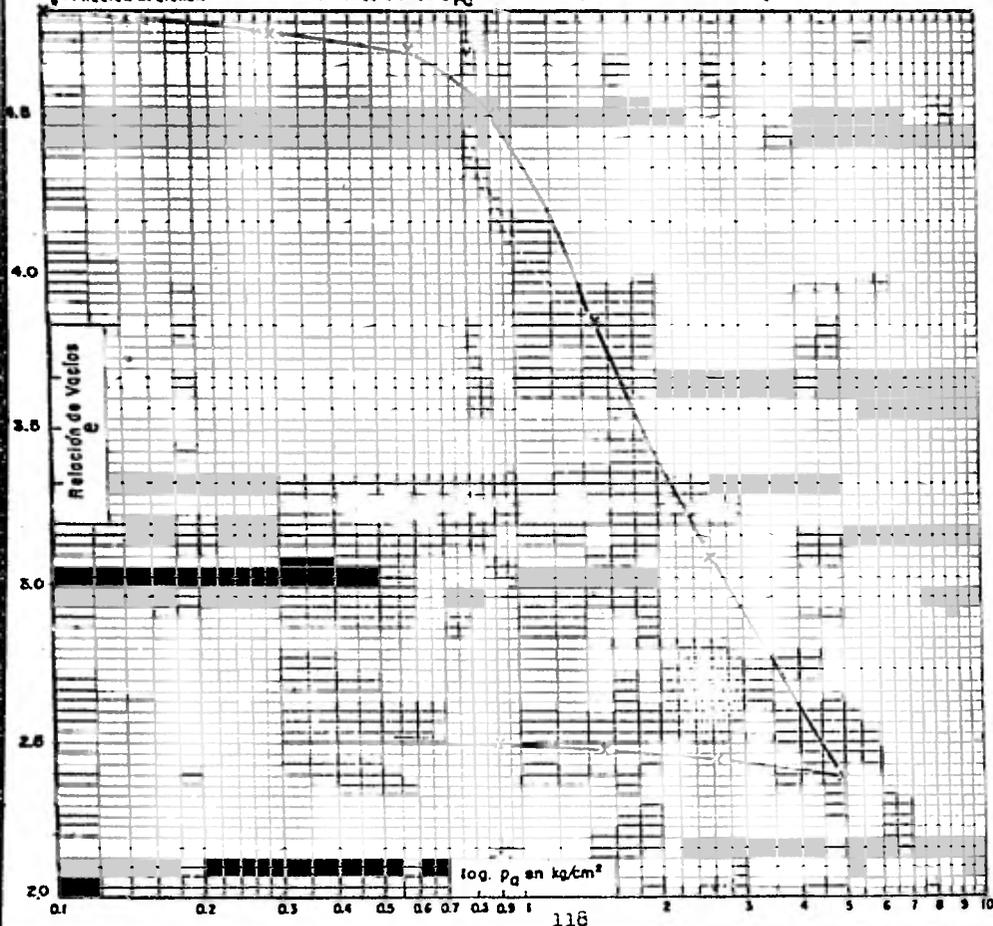


FIGURA N° 4.18

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA

MEXICO D.F. 1981

JUAN GODDARD ENSAUSTIGA

SM-206

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD (m) ω (%) e_0 S_r (%) p (kg/cm²) β (kg/cm²) p_c (kg/cm²)

X—K 25 16.2—17.1 413.78 10.488 102.38 0.64

P_s = PRESION APLICADA

P = PRESION TOTAL

\bar{P} = PRESION EFECTIVA

P_c = CARGA DE PRECONSOLIDACION

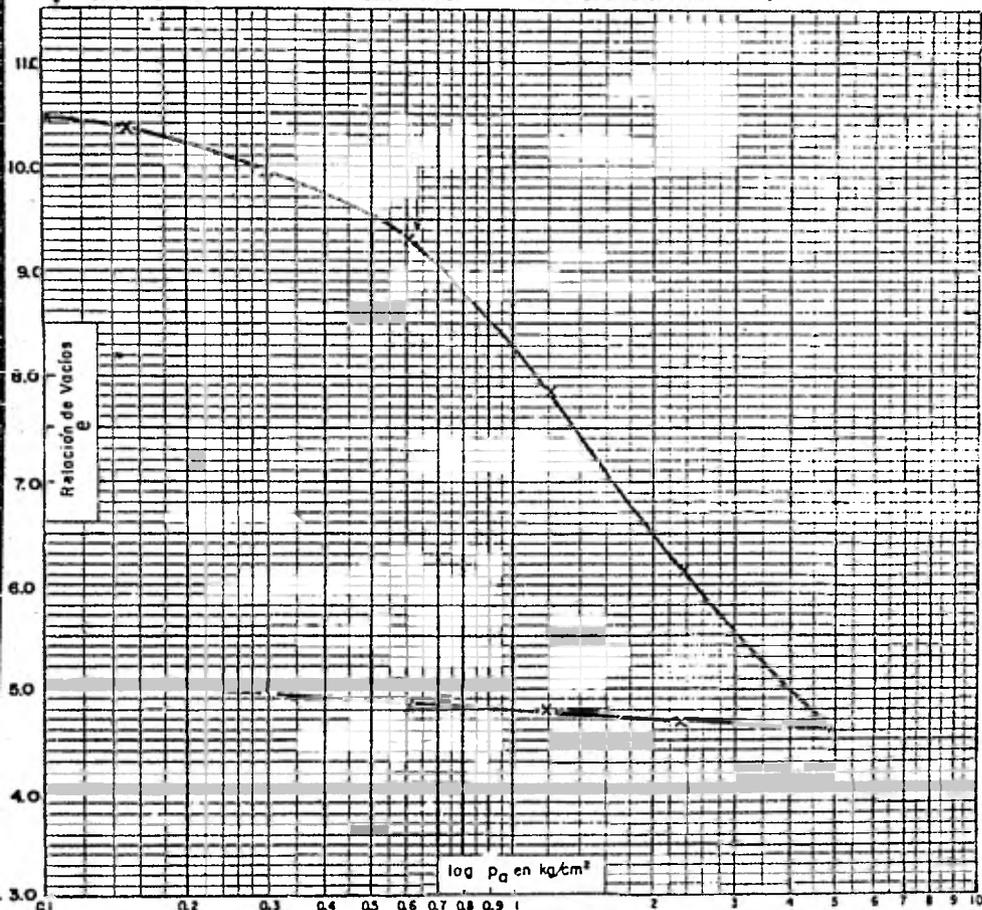


FIGURA N° 4.19

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL	U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERIA	MEXICO D.F. 1981
JUAN GODDARD ENSAUSTIGA		SM-206

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ω (%)	e_0	S_r (%)	p (kg/cm ²)	β (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)
X—X	31	20.00 - 20.90	199.24	4.794	106.77			0.73

p_a = PRESION APLICADA
 F = PRESION TOTAL
 \hat{p} = PRESION EFECTIVA
 p_c = CARGA DE PRECONSOLIDACION

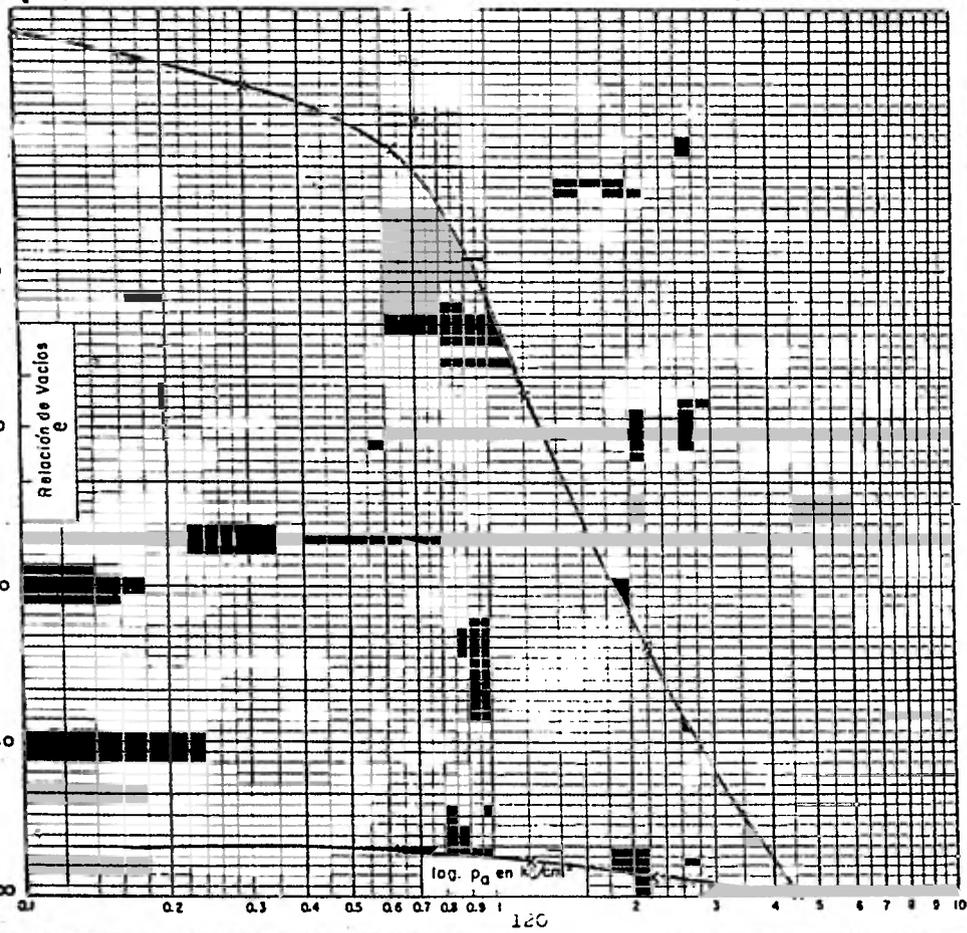


FIGURA N° 4.20

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL	U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERIA	MEXICO D.F. 1981
JUAN GODDARD ENSAUSTIGA		S M - 206

SIMBOLO MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ω (%)	e_0	S_r (%)	ρ (kg/cm ³)	$\bar{\rho}$ (kg/cm ³)	p_c (kg/cm ²)
X — X	37	23.80 - 24.70	333.52	7.624	104.33		0.69

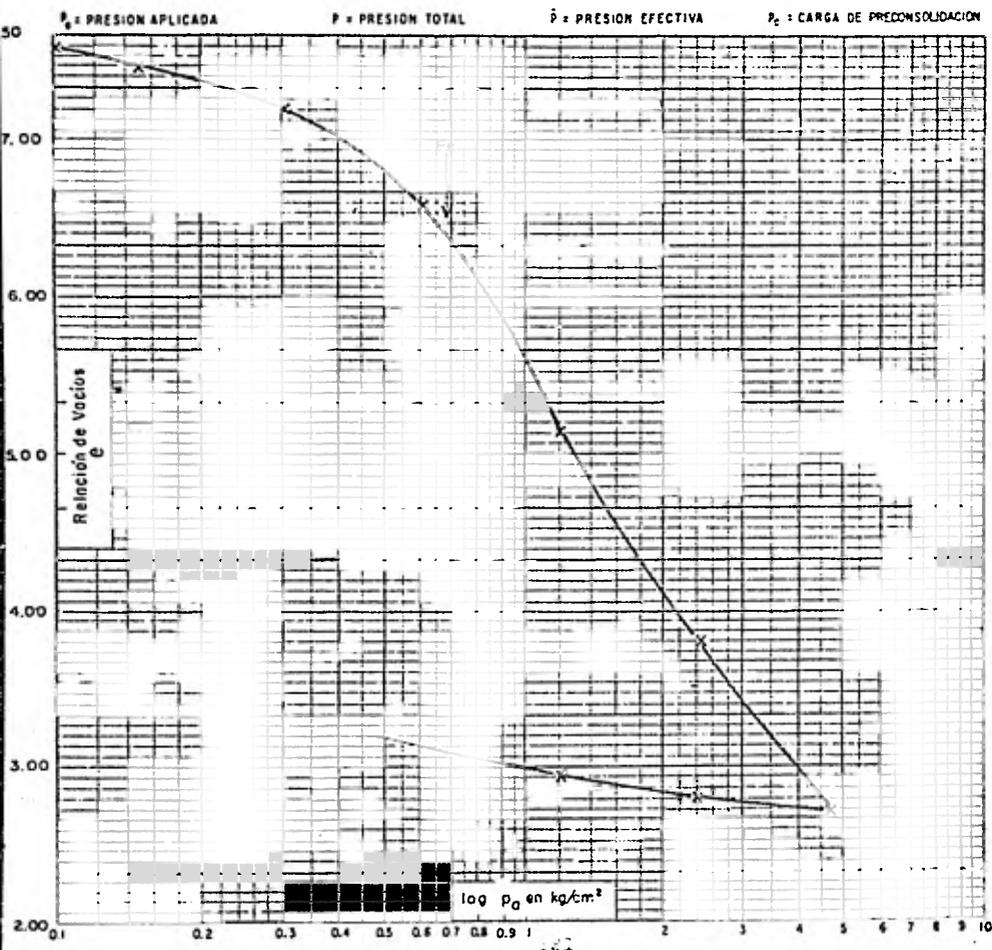


FIGURA N° 4.2J

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

TESIS PROFESIONAL	U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERIA	MEXICO D.F. 1981
JUAN GODDARD ENSAUSTIGA		SM- 206

SIMBOLO MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ω (%)	e_0	S_r (%)	p (kg/cm ²)	\bar{p} (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)
X → X	46	29.50-30.40	398.5	10.173	101.648		1.0

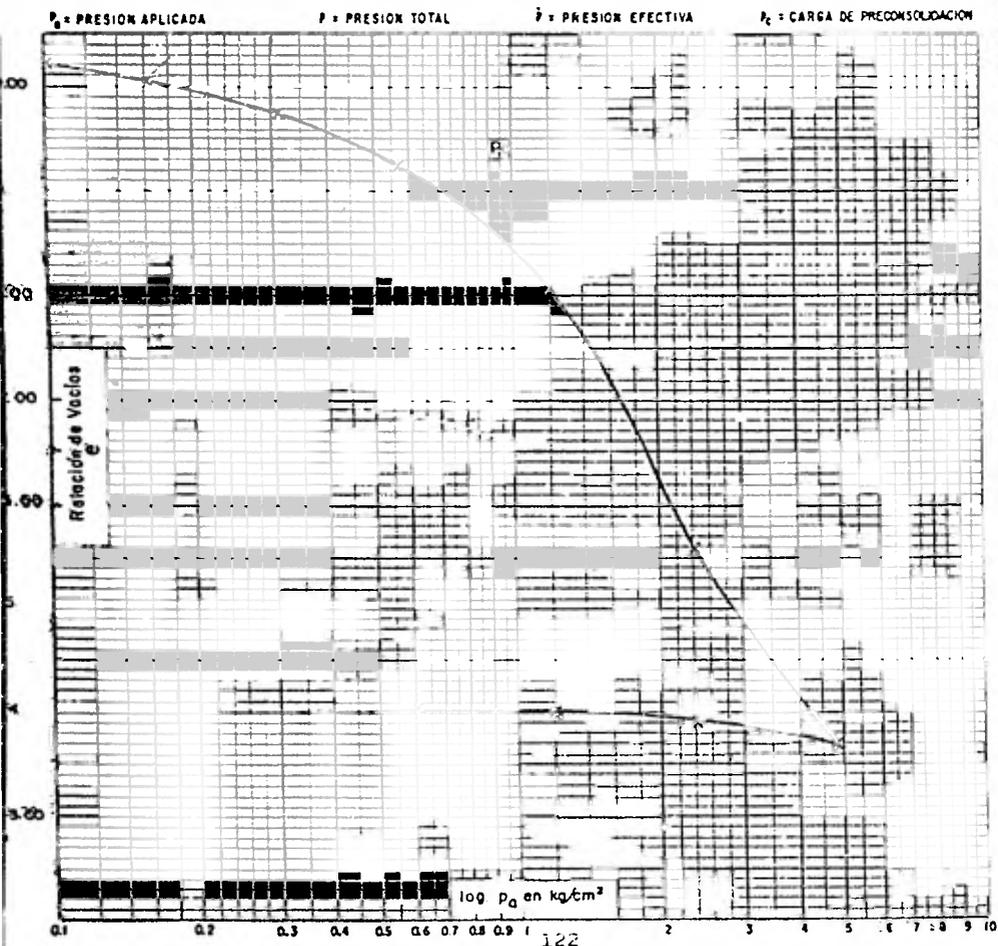


FIGURA N° 4.22

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE PASOS ELEVADOS EN EL VASO DE TEXCOCO

INGENIERO PROFESIONAL	U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERÍA	MEXICO D.F. 1981
JUAN GODDARD ENSAUSTIGA		SM-206

SÍMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	w (%)	e_0	S_r (%)	ρ (kg/cm ³)	β (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)
X → X	52	33.30 - 34.20	33.91	1.294	67.74			1.3

p_a = PRESIÓN APLICADA
 p = PRESIÓN TOTAL
 \hat{p} = PRESIÓN EFECTIVA
 p_c = CARGA DE PRECONSOLIDACION

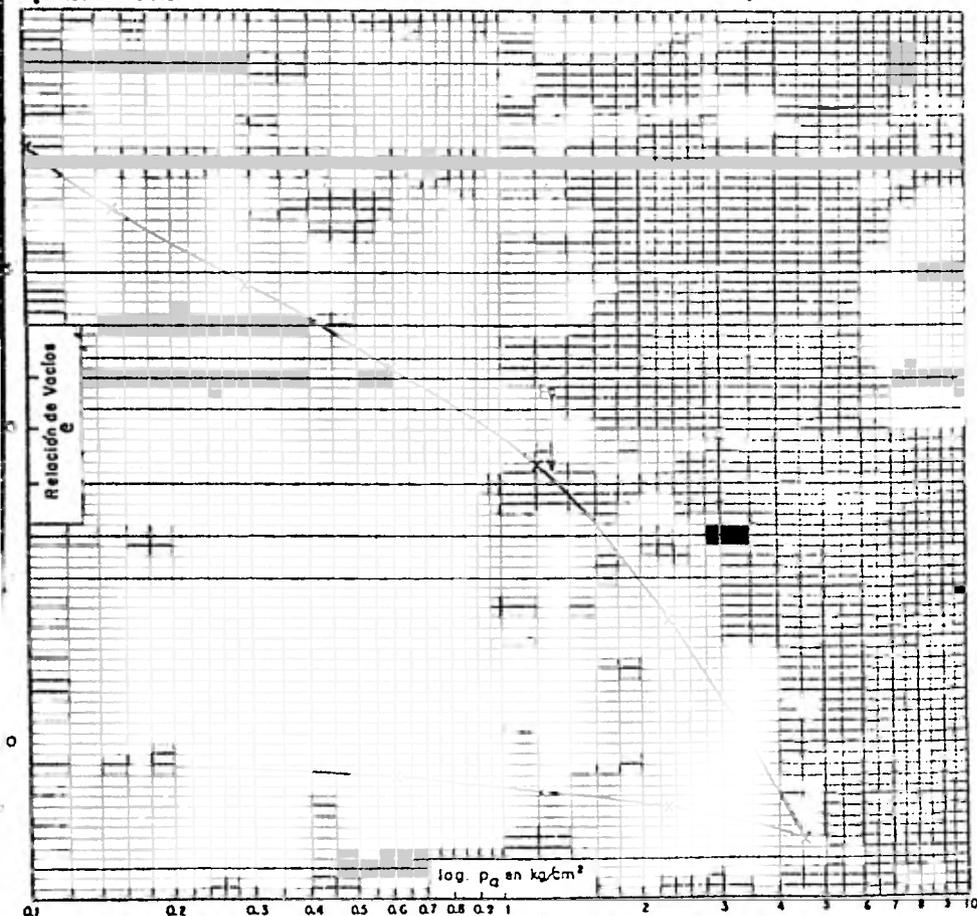
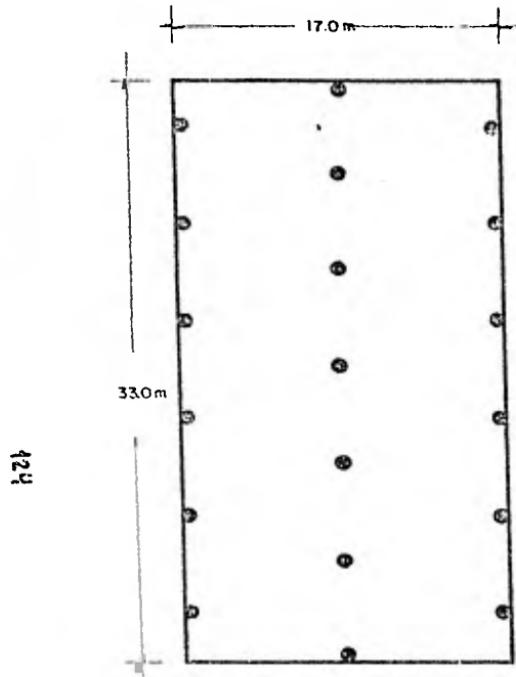
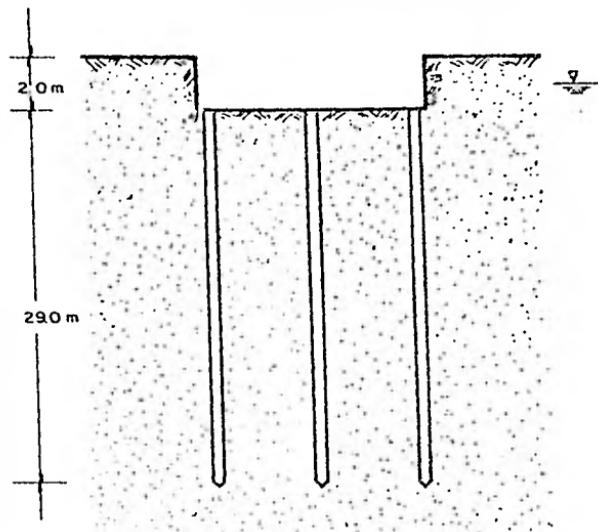


FIGURA Nº 4.23



⊙ PILOTE (19 EN TOTAL)

PLANTA



ELEVACION

Fig. 4.24

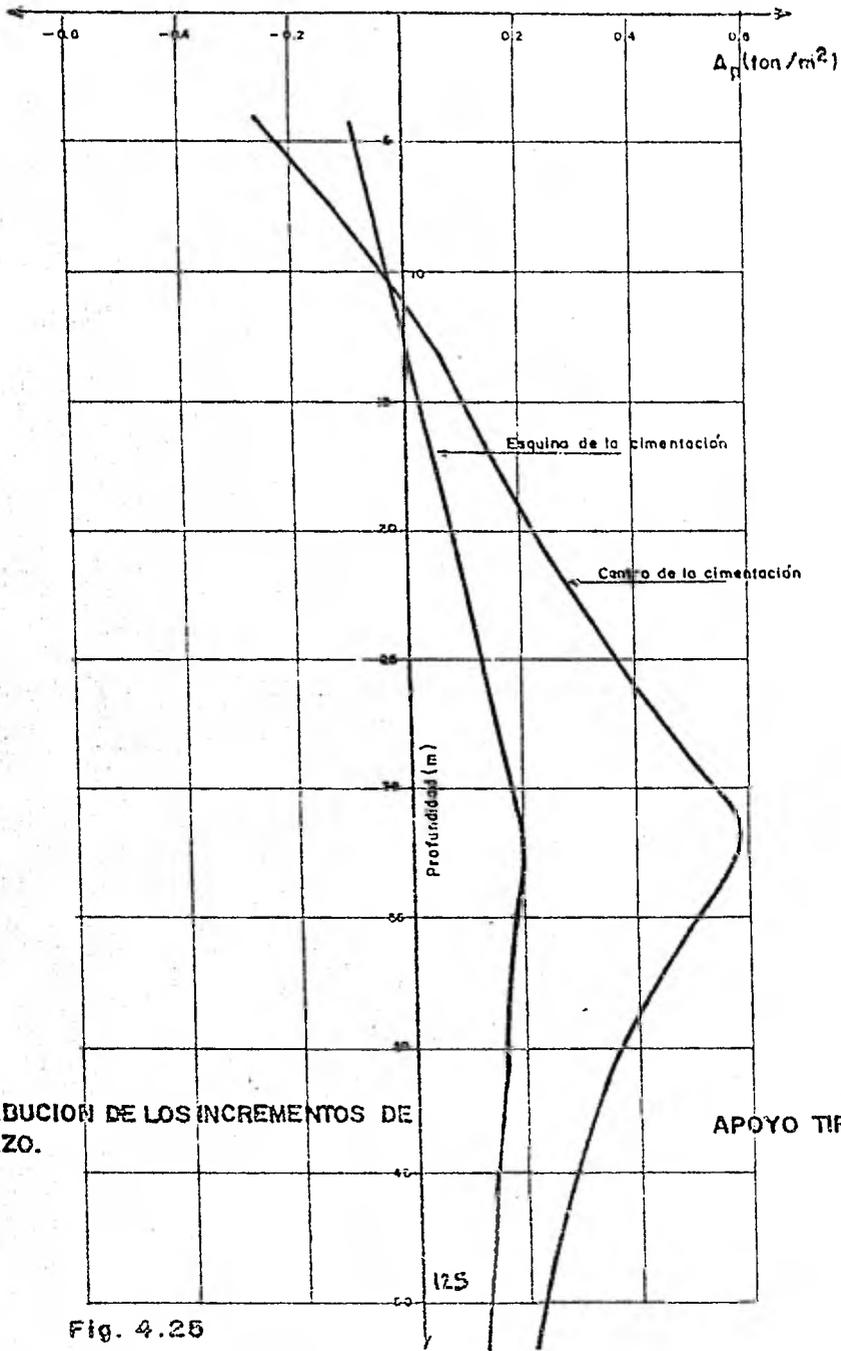
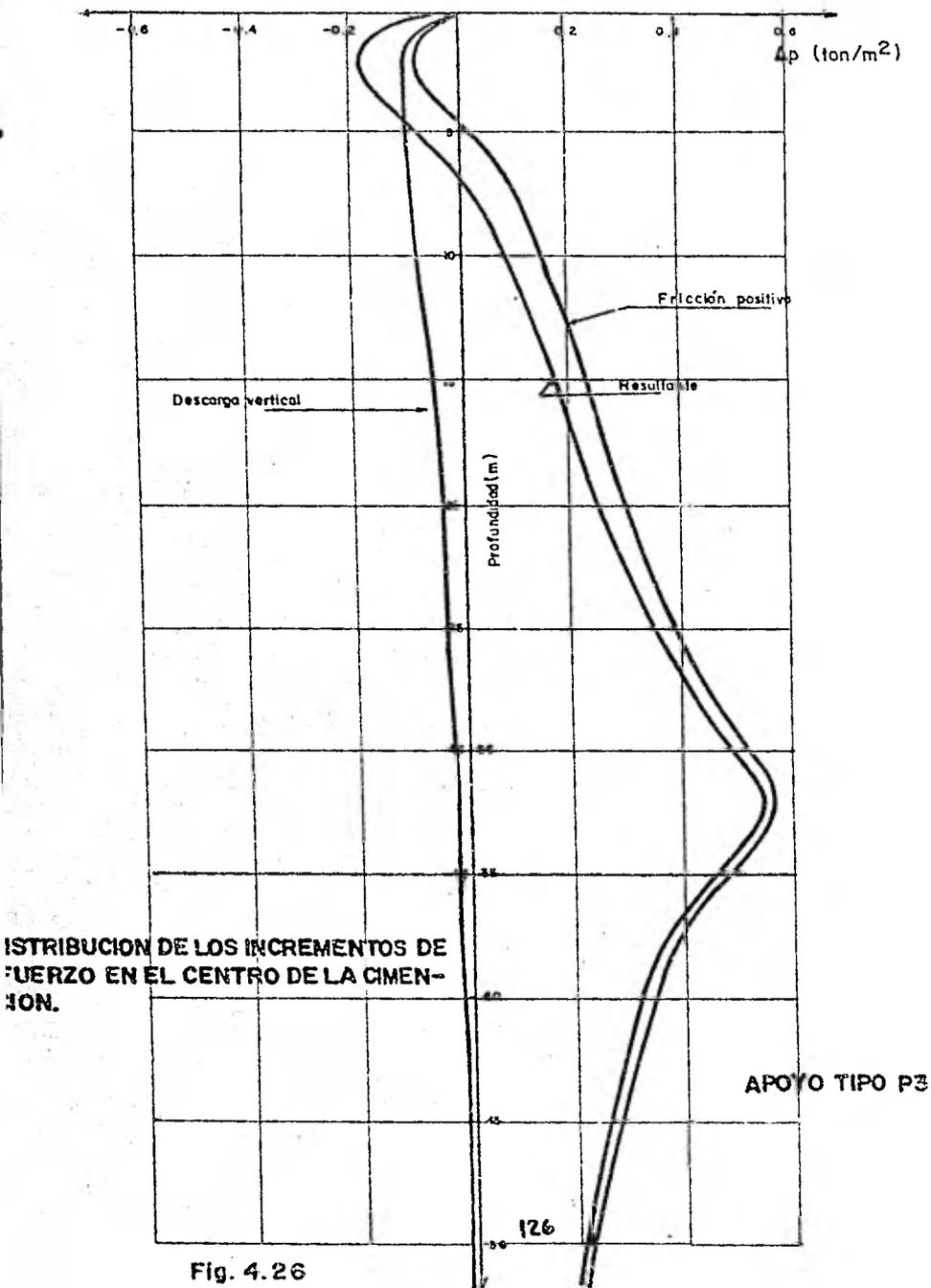
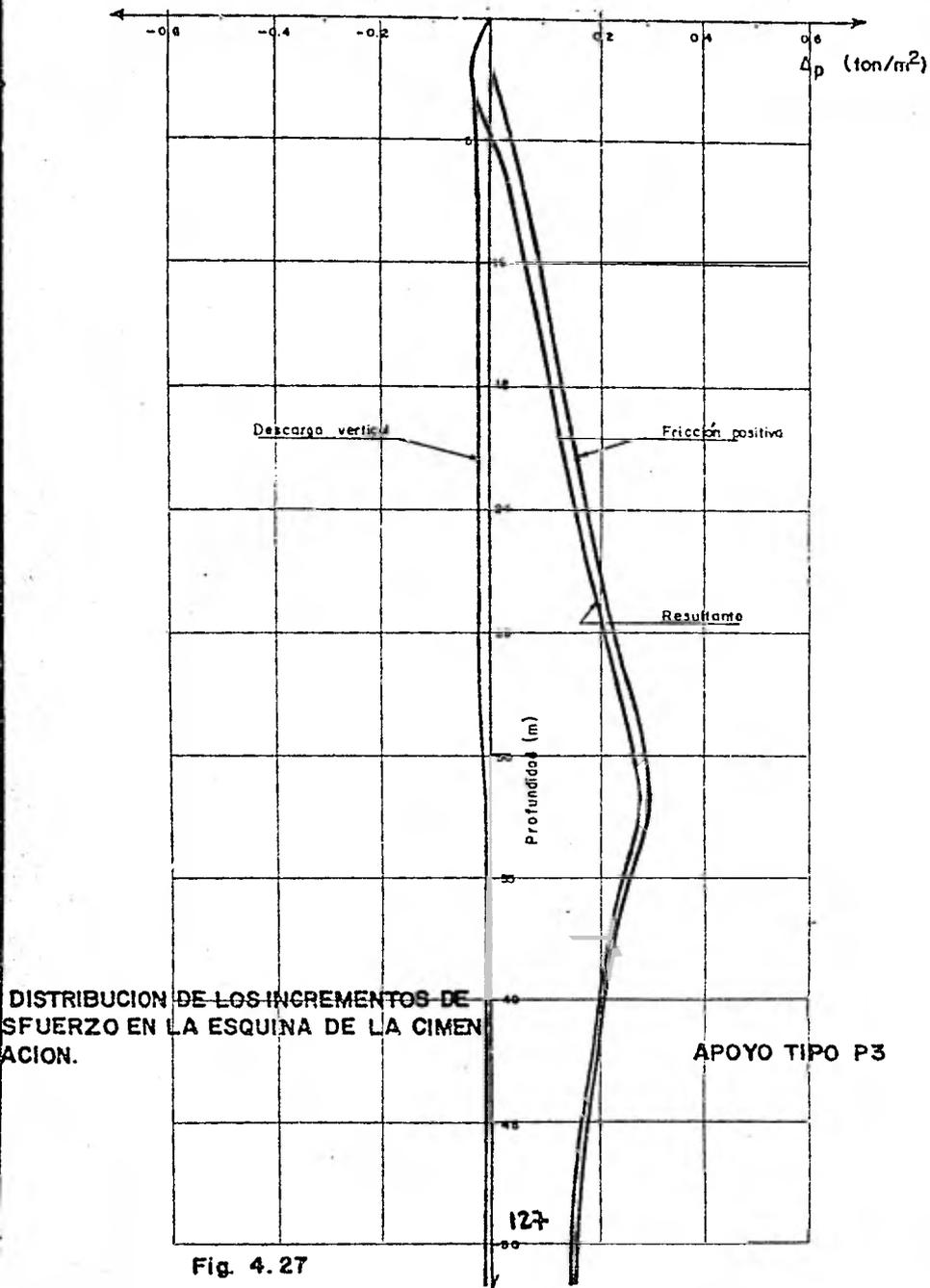


Fig. 4.25



ISTRIBUCION DE LOS INCREMENTOS DE FUERZO EN EL CENTRO DE LA CIMEN-
TON.



DISTRIBUCION DE LOS INCREMENTOS DE SFUERZO EN LA ESQUINA DE LA CIMENACION.

APOYO TIPO P3

127

Fig. 4.27

TABLA 4.1

COMPRESION SIMPLE

SM-203

FUNDIDA D (m)	W (y.)	ESFUERZO (ton/m ²)	δ (ton/m ³)	OBSERVACIONES
20- 1.90	110.7	2.31	1.36	
	108.7	2.37	1.40	
90- 3.80	57.8	6.57	1.68	
	55.0	8.54	1.68	
40- 5.30	296.8	1.81	1.19	
	257.8	2.01	1.19	
80- 6.70	303.0	1.25	1.14	
	338.3	1.02	1.14	
20- 8.10	245.7	1.16	1.22	
	184.0	1.12	1.17	
60- 9.50	355.0	1.08	1.17	
	338.9	1.15	1.14	
00-10.90	352.1	1.49	1.19	
	359.0	1.06	1.13	
50-12.40	375.6	0.6	1.15	
	362.4	1.51	1.15	
90-13.80	393.3	3.03	1.17	
	379.9	3.31	1.16	
30-15.20	398.7	2.08	1.18	
	396.4	2.42	1.17	
70-16.60	433.4	1.25	1.15	
	401.1	1.0	1.14	
10-18.00	301.2	2.15	1.18	
	264.6	2.05	1.20	
50-19.40	263.9	1.42	1.21	
	264.1	1.21	1.19	
90-20.80	368.0	1.32	1.16	
	343.3	1.23	1.18	
30-22.20	273.1	0.47	1.20	
	274.2	0.70	1.21	
70-23.60	211.8	1.75	1.22	
	212.9	1.59	1.22	
10-25.00	376.0	1.17	1.20	
	385.7	1.17	1.43	
50-26.40	260.6	2.87	1.20	
	264.9	2.59	1.19	
90-27.80	256.8	2.56	1.22	
	252.4	2.17	1.22	
30-29.20	288.6	1.83	1.15	
	276.9	1.44	1.17	
70-30.60	425.9	3.02	1.14	
	413.9	2.75	1.12	128
10-32.00	322.1	2.82	1.15	
	311.3	2.69	1.18	

TABLA 4.11 CALCULO DE LAS PRESIONES.

Tramo	Profundidad (m)	Zm (m)	Longitud (m)	Adhorenciu (ton/m ²)	F ₁ ⁺	$\frac{F_1^+}{A}$	$\frac{Z}{r}$	I	P ⁺ (ton/m ²)	d ⁻ (ton/m ²)
1	4.10-13.07	8.58	8.97	1.16	257.01	0.46	0.64	0.79	0.36	0.10
2	13.07-22.04	17.56	8.97	1.16	257.01	0.46	1.31	0.69	0.32	0.14
3	22.04-31.00	26.52	8.96	1.31	289.92	0.52	1.99	0.56	0.29	0.23
						1.44			0.97	0.47
Punta	31.00	31.00			19.07	0.03	3.94	0.55	0.02	0.02
						1.47			0.99	0.49

TABLA 4.12 Cálculo de los incrementos de esfuerzos verticales en los puntos de interés.

Tramo	Zm (m)	Carga (ton/m ²)	Z (m)	Z' (m)	$\Delta \sigma_z$ (ton/m ²) centro	$\Delta \sigma_z$ (ton/m ²) esquina
1	8.58	-0.10	4.10	4.48	-0.09	-0.02
		0.36	13.07	4.49	0.34	0.09
			22.04	13.46	0.21	0.08
			31.00	22.42	0.12	0.06
			33.00	24.42	0.11	0.06
			35.00	26.42	0.10	0.05
			41.00	32.42	0.07	0.05
			48.00	39.42	0.05	0.04
		53.00	44.42	0.04	0.03	
2	17.56	-0.14	13.07	4.49	-0.13	-0.03
		-0.14	4.10	13.46	-0.08	-0.03
		0.32	22.04	4.48	0.30	0.08
			31.00	13.44	0.19	0.07
			33.00	15.44	0.17	0.07
			35.00	17.44	0.15	0.06
			41.00	23.44	0.10	0.05
			48.00	30.44	0.07	0.04
		53.00	35.44	0.06	0.04	

Tramo	Z _m (m)	Carga (ton/m ²)	·Z (m)	Z' (m)	Δσ _Z (ton/m ²) centro	Δσ _Z (ton/m ²) esquina
3	26.52	-0.23	22.04	4.48	-0.22	-0.06
		-0.23	13.07	13.45	-0.14	-0.05
		-0.23	4.10	22.42	-0.08	-0.04
		0.29	31.00	4.48	0.28	0.07
			33.00	6.48	0.26	0.07
			35.00	8.48	0.23	0.07
			41.00	14.48	0.16	0.06
			48.00	21.48	0.11	0.05
		53.00	26.48	0.08	0.04	
Punta	31.00	-0.02	31.00	0.00	-0.02	-0.01
		-0.02	22.04	8.96	-0.02	-0.00
		-0.02	13.07	17.93	-0.01	-0.00
		-0.02	4.10	26.90	-0.01	-0.00
		0.02	33.00	2.00	0.02	0.00
			35.00	4.00	0.02	0.00
			41.00	10.00	0.01	0.00
			48.00	17.00	0.01	0.00
		53.00	22.00	0.01	0.00	

TABLA 4.23 CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN
EL CENTRO DE LA CIMENTACION.

Estrato (m)	Z (m)	H (m)	P _o (ton/m ²)	ΔP (ton/m ²)	P (ton/m ²)	e _o	e _f	Δe	1+e _o	ΔH (cm)
4.10-13.07	8.58	8.97	3.70	-0.10	3.60	7.38	7.39	-0.01	3.38	-1.07
13.07-27.04	17.56	8.97	5.96	0.17	6.13	5.59	5.52	0.07	6.59	4.08
27.04-31.00	26.52	8.96	8.30	0.42	8.72	6.13	6.04	0.09	7.15	11.28
31.00-33.00	32.00	2.00	9.71	0.57	10.28	8.51	8.39	0.12	9.51	2.52
33.00-35.00	34.00	2.00	10.61	0.53	11.14	1.195	1.193	0.002	2.195	0.18
35.00-41.00	38.00	6.00	12.50	0.42	12.92	5.57	5.54	0.03	6.57	2.74
41.00-48.00	44.50	7.00	15.13	0.29	15.42	5.40	5.38	0.02	6.40	2.19
48.00-53.00	50.50	5.00	17.59	0.22	17.81	5.23	5.21	0.02	6.23	1.61

Asentamiento total = 25.53 cm.

TABLA 4.14 CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN
LA ESQUINA DE LA CIMENTACION.

Estrato (m)	Z (m)	H (m)	Po (ton/m ²)	Δp (ton/m ²)	P (ton/m ²)	e _o	e _f	Δe	l+o _o	ΔH (cm)
4.10-11.00	7.55	6.90	3.45	-0.05	3.40	7.40	7.40	0.00	8.40	0.00
11.00-17.67	14.34	6.67	5.15	0.04	5.19	6.85	6.81	0.04	7.85	3.40
17.67-24.34	21.01	6.67	6.87	0.10	6.97	9.35	9.33	0.02	10.35	1.29
24.34-31.00	27.67	6.66	8.58	0.16	8.74	6.40	6.37	0.03	7.40	2.70
31.00-33.00	32.00	2.00	9.71	0.20	9.91	8.51	8.47	0.04	9.51	0.84
33.00-35.00	34.00	2.00	10.61	0.19	10.80	1.195	1.194	0.001	2.195	0.09
35.00-41.00	38.00	6.00	12.50	0.17	12.67	5.57	5.55	0.02	6.57	1.83
41.00-48.00	44.50	7.00	15.13	0.15	15.28	5.40	5.385	0.015	6.40	1.64
48.00-53.00	50.50	5.00	17.59	0.12	17.71	5.23	5.215	0.015	6.23	1.20

142

Asentamiento total = 12.99 cm.

TABLA 4.15 CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN
EL CENTRO DE LA CIMENTACION.

Estrato (m)	Z (m)	H (m)	Po (ton/m ²)	Δp (ton/m ²)	P (ton/m ²)	e_0	e_f	Δu	1+e.	Δi (cm)
2.00-6.80	4.40	4.80	2.75	-0.10	2.65	7.405	7.415	-0.010	8.405	-0.57
6.80-18.90	12.85	12.10	4.75	0.13	4.88	5.74	5.72	0.020	6.74	3.59
18.90-31.00	24.95	12.10	7.90	0.35	8.25	6.132	6.07	0.062	7.132	10.45
31.00-33.00	32.00	2.00	9.71	0.54	10.15	8.51.	8.41	0.10	9.51	2.10
33.00-35.00	34.00	2.00	10.61	0.49	11.10	1.195	1.1933	0.0017	2.195	0.15
35.00-41.00	38.00	6.00	12.50	0.35	12.85	5.57	5.54	0.03	6.57	2.74
41.00-48.00	44.50	7.00	15.13	0.27	15.40	5.40	5.38	0.02	6.40	2.19
48.00-53.00	50.50	5.00	17.59	0.20	17.79	5.23	5.21	0.02	6.23	1.61

Asentamiento total = 22.26 cm.

TABLA 4.16 CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN

LA ESQUINA DE LA CIMENTACION.

Estrato (m)	Z (m)	H (m)	P _o (ton/m ²)	Δp (ton/m ²)	P (ton/m ²)	e _o	e _f	Δe	1+e _o	ΔH (cm)
3.50-12.67	8.09	9.17	3.59	0.05	3.64	7.41	7.40	0.01	8.41	1.09
12.67-21.84	17.26	9.16	5.90	0.13	6.03	5.60	5.59	0.01	6.60	1.39
21.84-31.00	26.42	9.16	8.27	0.23	8.50	6.048	6.00	0.048	7.048	6.23
31.00-33.00	32.00	2.00	9.71	0.29	10.00	8.51	8.46	0.05	9.51	1.05
33.00-35.00	34.00	2.00	10.61	0.27	10.88	1.195	1.194	0.001	2.195	0.09
35.00-41.00	38.00	6.00	12.50	0.22	12.72	5.57	5.55	0.02	6.57	1.83
41.00-48.00	44.50	7.00	15.13	0.17	15.30	5.40	5.385	0.015	6.40	1.64
48.00-53.00	50.50	5.00	17.59	0.14	17.73	5.23	5.215	0.015	6.23	1.20

Asentamiento total = 14.52 cm.

5. CONCLUSIONES

Se han presentado dos métodos para calcular hundimientos de cimentaciones apoyadas en pilotes de fricción de un sistema de pasos elevados en el Vaso de Texcoco. El primer método presentado — (descrito en 3.3) determina los incrementos de esfuerzo normal en el suelo en base en la solución de Mindlin, y su aplicación requiere, para cada punto del suelo, una integración a lo largo de todos y cada uno de los pilotes. El segundo método presentado (descrito en 3.4) toma en cuenta en forma aproximada y sencilla que los esfuerzos cortantes a lo largo del fuste de los pilotes son cargas aplicadas en el interior de un medio seminfinito y determina los incrementos de esfuerzo normal en el suelo mediante la transformación aproximada del problema de Mindlin a uno de Boussinesq equivalente.

El análisis del comportamiento de la cimentación de un sistema de pasos elevados en el Lago de Texcoco se efectuó de la siguiente manera:

- 1.- Se definió la estratigrafía general a lo largo del trazo en base a cuatro distribuidores (mostrados en la fig. 1.1)
- 2.- Se determinó el tipo de cimentación técnico - económica más adecuado (solución óptima) del distribuidor "Av Central".

Para cada alternativa de cimentación analizada, a partir de los estados límite de falla y de servicio, se determinó el mínimo-

número de pilotes y el área mínima de cimentación; las soluciones de cimentación así definidas se compararon económicamente para determinar la solución óptima en cada tipo de apoyo.

Para la determinación del tipo de cimentación más adecuado - para cada tipo de apoyo, se empleó el método aproximado (descrito en 3.4), las soluciones óptimas así obtenidas se calcularon con el otro método (descrito en 3.3) a fin de poder hacer una comparación cuantitativa en cuanto a hundimientos totales y diferenciales se refiere.

Se calcularon los asentamientos por ambos métodos en el centro y esquina de la cimentación para cada tipo de apoyo, resultando un 2% menores y un 17% mayores respectivamente a los obtenidos con el método descrito en 3.3 ; esto indica que la aproximación - del método descrito en 3.4 es similar al que se obtiene con el método de computadora; sin embargo, para emplear este método se deberá justificar la hipótesis planteada en el desarrollo de este método. " Se supondrá que la densidad de pilotes es suficientemente grande y uniforme en toda el área de cimentación (o en porciones de ella) para que pueda considerarse que el sistema de cargas impuesto al suelo por la punta y por cada diferencial de longitud del conjunto (o subconjunto) de pilotes, es equivalente a una carga de la misma magnitud total uniformemente distribuida, a la profundidad correspondiente ". Es recomendable también, hacer comparaciones entre hundimientos observados y calculados.

La interacción o transferencia de carga entre subestructura, sistema de pilotes y suelo oompresible fué investigada para el caso donde el subsuelo sufre un proceso de consolidación adicional - (consolidación regional de la ciudad de México) al inducido por - las cargas de la estructura.

El procedimiento descrito en este trabajo para determinar el tipo de cimentación óptima, puede ser aplicado a cualquier tipo de estructuras que ameriten el uso de pilotes de fricción, siempre y cuando no tengan restricción de área de cimentación, como pueden ser: puentes, muelles, silos, tanques de almacenamiento, torres de transmisión, antenas, estadios, etc.

El uso de computadoras como la empleada en este trabajo (Burroughs 6700 del CIBASS de la UNAM), no siempre es asequible al analista de cimentaciones, y la aplicación del método en base en la solución de Mindlin es sumamente engorrosa si se emplea una computadora de escritorio; no así en la aplicación del método descrito en 3.4; por lo que la aplicación de este método, siempre y cuando se justifique, abre un panorama más amplio al ingeniero de cimentaciones.

Es recomendable que la distribución de cargas sobre el área de cimentación sea simétrica y uniforme a fin de disminuir al máximo los hundimientos diferenciales en cada apoyo y la cimentación - deberá ser lo suficientemente rígida para absorber dichos hundimientos, los cuales son despreciables.

Los elementos estructurales que constituirán el Distribuidor (cimentación, apoyos, losas y/o traveses) se deberán diseñar de manera que sean lo suficientemente rígidos para absorber los hundimientos diferenciales entre apoyos.

Los asentamientos esperados en los apoyos de las vialidades elevadas, no afectarán el correcto funcionamiento del distribuidor ya que las vialidades no elevadas también sufrirán consolidación regional, quedando la altura de las claves prácticamente constantes, o mayores.

APENDICE 1

A largo plazo, los pilotes que satisfacen la ec. (5) del capítulo 3

$$W + F_c^- - C_B - C_f^+ < C_p < W + C_f^+ + F_c^- - U$$

en un suelo regionalmente consolidado, estarán sujetos a un sistema de cargas semejantes como el que se muestra en la fig. 1, donde F^+ y F^- son las fuerzas de fricción positivas y negativas respectivamente, y la profundidad Z medida relativamente a un punto fijo de la estructura. Por condición de equilibrio se tiene:

$$Q = C_p + |F^+| - |F^-| \dots \dots \dots (1)$$

Si $|F^-| > 0$, la capa de suelo entre $Z = Z_0$ y $Z = Z_p$ se moverá relativamente al pilote ascendiendo; después, la capa de suelo entre $Z = D_f$ y $Z = Z_0$ se moverá relativamente al pilote descendiendo, por lo que habrá una pérdida eventual de contacto entre subestructura y suelo, por lo que $P = U$, y de la ec. (3) del capítulo 3, adquiere el valor de $W + F_c^- - U$. Además en este caso $|F^+| - |F^-| < C_p$ y con la ec (1) implica que $Q < C_p + C_f^+$ y entonces se tiene:

$$Q = W + F_c^- - U < C_p + C_f^+ \dots \dots \dots (2)$$

Si $|F^-| = 0$, la capa de suelo entre $Z = D_f$ y $Z = Z_0$ se moverá relativamente al pilote ascendiendo, y así $F^+ = C_f^+$. En este caso la -

presión de contacto entre subestructura y suelo será $P > U$ y por -
 las ecs.(3) del capítulo 3 y (2) se tiene:

$$Q = C_p + C_f^+ < W + F_0^- - U \dots\dots\dots (3)$$

las ecs (2) y (3) muestran que la carga Q a largo plazo en la cabe-
 za del grupo de pilotes es:

$$Q = \min (W + F_0^- - U, C_p + C_f) \dots\dots\dots (4)$$

Para determinar la profundidad del nivel Z_0 , se puede recu-
 rrir a la ec.(1) de equilibrio, pero también se puede asegurar que
 en cualquier instante la suma de los valores absolutos de la fric-
 ción positiva F^+ y la fricción negativa F^- es:

$$|F^+| + |F^-| = C_f$$

lo que sustituyendo en la ec.(1), resulta:

$$Q = C_p + C_f - |2 F^-| \dots\dots\dots(5)$$

despejando $|F^-|$ se tiene:

$$|F^-| = \frac{C_p + C_f - Q}{2}$$

Integrando $|F^-|$ desde $Z = D_f$ hasta $Z = Z_0$, se tiene:

$$\int_{Z = D_f}^{Z = Z_0} f_{np} dz = \frac{C_p + C_f - Q}{2}$$

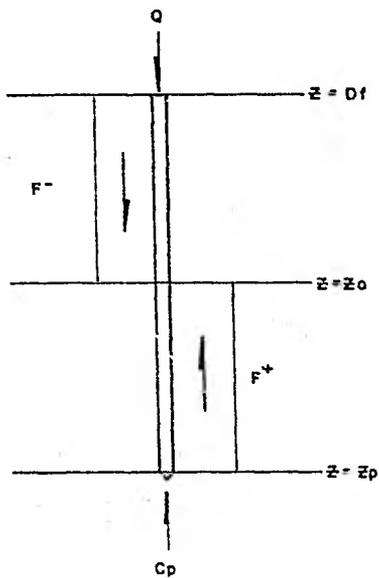


fig. 1

APENDICE 2

DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS VERTICALES INDUCIDOS POR CARGAS REPARTIDAS A LO LARGO DE LINEAS VERTICALES EN UN MEDIO SEMI-INFINITO

INTRODUCCION

Se presenta a continuación un programa para computadora que permite estimar los esfuerzos verticales inducidos en un medio semi-infinito por cargas verticales repartidas a lo largo de una serie de líneas verticales. Este programa se ha preparado de tal forma que pueda aplicarse a la resolución del problema de los esfuerzos inducidos en el subsuelo de una cimentación por la fricción (positiva o negativa) desarrollada a lo largo de pilotes.

BASES TEORICAS

El esfuerzo inducido en cualquier punto P de un medio semi-infinito elástico por una carga aplicada a cierta profundidad (fig. 1) está expresado por la fórmula de Mindlin (ref. 1).

$$\sigma_z = \frac{Q}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{3z^3}{R_1^5} - \frac{(1-2\nu)z_1}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)z_1}{R_2^3} + \frac{-3(3-4\nu)z^3 + 12(2-\nu)cz^2 - 18c^2z - 30cz^3(z-c)}{R_2^5} - \frac{30cz^3(z-c)}{R_2^7} \right] \quad (1)$$

en que las literales tienen el significado indicado en la fig.1.

El esfuerzo vertical inducido por cargas uniformemente repartidas a lo largo de una línea vertical (fig. 1) puede obtenerse fácilmente por integración de la expresión anterior. El resultado ha sido publicado por Geddes (ref. 2) y se expresa como:

$$\sigma_z = \frac{P}{D^2} k_2$$

donde P es la suma de las cargas verticales y k_2 es la cantidad siguiente:

$$k_2 = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{2(2-\nu)}{A} + \frac{2(2-\nu)+2(1-2\nu)\frac{m}{n}\left(\frac{m}{n} + \frac{1}{n}\right)}{B} - \frac{2(1-2\nu)\left(\frac{m}{n}\right)^2}{F} + \frac{n^2}{A^3} \right. \\ \left. + \frac{4m^2 - 4(1+\nu)\left(\frac{m}{n}\right)^2 m^2}{F^3} + \frac{4m(1+\nu)(m+1)\left(\frac{m}{n} + \frac{1}{n}\right)^2 - (4m^2 + n^2)}{B^3} \right. \\ \left. + \frac{6m^2\left(\frac{m^4 - n^4}{n^2}\right)}{F^5} + \frac{6m\left(mn^2 - \frac{1}{n^2}(m+1)^5\right)}{B^5} \right]$$

$$\text{donde } m = z/D$$

$$n = r/D$$

$$A^2 = n^2 + (m - 1)^2$$

$$B^2 = n^2 + (m + 1)^2$$

$$F^2 = n^2 + m^2$$

El esfuerzo atribuible a un tramo de línea cargada (fig. 2) puede calcularse a partir de la expresión anterior aplicando el principio de superposición.

$$\sigma_z(\text{tramo } D_1, D_2) = \sigma_z(D_2) - \sigma_z(D_1)$$

El programa presentado permite estudiar el caso en el que las cargas verticales son atribuibles a la adherencia de distintos estratos y pueden ser positivas o negativas según que estén aplicadas abajo o arriba de un nivel llamado nivel neutral (fig. 3). Se admite que el medio es homogéneo en cuanto a sus propiedades elásticas. El programa permite obtener la variación del esfuerzo vertical con la profundidad a lo largo de líneas verticales.

LISTADO

Se adjunta el listado del programa escrito en FORTRAN para la computadora Burroughs 6700 del CIMASS de la Universidad Nacional Autónoma de México.

MANEJO DE PROGRAMA

Es necesario proporcionar los datos de entrada siguientes:

NPUN: Número de puntos (en planta) en los que interesa determinar el perfil de esfuerzos verticales.

PROF: Número de profundidades a las que interesa determinar el esfuerzo vertical para cada punto en planta (Se supone constante para todos los puntos).

NPIL: Número de líneas de carga verticales (pilotes)

NEST: Número de estratos

NU: Relación de Poisson

XR(I), YR(I): Coordenadas de los puntos de interés en planta, respecto a un sistema ortogonal de ejes cualquiera.

(Número total de pares de coordenadas: NPUN).

- XI): Profundidades de interés. (Número total: NPROF).
- XII): Profundidades de la frontera inferior de los estratos.
- XIII): Adherencias a considerar en los distintos estratos.
- XIV): Perímetro (En el caso de pilotes la carga por unidad de longitud se considera igual al perímetro del pilote por la adherencia del estrato correspondiente).
- XV): Profundidad del extremo inferior de las líneas de carga (punta de los pilotes).
- XVI): Profundidad del extremo superior de las líneas de carga (cabeza de los pilotes).
- XVII): Profundidad del nivel neutral.
- XVIII), Y(I) : Coordenadas de las proyecciones en planta de las líneas de carga (cabezas de los pilotes).

La lectura de estos datos debe hacerse según los formatos indicados a continuación:

- . tarjeta Col. 1 a 5 NPUN, número entero
- . tarjeta Col. 1 a 5 NPIL, número entero (máximo 200)
- . tarjeta Col. 1 a 5 NEST, número entero (máximo 15)
- . tarjeta Col. 1 a 5 NPROF, número entero (máximo producto NPUN * NPROF = 300)
- . tarjeta Col. 1 a 5 CNU
- . tarjeta Col. 1 a 10 XR(I), YR(I) por pares
siguientes 70 a 80
- siguientes Col. 1 a 10 ZR(I)
70 a 80

iguiente	Col. 1 a 10	ZMIN
	Col. 10 a 20	ZMAX
	Col. 20 a 30	ZNEU
iguientes	Col. 1 a 10	X(I), Y (IL por pares
	:	:
	:	:
	70 a 80	
	-----	-----
ltima	Col. 1 a 10	PERIM

REFERENCIAS

Westergaard, H. M., "Theory of Elasticity and Plasticity,"
Dover Publications, 1964.

Geddes, J.D. "Stresses in Foundation Soils Due to Vertical
 Subsurface Loading", Geotechnique, London Vol. 16 N° 3,
 pp. 231-255, 1966.

SINGLE LIST .

```

LIST RCU
DIMENSION D(15),X(200),Y(200),XP(300),YP(300),ZP(300),ADE(15),ZCLA
20),ZFIN(20),ADECT(20),XR(300),YR(300),ZR(300),
READ 5, NPUN, NPIL, NEST, NPROF

```

ZOB=NPROF*NPUN

DRHAT(15)

READ 7, CNU

READ 7, (XR(I), YR(I), I=1, NPUN)

DRHAT(8F10,5)

READ 7, (ZRC(I), I=1, NPROF)

READ 7, (D(I), ADE(I), I=1, NEST) —

READ 7, ZMIN, ZMAX, ZNEU

READ 7, (X(I), Y(I), I=1, NPIL)

READ 7, PERIH

DO 13 J=1, NPUN

KAL2=NPROF*J

KAL1=NPROF*(J-1)+1,

DO 13 K=KAL1, KAL2

P(K)=XR(J)

P(K)=YR(J)

P(K)=ZR(K-KAL1+1)

CONTINUE

DO 15 I=1, NEST

F(ZMIN=D(I))12,12,15

CLA(1)=ZMIN+0.000001

DECT(I)=ADE(I)

CLA=1

FI

DO TO 16

CONTINUE

DO 25 I=J, NEST

F(ZNEU=D(I))19,19,17.

CLA(I-J+2)=D(I)

DECT(I-J+2)=ADE(I+1) —

CLA=NCLA+1

DO TO 25

CLA(I-J+2)=ZNEU+0.000002

DECT(I-J+2)=-ADE(I)

CLA=NCLA+1

FI

K=I-J+2

DO TO 27

CONTINUE

DO 35 I=K, NEST

F(ZHAX=D(I))31,31,29

CLA(I-J+3)=D(I)

DECT(I-J+3)=-ADE(I+1)

CLA=NCLA+1

DO TO 35

CLA(I-J+3)=ZHAX+0.000003

CLA=NCLA+1

DO TO 37

CONTINUE

DO 49 I=1, NZOB

PRINT 39, XP(I), YP(I), ZP(I) /

APENDICE 3

DETERMINACION DEL ESFUERZO VERTICAL INDUCIDO EN CUALQUIER PUNTO DE UN MEDIO SEMI-INFINITO POR CARGAS PUNUALES APLICADAS A CIERTA PROFUNDIDAD

1. INTRODUCCION

Se presenta a continuación un programa para computadora que permite determinar los esfuerzos verticales inducidos en un medio semi-infinito por una serie de cargas puntuales de misma magnitud y aplicadas a la misma profundidad. El programa se ha preparado de tal forma que pueda aplicarse fácilmente al caso de cargas transmitidas por las puntas de un grupo de pilotes en el subsuelo de una cimentación.

2. BASES TEORICAS

El esfuerzo vertical inducido en cualquier punto P de un medio semi-infinito elástico por una carga puntual aplicada a cierta profundidad (fig. 1) está expresado por la fórmula de Mindlin (ref. 1).

$$\sigma_z = \frac{Q}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{3z^3}{R_1^5} - \frac{(1-2\nu)z_1}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)z_1}{R_2^3} + \frac{-3(3-4\nu)z^3 + 12(2-\nu)cz^2 - 18c^2z - 30cz^3(z-c)}{R_2^5} - \frac{30cz^3(z-c)}{R_2^7} \right]$$

en que las literales tienen el significado indicado en la fig. 1.

El programa presentado se limita a sumar los esfuerzos inducidos por cargas verticales de misma magnitud y aplicadas a una misma profundidad (fig. 2) aplicando el principio de superposición. La estructura del programa permite obtener la variación del esfuerzo vertical con la profundidad

un mismo eje vertical.

LISTADO

Se adjunta el listado del programa escrito en FORTRAN para la computadora Burroughs 6700 del CIMASS de la Universidad Nacional Autónoma de México.

MANEJO DEL PROGRAMA

Es necesario proporcionar los datos de entrada siguientes:

NPUN: Número de puntos (en planta) en los que interesa determinar el perfil de esfuerzos verticales.

NPROF: Número de profundidades a las que interesa estimar el esfuerzo vertical para cada punto en planta. (se supone constante para todos los puntos)

NPIL: Número de cargas puntuales verticales (pilotes)

NU : Relación de Poisson

XR(I), YR(I): Coordenadas de los puntos de interés en planta, respecto a un sistema ortogonal de ejes cualquiera.
(Número total de pares de coordenadas: NPUN).

ZR(I): Profundidades de interés (Número total: NPROF).

ZAPO: Profundidad de aplicación de las cargas verticales (en el caso de pilotes, profundidad del estrato de apoyo).

X(I), Y(I): Coordenadas de las proyecciones en planta de los puntos de aplicación de las cargas verticales respecto al sistema de ejes mencionado anteriormente (En el caso de una cimentación piloteada, coordenadas de las cabezas de los pilotes). 161

UN: Magnitud de las cargas

La lectura de estos datos debe hacerse según

s formatos indicados a continuación:

. tarjeta	Col. 1 a 5	NPUN, número entero
. tarjeta	Col. 1 a 5	NPIL, número entero (máximo 200)
. tarjeta	Col. 1 a 5	NPROF, número entero (máximo pro- ducto $NPUN * NPROF = 300$)
. tarjeta	Col. 1 a 10	CNU
. tarjeta	Col. 1 a 10	XR(I), YR(I), por pares
siguientes	10 a 20	
	70 a 80	
siguientes	Col. 1 a 10	ZR(I)
	70 a 80	
siguiente	Col. 1 a 10	ZAPO
siguientes	Col. 1 a 10	X(I), Y(I), por pares
	70 a 80	
ltimo	Col. 1 a 10	CAPU

REFERENCIAS

Westergaard, H. M., "Theory of Elasticity and Plasticity",
Dover Publications, 1964.

NGLE LIST

ST NCD

DIMENSION X(200),Y(200),ZP(300),XP(300),YP(300),ZR(300),YR(300),XR(300)

COMMON NPUN,NPIL,NPROF

FORMAT(15)

READ 7,CNU

DO 7,(XR(I),YR(I),I=1, NPUN)

FORMAT(10.5)

DO 7,(ZR(I),I=1, NPROF)

DO 12 J=1, NPUN

L2=NPROF*J

L1=L2-NPROF*(J-1)+1,

DO 12 K=KAL1,KAL2

YR(K)=YR(J)

YR(K)=ZR(K-KAL1+1)

CONTINUE

READ 7,ZAPD

DO 7,(X(I),Y(I),I=1, NPIL)

READ 7,CAPU

DO 39 I=1, NPROF

DO 39 I=1, NPROF

PRINT 39,XP(I),YP(I),ZP(I)

FORMAT(5X,16HPUNTO DE INTERES//10X,10HARCSISA = ,F10.4,5X,11HORDENADA = ,F10.4,5X,14HPRDFUNDIDAD = ,F10.4)

SIGMA1=0.

ZP(I)=ZAPD

ZP(I)=ZAPD

DO 43 II=1, NPIL

Z2=(XP(I)-X(II))**2+(YP(I)-Y(II))**2

Z1=SQRT(RD2+Z1**2)

Z=SQRT(RD2+Z**2)

RD=-3.+(Z1)**3/(R1)**5

DS=(-1.-2.*CNU)*Z1/(R1)**3

RES=(1.-2.*CNU)*Z1/(R2)**3

RATRO=(-3.*(3.-4.*CNU)*Z**3+12.*(2.-CNU)*ZAPD*Z**2-16.*ZAPD**2*Z)

R2)**5

INCD=(-30.*ZAPD*Z**3+(Z-ZAPD))/(R2)**7

SIGMA1=SIGMA1-CAPU*(1./(8.+3.1416*(1.-CNU)))*(UNO+DOS+TRES+CUATRO+

INCD)

CONTINUE

PRINT 45,SIGMA1

FORMAT(20X,19HPRESION INDUCIDA = ,F10.4)

CONTINUE

STOP

END

A P E N D I C E 4

PILOTES TENSA Y SU HINCADO

INSTRUCCION:

Los pilotes Tensa deberán tener la sección y dimensiones fijadas en la literatura que se anexa como complemento a estas especificaciones, debiendo hincarse en los lugares señalados en el proyecto y de acuerdo con los lineamientos indicados a continuación:

La longitud del pilote será la que señale el proyecto y/o la Dirección de la Obra.

MATERIALES:

Los materiales que constituyen a este pilote son los siguientes:

Concreto hidráulico

Acero de refuerzo

Alambre de refuerzo

Acero estructural

Resina epóxica

- Para la fabricación del concreto deberán usarse agregados sanos y una relación de agua-cemento tal, que garantice un $f'c=400$ Kg/cm². en proporción cúbica. El cemento a usar podrá ser Portland ó exento de aluminato tricálcico según los requerimientos del diseño.
- El acero de refuerzo reunirá las especificaciones de calidad para poder ser usado como anclaje en las placas de unión en casos de pilotes largos donde intervienen tramos.
- El alambre mínimo de refuerzo en todos los casos consistirá en 8 ó 6 alambres de 5mm., donde el esfuerzo de tensión será $f_s=0.675 f's$, siendo $f's=150$ Kg/mm². También se utilizará esta misma calidad de refuerzo en los estribos de los extremos, de acuerdo con la siguiente distribución: de 5mm. @ 5 cm. en los 30 cm. extremos y @ 1 cm. en los siguientes 70 cm. en la parte restante serán de alambre Resistencia Normal de 5mm., @ 20 cms.

El acero estructural reunirá las condiciones de calidad dictaminadas por la Secretaría de Obras Públicas, debiéndose usar este material en las placas de unión (juntas).

Resina epóxica, este material se aplicará para resanar las secciones dañadas como consecuencia por defectos en el vibrado, descimbrado, transportación y maniobraje. La secuela para su aplicación se hará de acuerdo con las indicaciones de los fabricantes, que se anexa a estas especificaciones.

DES:

moldes para el pilote Tensa deberán ser metálicos ó de cualquier material que tenga la rigidez suficiente para evitar las deformaciones debidas a la presión de la revoltura, el efecto del vibrado en general las maniobras del vaciado y acabado.

moldes podrán emplearse más de una vez, debiendo limpiarse perfectamente antes de utilizarlos nuevamente. La parte inferior de éstos recibirá una capa de aceite mineral u otro producto similar, an- de colar el refuerzo para evitar que este se manche y llegado el o deberá limpiarse perfectamente antes de hacer el vaciado.

a la forma del pilote Tensa, para ser removidos los moldes se utilizará un dispositivo "ex-profeso"

desviación máxima permisible del eje longitudinal del pilote durante su construcción podrá ser hasta de 2 mm./ML.

ADO:

es de iniciarse el colado se harán pruebas de resistencia al concreto por medio de probetas cúbicas de 10 cm./ Arista, tomándose como base los resultados del muestrero de los materiales a emplear. s probetas se probarán a las 24 horas si su curado se efectúa a vapor y a 7, 14 y 28 días si su curado se realiza en cámara húmeda.

colado deberá hacerse continuo, en una sola operación, utilizando concreto con revenimiento máximo de 6 cm., tanto la preparación del concreto como el vaciado y vibrado serán por medios mecánicos, debiéndose tener cuidado de no usar agregados de gran tamaño debido a la esbeltez de la sección.

ADO Y DESCIMBRADO:

curado se hará con vapor, 2 horas después de haberse terminado el colado debiéndose mantener una temperatura promedio de 60° durante 8

horas, al término de las cuales se suspenderá el vapor para que el concreto repose durante 2 horas.

Durante el proceso de enfriamiento deberá "lecharearse" la superficie del patín superior con el propósito de tapar las grietas transversales debidas a la contracción del concreto.

Una vez terminada esta operación, se procederá a cortar los alambres de presfuerzo con segueta ó soplete.

Todos los pilotes para poder ser movidos de las camas de colado, varán ancladas ahogadas exactamente en los dos quintos del claro, utilizandose en esta maniobra equipo que garantice movimientos bruscos ya que a esta edad el concreto no ha logrado más del 70% de su resistencia.

ENTONGAMIENTO:

Los pilotes cuya resistencia es del 70% de la de diseño se entongarán superficiales senciblemente a nivel sobre polines de madera colocados en los quintos del claro, procurando que los polines que virán de apoyo al pilote siguiente superior, coincidan con los que le preceden. Núnca deberán almacenarse un pilote sin cumplir con este requisito.

PILOTES DEFECTUOSOS:

Todas las superficies deberán quedar sensiblemente lisas, sin que esto sea un requisito de calidad, tomando en cuenta que este elemento se utiliza básicamente como pilote de fricción; la sección deberá ser continua sin entrantes considerables u oquedades, en caso de presentar cualquiera de las anomalías antes citadas se procederá a retirar resanes con el material cuya literatura se anexa, este mismo procedimiento se seguirá para el caso de despostillamientos longitudinales como consecuencia de maniobras, transporte y entongamiento.

Deberá rechazarse cualquier pilote que presente grietas que lleguen al alma o bien que presente los defectos indicados antes, sin su debida reparación.

MANEJO:

El manejo de los pilotes durante el proceso de remoción de formas curado, a almacenamiento, transporte e hincado, se hará mediante anclas localizadas en los quintos del claro, de manera que los estribos formen un ángulo como mínimo de 45° respecto al eje del pilote. El izado previo al hincado se hará con un estrobo apoyado en el centro de L.

Debe evitarse definitivamente que el abastecimiento de pilotes a la máquina piloteadora se haga arrastrando a éstos sobre el suelo.

TRANSPORTE:

Para efectuar el transporte de este tipo de pilote se usará plataformas que garanticen un perfecto apoyo preferentemente en los quintos del claro o bien uno en el quinto del claro y el otro a 0.3 L los otros se harán apoyando los pilotes sobre polines de madera en la forma indicada para el entongamiento.

Esta carga se asegurará mediante cadenas o cables que sujeten perfectamente bien a la "tonga" procurando utilizar madera de empaque que distribuya las presiones; evitando que la carga se afloje durante la movilización.

HINCADO:

El procedimiento de hincado se hará de acuerdo con la longitud y tipo del pilote Tensa, tomando como base suministrar una energía máxima de 0.5 Kg Metro por cada Kg que pese el pilote.

El cuidar la cabeza de los pilotes durante el proceso de hincado es una de las especificaciones más delicadas que deben respetarse y la práctica aconseja utilizar, arena empaquetada en bolsas de cemento protegidas con madera de encino colocada "al hilo". La conjugación de estos dos materiales se amolda a cualquier irregularidad que pudiera presentarse en la superficie de los pilotes y a que la energía pueda ser repartida.

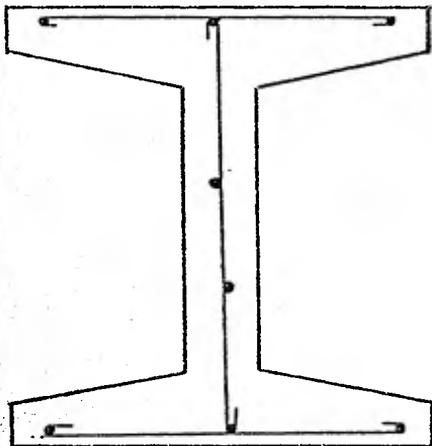
Durante el proceso de hincado deberá procurarse mantener el paralelismo entre el cuerpo del pilote y las guías de la máquina debiéndose verificar que el martinete no golpee excentricamente.

Otra de las medidas que se deben tomar para garantizar un buen pilote es su verticalidad la cual se consigue procurando plomear la máquina en cada operación mediante dos "sietes" uno enfrente y otro a un lado de la máquina (los sietes son elementos rudimentarios a base de un pedazo de varilla que se entierra en un extremo y en el otro se cuelga una plomada, teniendo el cuidado de hacer coincidir el del hilo con el del pilote por hincar.

JUNTAS:

Las placas de unión serán de la forma de la sección del pilote, articuladas al mismo mediante 8 varillas de $\varnothing 1/2$ " con $fyp=4,000$ Kg/cm² con espesor de $3/8$ " utilizando soldura LH-70. Esta operación debe llevarse a cabo encasquillando el martillo al tramo por empatar para que las maniobras de plomeo no las resienta la estructura del pilote.

ESPECIFICACIONES DEL PILOTE TENSA I



Sección: "H" de 35 cm de patín con 40 cm de peralte.
 Área: 560 cm²
 Perímetro: 197 cm
 Concreto: F'c = 400 Kg/cm² en pre beta cúbica

Refuerzo:
 Longitudinal: 8 alambres de 5 mm ϕ con fs = 10,000 Kg/cm² ó equivalente

Estribos: Tres elementos por juego de 5mm

1) En los extremos: 6 jgs ϕ 5 cm (30 cm) y 7 jgs ϕ 10 cm (70 cm)

2) En las asas de izado: 12 jgs ϕ 10 cm (120 cm)

3) En la parte restante: 20 cm

Junta: Consistente en placa 1/2" con bisel de 1/4" en una de ellas, anclada con 8 Vs de 1/2" ϕ de 50 cm de longitud con fy 4000 Kg/cm² soldados a tope.

Peso: 137 Kg/Ml.

Carga de ruptura: 223 tons.

Calculación de la capacidad de carga, momentos resistentes y momentos de inercia.

A.- Por especificación fs = 0.675 f's = 0.675 X 150 Kg/mm² = 101.25 Kg/mm² la tensión por alambre será:

$$t = 19.635 \text{ mm}^2 \times 101.5 \text{ Kg/mm}^2 = 2000 \text{ Kg}$$

Por lo que la tensión total es:

T = 3 t = 16,000 Kg lo que provoca una pre-compresión de

$$f_{cc} = \frac{T}{A_c} = \frac{16,000 \text{ Kg}}{560 \text{ cm}^2} = 28.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Considerando como esfuerzo permisible de compresión después de deducir los esfuerzos de pre-compresión a fc = 0.45 f'c = 150

Kg/mm² y como esfuerzo permisible en la zona de tensión a:

$$f_t = 0.8 \quad f'c = 16 \text{ Kg/cm}^2$$

Podemos con estos datos determinar la capacidad de carga mediante la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{Ac}{1000} (0.45 f'c - f_{cc}) = \frac{560}{1000} (180 - 28.6) = 84.5 \text{ ton.}$$

B.- Para determinar el momento resistente se aplican las siguientes fórmulas:

$$\frac{M \times Y}{I \times} - f_{cc} = f_t$$

$$\frac{M \times y}{I \times y} - f_{cc} = f_t$$

Substituyendo los valores calculados se tiene

$$M_x = \left(\frac{16 + 28.6}{20} \right) 12.7507 = 284,340 \text{ Kg cm}$$

$$M_y = \left(\frac{16 + 28.6}{17.5} \right) 35899 = 89,962 \text{ Kg cm}$$

C.- Para determinar los momentos de inercia se aplican las siguientes fórmulas:
(Ver medidas Tensa)

$$I_x = \frac{bd^3 - \frac{a}{4(m-n)} (c^4 - e^4)}{12}$$

$$I_y = \frac{2nb^3 + et^3 + \frac{m-n}{4a} (b^4 - t^4)}{12}$$

Entonces para Tensa I

$$I_x = \frac{35 \times 40^3 - \frac{14.5}{4(7-4)} \times (32^4 - 26^4)}{12} = \frac{2,240,000 - 1.20 \times 591600}{12} = 127$$

$$I_y = \frac{2 \times 4 \times 35^3 + 26 \times 6^3 + \frac{7-4}{4 \times 145} \times (35^4 - 6^4)}{12} = 35,299 \text{ cm}^4$$

CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE TENSA I

Especificaciones:

Sección: 1 de 35 cm. de patín por 40 cm de peralte con área
560 cm²

Concreto: $f'c=400$ Kg/cm²: en probeta cúbica

Refuerzo: 8 alambres de 5 mm \varnothing con $f's=150$ Kg/mm²

Refuerzo de los extremos: Consistente en 6 Vs del No. 4 A.R. con longitud de
60 cm.

Por especificación $f's = 0.675 \times 150$ Kg/mm² = 101.5 Kg/mm²

La tensión por alambre sera:

$$t=10.635 \text{ mm}^2. \times 101.5 \text{ Kg/mm}^2. = 2000 \text{ Kg}$$

por lo que la tensión total es:

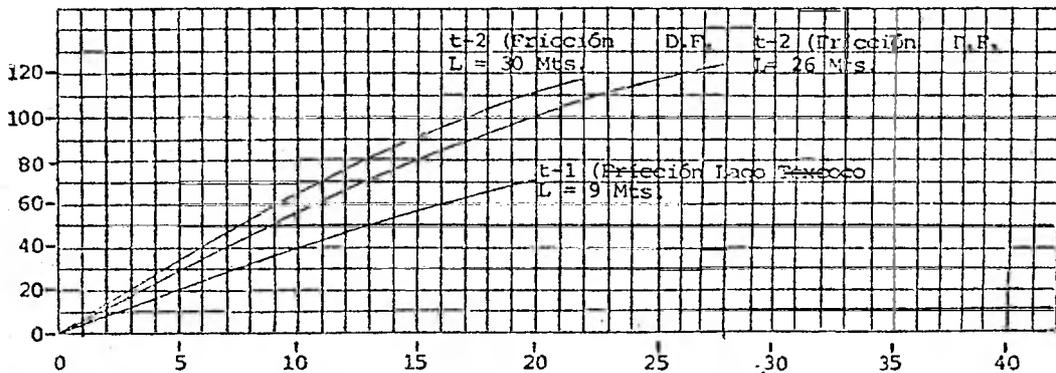
$T=8t = 16000$ kg. lo que provoca una precompresión de:

$$fcc = \frac{16000}{560} = 28.6 \text{ Kg/cm}^2$$

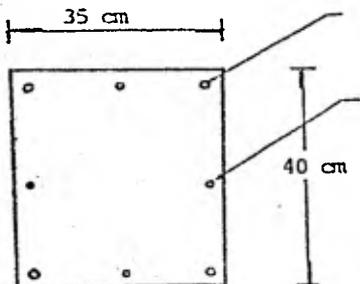
El refuerzo permisible de compresión está dado por $f'c=0.45=180$ Kg/cm²
Aplicado a los valores anteriores a la fórmula de capacidad de carga
se tiene

$$Q = A_c (0.45 f'c - fcc)$$

$$\therefore Q = 560 (180 - 28.6) = 85 \text{ tons.}$$



ANÁLISIS DE LA PLACA DE UN PILOTE TENSA I



Tensión máxima en el pilote es igual al 50% de la carga de trabajo.

Tensión máxima = 32.5 Tons.

De esta carga el 50% es absorbida por la fricción del tramo superior, por lo que la junta debe diseñarse para una tensión de 16 Tons.

La longitud efectiva de soldadura es:

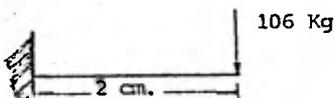
$$2 \times (35 + 40) = 150 \text{ cm.}$$

$$\therefore \frac{16000}{150} = 106 \text{ Kg/cm.}$$

Considerando una sección de 1 cm. de ancho como la indicada con "a" se tiene:

$$M_{\text{máx.}} = 106 \times 2 = 212 \text{ Kg. x cm.}$$

$$f = \frac{M}{I} \text{ y}$$



$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{M}{f} \text{ y } = \frac{212}{1685} \times \frac{h}{2}$$

$$b = 1 \text{ cm } \therefore h^2 = \frac{6 \times 212}{1685} = 0.76$$

$$H = 0.87 \text{ cm.}$$



Cálculo por flecha considerando una placa de 3/8" = 095 cm.

$$d = \frac{Pl^3}{3EI}$$

$$P = 106$$

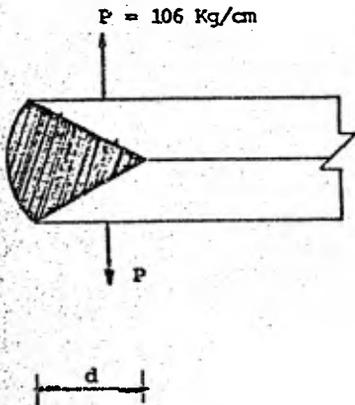
$$I = 2 \text{ cm.}$$

$$172$$

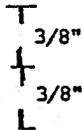
$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 1 \times \frac{0.95^3}{12} = 0.07 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{106 \times 8}{2 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.07} = \frac{28.8}{10^8} \text{ cm.}$$



Cálculo de la Soldadura



$$d_{\text{teorico}} = 3/8'' = 0.95 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{efectivo}} = 75\% \text{ de } 0.95 = 0.7 \text{ cm.}$$

Esfuerzo en la soldadura:

$$\frac{106 \text{ Kg.}}{0.7 \text{ cm.}} = 152 \text{ Kg/cm}^2.$$

APENDICE 5

COSTO POR METRO LINEAL DE PILOTE TIPO TENSA I

a) Fabricación \$ 375.00/ml
 este costo incluye materiales, mano de obra, equipo y maquinaria.

b) Transporte \$ 68.97/ml
 Un flete cuesta \$ 14,000.00 y se pueden transportar 14 tramos de pilote de 14.5 m de longitud, quedando:

$$\frac{\$ 14,000.00}{14 \times 14.5} = \$ 68.97$$

c) Hincado \$ 102.12/ml

Para el hincado se necesita el sig. equipo: *
 equipo precio adquisición costo horario

	(\$)	(\$/hr)
Grúa LS-68	3,029,100.00	807.21
martillo D-12	1,439,328.00	686.53
soldadura	100,000.00	142.26
herramienta		100.00
		<u>\$ 1,736.00/hr</u>

* Incluye el salario del siguiente personal:

- 1 Operador grúa
- 1 Maniobrista
- 1 Operador martillo (cabo)
- 1 Maniobrista
- 1 Soldador
- 1 Ayudante

El rendimiento de este personal es de:
 6 pilotes/día en turno de 10 horas,
 por lo que en una hora se hincan

$$\frac{6 \text{ pilotos} \times 29 \text{ m}}{10 \text{ horas}} = 17.40 \text{ ml}$$

considerando un factor de eficiencia debido a montajes, desmontajes, etc. queda:

$$17 \text{ ml/hr.}$$

entonces, el hincado por metro lineal de pilote cuesta:

$$\frac{\$ 1,736.00/\text{hr}}{17 \text{ ml/hr}} = \$ 102.12/\text{ml}$$

Fletes de equipo \$ 2.69/ml

equipo	Costo flete (\$)	Viajes	Costo (\$)
Grúa IS-68	17,000.00	2	34,000.00
Plataforma	14,000.00	2	28,000.00
Camión torton	7,000.00	2	14,000.00
			\$ 76,000.00

considerando 973 pilotes de 29 m de longitud cada uno, queda:

$$\frac{\$ 76,000.00}{973 \times 29} = \$ 2.69/\text{ml}$$

PRECIO UNITARIO	\$ 548.78 ml
COSTO INDIRECTO (30% de C D)	\$ 164.63
COSTO POR METRO LINEAL DE PILOTE	\$ 713.41

REFERENCIAS

1. R. J. Marsal "La estratigrafía y sus implicaciones", Simposio: El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México. Marzo, 1978.
2. Reséndiz, D. y Auvinet, G., " Analysis of pile foundations in-consolidating soil ", Procs, VIII International Congress on - Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol I, Paris, - 815 - 818.
3. Auvinet, G. y Díaz M, C., "Movimientos verticales de cimenta - ciones". Estimación con la ayuda de un programa de computadora. Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México 1977.
4. Zeebort, L., Foundations Engineering for difficult Subsoil con - ditions, Van Nostrand, New York 1973.
5. Meyerhof, G.G., " Some Recent Research on the Bearing Capaci - ty of Foundations ", Canadian Geotechnical Journal, Vol. I, - No. I pp 16-26, septiembre 1963.
6. Meyerhof, G. G., " Penetrations Tests and Bearing Capacity of - Cohesionless Soils ", Journal of the Soil Mechanics and Founda - tions Division, ASCE, Vol 82 SM 1, 1956, p 886.

7. Skempton, A. W., " The Bearing Capacity of Clays ", Building--
Research Congress, Londres 1961.
8. Diseño y Construcción de Cimentaciones. Normas Técnicas Comple-
mentarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Fe-
deral. Instituto de Ingeniería, UNAM, México 1977.
9. Kézdi, A., Tercera Conferencia Nabor Carrillo. Filosofía de -
las Cimentaciones profundas. SEMS, 1976.
10. Boletín de Mecánica de Suelos, número 7, 1970-1974. Secretaría
de Recursos Hidráulicos. Comisión de Aguas del Valle de México

B I B L I O G R A F I A

1. León, J. L. y Reséndiz, D. Cálculo de asentamientos de cimenta-
ciones sobre pilotes de fricción. Instituto de Ingeniería, -
UNAM, México 1979.
2. Cimentaciones en áreas urbanas de México, V reunión nacional -
de mecánica de suelos, México 1970
3. Juárez, E. y Rico, A. Mecánica de Suelos. Tomo I y II, edito -
rial Limusa, México 1977.