

44  
zej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

PLANTEL "ACATLAN"

METODO PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS  
DE EDIFICIOS APOYADOS SOBRE CAJON DE  
CIMENTACION Y PILOTES DE FRICCION, EN  
UNA ZONA CON HUNDIMIENTO REGIONAL

**T E S I S**

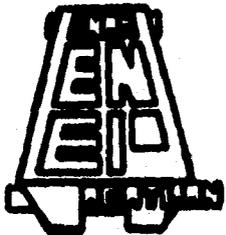
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

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

**P R E S E N T A**

**JOSE HECTOR TELLEZ CHAVEZ**

ASESOR: ING. ALEJANDRO LOPEZ MANJARREZ



ACATLAN, ESTADO DE MEXICO

1996

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

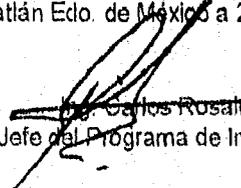
SR. JOSE HECTOR TELLEZ CHAVEZ.  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL  
PRESENTE.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 17 de Marzo de 1996, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis titulado "METODO PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS DE EDIFICIOS APOYADOS SOBRE CAJON DE CIMENTACION Y PILOTES DE FRICCION, EN UNA ZONA CON HUNDIMIENTO REGIONAL", que el cual se desarrollará como sigue:

- INTRODUCCION
- I. ANTECEDENTES
- II. FUNDAMENTOS DEL METODO
- III. DESCRIPCION DEL METODO
- IV. APLICACION DEL METODO
- CONCLUSIONES.

Así mismo fue designado como asesor de tesis el ING. ALEJANDRO LOPEZ MANJARREZ. Ruego a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico 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. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

ATENTAMENTE.  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"  
Acatlán Edo. de México a 27 de Junio de 1996

  
Carlos Rosales Aguilar.  
Jefe del Programa de Ingeniería Civil



ENEP-ACATLÁN  
JEFATURA DEL  
PROGRAMA DE INGENIERÍA

A:

TODOS LOS QUE PARTICIPARON EN MI FORMACION PROFESIONAL, YA SEA ECONOMICA, SENTIMENTAL O CON UN CONSEJO ATINADO Y A TIEMPO, PERO DE MANERA ESPECIAL A MI ASESOR EL ING. ALEJANDRO LOPEZ MANJARREZ SIN CUYO APOYO NO HUBIESE LLEVADO A CABO ESTE PROYECTO.

A TODOS ELLOS GRACIAS.

## I N D I C E

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I ANTECEDENTES.....	3
CAPITULO II FUNDAMENTOS DEL METODO.....	5
II.1 HIPOTESIS BASICAS.....	5
HIPOTESIS 1.....	7
HIPOTESIS 2.....	7
II.2 TRANSFORMACION DEL PROBLEMA DE MINDLIN EN PROBLEMA DE BOUSSINESQ.....	8
CAPITULO III DESCRIPCION DEL METODO.....	11
III.1 METODOLOGIA.....	11
III.2 VENTAJAS Y LIMITACIONES.....	13
CAPITULO IV APLICACION DEL METODO.....	16
IV.1 DETERMINACION DE LA ESTRATIGRAFIA EN EL SITIO.....	19
IV.1.1 PRUEBAS DE LABORATORIO.....	20
IV.1.2 CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO.....	21
IV.2 ANALISIS DE CIMENTACION.....	45
IV.2.1 ACCIONES A CONSIDERAR.....	45
IV.2.2 REVISION DEL ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTATICAS.....	47
IV.2.2.1 CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA DE LA LOSA .....	49
IV.2.2.2 CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA DE LOS PILOTES.....	50
IV.2.2.3 CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCION DE LOS PILOTES.....	52
IV.2.3 REVISION DEL ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS.....	53
IV.2.4 REVISION DEL ESTADO LIMITE DE SERVICIO.....	55

IV.2.4.1 EXPANSIONES ELASTICAS.....	55
IV.2.4.2 ASENTAMIENTOS DIFERIDOS.....	59
IV.2.4.3 CALCULO DE ASENTAMIENTOS UTILIZANDO EL METODO DE TERZAGHI Y PECK EN EL PUNTO A (PUNTO CENTRAL).....	80
IV.2.4.3.1 CALCULO DE INCREMENTO DE PRESIONES AL CENTRO DE CADA ESTRATO.....	80
IV.2.4.3.2 CALCULO DE ASENTAMIENTOS UTILIZANDO EL METODO DE TERZAGHI EN EL PUNTO A (PUNTO CENTRAL).....	82
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>85</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>87</b>

## INTRODUCCIÓN

En la ciudad de México los pilotes de fricción se utilizan en aquellos casos en que una cimentación a base de losa o cajón de cimentación no es capaz de tolerar los asentamientos totales o diferenciales. El diseño de cimentaciones mixtas se rige por la magnitud de los asentamientos medios o diferenciales, pues generalmente la capacidad de carga en este tipo de cimentaciones es proporcionada por el cajón de cimentación, por lo que la mayor dificultad de este tipo de cimentaciones es la incertidumbre al hacer predicciones sobre la magnitud de los hundimientos, ya que el utilizar pilotes complica el cálculo de dichos hundimientos, pues este está rodeado de incertidumbres.

La dificultad de dichas predicciones radica en la complejidad de dos factores: el primero de ellos es el relativo al cálculo de esfuerzos (y por ende las deformaciones) para cargas en el interior del semiespacio elástico (problema de Mindlin); el segundo lo constituye la interacción pilote-suelo, compleja por ser tan susceptible a las relaciones esfuerzo-deformación-tiempo de suelo y pilotes.

La primera dificultad si bien es laboriosa, puede resolverse satisfactoriamente mediante el uso de un programa de computadora. La gran variedad de elementos que intervienen en el segundo factor (interacción pilote-suelo) complican el cálculo de la influencia que este tiene sobre los pilotes, que muchos cuestionan el hecho de recurrir a la integración del problema de Mindlin, cuando en la práctica han de adoptarse hipótesis tan simplificatorias sobre la distribución de esfuerzos cortantes entre el contacto suelo-pilotes a lo largo de estos.

La complejidad y dificultades apuntadas son mayores cuando, además del proceso de deformación producido por las sollicitaciones permanentes de la estructura y las operaciones de construcción, debe considerarse un proceso tan generalizado en gran parte de la ciudad de México como lo es el de la consolidación regional del suelo, fenómeno que da lugar a redistribuciones de esfuerzos de contacto pilote-suelo con incrementos, reducciones o cambios de signo de la adherencia desarrollada a lo largo del fuste de los pilotes.

Todo lo anterior da idea de la importancia de desarrollar un método que permita calcular de manera simplificada los hundimientos de cimentaciones sobre pilotes de fricción, sin que tal simplificación signifique una reducción del grado de aproximación que la naturaleza misma del problema impone.

En este trabajo se da a conocer un método para el cálculo de dichos asentamientos, desarrollado por el Maestro José Luis León y el Doctor Daniel Reséndiz, del cual se pretende justificar su aplicación mediante la solución de un problema real y comparando

sus resultados contra las de un método de los llamados aproximados (solución de Terzaghi y Peck).

En el capítulo 1 se describen los problemas de asentamientos que se presentan en la ciudad de México cuando el Ingeniero Civil trata de cimentar una estructura, problemas debidos sobre todo a la extracción de agua del subsuelo, lo que ocasiona el problema conocido como consolidación regional. Así mismo se dará una breve descripción de los métodos mas comunes para resolver los problemas de asentamientos.

En el capítulo 2 se mencionan las bases teóricas en las que se sustenta el método.

El tercer capítulo nos muestra paso a paso la manera de calcular la distribución de esfuerzos a lo largo del fuste de los pilotes, así como se analizan las ventajas del método respecto a otros que persiguen el mismo fin.

El capítulo 4 es en donde se desglosa la aplicación del método, empieza, como todo trabajo geotécnico, con el reconocimiento de las capas subyacentes del sitio de interés, así como de sus propiedades mecánicas; posteriormente se revisan los estados límite de servicio y falla, para finalmente desarrollar el cálculo de los asentamientos, parte en la que, de manera practica, se desarrolla el método que se propone en este trabajo.

Finalmente el quinto capítulo esta destinado a las conclusiones que se desprenden de este trabajo aquí desarrollado.

## CAPITULO 1 ANTECEDENTES

Uno de los problemas importantes que se tienen en la ciudad de México, es el de dotar de agua potable a su cada vez más numerosa población. Una cantidad importante del vital líquido se extrae del subsuelo y dadas las características estratigráficas de las zonas II y III (transición y lago respectivamente) donde se tiene suelo arcilloso de gran espesor, se provoca en ellas un hundimiento permanente de la superficie del terreno.

En estas zonas las estructuras que transmiten descargas importantes al terreno, no pueden apoyarse superficialmente debido a la baja resistencia y alta compresibilidad de los depósitos arcillosos, por lo que se requiere el diseño de una cimentación de tipo profundo que debe tomar en cuenta el hundimiento regional.

Una cimentación profunda es aquella en la cual la profundidad de desplante del elemento elegido es mayor a dos veces el ancho del cimientado y se dividen a su vez en pilotes (de fricción o punta), pilas, cajones y cilindros de cimentación, aunque para edificios generalmente solo se utilizan los pilotes y pilas. Es importante señalar que la diferencia entre pilotes y pilas radica en sus dimensiones, considerándose como pilotes a elementos cuya sección transversal o diámetro sea igual o menor a 60 cm y si este llegara a ser mayor se le denominara pila al elemento.

Las pilas y pilotes cuya punta se apoya en un estrato no deformable y muy resistente permanecen fijos; al consolidarse la formación arcillosa por efecto del bombeo para la obtención de agua, el suelo se enjuta, tendiendo a colgarse del fuste del pilote o pila. Esto provoca esfuerzos de fricción que por ser en sentido descendente sobrecargan a los pilotes reduciendo su capacidad para soportar las cargas que le impone el edificio, pues parte de esta la ocupa para sustentar el peso que el suelo le impone. Este es el fenómeno de fricción negativa en pilas y pilotes de punta, y en el mejor de los casos, es decir cuando los pilotes se calculan tomando en cuenta esta acción y resisten la sobrecarga, la estructura emerge sobre la superficie del terreno ocasionando daños a estructuras vecinas.

En una cimentación a base de pilotes de fricción (que para fines de este trabajo es el tipo de mayor interés) los pilotes se encuentran totalmente embebidos en material poco resistente y su capacidad de carga proviene de la adherencia que se desarrolla en el fuste. El diseño de este tipo de cimentaciones se rige generalmente por su capacidad de carga, la cual es proporcionada por la cohesión y las dimensiones de los pilotes; y además por la magnitud de los asentamientos y es aquí donde se tienen las mayores dificultades derivadas principalmente de dos aspectos: el primero se refiere al cálculo de esfuerzos a lo largo del fuste del pilote, y el segundo lo constituye la interacción suelo-estructura. La gran cantidad de variables que afectan dicho

cálculo hacen que en la práctica muchos especialistas opten por aplicar métodos aproximados, de los cuales quizá el de mayor difusión sea el debido a los Doctores Terzaghi y Peck, quienes mediante la revisión de cimentaciones desplantadas sobre pilotes de fricción llegaron a inferir que se podía considerar que en el tercio inferior de la longitud del pilote es donde se empieza a sentir el efecto de la carga sobre el suelo y por ende a partir de este nivel hacia abajo se calculan los asentamientos, este método que por su sencillez es muy difundido produce por lo general resultados conservadores, es decir los asentamientos reales son menores que los calculados y no toma en cuenta el fenómeno de consolidación regional.

Así tenemos que para calcular los asentamientos en cimentaciones de pilotes de fricción el Ingeniero Civil puede seguir dos caminos: el primero es el de sustentar sus cálculos mediante la aplicación de métodos teóricos laboriosos, generalmente resueltos con programas de computadora. Estos resultados si bien son muy confiables, tienen la desventaja de requerir en algunos casos de sondeos más exhaustivos además de la determinación de parámetros especiales. El segundo camino es el de ocupar la solución de Terzaghi y Peck o alguna de sus variantes, misma que si bien reduce la laboriosidad de los cálculos tiene la desventaja de proporcionar resultados conservadores, lo que redunda en un incremento del costo de la cimentación.

Ante estas perspectivas resulta evidente lo deseable que sería contar con un método que de manera sencilla nos de los asentamientos sin que este hecho repercuta en la exactitud de los mismos; en el Instituto de Ingeniería de la UNAM el Dr. Daniel Reséndiz y el Maestro en Ingeniería José Luis León, desarrollaron un método para el cálculo de asentamientos en pilotes de fricción el cual ha sido aplicado en un buen número de casos, obteniéndose una concordancia aceptable entre los hundimientos calculados y los reales.

En este trabajo se da a conocer dicho método en el cual inicialmente se determina la distribución de esfuerzos cortantes entre suelo y pilotes en toda su longitud, enseguida se calculan los cambios de esfuerzo normal mediante la transformación del problema de Mindlin a uno de Boussinesq equivalente y finalmente se obtienen los asentamientos utilizando la teoría de consolidación de Terzaghi.

Es importante mencionar que para la aplicación del método se hace uso de parámetros del suelo que se obtienen de trabajos de exploración y muestreo, así como de pruebas de laboratorio normales, es decir, no se requiere de ninguna información especial.

## CAPITULO II FUNDAMENTOS DEL MÉTODO

Dentro del cuerpo de este capítulo se dan a conocer las ideas más importantes en las que se apoya el método, tratando de que esta exposición sea lo más clara y precisa posible. El método en cuestión se sustenta en las siguientes hipótesis, la primera de ellas es referente a las cargas y la segunda a deformaciones, además de hacer uso de la solución de Mindlin, pero transformándola en problema de Boussinesq.

### II.1 HIPOTESIS BASICAS

Considérese una construcción sobre cajón de cimentación y pilotes de fricción, como se muestra en la figura 1.

Parte de la carga  $W$  impuesta por la estructura y subestructura sobre el sistema de cimentación es tomada por la presión de contacto ( $P_c$ ) entre el suelo y la losa de cimentación, la otra parte la soportan la cabeza de los pilotes. La carga que corresponde a cada cabeza de pilote se transforma en cierta distribución de esfuerzos cortantes ( $\sigma_v$ ) con valores positivos o negativos a lo largo del fuste más una carga por punta ( $Q_p$ ). El cálculo de  $\sigma_v$  y  $Q_p$  se efectúa empleando los criterios señalados en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. La presión de contacto entre el suelo y la losa de cimentación queda dada por la siguiente expresión:

$$P_c = \frac{W_{est+cim} - W_{comp} - (\sigma_v + Q_p)}{A}$$

siendo:

- $W_{est+cim}$ : peso de la estructura en condiciones medias (peso de la estructura más carga viva en condiciones medias afectada por un factor de carga unitario) + peso de la cimentación.
- $W_{comp}$ : peso de la descarga por excavación.
- $\sigma_v$ : capacidad de carga de los pilotes por fricción.
- $Q_p$ : capacidad de carga por punta de los pilotes.
- $A$ : área de la cimentación.

La distribución de esfuerzos cortantes  $\sigma_v$  a lo largo del contacto pilote-suelo depende de diversos factores, entre los cuales podemos mencionar: características del subsuelo en la zona; características de la estructura; número, longitud, sección y distribución de pilotes, además del número de tramos en que se divide la longitud de los pilotes. Para el desarrollo del método que nos ocupa se plantean dos hipótesis, una para el cálculo de esfuerzos y otra para deformaciones.

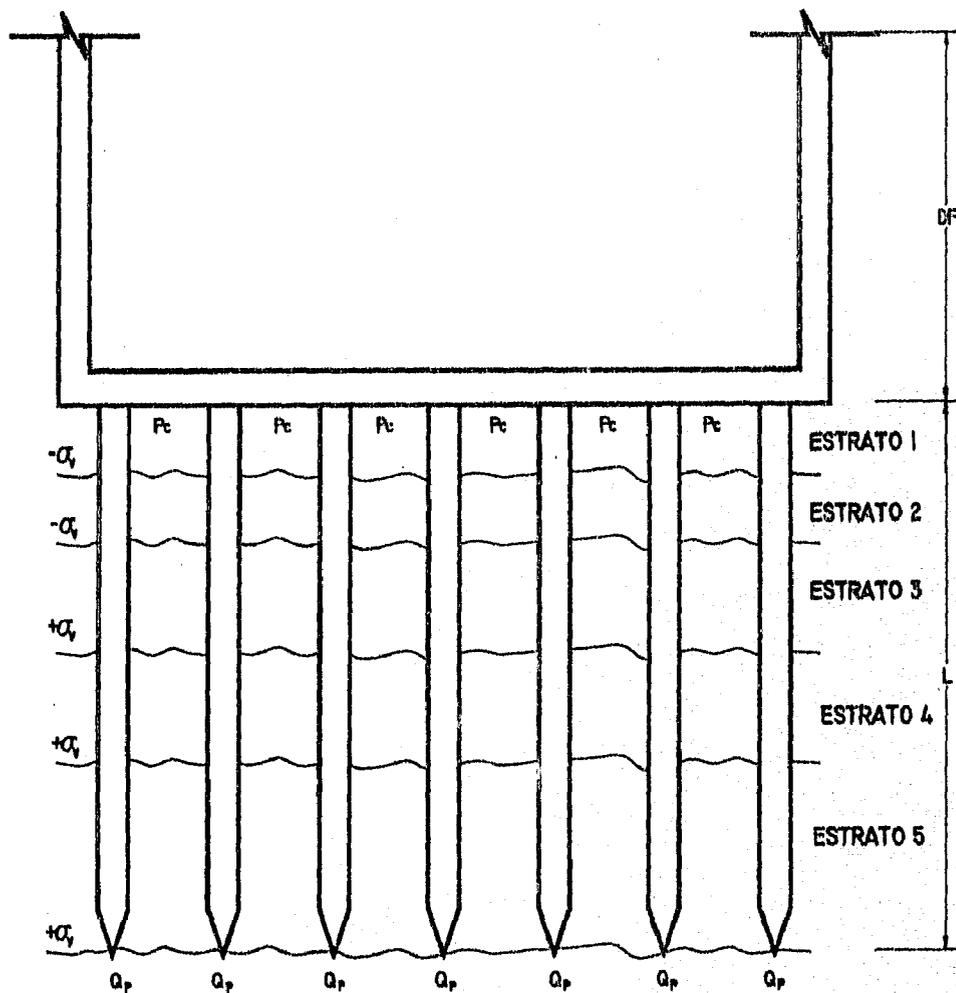
CONSTRUCCION SOBRE PILOTES  
DE FRICCION

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 1

P = PRESION DE CONTACTO  
 $\alpha_f$  = ESFUERZO CORTANTE  
 $Q_p$  = CARGA POR PUNTA



Hipotesis 1 Se supone que la densidad de pilotes es suficientemente grande y con una distribución 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 de pilotes, es equivalente a una carga de la misma magnitud total distribuida uniformemente a la profundidad correspondiente, en el área encerrada por la envolvente del conjunto de pilotes. Como puede verse, esto significa que la presión uniforme  $P_h$ , aplicada a la profundidad  $h$  y equivalente al sistema de cargas transmitidas al suelo por la diferencial de longitud  $\Delta h$  de  $n$  pilotes, es:

$$\Delta P_h = \frac{\sum f_h i P_h \Delta h}{A}$$

y que la presión uniforme  $\Delta P_p$  aplicada a la profundidad  $D_f + L$  y equivalente al sistema de cargas de punta del conjunto de pilotes es:

$$\Delta P_p = \frac{\sum Q_p i}{A}$$

en que  $f_h$  es la fricción o adherencia unitaria desarrollada entre pilote y suelo a la profundidad  $h$ , y  $P_h$  el perímetro de la sección recta del pilote a la misma profundidad,  $Q_p$  la fuerza en la punta de los pilotes y  $A$  el área en planta encerrada por la envolvente de los  $n$  pilotes.

La justificación de esta primera hipótesis será la que resulte de evaluar globalmente la aproximación y las ventajas del método que se expone en este trabajo.

Hipótesis 2 También se hará explícita la hipótesis usual en el cálculo de asentamientos de cimentaciones, esto es, que la deformación es predominantemente vertical y debida al incremento de esfuerzo normal en esa misma dirección.

Esta segunda hipótesis se ha probado empíricamente que es válida para multitud de casos. De hecho, a una misma geometría de la cimentación y manto compresible, la hipótesis es mucho más justificada en cimentaciones con pilotes de fricción que en aquellas sin ellos, en vista del efecto de confinamiento lateral que ejercen en el suelo bajo la cimentación.

## II.2 TRANSFORMACION DEL PROBLEMA DE MINDLIN EN PROBLEMA DE BOUSSINESQ.

En concordancia con la hipótesis 2, interesa calcular el incremento de esfuerzo vertical  $\sigma_v$  en cualquier elemento de suelo. Este puede calcularse como la integral de los incrementos debidos a  $\Delta P_h$  para toda  $h$  entre  $D_f$  y  $D_f+L$ , y a  $\Delta P_p$ . Por lo que:

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

donde, según la hipótesis 1,  $d\sigma_v(h)$  es el incremento de esfuerzo vertical que resulta en el punto considerado por efecto de las presiones uniformes  $\Delta P_p$  o  $\Delta P_h$ .

De acuerdo con la solución de Mindlin, una carga puntual aplicada verticalmente hacia abajo en el interior del semiespacio elástico produce incrementos de esfuerzos verticales positivos en puntos situados bajo el nivel de aplicación de la carga, y negativos en puntos por encima de dicho nivel. Lo mismo ocurre con una carga uniformemente repartida.

El caso que aquí interesa es el de una carga uniformemente repartida aplicada en una superficie horizontal en el interior del semiespacio. Si la carga está dirigida hacia abajo (fricción positiva) tendrá signo positivo, y en caso contrario (fricción negativa), signo negativo. En base a otras investigaciones  $\Delta P_h$  puede expresarse:

$$\Delta P_h = +\Delta P_h I$$

en que  $I$  depende de la profundidad y las dimensiones del área cargada, y varía entre 1.0 y 0.5 (Tabla 1) figura 2.

Por condición de equilibrio, inmediatamente arriba del área de aplicación de la carga aparece un decremento de esfuerzo vertical,  $\Delta d_h$ , cuyo valor absoluto es el complemento de  $\Delta P_h$ , 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:

TABLA # 1 IDEALIZACION DEL CAJON	UNAM ENEP ACATLAN TESIS PROFESIONAL ASENTAMIENTOS EN PILOTES DE FRICCION
ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA	FIGURA No 2

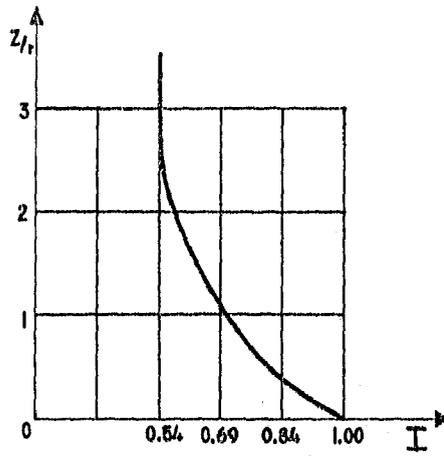
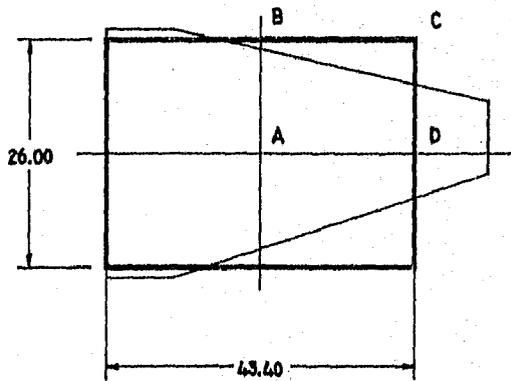


TABLA No 1



IDEALIZACION DEL CAJON

- a) El incremento de esfuerzo  $\Delta p_h$  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  $\Delta p_h$  produce decrementos de esfuerzo sólo hacia arriba del nivel del área cargada, como si dicho nivel fuera la superficie de un semiespacio que se prolongará hacia arriba.

El método se ha utilizado para diversas relaciones entre la profundidad de aplicación de la carga y el radio del área circular cargada, obteniéndose aproximaciones satisfactorias, comparando sus resultados con un método más exacto (integración a lo largo del fuste de los pilotes).

### CAPITULO III DESCRIPCION DEL MÉTODO

En este capítulo se indica la manera de utilizar el método para el cálculo y distribución de esfuerzos verticales a lo largo del fuste de los pilotes, dato con el que posteriormente se calculan los asentamientos.

#### III.1 METODOLOGIA.

Con base en las hipótesis 1 y 2, y en el postulado de transformación aproximada del problema de Mindlin a uno de Boussinesq equivalente, la metodología que se sigue para el cálculo de asentamientos de una cimentación con pilotes de fricción es la que sigue:

- a) Considérese como zona compresible la limitada por dos fronteras horizontales: la superior correspondiente a la losa de cimentación (o a un nivel a partir del cual se prevea que el suelo no sufrirá deformaciones - nivel neutro en pilotes-), y la inferior a la máxima profundidad a la que existan suelos compresibles.

El eje o nivel neutro (NN) en este problema de asentamientos en pilotes de fricción tiene el mismo significado que en los problemas de estructuras, es decir que se considera como el nivel en donde teóricamente no existen deformaciones; este nivel en el problema que nos ocupa se considera como el límite que divide dos zonas de fricción (positiva y negativa).

La profundidad del nivel neutro puede determinarse por tanteos hasta satisfacer la siguiente igualdad:

$$Q = C_p + F N - P_p$$

en la cual:

$Q$  = Carga total tomada por la cabeza de los pilotes, calculada como la diferencia entre la carga total actuante sobre el nivel de desplante (combinación de cargas vivas con intensidad media más cargas permanentes más peso de la cimentación) y la descarga de compensación.

$C_p$  = Capacidad de carga total por punta de los pilotes.

$F N - P_p$  = Fricción positiva total que puede desarrollarse entre la punta de los pilotes y el N con factor de resistencia unitario.

- b) Obténgase la distribución de esfuerzo cortante entre pilote y suelo, en los tramos en que se divide el pilote.

c) Calcúlese los cambios de esfuerzo vertical en los puntos de interés como sigue:

i) La longitud del pilote se ha dividido en  $m$  tramos.

ii) Considérese aplicada al nivel medio de cada tramo  $j$  una presión uniforme  $P_j$  en toda el área piloteada, y al nivel de la punta de los pilotes una presión uniforme  $P_p$  en que:

$$P_j = \Delta P h I$$

$$P_p = \Delta P p I$$

Notese que la carga  $P_j$  es positiva si la carga transferida de los pilotes al suelo es hacia abajo (fricción positiva). En caso contrario (fricción negativa),  $P_j$  es negativa.

iii) Calcúlese el cambio de esfuerzo vertical en los puntos abajo de cada nivel de aplicación de cada carga  $P_j$  y  $P_p$  mediante la solución de Boussinesq.

iv) Considérense aplicadas en el nivel medio de cada tramo  $j$  una presión uniforme  $d_j$  y al nivel de la punta de los pilotes una presión uniforme  $d_p$ , en que:

$$d_j = \Delta P h (1 - I)$$

$$d_p = \Delta P p (1 - I)$$

Notese que  $d_j$  y  $d_p$  son de sentido contrario a  $P_j$  y  $P_p$ .

v) Determinense los cambios de esfuerzo vertical en puntos arriba de los niveles de aplicación de cada carga  $P_j$  y  $P_p$  mediante la solución de Boussinesq.

vi) Calcúlese 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 longitud de los pilotes y a la carga por punta.

vii) En cimentaciones a base de cajón y pilotes de fricción se determina la distribución de esfuerzos producidos por la losa de acuerdo a la solución de Boussinesq.

- d) Determinense los asentamientos bajo cualquier punto de la cimentación sumando las deformaciones verticales del suelo producidas por los incrementos de esfuerzos previamente calculados a lo largo de la vertical que pasa por el punto de interés. Dicha suma de deformaciones se hará entre las fronteras mencionadas en el inciso a).

### III.2 VENTAJAS Y LIMITACIONES

En el caso ideal en que los esfuerzos cortantes iniciales de contacto entre pilote y suelo (es decir, aquellos bajo carga actuante nula en la cabeza de los pilotes) son nulos y no hay deformación del suelo a largo plazo, la transferencia de carga pilote-suelo bajo cargas de trabajo puede determinarse en base a las investigaciones de Coyle y Reese. Pero en los pilotes hincados generalmente hay, bajo carga nula, esfuerzos residuales entre aquellos y el suelo, producidos por los esfuerzos de hincado, como lo demuestran las mediciones registradas por el Doctor Reséndiz<sup>1</sup>. En estos casos conviene estimar dichos esfuerzos y superponerlos a los obtenidos mediante la solución de Coyle y Reese.

A partir de aquella distribución si se considera aplicable, o de la resultante de la superposición en su caso, los incrementos de esfuerzo en el suelo pueden calcularse mediante integración a lo largo de todos los pilotes de la solución al problema de Mindlin, y a partir de los incrementos de esfuerzo es factible calcular las deformaciones por consolidación.

La anterior representa la solución más general para casos donde hay consolidación regional u otros factores que modifiquen la transferencia de carga pilote suelo. Por otra parte, existen métodos para tratar los casos en que hay un proceso generalizado de consolidación cuyas deformaciones se superponen a las inducidas por la cimentación.

El Dr. Reséndiz y el Dr. Auvinet desarrollaron un método para determinar la distribución de esfuerzos pilote-suelo, cuando en la zona donde se instalan se prevé la presencia del fenómeno de la consolidación regional, como el que se da en la zona donde se desplantará la cimentación en cuestión. Dicho método permite definir las zonas y las magnitud de la fricción positiva y negativa a lo largo del fuste de los pilotes. El cálculo de esfuerzos se lleva a cabo mediante la integración de la solución de Mindlin con ayuda de la computadora.

El Dr. Leonardo Zeevaert también propone un método para el cálculo y distribución de los esfuerzos pilote-suelo, en las que predominan las condiciones ya señaladas. Los incrementos o decrementos de esfuerzo vertical que causan consolidación del

---

<sup>1</sup>"Comportamiento de pilotes de fricción en arcillas..."

suelo se calculán haciendo uso de la solución de Mindlin, es decir, mediante integración a lo largo del fuste de los pilotes <sup>2</sup>.

Al lado de estos métodos racionales y justificados teóricamente pero de poca difusión en la práctica debido a las dificultades que presenta el tratamiento de la solución de Mindlin, existen otros más difundidos y basados en correlaciones empíricas, de los cuales quizá el de mayor aceptación sea el debido a los doctores Terzaghi y Peck, según el cual la carga tomada por los pilotes puede considerarse aplicada en el tercio inferior de los mismos, como uniformemente repartida en el área piloteada y calculando los asentamientos de ese nivel hacia abajo como si no existiese pilote alguno; todo ello conlleva la suposición de que en los dos tercios superiores no existe consolidación alguna. Si bien los autores definen a esté como un método aproximado, los resultados por lo general son conservadores, obteniéndose asentamientos mayores a los reales lo que ocasiona que en la práctica muchos especialistas proponen algunas correcciones a la altura en que se toma la carga como uniformemente repartida. Es importante señalar el que estos métodos han sido ajustados empíricamente para ciertas condiciones del terreno y características de la estructura, por lo que la confiabilidad de esos métodos se reduce cuando se aplican a condiciones diferentes del medio, como pueden ser la longitud y distribución de los pilotes, espesor del estrato compresible, resistencia al corte del suelo, existencia o no de fricción negativa, características del agua dentro del terreno de cimentación, características del drenaje, entre otros.

Es por ello que dentro de la gama de los diversos métodos existentes para el cálculo de asentamientos, aquellos que se basan en correlaciones empíricas deben verse como superados, por lo que los métodos racionales son los únicos que pueden aportar datos confiables acerca de la magnitud de los asentamientos de cimentaciones sobre pilotes de fricción.

Como se ha visto los métodos racionales constan de dos partes para la solución: la primera de ellas esta enfocada hacia la obtención de la distribución de los esfuerzos cortantes entre suelo y pilote en toda su longitud; y la segunda calcula los incrementos de esfuerzo normal en el suelo y las deformaciones correspondientes. Este segundo proceso se basa en la ya mencionada solución de Mindlin, y su aplicación como ya ha sido recalcado anteriormente resulta complicada, pues para cada punto del suelo se requiere una integración a todo lo largo del fuste de cada uno de los pilotes, por lo que generalmente se requiere usar la computadora para su solución. En vista de todo esto, resalta la importancia de contar con un método que simplifique el cálculo del orden del esfuerzo normal, mediante la transformación del

---

<sup>2</sup>"Interacción suelo-estructura de cimentación"

problema de Mindlin a uno de Boussinesq equivalente, hecho que en sí mismo no repercute en la precisión que el cálculo de la magnitud de los asentamientos requiere. Huelga decir que este es el objetivo primordial de este trabajo, si bien la bondad del método (o sus limitaciones), sólo se pueden evaluar mediante el seguimiento de la evolución de los asentamientos en la obra.

Es importante mencionar que para la aplicación del método se hace uso de parámetros del suelo que se obtienen en exploración, muestreo y pruebas de laboratorio comunes, es decir, no se requiere de una información especial.

#### CAPITULO IV APLICACIÓN DEL MÉTODO

En el capítulo cuatro se muestra la aplicación del método a un problema real. La exposición inicia con la descripción del proyecto, obtención de la estratigrafía en el sitio -lo que requiere de muestreo y pruebas de laboratorio para su determinación-, posteriormente se indican las acciones que se consideraron en los análisis para determinar los estados límite de falla y de servicio de la estructura. En el análisis del estado límite de servicio es en donde tendremos la oportunidad de presentar la aplicación propia del método y comparar sus resultados con una de las soluciones aproximadas (Terzaghi y Peck).

La dirección de Obras Públicas del Departamento del Distrito Federal, proyectó la construcción de un edificio para alojar las oficinas del Tribunal Superior de Justicia, en un predio localizado en las calles de Dr. Jiménez, Dr. Navarro y Claudio Bernard, en la Colonia de los Doctores, Delegación Cuauhtémoc, D.F. La localización del sitio se muestra en la figura 3.

El predio tiene una forma de un hexágono irregular, con área aproximada de 1400 m<sup>2</sup>, sin que existan construcciones en sus colindancias, ya que está limitado por las calles antes mencionadas. Antes de los sismos de 1985 el sitio estuvo ocupado por vecindades de un sólo nivel, las cuales fueron demolidas como consecuencia de los daños que sufrieron, destinándose actualmente el predio a estacionamiento y depósito de mobiliario.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio con área en planta de 974.4 m<sup>2</sup>, constituido por un sótano para estacionamiento con nivel de piso terminado a -2.3 m, respecto al nivel de banqueta y nueve plantas para oficinas. Estará estructurado por medio de columnas, muros, traveses y losas de concreto reforzado, con distancia máxima entre ejes de 7.35 m en el sentido transversal y de 9.8 m en el sentido longitudinal. En la figura 4 se presenta una planta de columnas.

De acuerdo a las características arquitectónicas del edificio y tomando en cuenta las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo, las que la ubican en la zona del lago (o III), según la zonificación hecha por el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, la solución con respecto a la cimentación deberá tomar en cuenta los problemas que comúnmente se asocian a esta zona, como son la alta compresibilidad y baja resistencia de los estratos arcillosos, cuyo espesor alcanza varias decenas de metros.

El uso de un cajón de cimentación que compense parcialmente el peso del edificio complementado con pilotes de fricción constituye quizá la opción más apropiada para estructuras con

LOCALIZACION DEL PREDIO Y SONDEOS

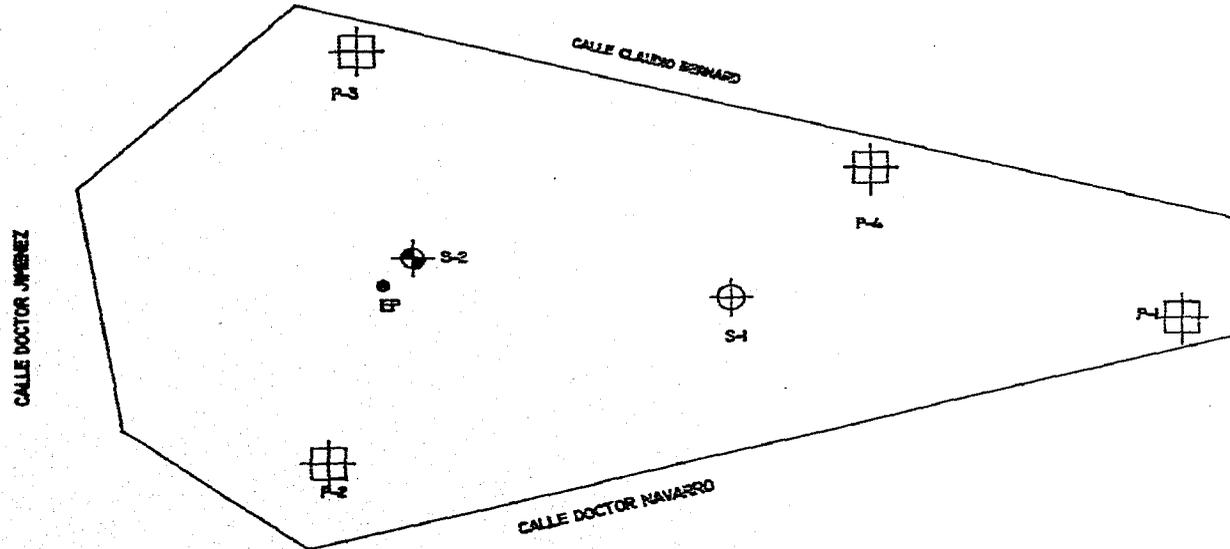
UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 3

17



- ⊕ SONDEO EXPLORATORIO
- ⊕ SONDEO MIXTO
- ⊕ SONDEO CON POSTEADORA
- ESTACION PIEZOMETRICA

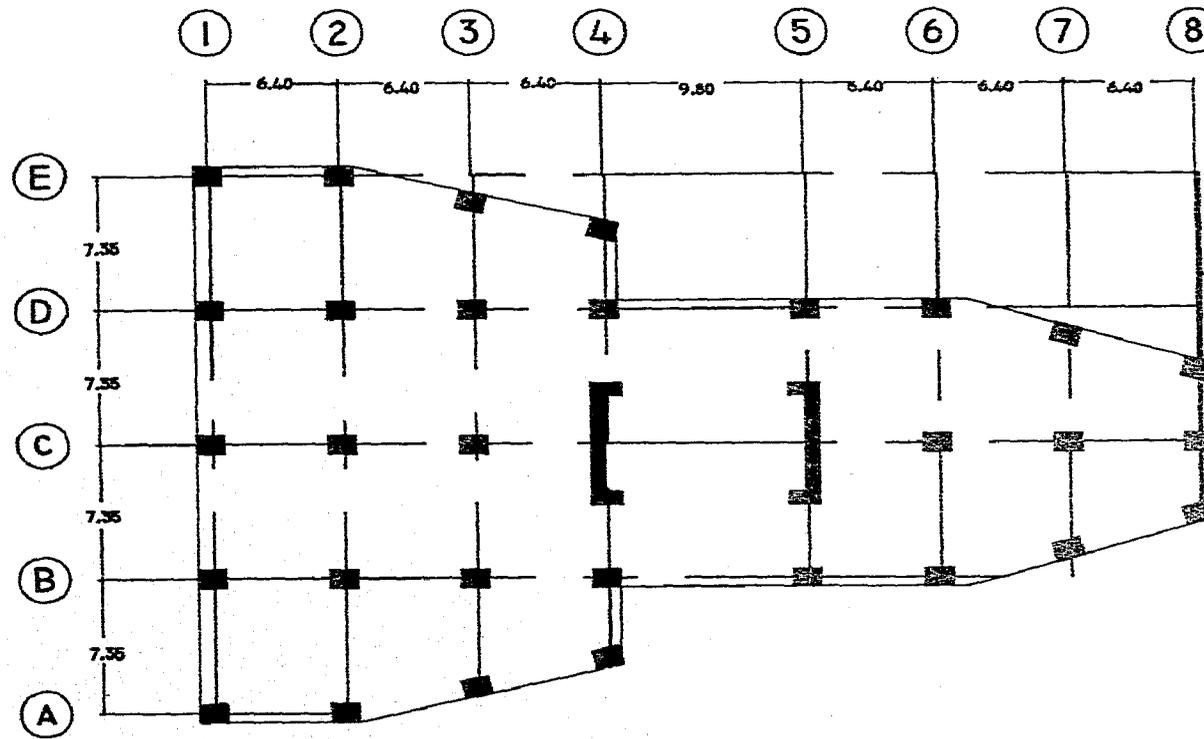
# PLANTA DE COLUMNAS

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL

FIGURA No.4



ACOTACIONES EN METROS

carga por unidad de área mediana o grande sobre suelos compresibles de espesor muy grande (varias decenas de metros), o cuando se pretenda evitar que la consolidación generalizada haga emerger la cimentación o que los pilotes sean sometidos a fricción negativa. La función primordial de los pilotes de fricción es distribuir las cargas a lo largo del fuste de los pilotes, aprovechando la capacidad de sustentación del suelo; de este modo los pilotes pueden reducir la magnitud de los asentamientos que se presentarían en una estructura. Además la carga se distribuye al suelo por fricción a todo lo largo del fuste de los pilotes, evitándose así grandes concentraciones de esfuerzos.

Por todo lo anterior, finalmente se decidió -después de analizar diversas opciones-, que la solución para este caso de cimentación fuese:

- Cajón de cimentación estanco de concreto reforzado que compense parcialmente el peso de la estructura, complementado con 33 pilotes trabajando por fricción. El cajón estará constituido por muros de contención, contratrabes y losa de cimentación de contacto plana, con área en planta mayor a la cubierta por el edificio, desplantado a 6 m de profundidad respecto al nivel de banqueta. Los pilotes se hincarán a 31 m de profundidad, serán de sección transversal cuadrada, 19 de ellos de 40 cm de lado y los otros 14 de 30 cm de lado.

Finalmente no intentaremos justificar el porque de la selección del tipo de cimentación, ni de resaltar las bondades o carencias de dicha opción, ya que tal justificación nos llevaría a tratar cuestiones de diversa índole, lo cual queda totalmente fuera del propósito -más humilde por cierto- de este trabajo.

#### IV.1 DETERMINACION DE LA ESTRATIGRAFIA EN EL SITIO

A continuación se muestra la metodología para la aplicación de la investigación propuesta, mediante la solución del ejemplo adoptado. La exposición comienza como todo trabajo de cimentaciones con la obtención de la estratigrafía en el sitio - lo que requiere de un muestreo y pruebas de laboratorio-, posteriormente se determinan las acciones que se consideran (combinación de cargas), para posteriormente analizar con ellas las condiciones de servicio y falla de esta, y es aquí en donde se tendrá la oportunidad de desarrollar el método que proponemos y comparar estos resultados con una de las soluciones aproximadas (Terzaghi y Peck).

Para conocer las características estratigraficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se efectuó un sondeo exploratorio a 49.2 m de profundidad, denominado S-1, un sondeo mixto a 44.8 m de profundidad, denominado S-2 y cuatro sondeos con cuchara a 2.0 m de profundidad, denominados P-1 a P-4.

El sondeo exploratorio (S-1) se llevó a cabo mediante la aplicación de la prueba de penetración estándar, el cual cabe señalar que es entre los métodos preliminares existentes el que mayor información proporciona, además de ser el de mayor difusión en México.

Este método nos permite conocer de manera aproximada mediante correlaciones la compacidad -en suelos friccionantes-, o bien en suelos cohesivos el valor de  $q_u$  -resistencia a la compresión simple-, además de obtener muestras alteradas útiles para pruebas de clasificación. La prueba consiste en hincar 60 cm el penetrómetro estándar de 3.5 cm de diámetro interior, por medio de golpes que le proporciona un martinete de 63.5 kg, que cae desde una altura de 76 cm; el valor que nos permite correlacionar valores de resistencia de los estratos se obtiene al contar el número de golpes necesario para avanzar los 30 cm intermedios.

El sondeo mixto (S-2) es el resultado de la aplicación del muestreo inalterado mediante el muestreo con tubo Shelby y la prueba de penetración estándar. El muestreador Shelby es un tubo de acero de pared delgada de 10 cm de diámetro y 1 m de longitud, con el extremo inferior afilado y el extremo superior unido a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión los primeros 80 cm con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación. El muestreo mediante penetración estándar ya ha sido descrito.

Los sondeos con cuchara (P1 a P4) son del tipo exploratorio, sus muestras aunque alteradas se pueden utilizar para pruebas de clasificación. Su funcionamiento es similar al de las posteadoras, es decir, se hacen penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre el maneral adaptado al extremo superior de la tubería de perforación.

Para conocer el estado actual de los esfuerzos en el agua del subsuelo, se instaló una estación piezométrica con bulbos abiertos tipo Casagrande a 14.0, 35.4 y 43.8 m de profundidad.

La localización en planta de sondeos y estación piezométrica se muestra en la figura 3.

#### IV.1.1 PRUEBAS DE LABORATORIO

A las muestras obtenidas en los sondeos realizados, se les practicaron los siguientes ensayos de laboratorio:

- Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco.
- Contenido de humedad.

- Límites de consistencia.
- Granulometría por mallas.

A muestras inalteradas además de los anteriores ensayos se les practicaron:

- Torcómetro.
- Compresión triaxial no consolidada no drenada.
- Peso volumétrico natural.
- Consolidación unidimensional.

Las figuras 5 y 6 presentan los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los estratos atravesados. La ley de resistencia definida por la envolvente de círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzos máximos, determinados en los ensayos de compresión triaxial se muestran en las figuras 7 a 17 y las curvas de compresibilidad obtenidas en las pruebas de consolidación unidimensional en las figuras 18 a 23.

#### IV.1.2 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

El predio donde se desplantará la obra se encuentra ubicado en la zona III y en base a las pruebas y muestreos realizados se obtuvo la siguiente estratigrafía:

- Superficialmente se encontró un relleno artificial constituido por desechos de demolición, de tipo heterogéneo y en ocasiones mezclado con basura, de espesor variable entre 0.6 y 2.05 m.

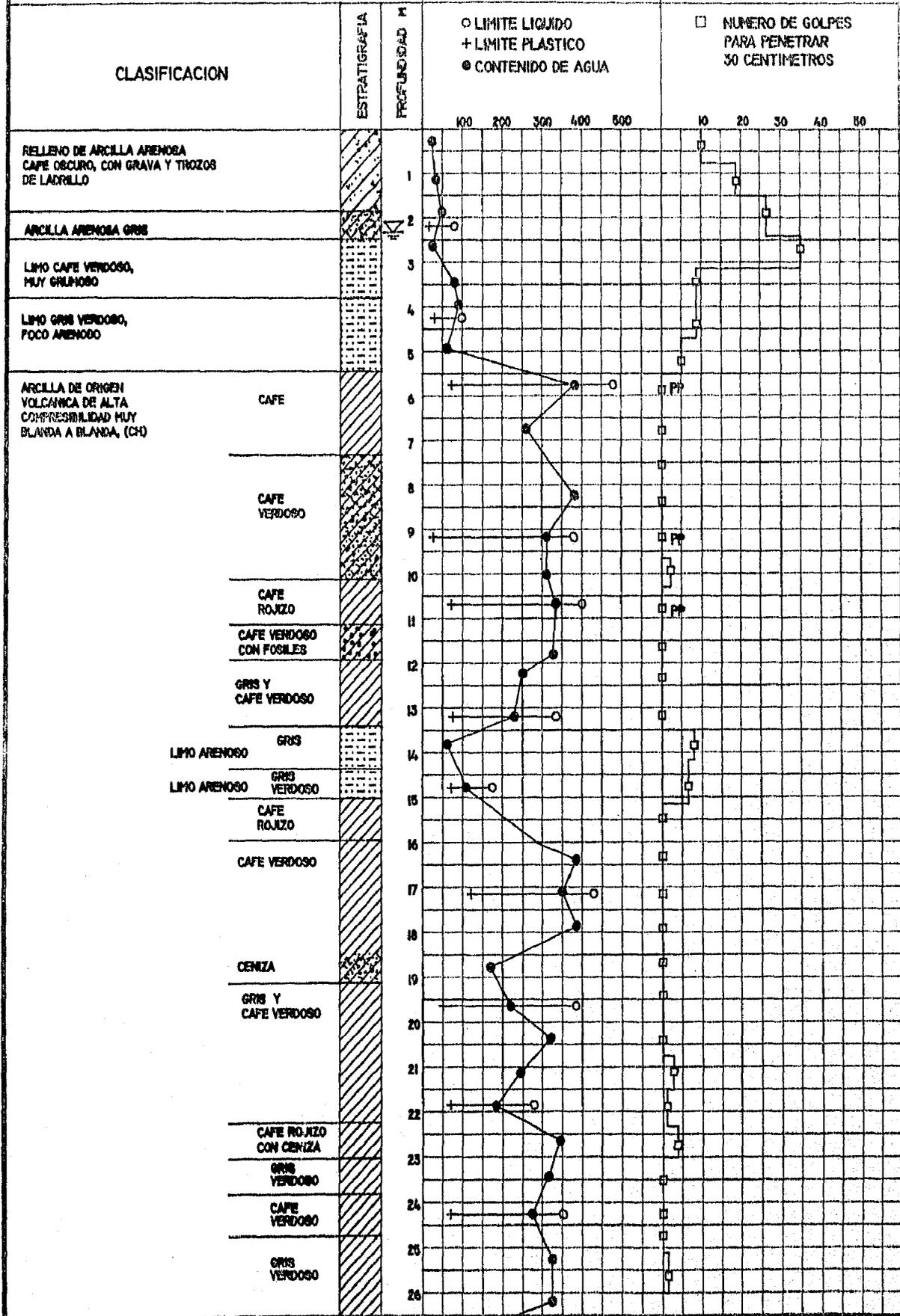
- A continuación se detectó la formación conocida como costra superficial, con un espesor variable entre 3 y 4.5 m. Está constituida por arcillas y limos de los grupos CL y ML según el SUCS, con contenido de agua variable entre 50 y 110%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 5 y 35 golpes, de consistencia entre media y dura. Con cohesión de 4.8 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna de 3° determinados en prueba triaxial no consolidada no drenada (TR-UU), con resistencia al esfuerzo cortante variable entre 5 y 9 ton/m<sup>2</sup> obtenidas con torcómetro. El peso volumétrico natural es de 1.46 ton/m<sup>3</sup>.

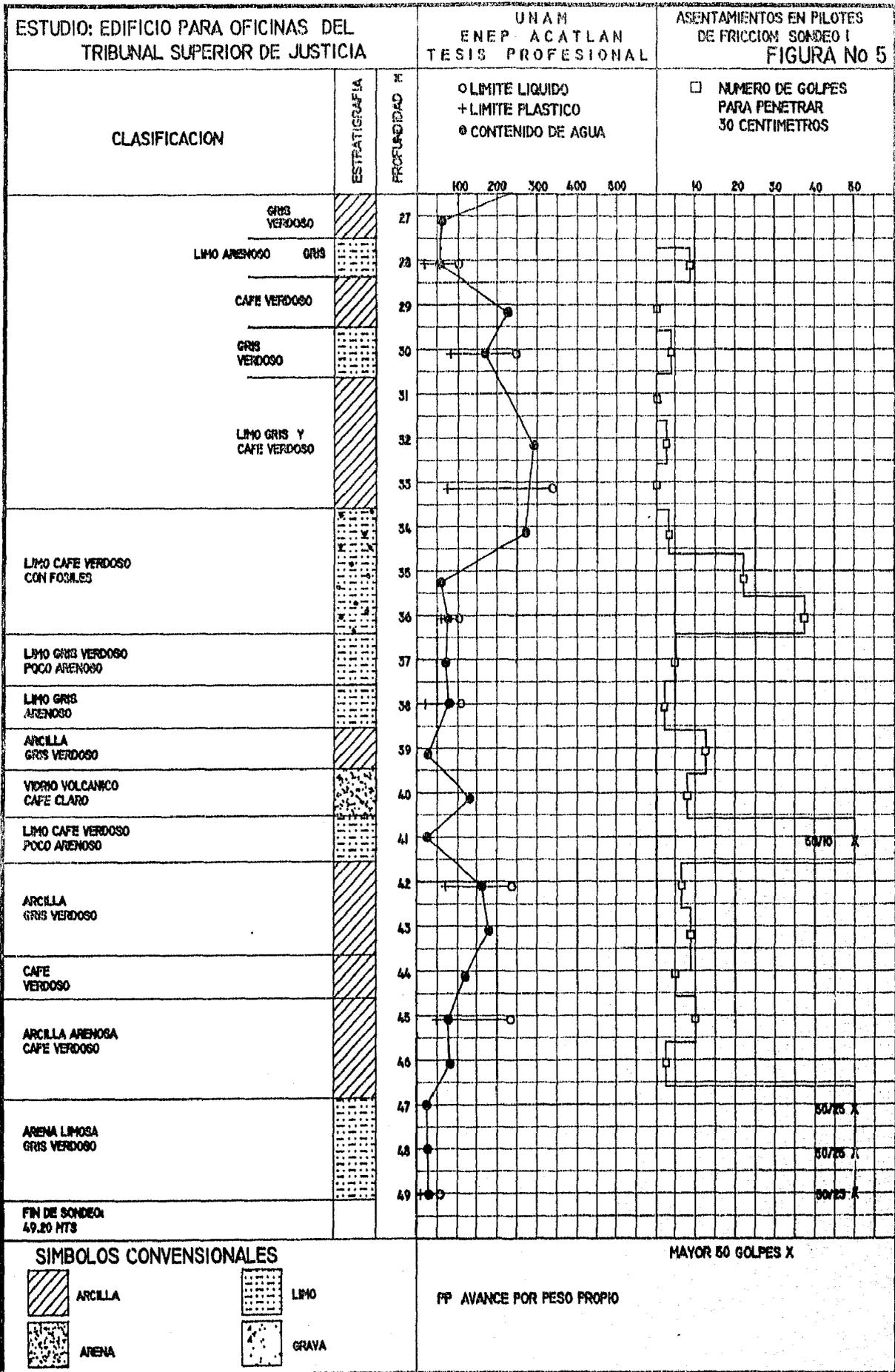
- Enseguida aparece la formación arcillosa superior con un espesor aproximado de 30 m. Está constituida por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones, con estratos intercalados de arena, vidrio volcánico y fósiles. El contenido de agua natural varía entre 150 y 450%, IRPE variable entre 5 y menos de un golpe,

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL

ASENTAMIENTOS EN PIOTES DE FRICCION SONDEO I  
FIGURA No 5

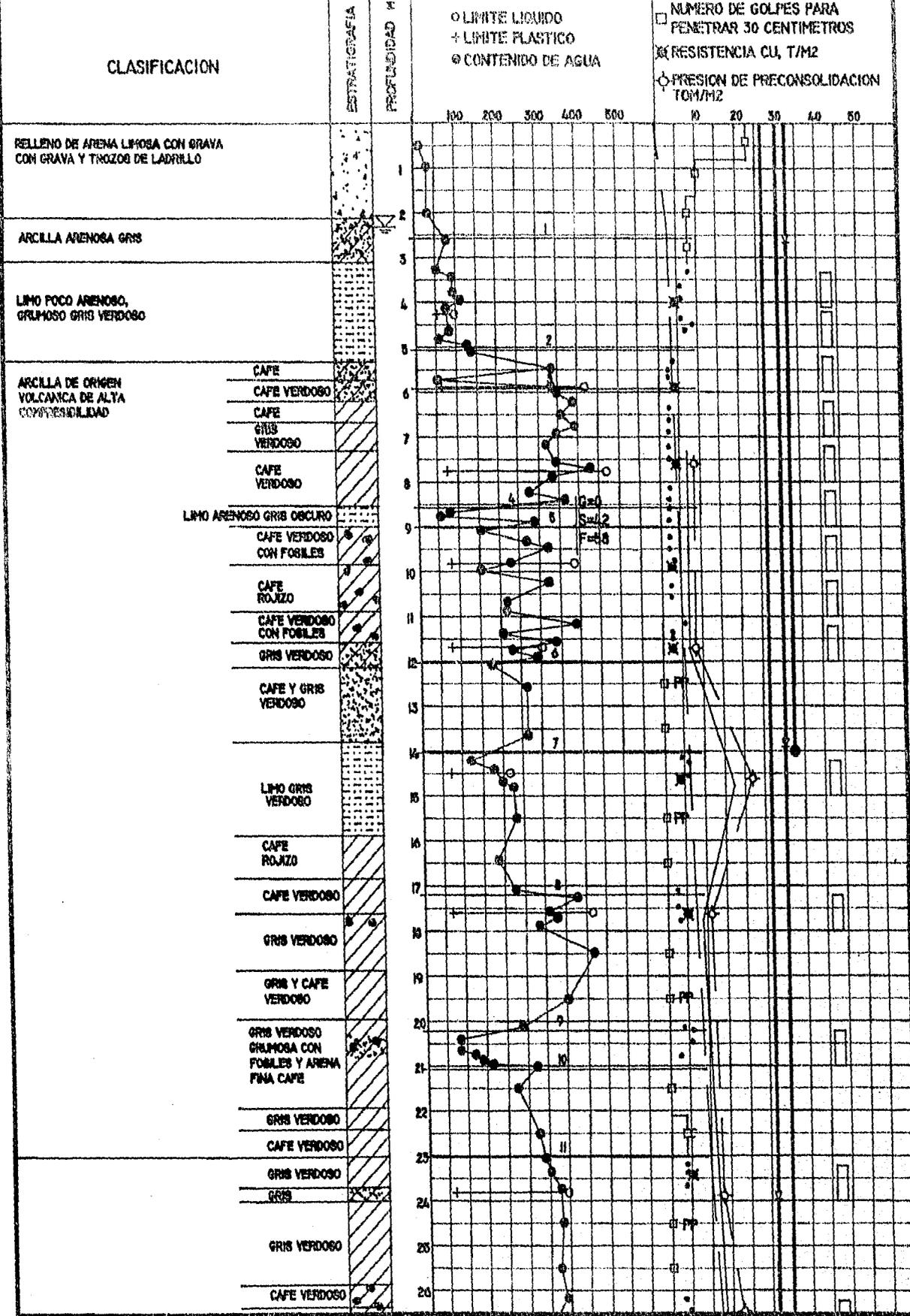


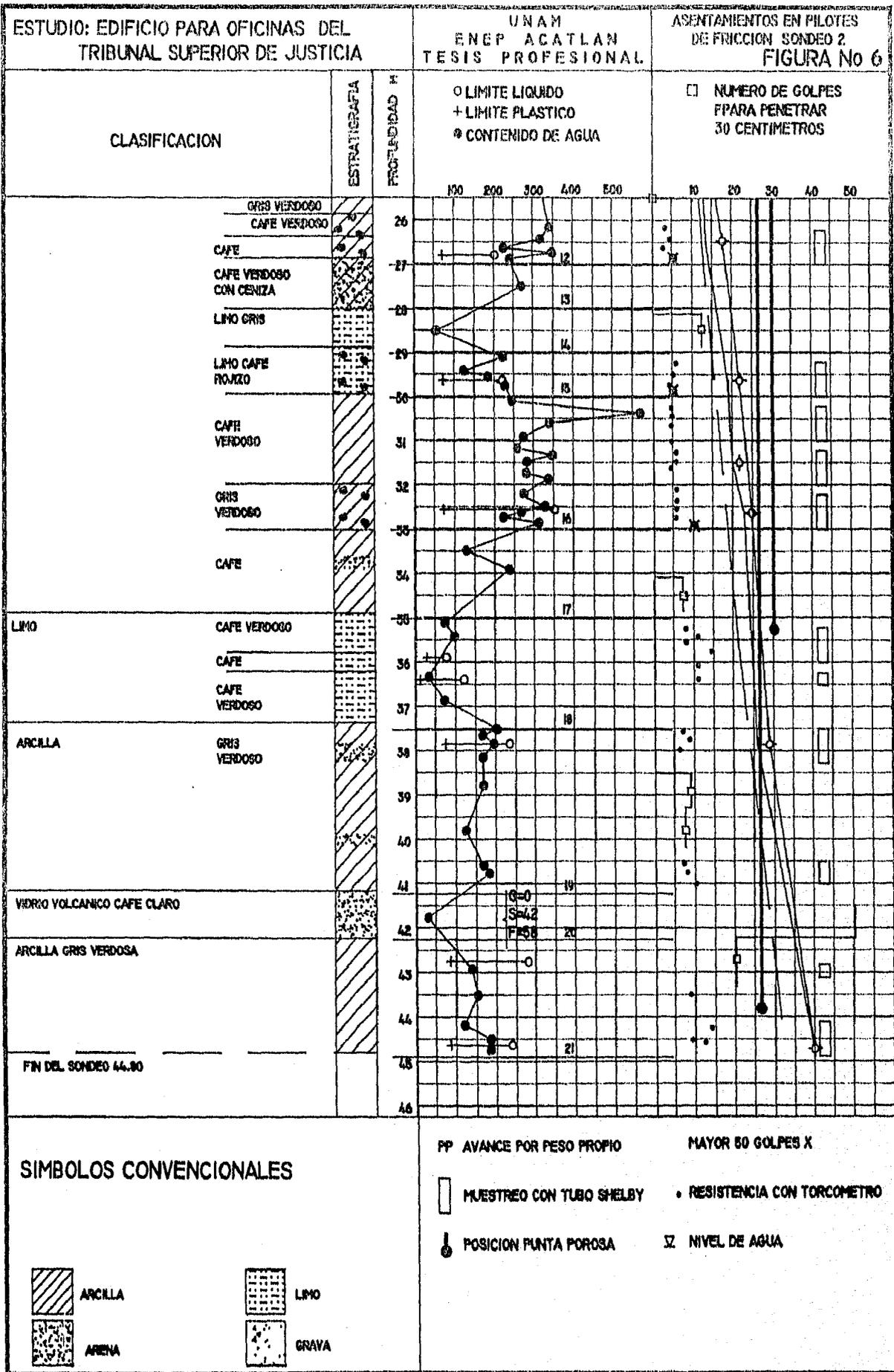


ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

UNAM ENEP ACATLAN TESIS PROFESIONAL

ASENTAMIENTOS EN PIOTES DE FRICCION SONDEO 2 FIGURA No 6





PRUEBA TRIAXIAL NO DRENADA (TR-UU)

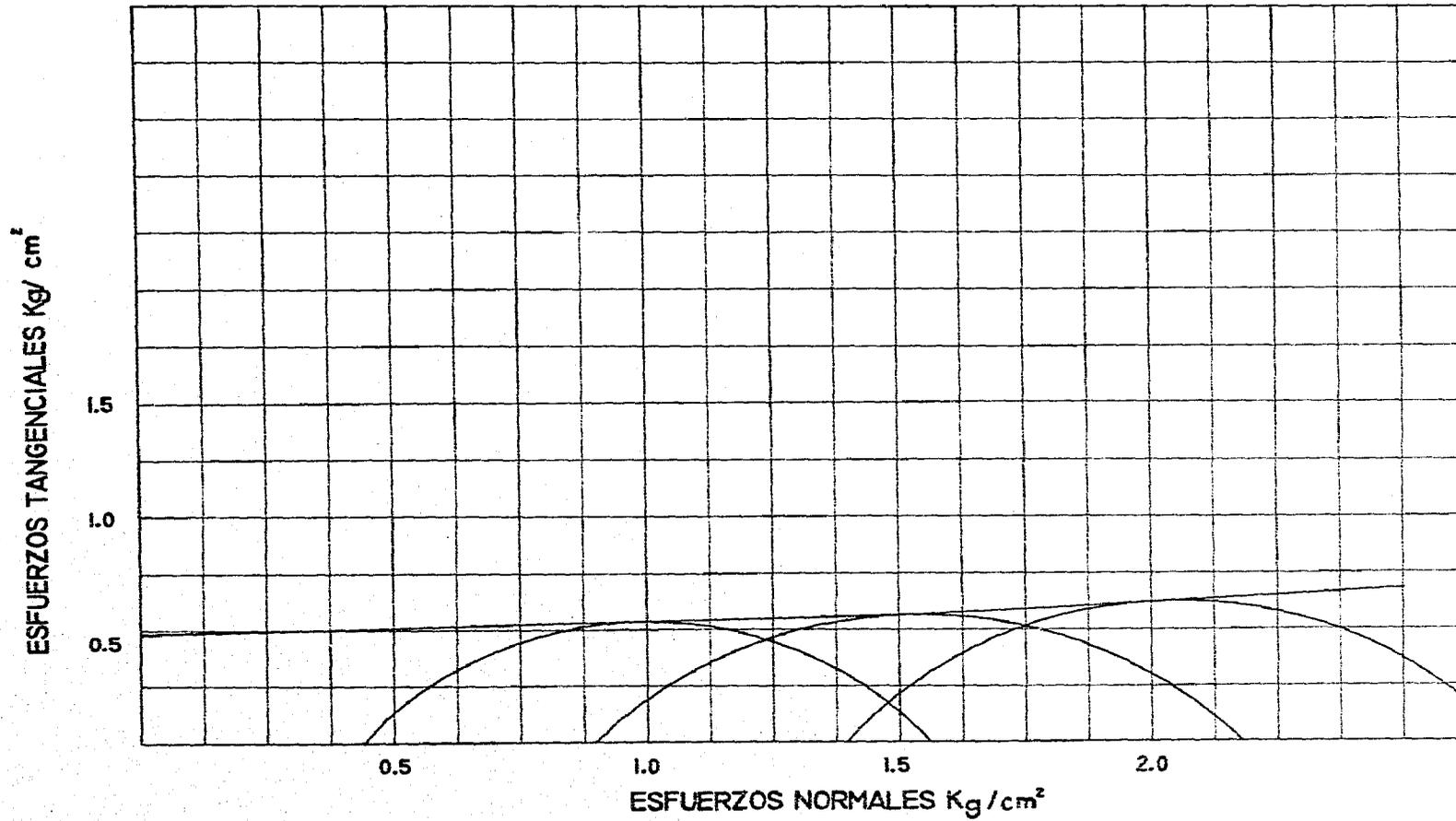
ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
PROFUNDIDAD DE 4.00 MTS

W = 202.5 %  
G<sub>s</sub> = %  
e =  
γ<sub>m</sub> = 1.249 T/M<sup>3</sup>  
S<sub>u</sub> =

LL = 84.6 %  
LP = 54.9 %  
IP = 29.7 %  
CLASIFICACION S.U.C.S.  
LIMO ARENOSO GRIS VERDOSO

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCIÓN SONDEO 2

FIGURA No 7



PRUEBA TRIAXIAL NO DRENADA (TR-UU)

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

PROFUNDIDAD DE 5.90 MTS

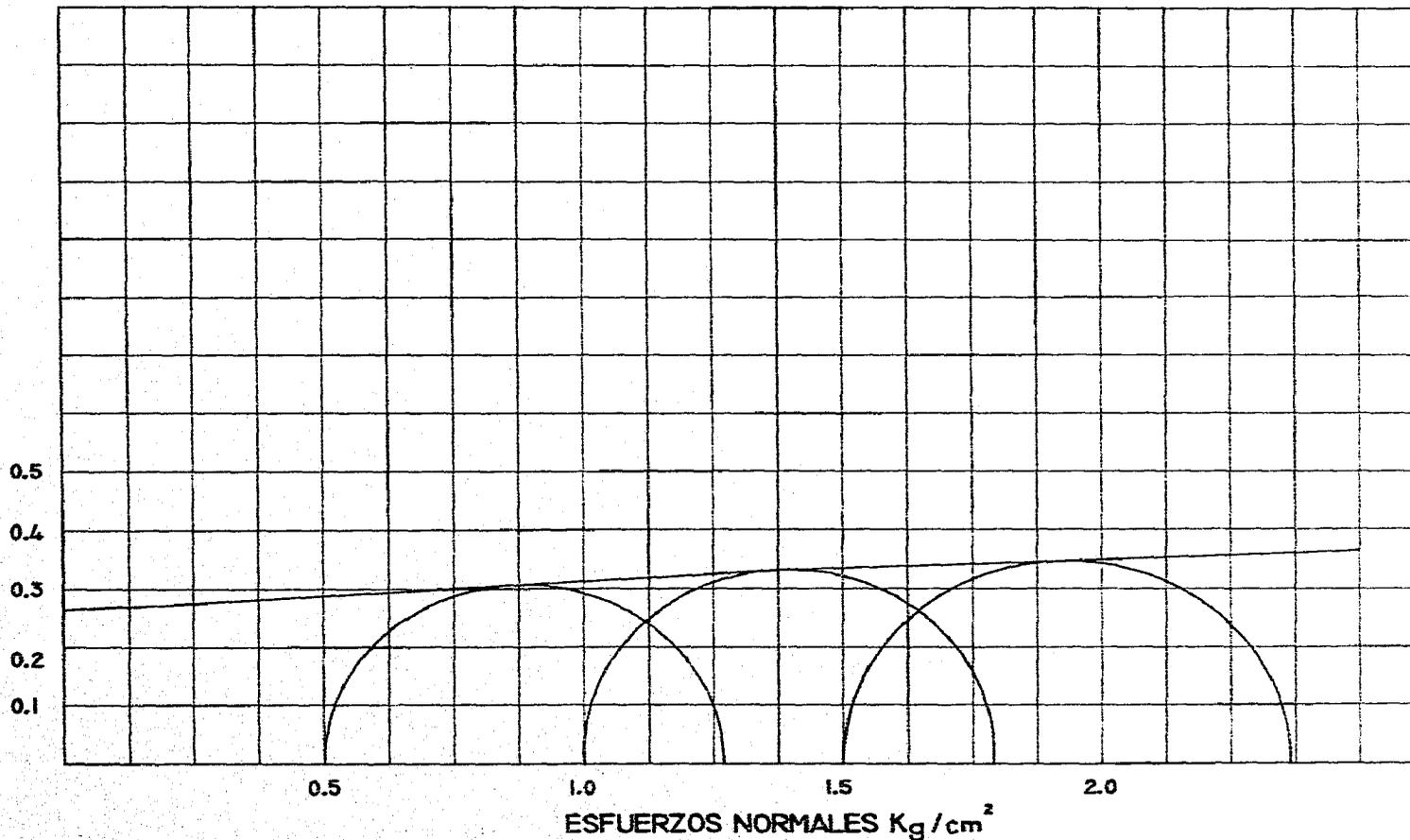
W = 412.0 %  
G<sub>u</sub> = %  
e =  
γ<sub>m</sub> = 1.124 T/M<sup>3</sup>  
S<sub>u</sub> =

LL = 412.6 %  
LP = 54.9 %  
P = %  
CLASIFICACION S.U.C.S.  
ARCILLA GRIS VERDOSA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION SONDEO 2

FIGURA No 8

ESFUERZOS TANGENCIALES Kg/cm<sup>2</sup>



PRUEBA TRIAXIAL NO DRENADA (TR-UU)

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
PROFUNDIDAD DE 7.70 MTS

W = 407.7 %  
G<sub>r</sub> = 100 %  
e = 9.41  
γ<sub>sat</sub> = 1.124 T/M<sup>3</sup>  
S<sub>w</sub> = 2.30

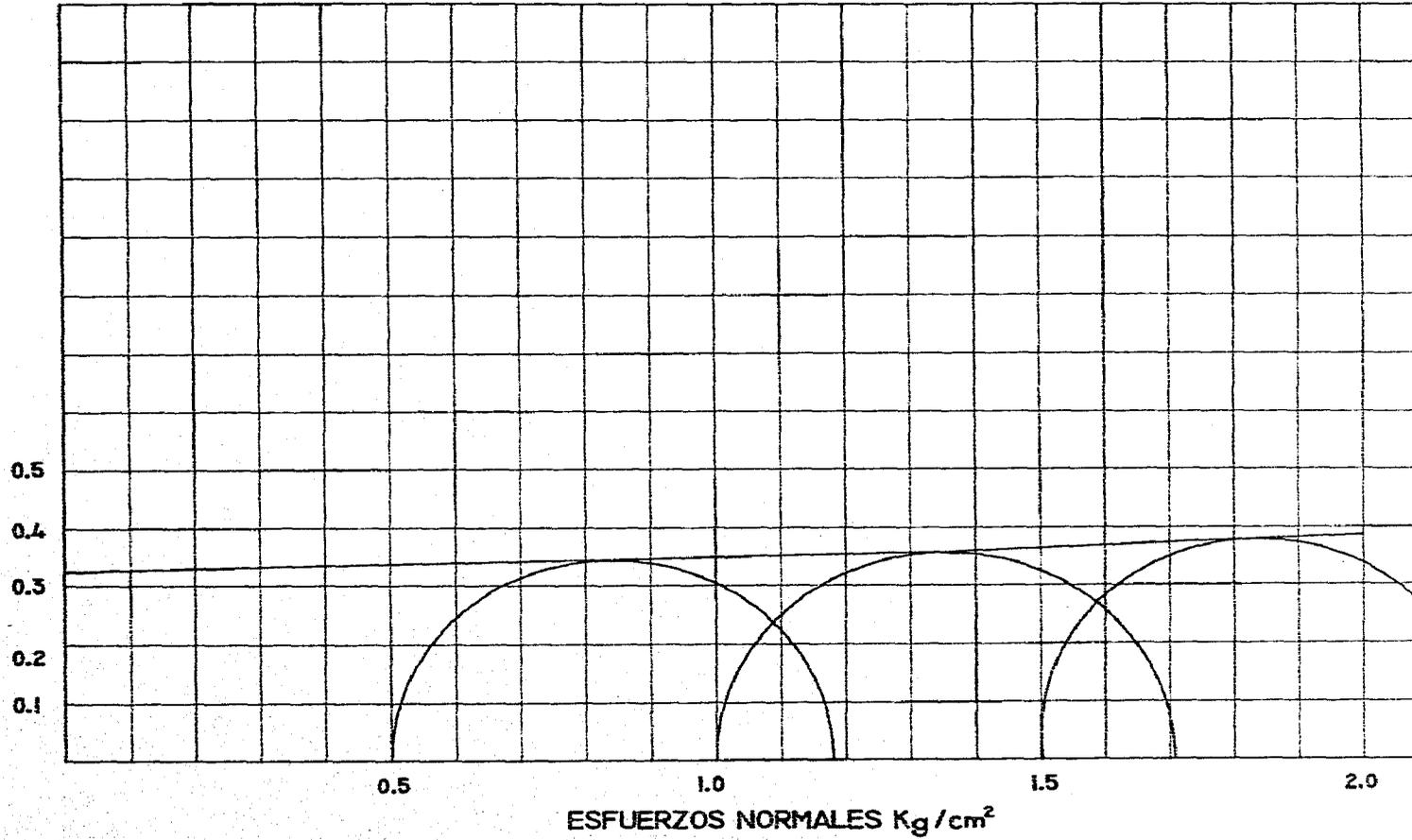
LL = 457.2 %  
LP = 64.8 %  
IP = 392.4 %  
CLASIFICACION S.U.C.S.  
ARCILLA CAFE VERDOSA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCIÓN SONDEO 2

FIGURA No 9

82

ESFUERZOS TANGENCIALES Kg/cm<sup>2</sup>



ESFUERZOS NORMALES Kg/cm<sup>2</sup>

### PRUEBA TRIAXIAL NO DRENADA (TR-UU)

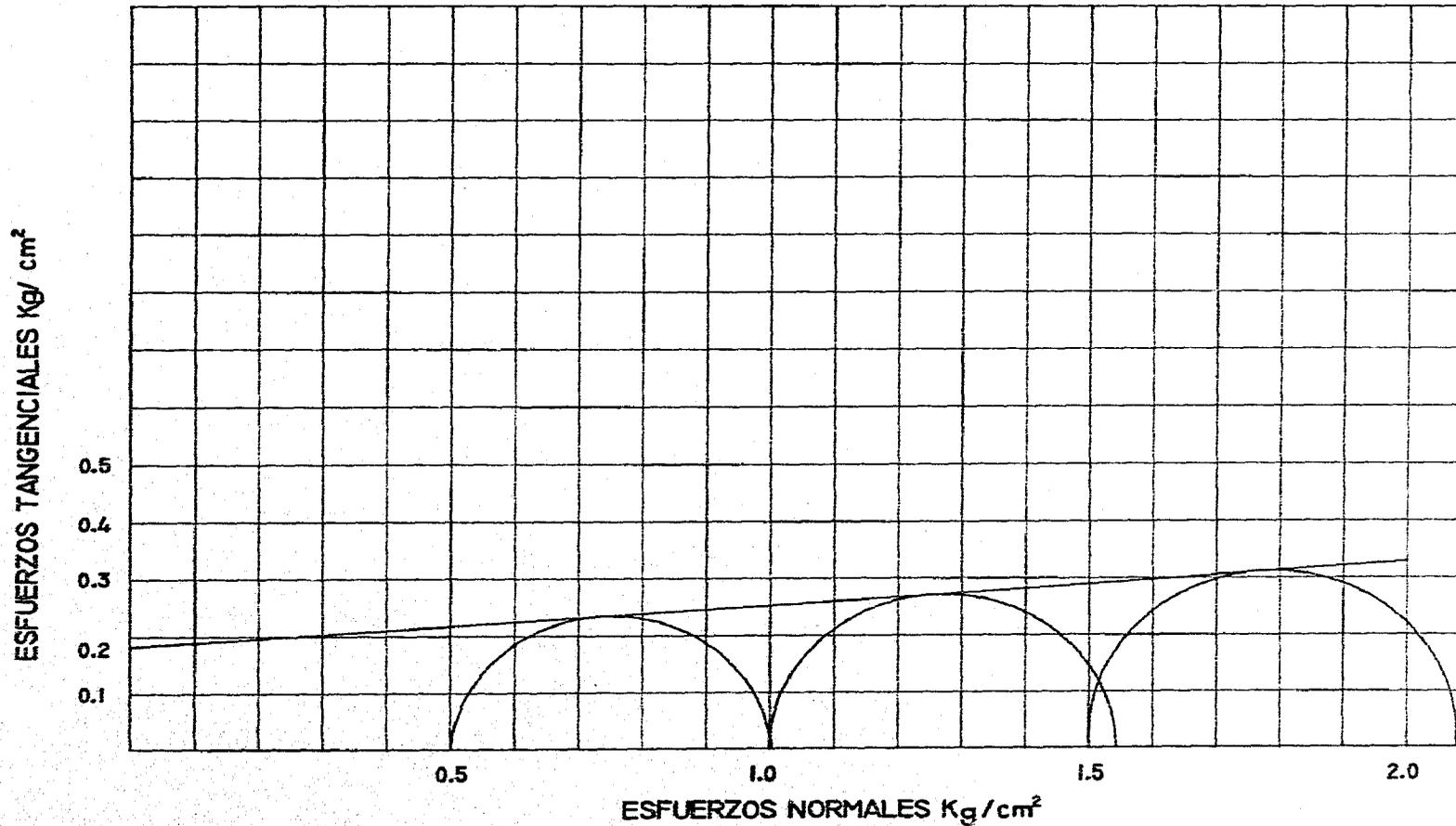
ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
  
PROFUNDIDAD DE 9.90 MTS

W = 309.1 %  
G<sub>sp</sub> = %  
e =  
γ<sub>sat</sub> = 1.64 T/M<sup>3</sup>  
S<sub>c</sub> =

LL = 374.2 %  
LP = 93.3 %  
IP = 280.9 %  
CLASIFICACION S.U.C.S.  
ARCILLA CAFE ROJIZA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION SONDEO 2

FIGURA No 10



PRUEBA TRIAXIAL NO DRENADA (TR-UU)

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
PROFUNDIDAD DE 11.70 MTS

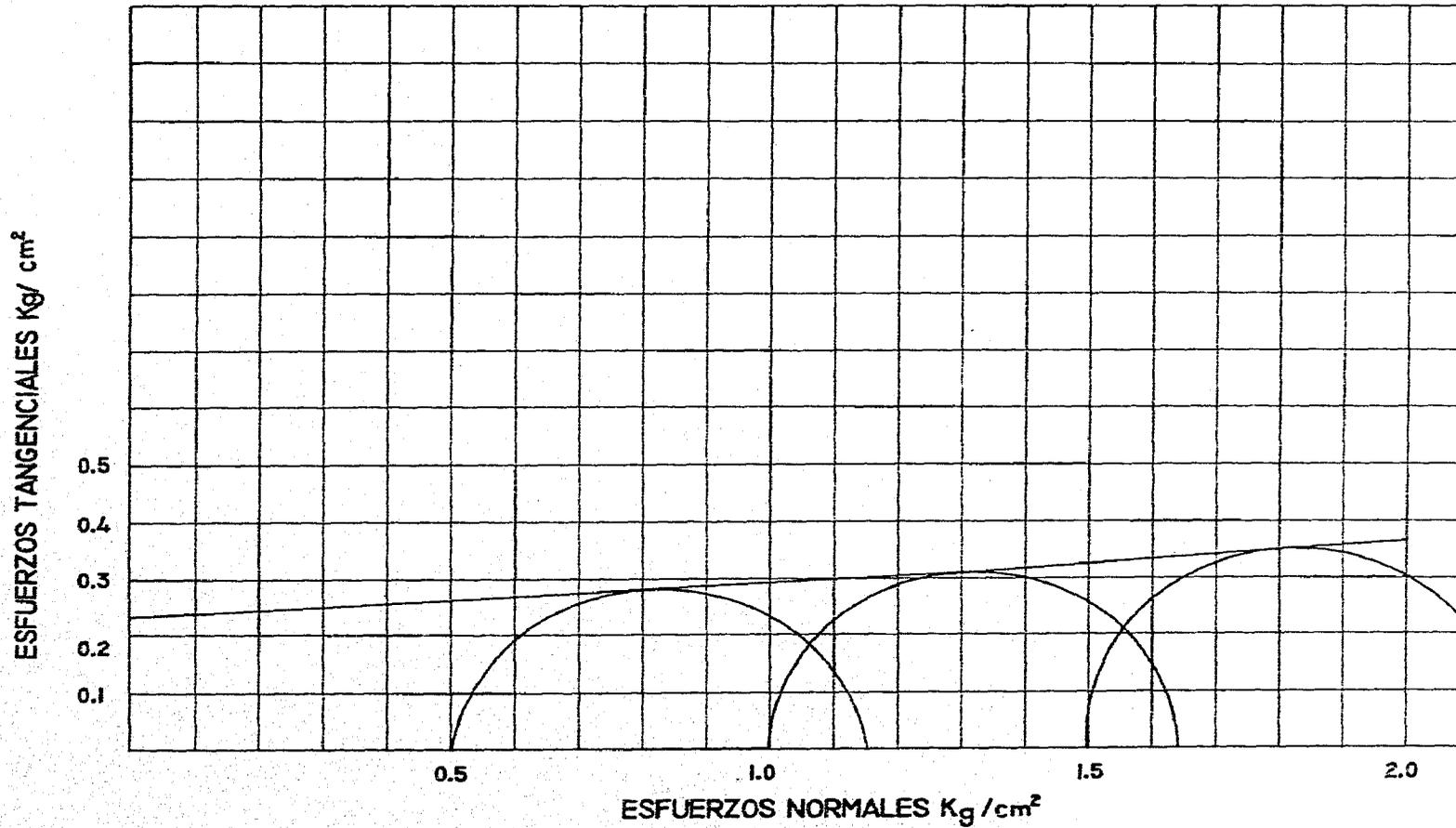
W = 589.7 %  
G<sub>w</sub> = 100 %  
e = 9.15  
γ<sub>m</sub> = 1.128 T/M<sup>3</sup>  
S<sub>u</sub> = 2.33

LL = 277.8 %  
LP = %  
IP = 204.3 %  
CLASIFICACION S.I.L.C.S.  
ARCILLA CAFE VERDOSA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION SONDEO 2

FIGURA No II

03



PRUEBA TRIAXIAL NO DRENADA (TR-UU)

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

PROFUNDIDAD DE 14.70 MTS

W = 221.9 %  
G<sub>w</sub> = 100 %  
e = 5.366  
γ<sub>m</sub> = 1.178 T/M<sup>3</sup>  
S<sub>w</sub> = 2.33

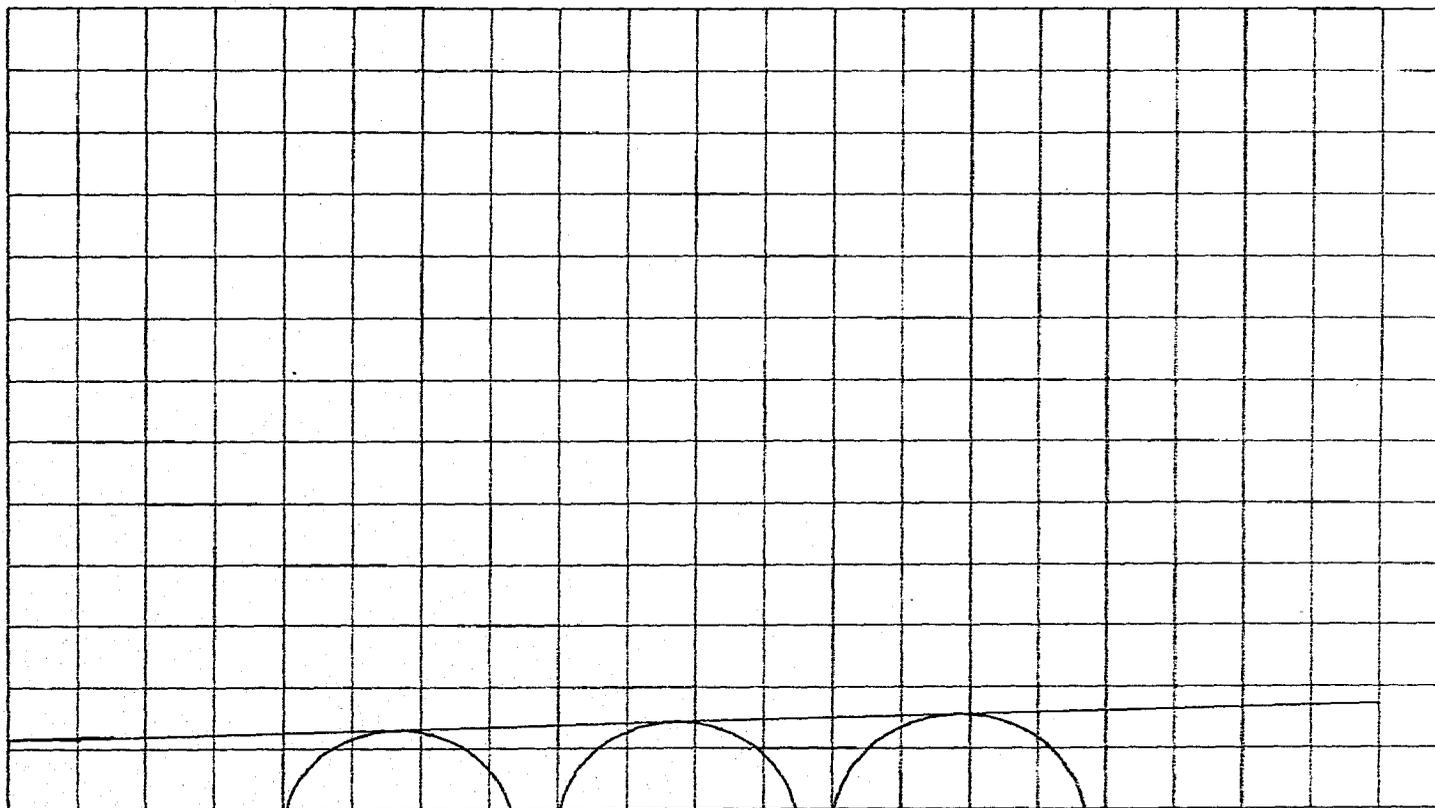
LL = 190.8 %  
LP = 56.2 %  
IP = 134.6 %  
CLASIFICACION S.U.C.S.  
ARCILLA CAFE  
VERDOSA GRUMOSA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION SONDEO 2

FIGURA No 12

ESFUERZOS TANGENCIALES Kg/cm<sup>2</sup>

1.0  
0.5



ESFUERZOS NORMALES Kg/cm<sup>2</sup>

1 2 3 4

# PRUEBA TRIAXIAL NO DRENADA (TR-UU)

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
PROFUNDIDAD DE 17.70 MTS

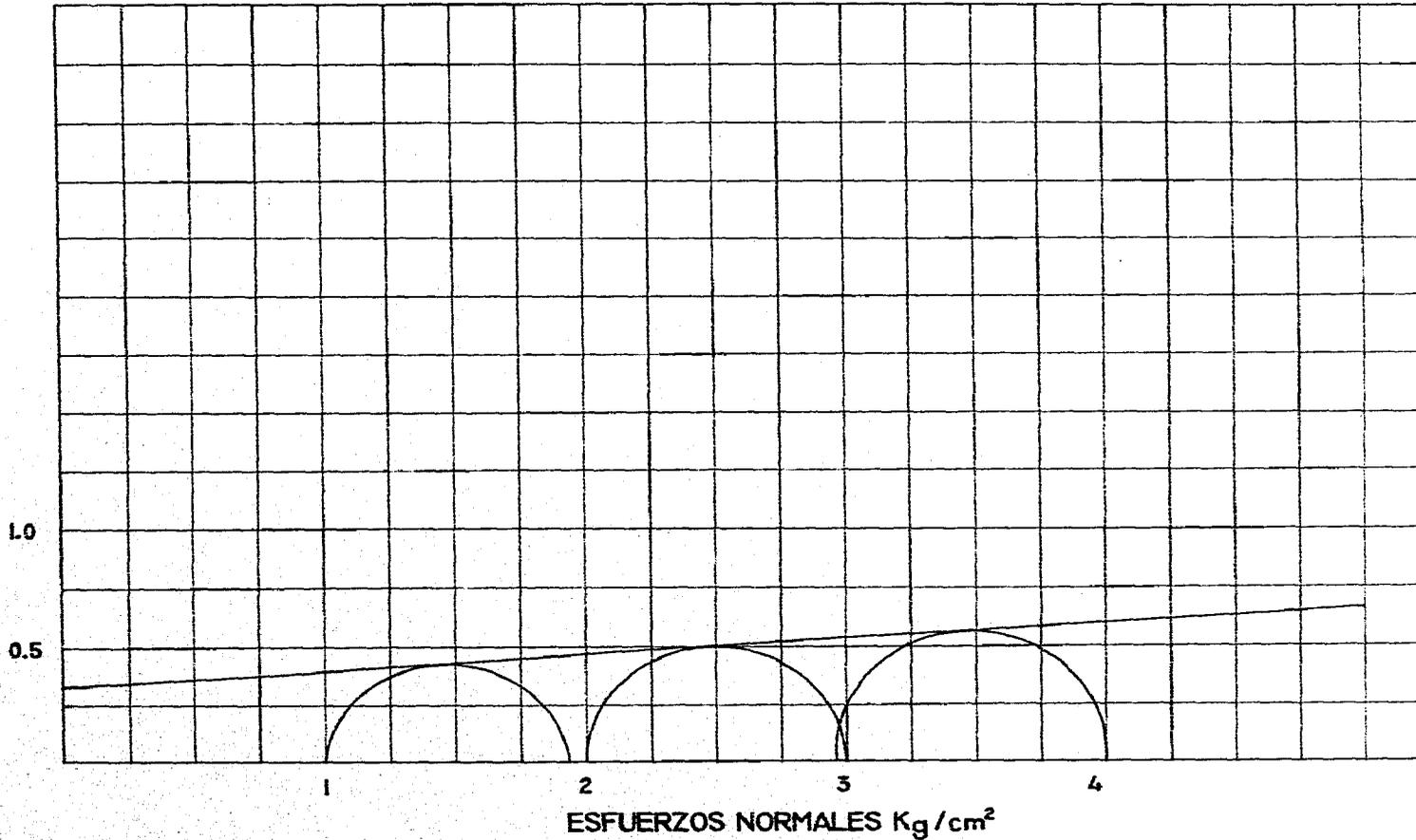
W = 368.5 %  
G<sub>s</sub> = 100 %  
e = 7.6  
γ<sub>m</sub> = 1.181 T/M<sup>3</sup>  
S<sub>u</sub> = 2.53

LL = 401.7 %  
LP = 84.3 %  
IP = 317.4 %  
CLASIFICACION S.U.C.S.  
ARCILLA CAFE VERDOSA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION SONDEO 2

FIGURA No 13

ESFUERZOS TANGENCIALES Kg/cm<sup>2</sup>



PRUEBA TRIAXIAL NO DRENADA (TR-UU)

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

PROFUNDIDAD DE 23.50 MTS

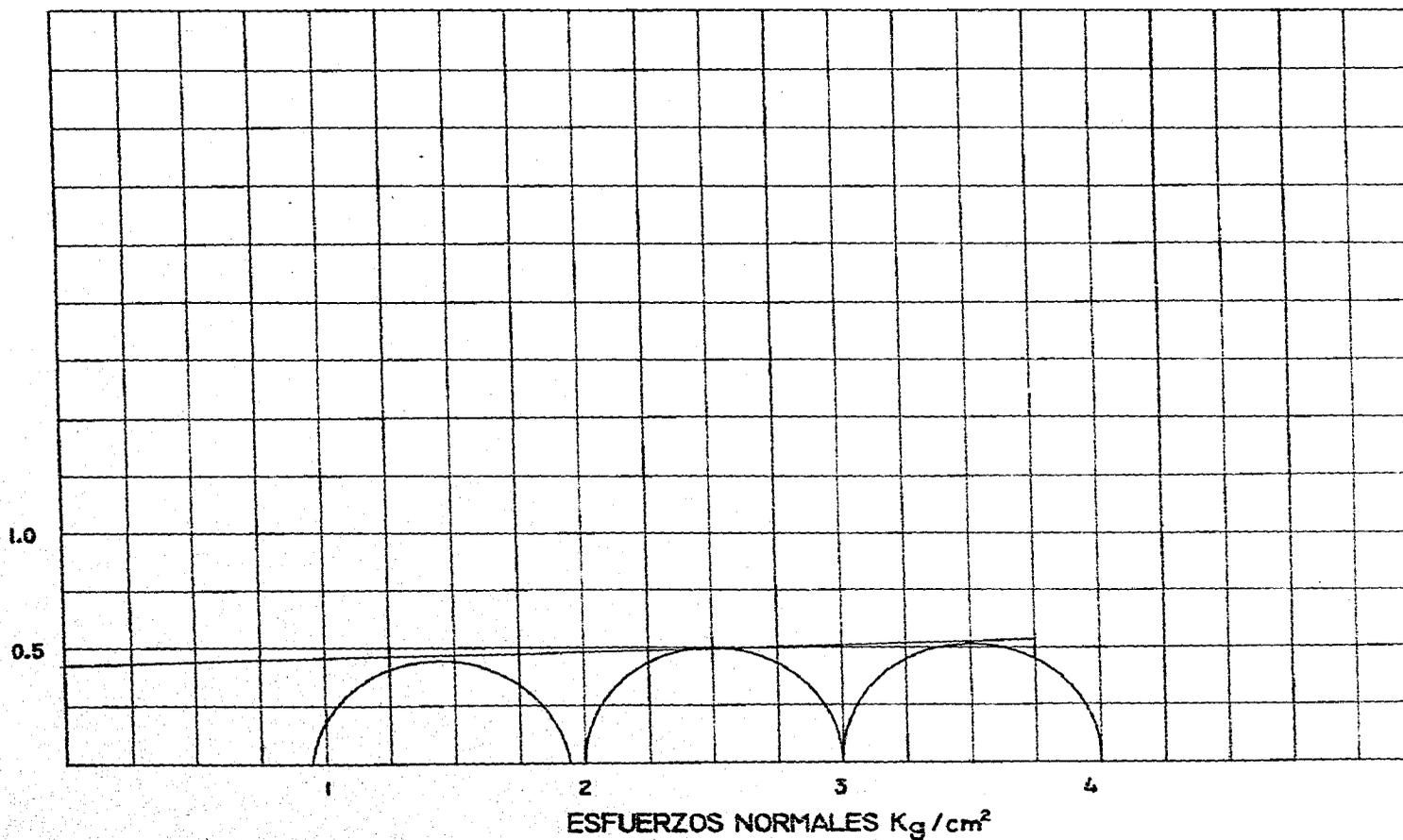
W = 299.3 %  
G<sub>p</sub> = 100 %  
e = 6.67  
γ<sub>m</sub> = 1.168 T/M<sup>3</sup>  
S<sub>u</sub> = 2.24

LL = 325.8 %  
LP = 63.5 %  
IP = 260.3 %  
CLASIFICACION S.U.C.S.  
ARCILLA CAFE VERDOSA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION SONDEO 2

FIGURA No 14

ESFUERZOS TANGENCIALES Kg/cm<sup>2</sup>



PRUEBA TRIAXIAL NO DRENADA (TR-UU)

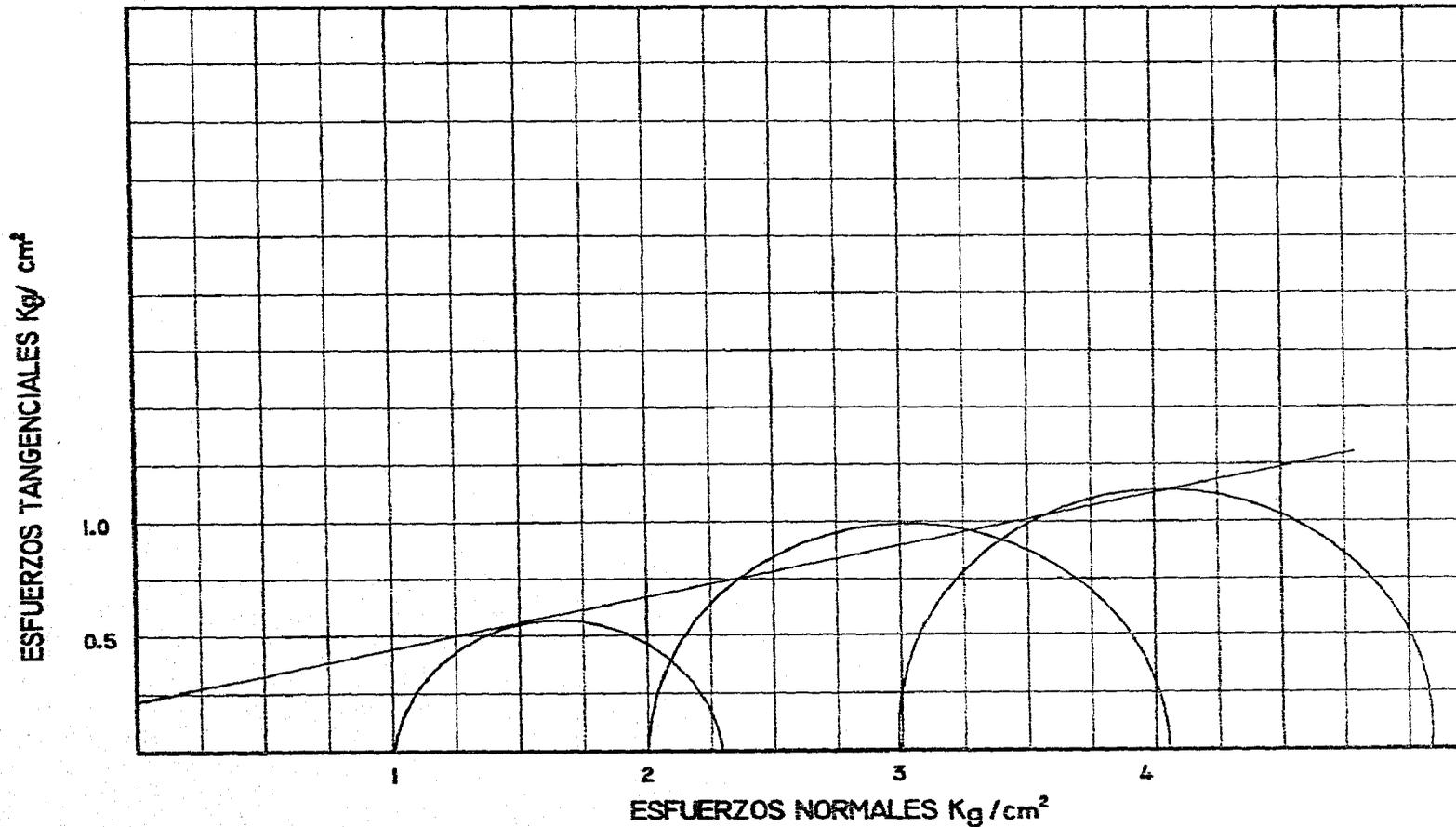
ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
PROFUNDIDAD DE 26.90 MTS

W = 95.3 %  
G<sub>s</sub> = %  
e =  
γ = 1.605 T/M<sup>3</sup>  
S<sub>u</sub> =

LL = 155.6 %  
LP = 59.5 %  
F = 125.0 %  
CLASIFICACION S.I.L.C.S.  
ARCILLA GRIS VERDOSA  
CON POCA ARENA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRACCION SONDEO 2

FIGURA No 15



PRUEBA TRIAXIAL NO DRENADA (TR-UU)

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
PROFUNDIDAD DE 29.90 MTS

W = 142.2 %  
C<sub>u</sub> = %  
C<sub>s</sub> =  
γ<sub>m</sub> = 1.537 T/m<sup>3</sup>  
S<sub>c</sub> =

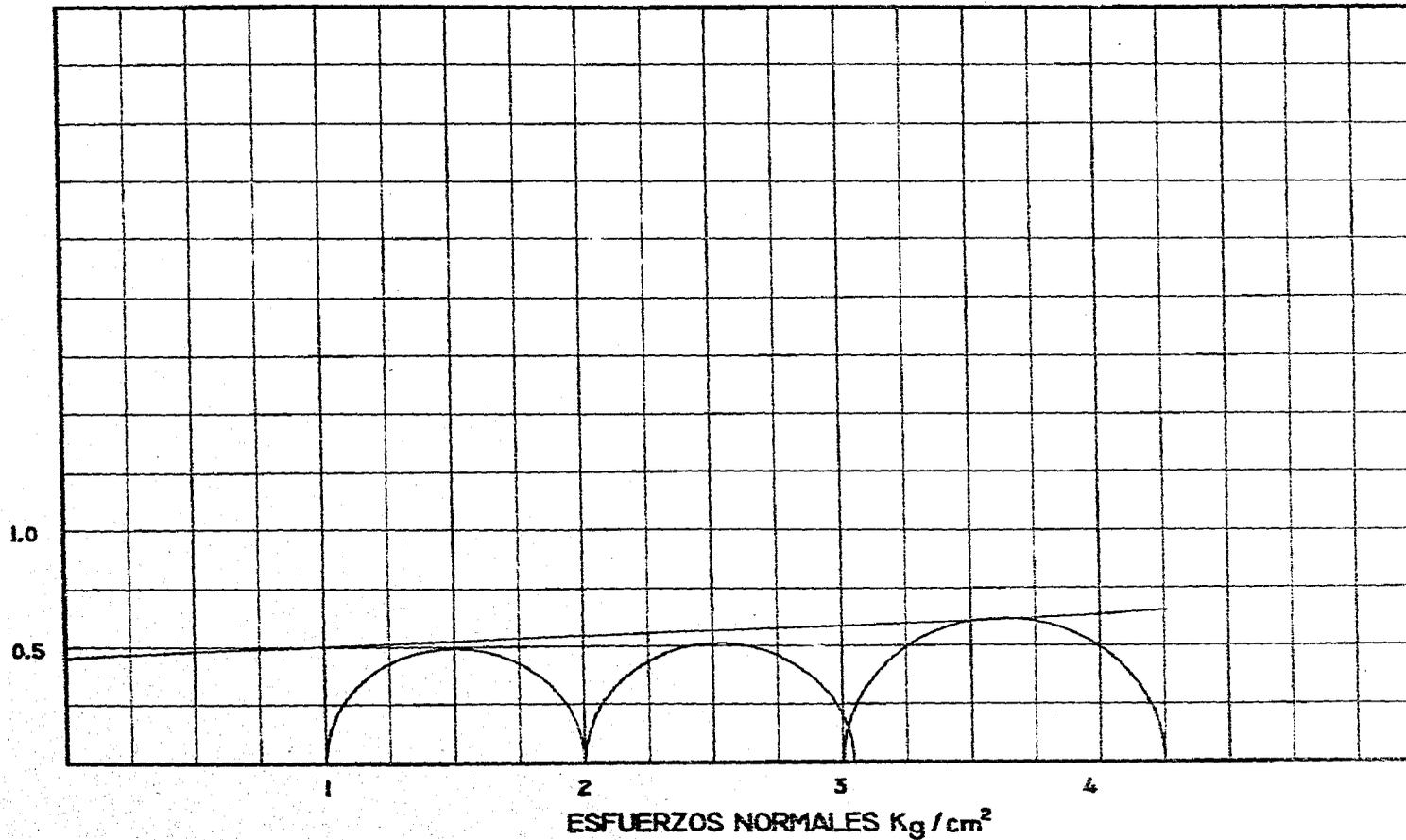
LL = 208.9 %  
LF = 75.6 %  
IP = 153.3 %  
CLASIFICACION S.U.C.S.  
ARCILLA CAFE  
VARIOS TONOS

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION SONDEO 2

FIGURA No 16

35

ESFUERZOS TANGENCIALES Kg/cm<sup>2</sup>



PRUEBA TRIAXIAL NO DRENADA (TR-UU)

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
SONDEO 2  
PROFUNDIDAD DE 32.90 MTS

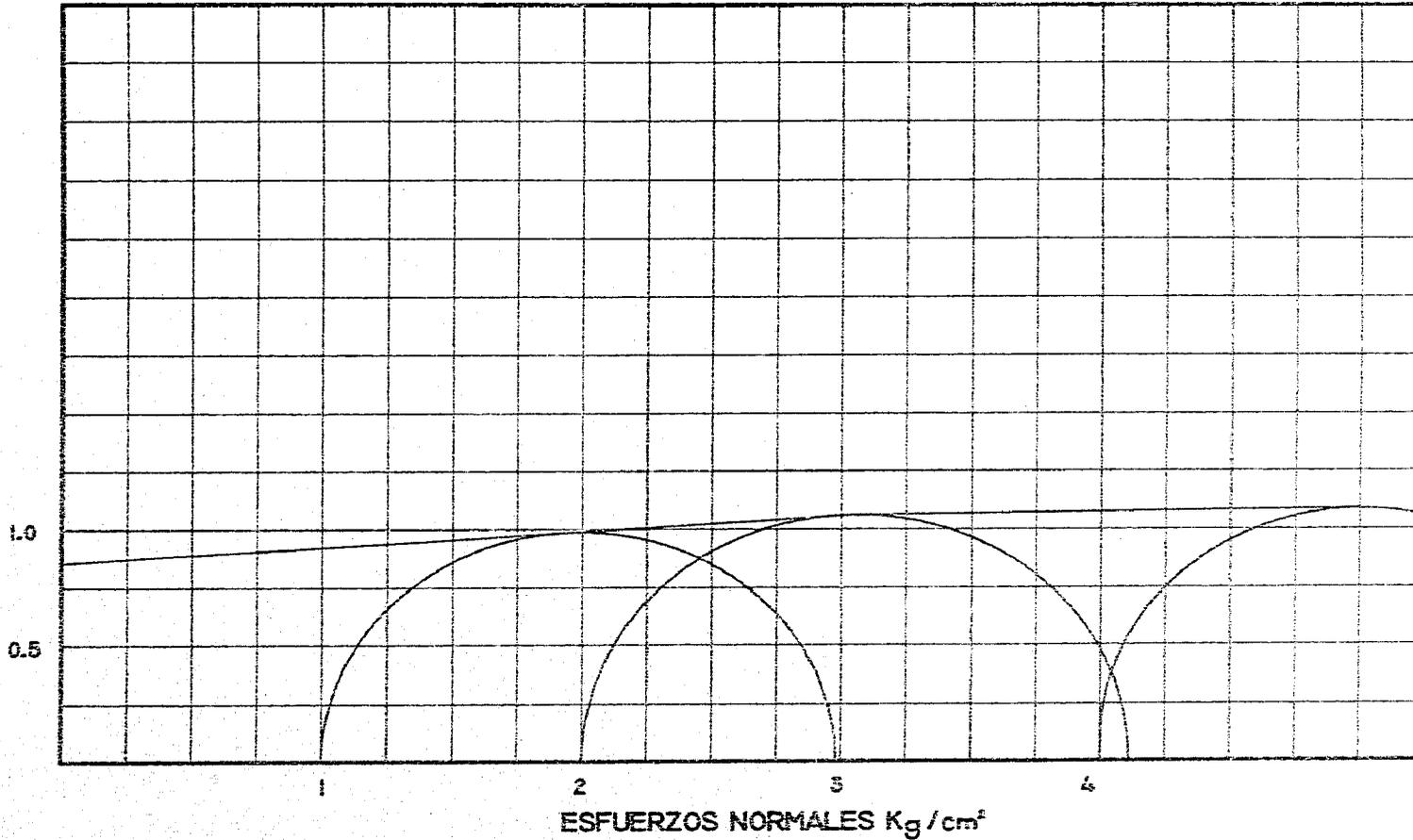
W = 517.9 %  
G<sub>sp</sub> = %  
e =  
γ<sub>m</sub> = 1.55 T/M  
S<sub>c</sub> =

LL = 329.0 %  
LP = 93.8 %  
IP = 23.2 %  
CLASIFICACION S.U.C.S.  
ARCILLA GRIS  
VERDOSA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 17

ESFUERZOS TANGENCIALES Kg/cm<sup>2</sup>

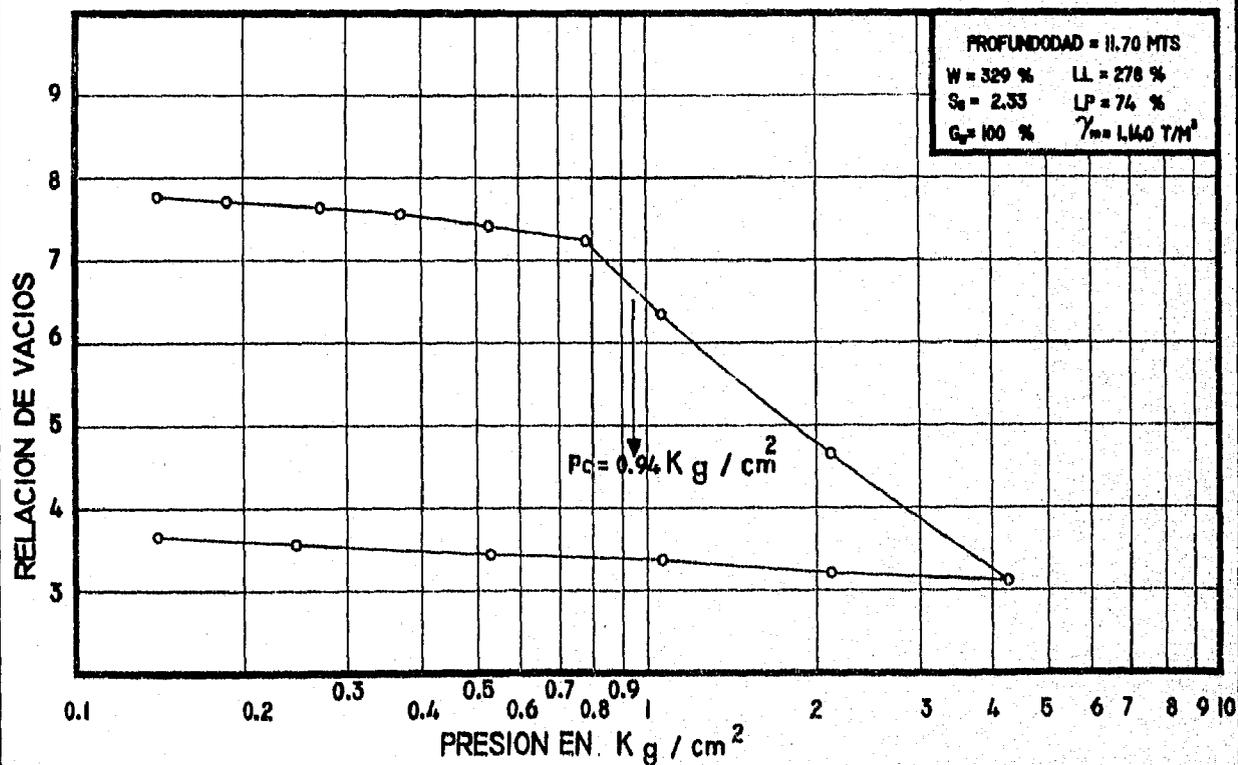
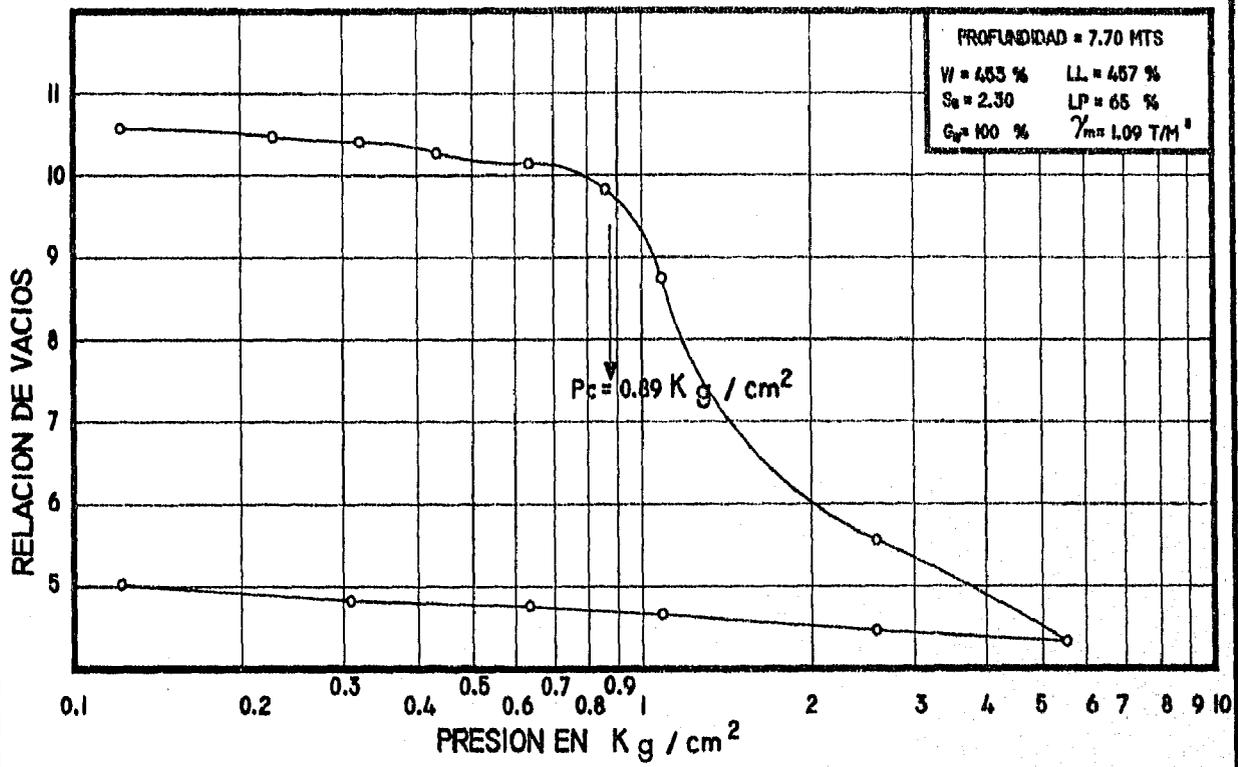


PRUEBAS DE CONSOLIDACION

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
SONDEO 2

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 18

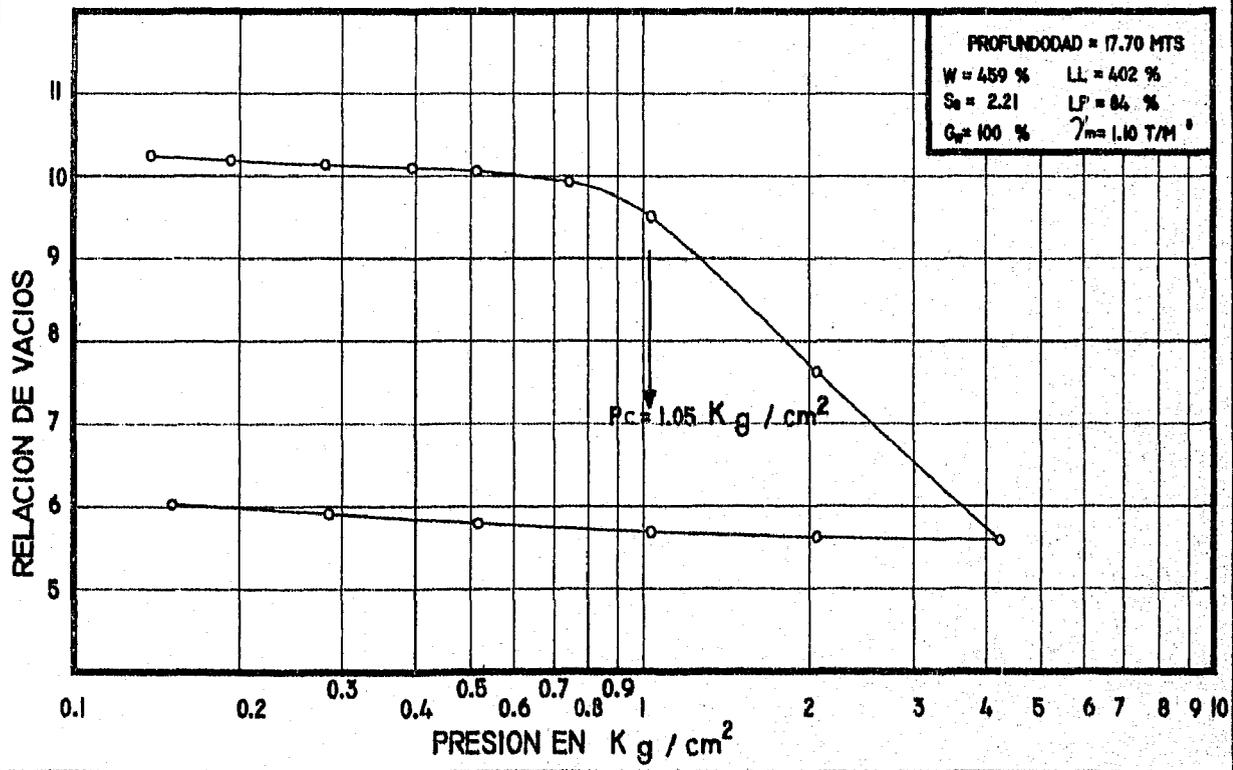
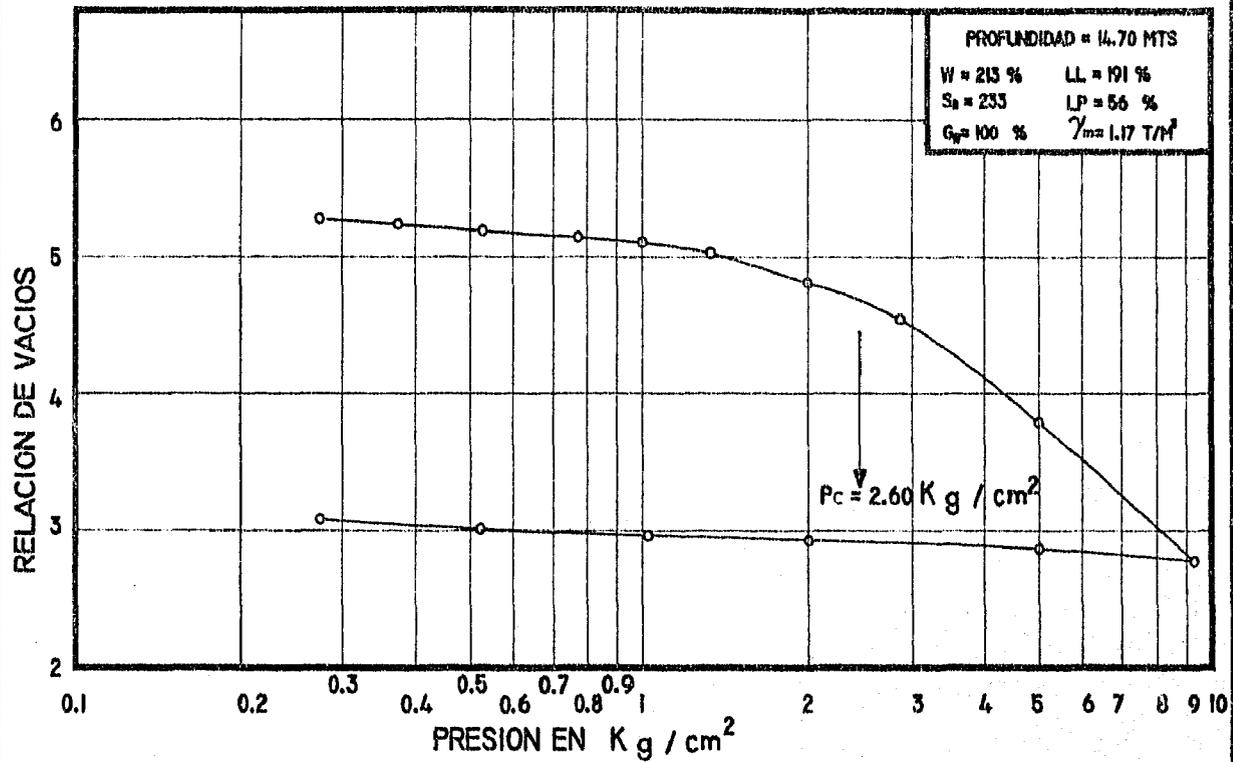


PRUEBAS DE CONSOLIDACION

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
SONDEO 2

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 19

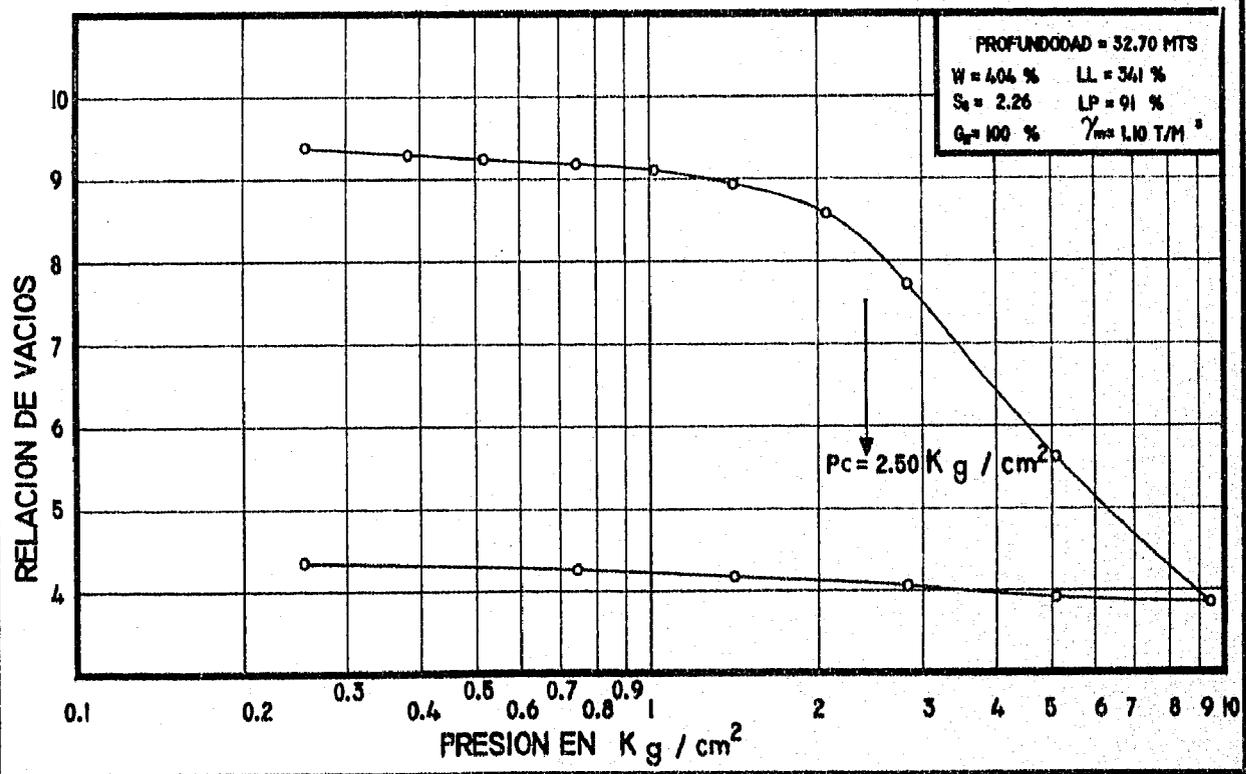
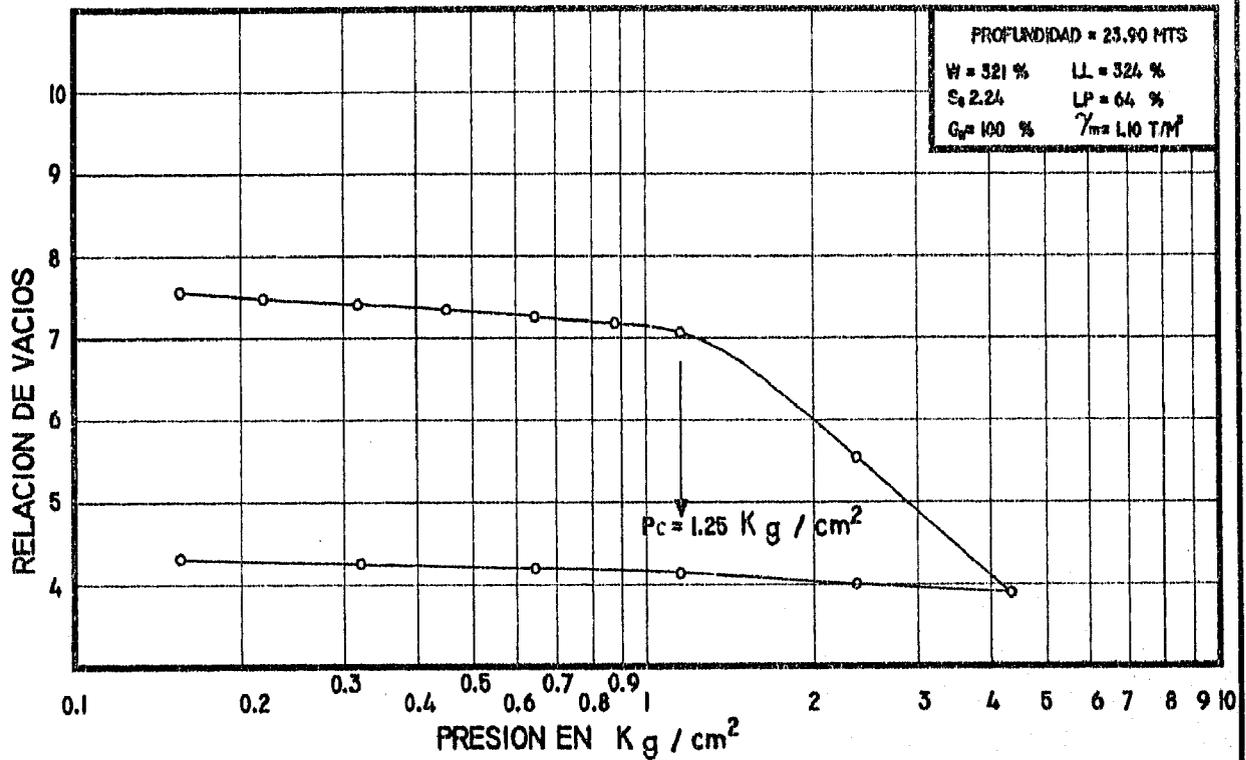


PRUEBAS DE CONSOLIDACION

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
SONDEO 2

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTOS  
DE FRICCION

FIGURA No 20

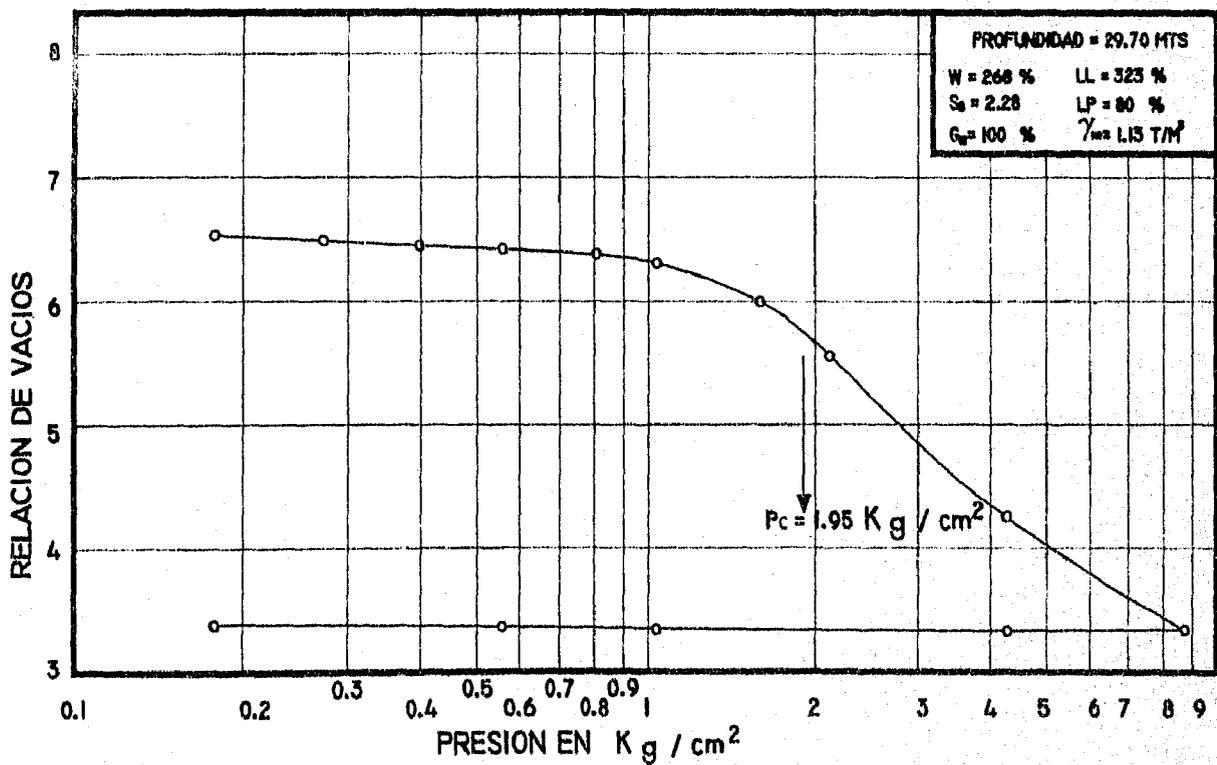
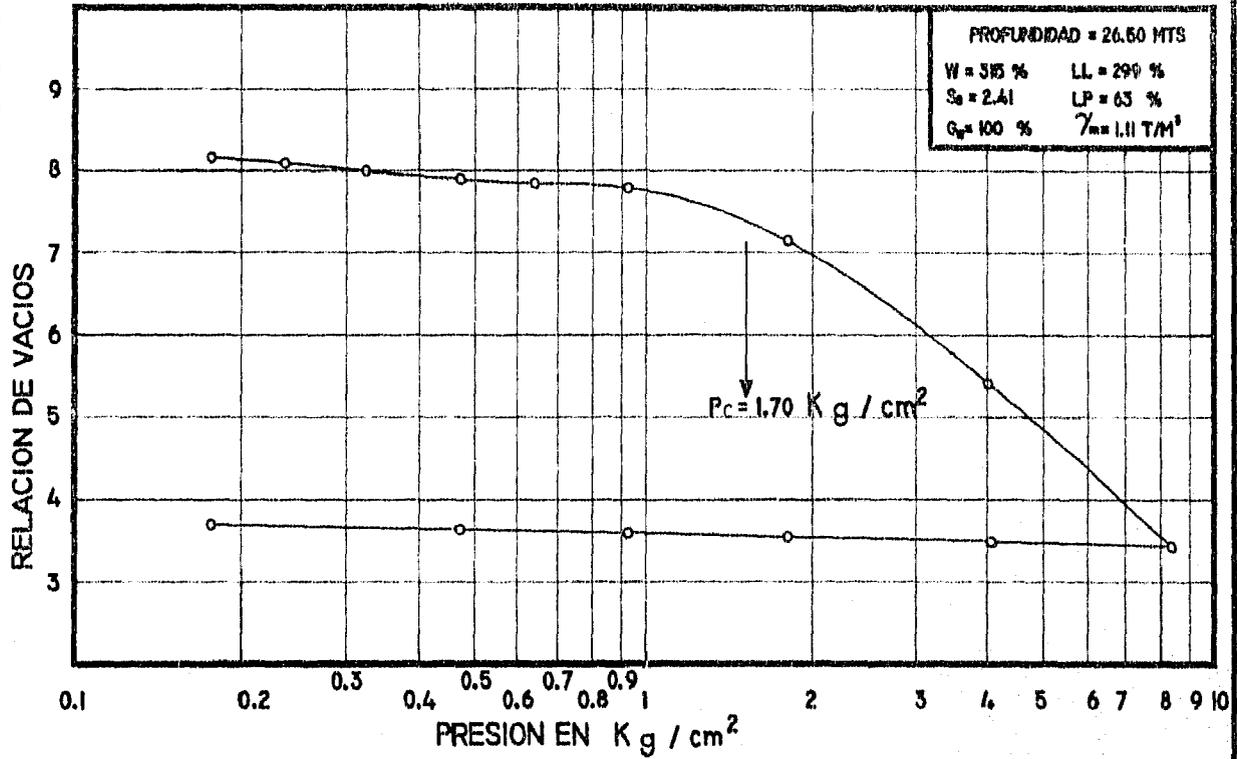


# PRUEBAS DE CONSOLIDACION

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
SONDEO 2

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 21

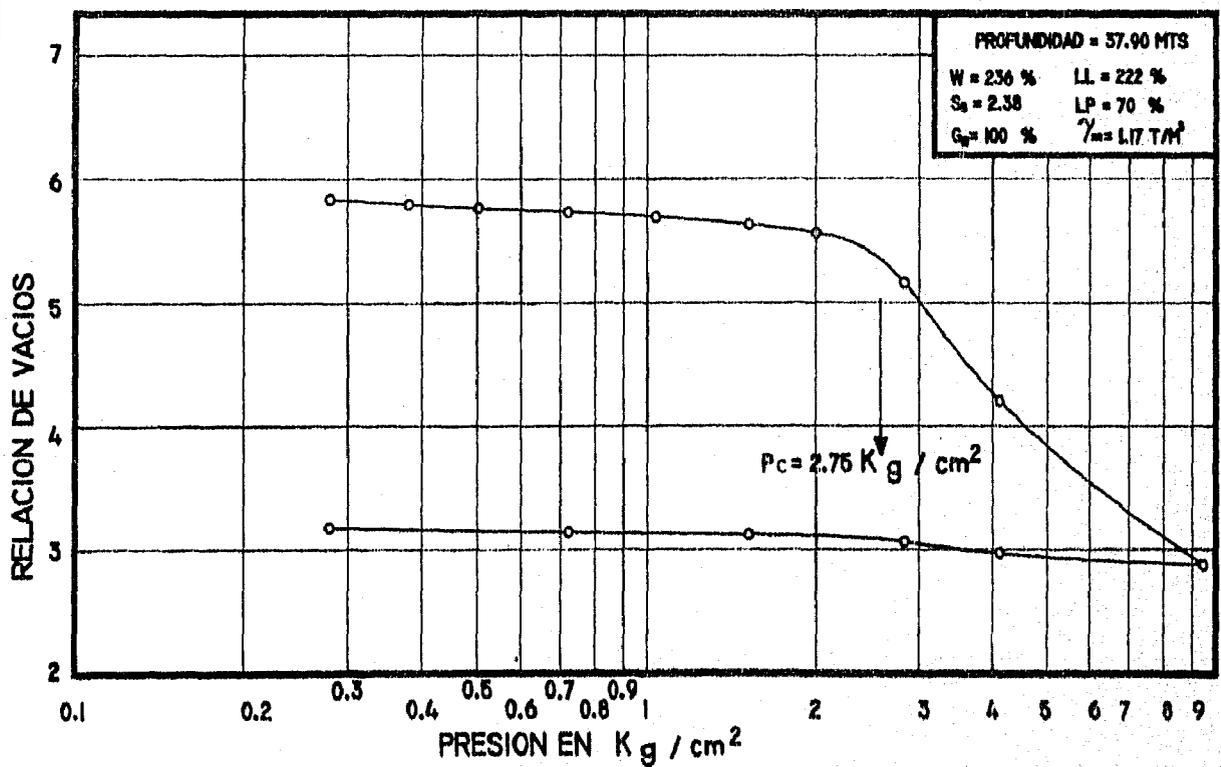
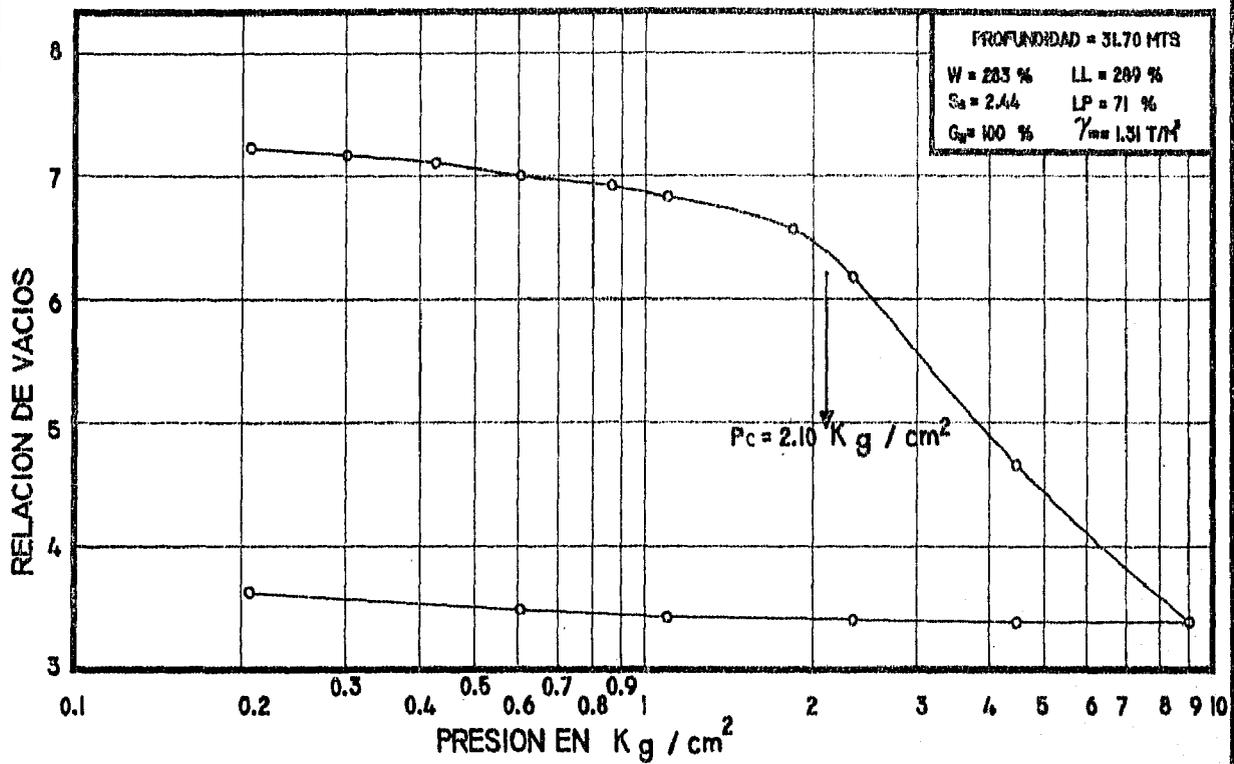


PRUEBAS DE CONSOLIDACION

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
SONDEO 2

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 22

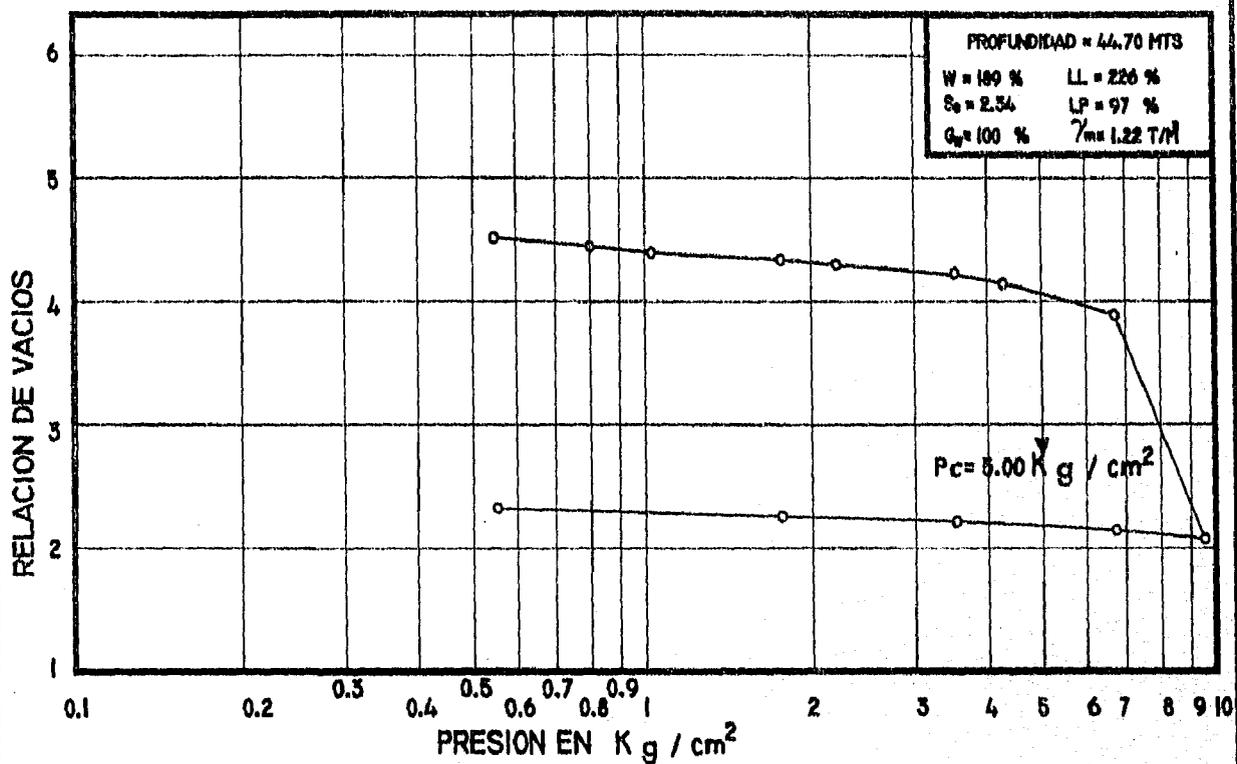


PRUEBAS DE CONSOLIDACION

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA  
SONDEO 2

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 23



de consistencia entre media y muy blanda, con límite líquido variable entre 200 y 460%, límite plástico entre 40 y 110%, del grupo CH según el SUCS. La cohesión determinada en TR-UU oscila entre 2 y 10 ton/m<sup>2</sup>, con tendencia a predominar los valores en torno a 3.5 ton/m<sup>2</sup>, con resistencia al esfuerzo cortante de 2 ton/m<sup>2</sup> en los materiales más superficiales y de 6 ton/m<sup>2</sup> en los más profundos, obtenidos con torcómetro. El peso volumétrico natural varía entre 1.12 y 1.40 ton/m<sup>3</sup>.

- La primera capa dura se encontró aproximadamente entre 35 y 37 m de profundidad, está constituida por limo arenoso café verdoso, con contenido de agua variable entre 40 y 90%, el IRPE oscila entre 10 y 37 golpes, de consistencia entre media y alta, con límite líquido de 75%, límite plástico de 40%, del grupo MH según el SUCS. Resistencia al esfuerzo cortante variable entre 9 y 14 ton/m<sup>2</sup> determinada con torcómetro.

- Después de la primera capa dura se presenta la formación arcillosa inferior, la cual se profundiza hasta 46.5 m y está constituida principalmente por arcilla bentonítica gris y café verdosa, con contenido de agua variable entre 110 y 200%, el IRPE oscila entre 4 y 10 golpes, excepto en una lente de vidrio volcánico en donde se registraron más de 50 golpes. El límite líquido varía entre 225 y 270% y el límite plástico entre 70 y 80%, del grupo CH, con resistencia al esfuerzo cortante variable entre 6 y 14 ton/m<sup>2</sup>, determinada con torcómetro.

- Finalmente, a partir de 46.5 m se detectaron los depósitos profundos, constituidos por arenas limosas muy compactas, con contenido de agua media de 20%, IRPE mayor a 50 golpes, de muy alta compacidad.

El nivel freático se encontró a 2.3 m de profundidad, con respecto al nivel del terreno en la fecha en que se efectuó la exploración. Por otra parte, las lecturas realizadas en la estación piezométrica indican abatimientos en la presión del agua de 0.4 ton/m<sup>2</sup> a 14 m de profundidad, de 11.7 ton/m<sup>2</sup> a 35.4 m de profundidad y de 21.7 ton/m<sup>2</sup> a 43.8 m de profundidad.

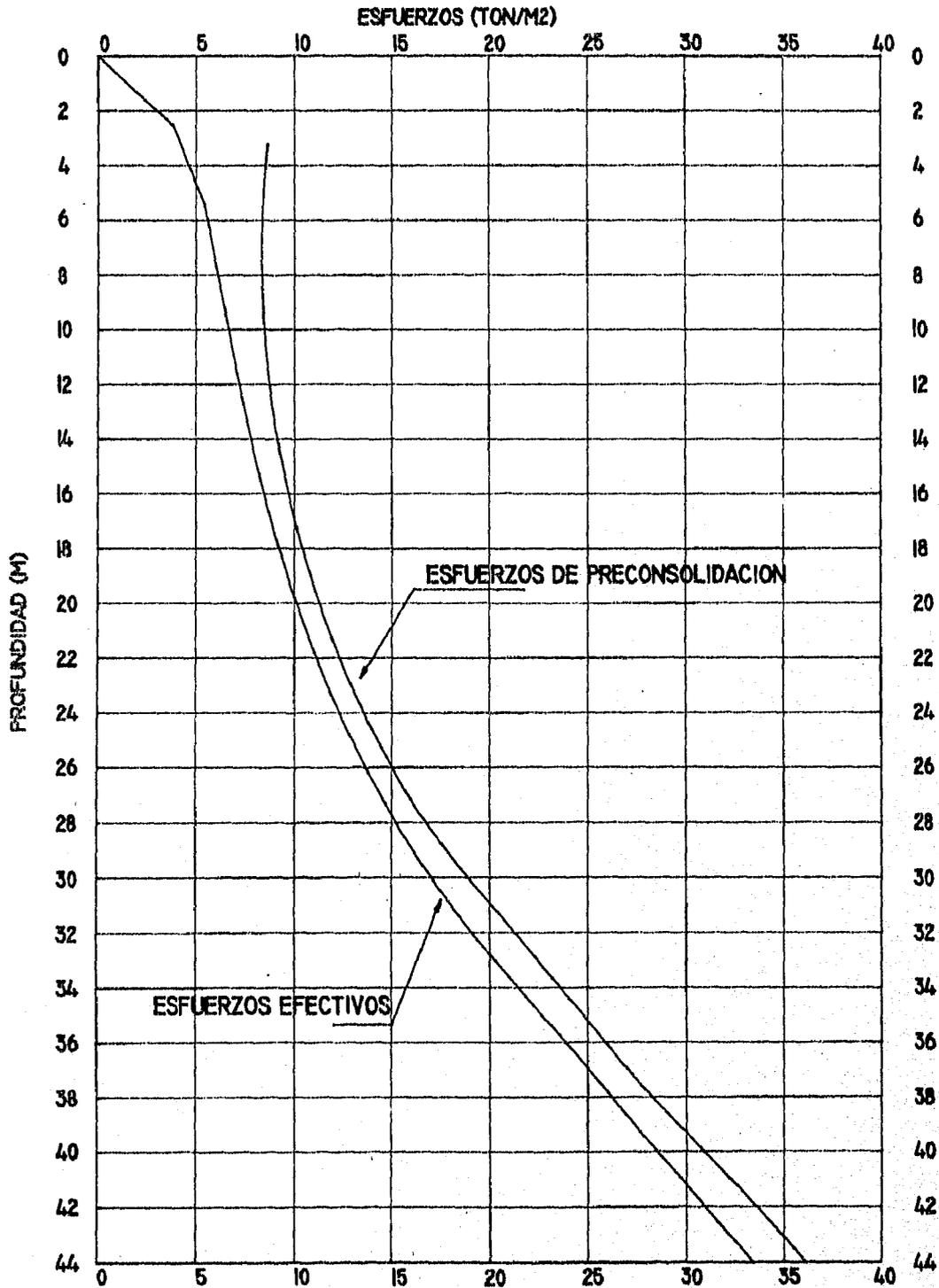
El estado actual de esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 24 mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva; también se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados.

# ESFUERZOS EFECTIVOS ACTUALES

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 24



## IV.2 ANALISIS DE CIMENTACIÓN

Para llegar a la propuesta de cimentación que se presenta se analizaron diversas opciones, pero se adoptó esta por cuestiones económicas, puesto que las condiciones de la estructura y el sitio de desplante favorecían la aplicación del uso de pilotes de fricción, mas sin embargo un análisis más profundo no se justifica analizarlo aquí, ya que esto obedece más a un análisis de tipo económico que a cuestiones de mecánica de suelos, por lo que solo se hará hincapié en la solución ya propuesta.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales, y sobre todo las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia con un espesor del orden de 30 m, que presenta un esfuerzo de preconsolidación variable entre 1.5 y 2.5 ton/m<sup>2</sup> mayor al esfuerzo efectivo actual del subsuelo entre 10 y 45 m de profundidad, se juzga conveniente el sistema de cimentación de cajón estanco que compense parcialmente el peso del edificio, complementado con 33 pilotes trabajando por fricción. El cajón se desplantará a 6 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta y los pilotes se hincarán a 31 m de profundidad, serán de sección transversal cuadrada, 19 de ellos de 40 cm de lado y los otros 14 de 30 cm de lado. En la figura 24 B se presenta un corte vertical de la cimentación.

### IV.2.1 ACCIONES A CONSIDERAR

Las acciones consideradas en los análisis de cimentación fueron las siguientes:

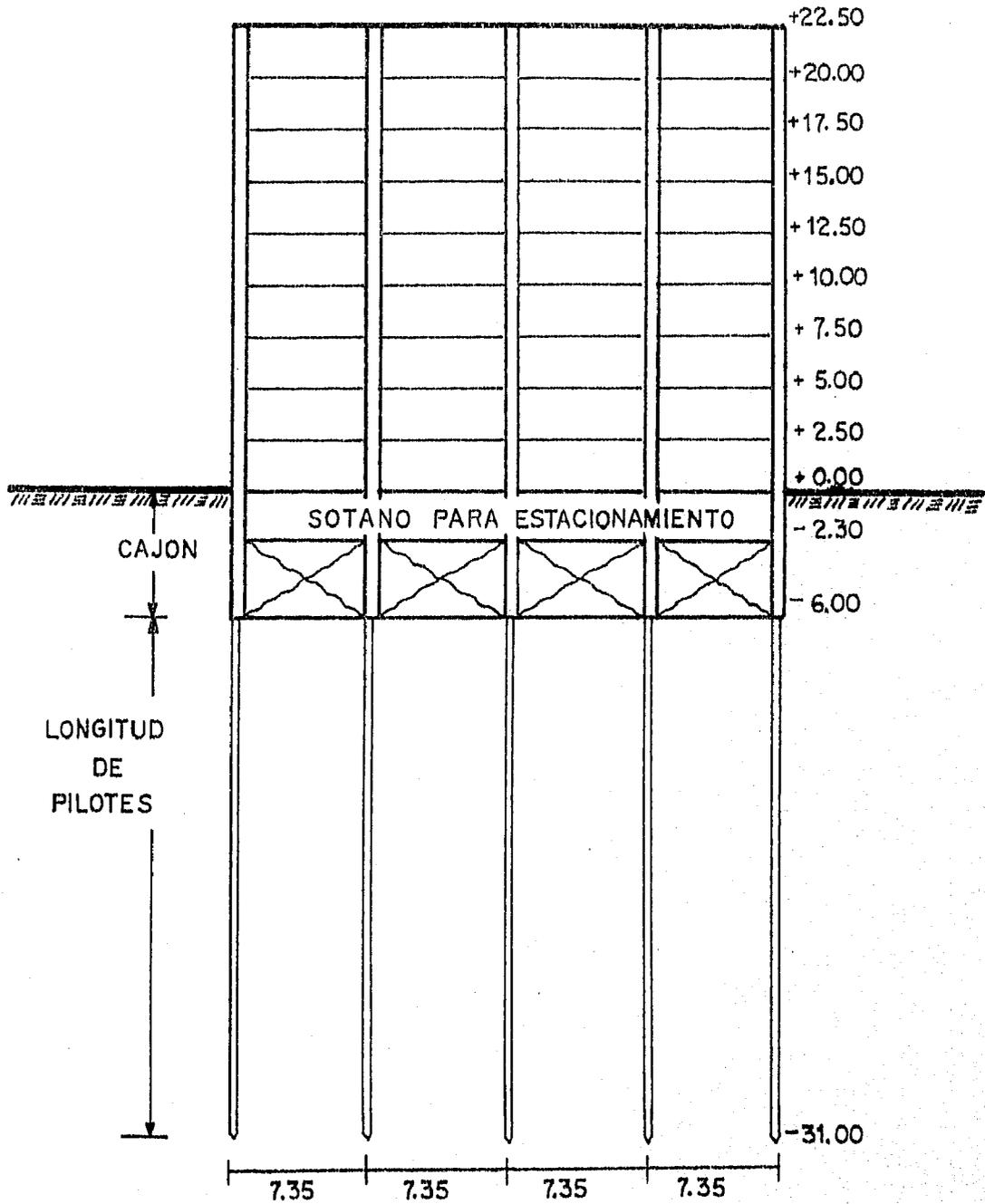
- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 17563 ton. Estas cargas se afectaron por un factor de carga de 1.4 y se consideraron en el análisis límite de falla en condiciones estáticas.
- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyendo el peso de la cimentación tendrán un valor de 16617 ton. La acción accidental más crítica por efecto sísmico de acuerdo al estructurista corresponde a un momento sísmico de 53033 ton-m. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.1 y se utilizó en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.
- c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 15853 ton. La carga se afectó por un factor unitario y se empleo en la determinación de la profundidad de desplante del cajón y en el análisis del

CORTE VERTICAL DE CIM.

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUST.

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 24 B



ACOT: M  
ESCALA 1:300

estado límite de servicio (es decir las condiciones en las cuales debe la estructura seguir siendo funcional, lo cual significa que los asentamientos o deformaciones sean las indicadas en el Reglamento de Construcciones del D.D.F.) por consolidación de los depósitos arcillosos.

La superficie en planta del cajón de cimentación fue dimensionada de manera que su centroide coincidiera con el centro de cargas de la estructura, las dimensiones del cajón se muestran en la figura 25, con estas medidas el centroide del cajón y el centro de reacción de los pilotes coinciden.

#### IV.2.2 REVISIÓN DEL ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS

En concordancia con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, una cimentación será segura ante estado límite de falla en condiciones estáticas, si cumple la siguiente desigualdad:

$$\Sigma Q F_c < R$$

donde:

$\Sigma Q$  = Combinación de cargas permanentes (incluye peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.

$F_c$  = Factor de carga, igual a 1.4.

$R$  = Capacidad de carga del sistema, que será igual al mayor de los dos valores siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes.
- b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción, que se considerará igual a la suma de las capacidades de carga por punta de los pilotes individuales, más el menor de los siguientes valores:
  - Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.
  - Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

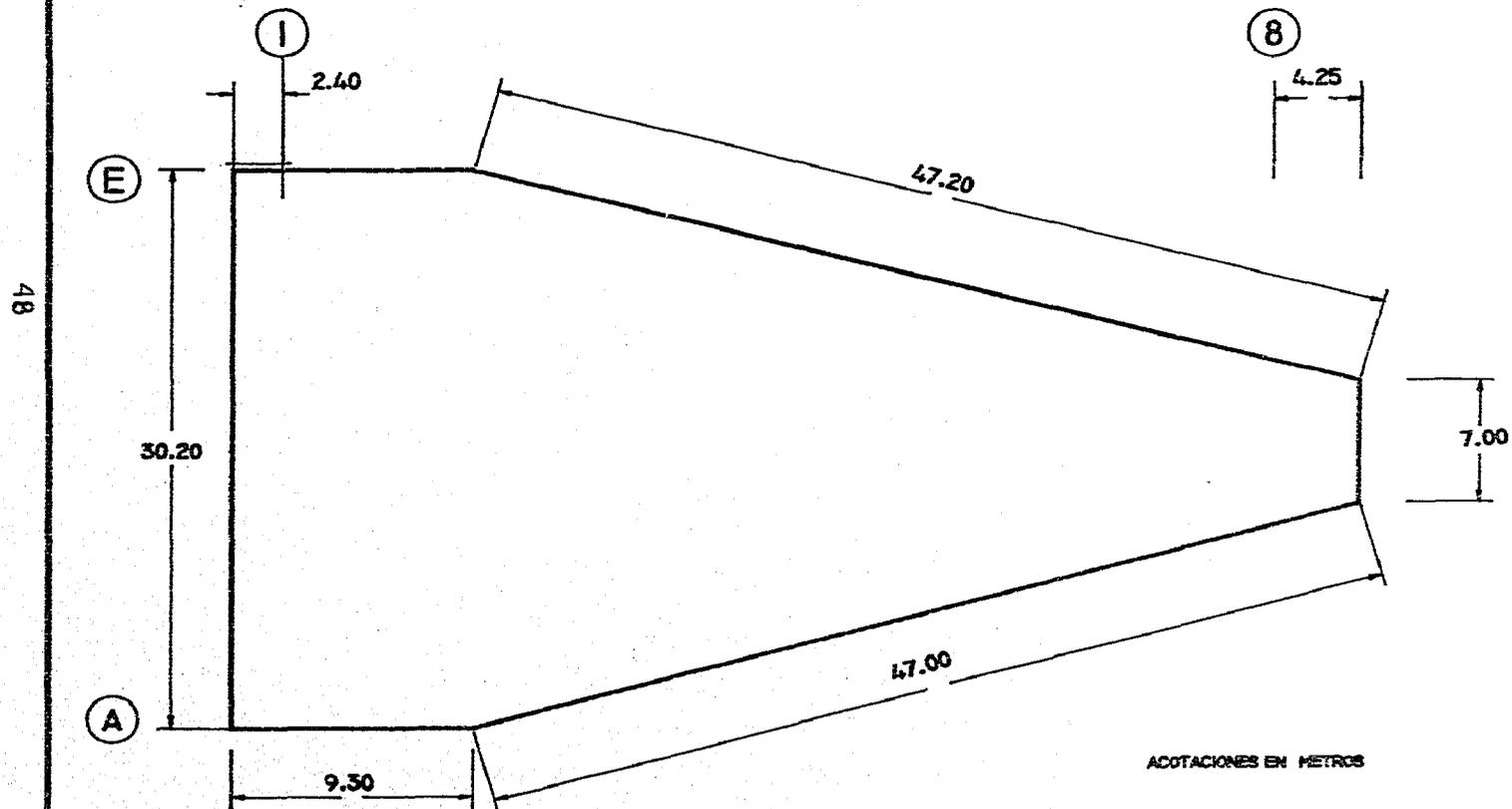
DIMENSIONES DEL CAJON DE CIMENTACION

ASENTAMIENTOS EN FILOTES DE FRICCION

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL

FIGURA No 25



ACOTACIONES EN METROS

#### IV.2.2.1 CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA DE LA LOSA

La capacidad de carga del sistema losa de cimentación-suelo se calcula considerando que los materiales del subsuelo afectados por la superficie potencial de falla son de tipo cohesivo, y aplicando el criterio de Skempton dado por la siguiente ecuación (RCDDF):

$$C1 = (cNcFR + \gamma Df) AL$$

donde:

C1 = Capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación en ton/m<sup>2</sup>.

c = Cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla en ton/m<sup>2</sup>.

Nc = Coeficiente de capacidad de carga (adimensional), dado por la siguiente ecuación:

$$Nc = 5.14 (1 + 0.25 Df/B + 0.25 B/L)$$

en que:

Df = Profundidad de desplante de la losa de cimentación en m

B = Ancho de la losa de apoyo del cajón de cimentación en m

L = Longitud de la losa de apoyo del cajón de cimentación en m.

FR = Factor de resistencia (adimensional) e igual a 0.7.

$\gamma$  = Peso volumétrico del suelo arriba del nivel de desplante en ton/m<sup>3</sup>

Df = Profundidad de desplante de la cimentación en m.

AL = Área de la losa de fondo del cajón de cimentación en m.

Considerando una cohesión de 3.5 ton/m<sup>2</sup> la capacidad de carga admisible del sistema suelo-losa de cimentación resulta de:

$$C1 = (cNcFR + \gamma Df) AL$$

$$C1 = [ c Nc FR + \gamma Df ] AL$$

$$Nc = 5.14 (1 + (0.25 \times 6/26) + (0.25 \times 26/43))$$

$$Nc = 6.21$$

$$Cl = [(3.5 \times 6.21 \times 0.7) + (1.47 \times 6)] 1129$$

$$Cl = 27135 \text{ ton}$$

o bien

$$Cl = \frac{27135}{1129}$$

$$Cl = 24 \text{ ton/m}^2$$

La capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción se obtuvo considerando que habrá 19 pilotes cuadrados de 40 cm de lado y 14 pilotes cuadrados de 30 cm de lado, distribuidos como se indica en la figura 26, con lo cual no se tiene excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción de los pilotes ( el centro de reacción de los pilotes se obtiene sumando la capacidad de carga de las líneas en que actúan los pilotes y multiplicándola respecto a un eje, y posteriormente se divide esta sumatoria entre la suma de la capacidad de carga más fricción del grupo).

#### IV.2.2.2 CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA DE LOS PILOTES

La capacidad de carga por punta de los pilotes de fricción se considera igual a la suma de capacidades individuales por punta, obtenida con la siguiente expresión (RCDDF):

$$Cp = [c Nc^* FR + Pv] Ap$$

donde:

$c$  = Cohesión del material de apoyo en ton/m<sup>2</sup>.

$Nc^*$  = Coeficiente de capacidad de carga adimensional.

$FR$  = Factor de resistencia adimensional.

$Pv$  = Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes.

$Ap$  = Área transversal del pilote en m<sup>2</sup>.

Considerando una cohesión de 3.5 ton/m<sup>2</sup> se obtiene

$$Cp = [(3.5 \times 9 \times 0.7) + 39.16] Ap = 58.1 \times Ap$$

$$Cp = [(58.1 \times .09 \times 14) + (58.1 \times .16 \times 19)]$$

pilotes de 30\*30                  pilotes de 40\*40

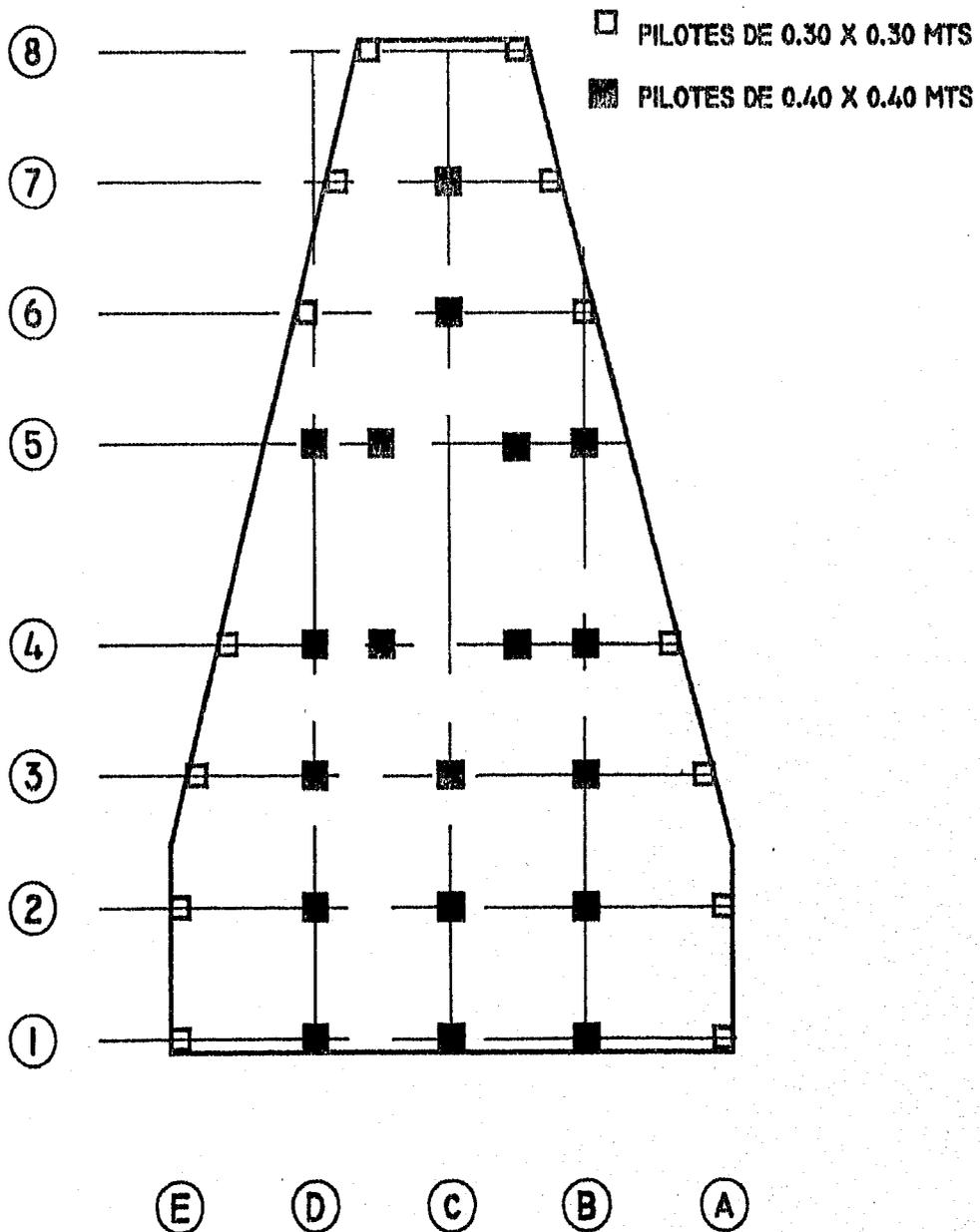
$$Cp \text{ del grupo de pilotes} = 249.8 \text{ ton.}$$

DISTRIBUCION DE PILOTES DE FRICCION

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 26



#### IV.2.2.3 CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCIÓN DE LOS PILOTES.

La práctica convencional para estimar la capacidad de carga de pilotes de fricción en arcillas del valle de México es considerar al suelo puramente cohesivo. Dependiendo del material de que está hecho el pilote, se dice que la adherencia suelo-pilote es una fracción de la resistencia no drenada del suelo, obtenida esta en ensayos de compresión simple o triaxial no consolidada no drenada (UU). Además, en función de la resistencia no drenada del suelo, se tiene un factor (variable de 0.4 a más de 1) que toma en cuenta el remoldeo y reconsolidación del suelo debidos al hincado de los pilotes. En el caso de pilotes de concreto se acepta que la adherencia es igual a la resistencia al esfuerzo cortante no drenada del suelo.

Experiencias de laboratorio y campo indican que los pilotes trabajan sin interacción cuando la separación entre ellos es mayor de 12 diámetros y la longitud de los mismos del orden de 80 diámetros o menor.

Todo lo anterior es válido para pilotes de fricción hincados ya sea sin perforación o con una perforación cuyo diámetro no exceda en 50% el diámetro o ancho del pilote. Es decir, se requiere que el pilote haya desplazado un volumen de suelo de por lo menos la mitad del suyo, por lo que es importante tomar en cuenta esta limitación constructiva.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual se determina con la siguiente expresión (RCDDF):

$$C_f = A_L f F_R$$

en la cual:

$A_L$  = Área lateral del pilote en m<sup>2</sup>.

$f$  = Adherencia lateral media pilote-suelo en ton/m<sup>2</sup>.

$F_R$  = Factor de resistencia adimensional.

Considerando una adherencia lateral de 4.3 ton/m<sup>2</sup> para pilotes de 40 x 40 y de 3.5 ton/m<sup>2</sup> para pilotes de 30 x 30, se obtiene:

$$C_f = A_L f F_R$$

$$C_f = [(1.6 \times 25 \times 4.3 \times 0.7 \times 19) + (1.2 \times 25 \times 3.5 \times 0.7 \times 14)]$$

$$C_f = 3330 \text{ ton.}$$

De donde se desprende que la capacidad de carga total de carga

del sistema de los pilotes será:

$$R = C_p + C_f$$

$$R = 249.8 + 3330$$

$$R \text{ pilotes} = 3580 \text{ ton.}$$

La capacidad de carga que se toma en cuenta por ser mayor será la del sistema suelo-losa de cimentación, cumpliéndose la desigualdad con los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \Sigma Q F_c &< R \\ 17563 \times 1.4 &< 27135 \text{ (Cap. carga de la losa)} \\ 24588 &< 27135 \end{aligned}$$

#### IV.2.3 REVISIÓN DEL ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS

La seguridad de una cimentación ante estado límite de falla en condiciones dinámicas puede verificarse a través de la siguiente desigualdad que nos proporciona el RCDDF, expresión que se aplica para cajones de cimentación:

$$F_c W_t - W_c < F_R A R q \left( 1 - \frac{(0.12 F_c a b \gamma)}{F_R C} \right)$$

En condiciones dinámicas la capacidad de carga del suelo se afecta por un factor que toma en cuenta la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, esta fuerza deberá ser mayor que la debida a las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, las literales tendrán el siguiente significado:

$F_c$  = Factor de carga adimensional e igual a 1.1.

$W_t$  = Peso total de la estructura en condiciones dinámicas en ton.

$W_c$  = Peso del suelo desplazado por la construcción del cajón de cimentación en ton.

$F_R$  = Factor de resistencia adimensional e igual a 0.70.

$A R$  = Área reducida de la losa de cimentación para tomar en cuenta el momento de volteo, para lo cual se reduce su ancho en  $2e$ , siendo:

$e$  = Excentricidad igual a  $M_s/W_t$ .

$M_s$  = Momento de volteo igual a 53033 ton-m.

$$e = \frac{53033}{16617} = 3.19 \text{ m.}$$

de donde se obtiene que el área reducida será:

$$AR = (26 - 2e) \times 43.4$$

$$AR = 851.51 \text{ m}^2$$

q1 = Capacidad de carga neta del cajón de cimentación en ton/m<sup>2</sup>,  
e igual a:

$$q1 = c Nc$$

c = Cohesión del material de apoyo igual a 3.5 ton/m<sup>2</sup>.

Nc = Factor de carga adimensional.

$$q1 = c Nc$$

$$q1 = 3.5 \times 6.21$$

$$q1 = 21.74 \text{ ton/m}^2$$

ao = Aceleración horizontal máxima del terreno, la cual según el RCDDF será igual a 0.4 para estructuras tipo B, afectado por un factor de ductilidad (Q) de 4 (el cual se obtiene según sea el tipo de estructuración propuesta, en este caso marcos de concreto).

$$ao = \frac{0.4}{4} = 0.1$$

b = Mínimo de: d, 1.2 h, 20 m (RCDDF)

en donde:

d = Ancho medio del área reducida de la losa (igual a 19.62 m).

h = Profundidad desde el desplante del cajón hasta la capa dura más próxima, igual a 29 m.

γ = Peso volumétrico medio del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad b abajo de él, igual a 1.2 ton/m<sup>3</sup>.

La desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$1.1 \times 16617 - 9949 - 0.7 \times 851.51 \times 21.74 - 1 - \frac{(0.12 \times 1.1 \times 19.62 \times 1.2)}{0.7 \times 3.5}$$

$$8329.7 \text{ ton} < 11314.53 \text{ ton}$$

Se revisó que el esfuerzo máximo aplicado al suelo en los extremos de la losa de cimentación en condiciones dinámicas, no rebase la capacidad de carga admisible del suelo. Para el momento sísmico actuante se obtuvo un esfuerzo máximo de 21.6 ton/m<sup>2</sup>, al que corresponde un factor de seguridad de 1.1 respecto a la falla por capacidad de carga, que es admisible (este valor se obtiene aplicando la fórmula de la escudaría).

#### IV.2.4 REVISIÓN DEL ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Los movimientos verticales que sufrirá la estructura respecto al terreno circundante se deberán a la recuperación de las expansiones elásticas producidas durante la construcción del cajón, y a los hundimientos provocados por la consolidación de los depósitos arcillosos debido al incremento de esfuerzos transmitidos al subsuelo.

##### IV.2.4.1 EXPANSIONES ELÁSTICAS

Para la determinación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación para alojar el cajón de cimentación, se empleo el criterio de Steinbrenner; los módulos de elasticidad fueron obtenidos a partir de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geofísicos.

Segun dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, esta dada por:

$$HD = qB ((1 - M^2) F1 + (1 - M - M^2) F2)$$

Fórmula que para un sistema de capas o estratos resulta:

$$HD = HD1 (E1 M1) + [HD2 (E2 M2) - HD1 (E2 M2)] + \dots + [HDn (En Mn) - HDn-1 (En Mn)]$$

en la cual:

q = Descarga superficial uniforme.

B = Ancho del área descargada.

F1 y F2 = Coeficientes adimensionales que dependen de D/B y L/B.

HD = Espesor del estrato considerado.

L = Longitud del área descargada.

E = Modulo de elasticidad del suelo.

M = Relación de Poisson.

Ahora bien, debido a que la cimentación tiene pilotes, el espesor efectivo que produce expansiones se determino con la siguiente expresión (RCDDF):

$$h = Df + L - hse$$

donde:

Df = Profundidad de desplante del cajón en m.

L = Longitud de los pilotes en m.

hse = Longitud en la que ocurren deslizamientos entre pilotes y suelo, dada por:

$$hse = \frac{At \Delta \sigma}{Pc}$$

siendo:

At = Área tributaria de cada pilote.

$\Delta \sigma$  = Magnitud de la descarga.

P = Perimetro de cada pilote.

c = Resistencia al corte del suelo.

El espesor efectivo que produce expansiones será:

$$hse = \frac{At \Delta \sigma}{Pc}$$

$$At = \frac{1129}{33} = 34.21 m^2$$

$$hse = \frac{34.21 \times 8.81}{1.43 \times 3.5}$$

$$h_{se} = 60.22m$$

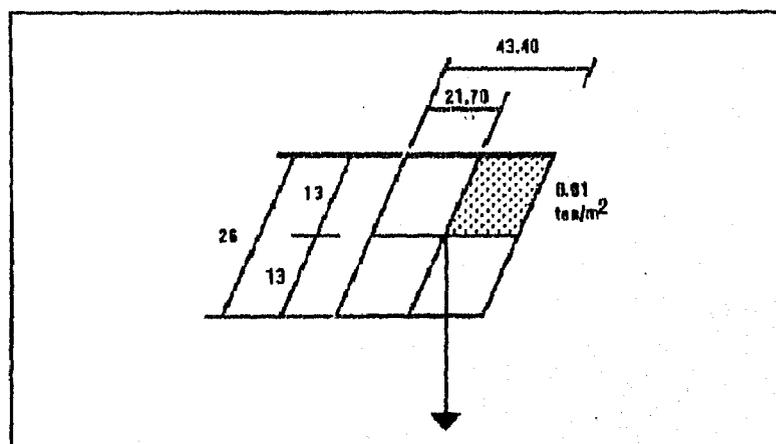
$$h = Df + L - h_{se}$$

$$h = 31 - 60.22$$

$$h = -29.22$$

Lo cual da como resultado que el espesor efectivo que produce expansiones sea todo, es decir no hay reducción.

En la figura 27 se presentan los valores del modulo de elasticidad para los estratos, así como la relación de Poisson considerados.



Segun la representación anterior tenemos que:

En el centro (  $B = 13$   $L = 21.7$  )

$$HD = \frac{8.81 (8.45)}{E} [ (1 - 0.5^2) F1 + (1 - 0.5 - 2(0.5^2)) ]$$

$$HD = \frac{74.44}{E} [ 0.75 F1 ]$$

$$HD = \frac{55.83}{E} F1$$

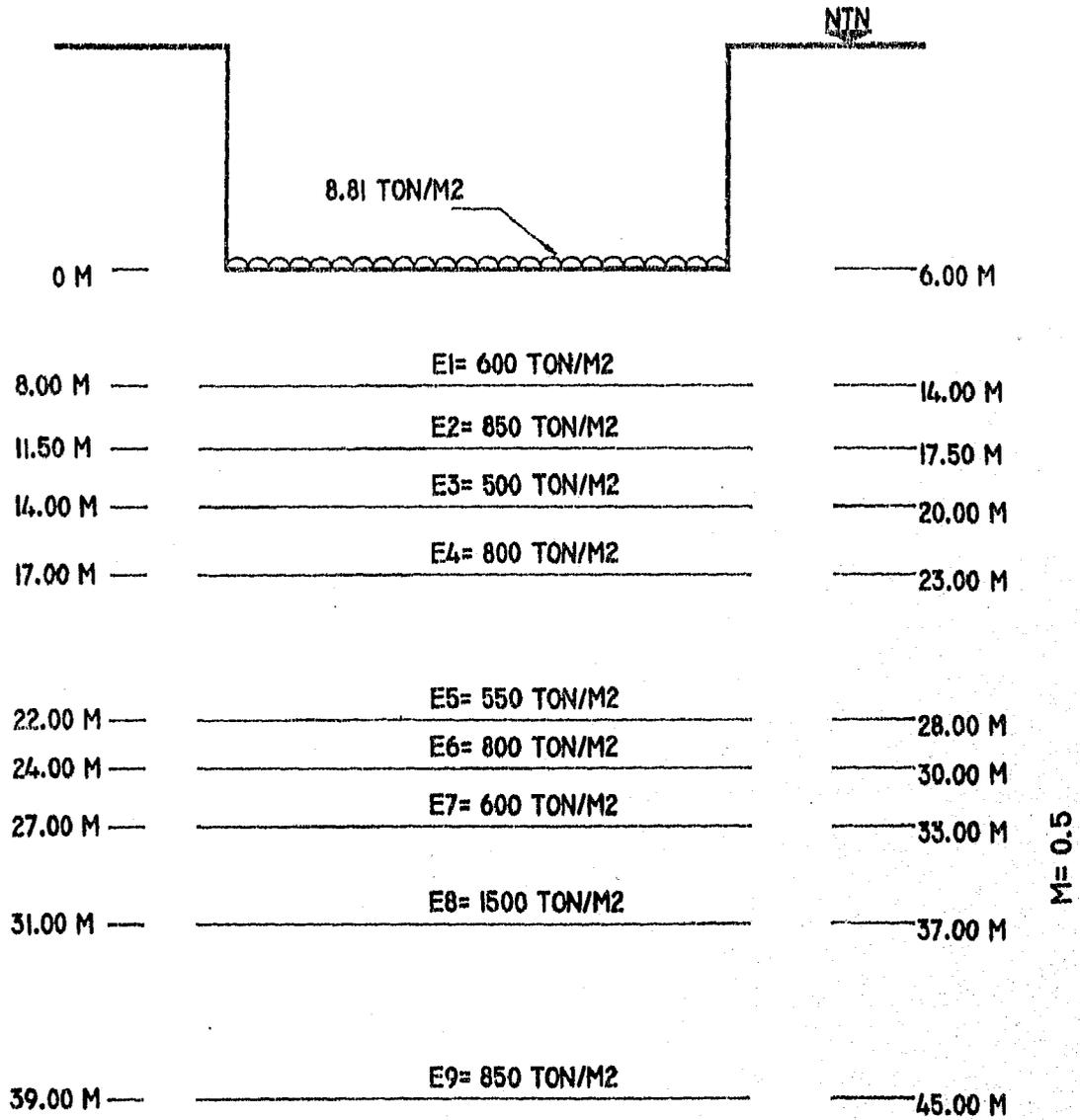
PROF (m)	Z/B	L/B	F1	E	$\Delta H$
0.0 - 8.0	0.62	1.67	0.07	600	0.0070
0.0 - 11.5	0.88	1.67	0.13	850	
0.0 - 8.0	0.62	1.67	0.07	850	0.0039
0.0 - 14.0	1.08	1.67	0.15	500	

VALORES DE E Y M PARA CALCULO DE EXPANSIONES

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCIÓN

FIGURA No 27



0.0 - 11.5	0.88	1.67	0.13	500	0.0022
0.0 - 17.0	1.31	1.67	0.20	800	
0.0 - 14.0	1.08	1.67	0.15	800	0.0035
0.0 - 22.0	1.69	1.67	0.26	550	
0.0 - 17.0	1.31	1.67	0.20	550	0.0061
0.0 - 24.0	1.85	1.67	0.28	800	
0.0 - 22.0	1.69	1.67	0.26	800	0.0014
0.0 - 27.0	2.08	1.67	0.31	600	
0.0 - 24.0	1.85	1.67	0.28	600	0.0027
0.0 - 31.0	2.38	1.67	0.37	1500	
0.0 - 27.0	2.08	1.67	0.31	1500	0.0023
0.0 - 39.0	3.00	1.67	0.38	850	
0.0 - 31.0	2.38	1.67	0.37	850	0.0007

( en el punto central A)  $\Sigma = 0.0298 \times 4 = .12 \text{ m}$

Considerando un 75% de este valor (según la experiencia local) debido a que el agua toma inicialmente el cambio de esfuerzos trabajando a tensión

$$0.12 \times 0.75 = 0.0894 \text{ m}$$

#### IV.2.4.2 ASENTAMIENTOS DIFERIDOS (APLICACION PROPIA DEL METODO)

Se calcularan para cuatro puntos del rectángulo aproximado en que se idealizó el cajón, procediendo primero a calcular los esfuerzos en los pilotes de fricción -parte medular del trabajo-, para después proceder al calculo de esfuerzos debido al cajón, y finalmente proceder al calculo de los asentamientos. En la figura 2 se indican los sitios en los que se indican los puntos A, B, C y D calculados.

#### a) DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN PILOTES DE FRICCIÓN (PUNTO A)

Los asentamientos se calcularan para la combinación de acciones permanentes mas las acciones variables con intensidad media, para lo cual se establece la siguiente metodología:

- a) Se considera como zona compresible la limitada por dos fronteras horizontales: la superior correspondiente al nivel neutro (se entiende por nivel neutro aquel a partir del cual existe fricción positiva por penetración del pilote en el subsuelo) NN, y a la inferior a la máxima profundidad a la que existan suelos compresibles.

La profundidad del nivel neutro puede determinarse mediante tanteos hasta satisfacer la igualdad:

$$Q = C_p + F \text{ NN} - P_p$$

en la cual:

Q = Carga total tomada por la cabeza de los pilotes, calculada como la diferencia entre la carga total actuante sobre el nivel de desplante (combinación de cargas vivas con intensidad media mas cargas permanentes) y la descarga de compensación.

Cp = Capacidad de carga total por punta de los pilotes.

FNN - Pp = Fricción positiva total que puede desarrollarse entre la punta de los pilotes y el NN con factor de resistencia unitario.

De este modo tenemos que:

Q = Carga considerada + W cajón + W pilotes - W compensación

Q = 12780 + (2.5x1129) + [(9.6x19) + (5.4x14)] - 9949

Q = 5912 ton.

Cp = 249.8 ton. (ver IV.2.2.2)

F NN - Pp = 5912 - 249.8

F NN - Pp = c Npp L

$$L = \frac{F \text{ NN} - Pp}{c \text{ Npp}}$$
$$L = \frac{5662.2}{(4.0 \times 19 \times 1.6) + (3.5 \times 14 \times 1.2)}$$

L = 31.16 m.

NN = N punta del pilote - L

NN = 31 - 31.16

NN = - 0.16 m.

Por lo que el nivel neutro esta en la cabeza de los pilotes y la zona compresible se considera a partir de 6 m de profundidad (ya que el signo negativo indica que la zona compresible es toda, no hay reducción).

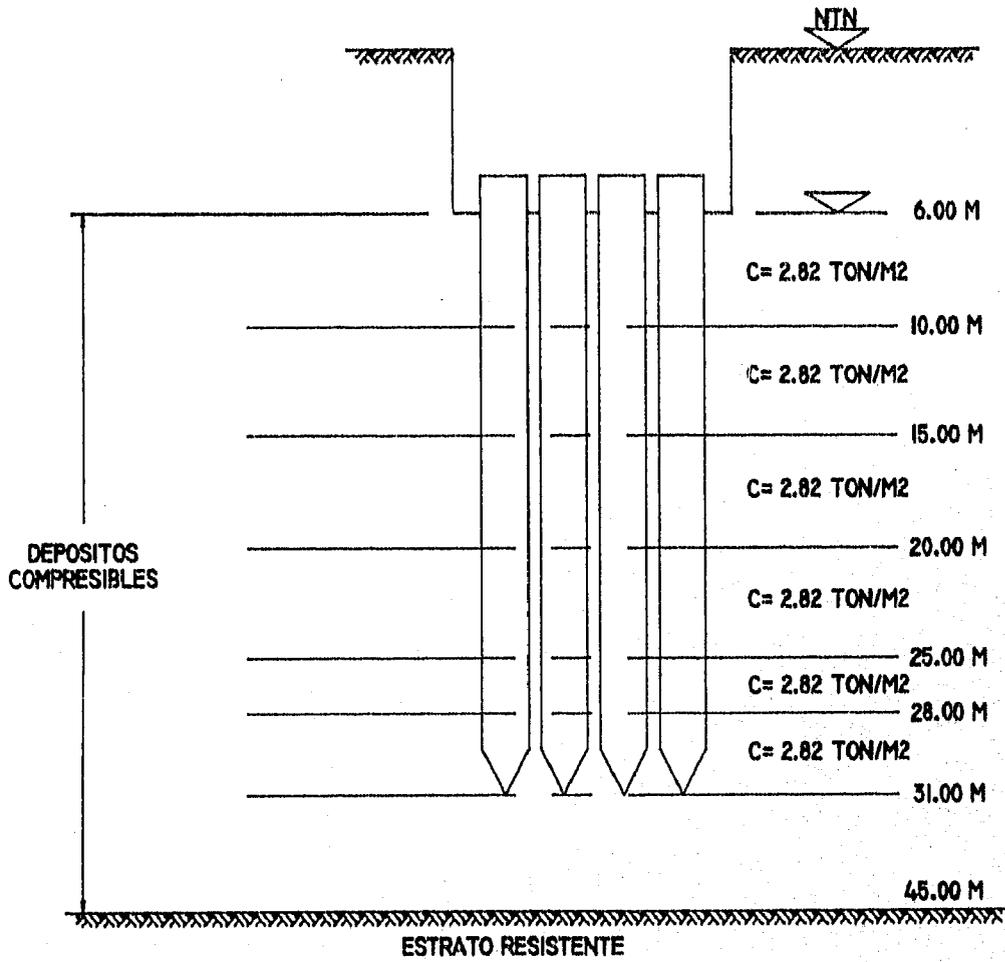
Se calcula la distribución de esfuerzos en los tramos en los que se dividió la longitud de los pilotes (ver figura 28).

CONDICIONES DEL  
SUBSUELO

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 28



ACOTACIONES EN METROS

CALCULO DE INCREMENTOS VERTICALES

TRAMO	PROF (M)	Zm	L	Adh	F	F / A	Z/r	I	AP	Ad
1	6.0-10.0	8	4	2.82	532.4	0.472	0.42	0.87	0.411	0.061
2	10.0-15.0	12.5	5	2.82	666.0	0.590	0.66	0.80	0.472	0.118
3	15.0-20.0	17.5	5	2.82	666.0	0.590	0.92	0.73	0.431	0.159
4	20.0-25.0	22.5	5	2.82	666.0	0.590	1.19	0.67	0.395	0.195
5	25.0-28.0	26.5	3	2.82	399.3	0.354	1.40	0.64	0.227	0.127
6	28.0-31.0	29.5	3	2.82	399.3	0.354	1.56	0.62	0.219	0.134
PUNTA	31.0	31.0			249.8	0.221	1.64	0.61	0.134	0.086

En donde:

$$\text{Adh media} = 2.82 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Per medio} = [(19 \times 1.6) + (14 \times 1.2)] / 33$$

$$A = \text{Área piloteada} = 1129 \text{ m}^2 \quad \text{Per medio} = 1.43 \text{ m}$$

$$\text{Área} = \pi \times r^2 \quad F = \text{Adhm} \times L \times \text{Pm} \times \#\text{pilotes}$$

$$r = (A/\pi)^{1/2} \quad F = 2.82 \times 4 \times 1.43 \times 33$$

$$r = (1129/\pi)^{1/2} \quad F = 532.4 \text{ ton.}$$

$$r = 18.96 \text{ m} \quad I \text{ valor obtenido de la tabla 1 (figura 2)}$$

$$\Delta P = \frac{F}{A} \times I \quad \Delta d = \frac{F}{A} \times (1 - I)$$

NOTA IMPORTANTE

Los incrementos de esfuerzos verticales (tabla anterior) serán los mismos para todos los puntos calculados, por lo que no se considera necesario calcularlos nuevamente.

CALCULO DE ESFUERZOS VERTICALES

Coordenadas del punto A: x = 21.7 y = 13.0

TRAMO	Zm	CARGA	Z	Z'	X/Z'	Y/Z'	Wo	$\sigma_v = 4xWxWo$
1	8	-0.061	6	2	10.85	6.50	0.250	-0.061
			10	2	10.85	6.50	0.250	+0.411
		+0.411	15	7	3.10	1.86	0.236	+0.388
			20	12	1.81	1.08	0.198	+0.325
			30	22	0.99	0.59	0.136	+0.224
			40	32	0.68	0.41	0.088	+0.145

			45	37	0.59	0.35	0.073	+0.120	
2	12.5	-0.018	10	2.5	8.68	5.20	0.249	-0.118	
			6	6.5	3.34	2.00	0.239	-0.113	
		+0.472	15	2.5	8.68	5.20	0.249	+0.470	
			20	7.5	2.89	1.73	0.234	+0.442	
			30	17.5	1.24	0.74	0.163	+0.308	
			40	27.5	0.79	0.47	0.106	+0.200	
			45	32.5	0.67	0.40	0.087	+0.164	
3	17.5	-0.159	15	2.5	8.68	5.20	0.249	-0.158	
			10	7.5	2.89	1.73	0.234	-0.149	
			6	11.5	1.89	1.13	0.206	-0.131	
		+0.431	20	2.5	8.68	5.20	0.249	+0.429	
			30	12.5	1.74	1.04	0.199	+0.343	
			40	22.5	0.96	0.58	0.137	+0.236	
			45	27.5	0.79	0.47	0.107	+0.184	
4	22.5	-0.195	20	2.5	8.68	5.20	0.249	-0.194	
			15	7.5	2.89	1.73	0.234	-0.183	
			10	12.5	1.74	1.04	0.199	-0.155	
			6	16.5	1.32	0.79	0.168	-0.131	
		+0.395	30	7.5	2.89	1.73	0.234	+0.370	
			40	17.5	1.24	0.74	0.162	+0.256	
			45	22.5	0.96	0.58	0.137	+0.216	
5	26.5	-0.127	20	6.5	3.34	2.00	0.239	-0.121	
			15	11.5	1.89	1.13	0.206	-0.105	
			10	16.5	1.32	0.79	0.168	-0.085	
			6	20.5	1.06	0.63	0.143	-0.073	
		+0.227	30	3.5	6.20	3.71	0.248	+0.225	
			40	13.5	1.61	0.96	0.191	+0.173	
			45	18.5	1.17	0.70	0.155	+0.141	
6	29.5	-0.134	20	9.5	2.28	1.37	0.222	-0.119	
			15	14.5	1.50	0.90	0.185	-0.099	
			10	19.5	1.11	0.67	0.151	-0.081	
			6	23.5	0.92	0.55	0.126	-0.068	
		+0.219	30	0.5	43.40	26.00	0.250	+0.219	
			40	10.5	2.07	1.24	0.214	+0.187	
			45	15.5	1.40	0.84	0.177	+0.155	
PUNTA	31.0	-0.086	30	1.0	23.70	13.00	0.250	-0.086	
			20	11.0	1.97	1.18	0.211	-0.073	
			15	16.0	1.36	0.81	0.170	-0.058	
			10	21.0	1.03	0.62	0.141	-0.049	
			6	25.0	0.87	0.52	0.117	-0.040	
		+0.134	40	9.0	2.41	1.44	0.224	+0.120	
			45	14.0	1.55	0.93	0.188	+0.101	

La distribución de los esfuerzos verticales en los pilotes a las distintas profundidades resultan de:

PROFUNDIDAD (m)	$\sigma_v$
* 6	-0.617
10	-0.226
15	+0.255
20	+0.689
30	+1.603
40	+1.317
45	+1.081

\* Como por ejemplo, la suma de esfuerzos a 6 m es:

- 0.061
- 0.113
- 0.131
- 0.131
- 0.073
- 0.068
- 0.040
<u>- 0.617</u>

b) DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN (PUNTO A)

$$W = W_{\text{cim}} - (C_p + C_f) - W_{\text{comp}}$$

$$W = 15861 - 3580 - 9949$$

$$W = 2332 \text{ ton}$$

$$W = \frac{2332}{1129} = 2.06 \text{ ton/m}^2$$

PROF (m)	$m = x/z$	$n = y/z$	$W_o$	$\sigma_v = 4xWxW_o$
6	3.62	2.17	0.242	1.994
10	2.17	1.30	0.218	1.796
15	1.45	0.87	0.182	1.500
20	1.09	0.65	0.147	1.211
30	0.72	0.43	0.096	0.791
40	0.54	0.33	0.064	0.527
45	0.48	0.29	0.053	0.437

La distribución de esfuerzos verticales en la losa, pilotes y totales (sumando los dos anteriores) se muestran en la figura 29.

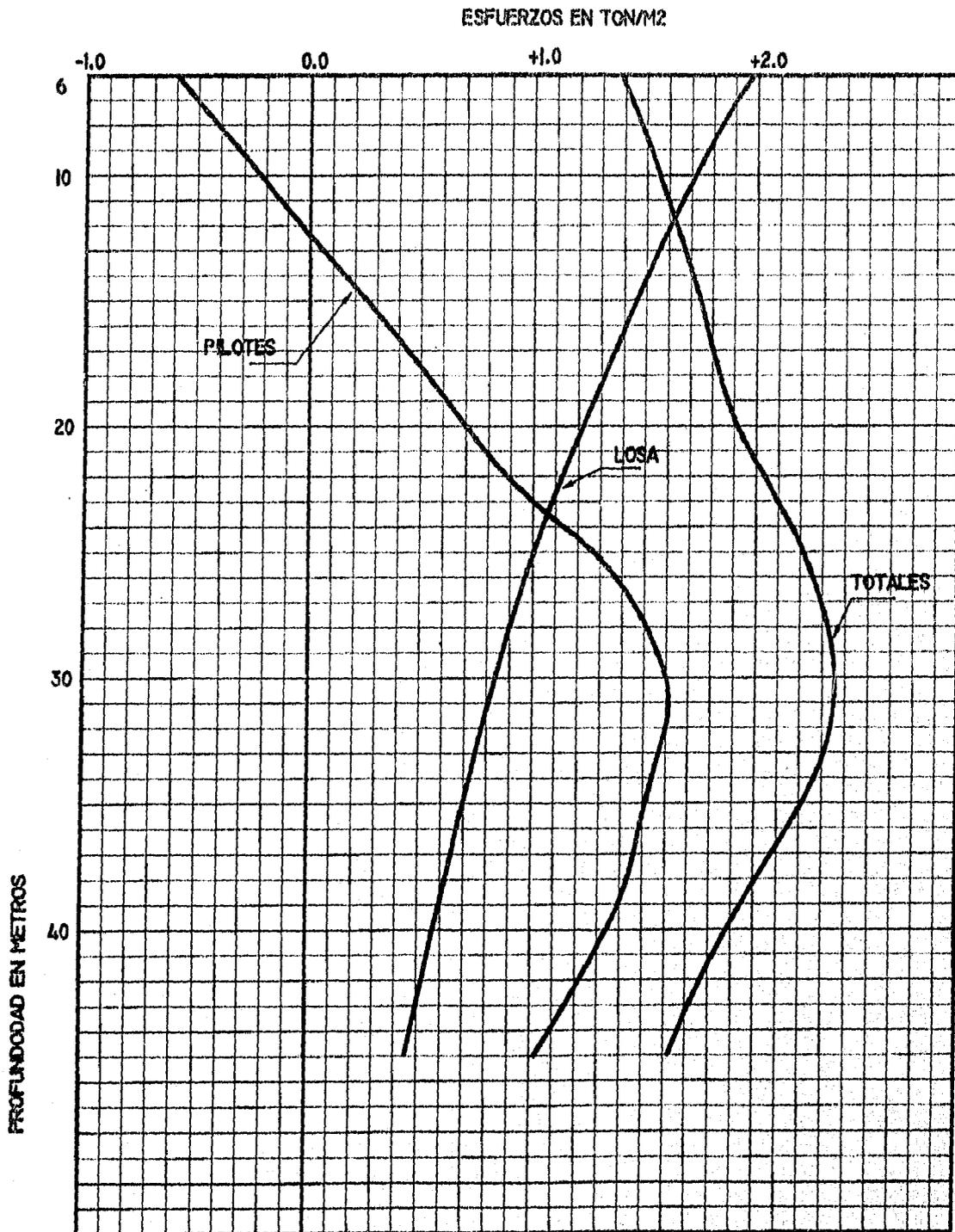
Los esfuerzos totales obtenidos de la figura 29 se incrementan a los esfuerzos iniciales del suelo y se obtienen los asentamientos aplicando la teoría de consolidación de Terzaghi.

ESFUERZOS VERTICALES PUNTO A (TON/M2)

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

UNAM  
ENEP ACAYLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 29



La estratigrafía se propone en base a los contenidos de agua de las muestras obtenidas (figuras 5 y 6), pues hay que recordar que la compresibilidad es directamente proporcional a la cantidad de agua que cada estrato contenga. En la figura 29 B se muestra la estratigrafía propuesta.

c) CALCULO DE ASENTAMIENTOS (PUNTO A)

PROF (m)	eo	Po	P	Pf	Pc	Cs	Cc	H	Δ H
6.0- 8.6	8.10	5.21	1.45	6.66	8.80	.46	6.7	2.6	0.0140
8.6- 9.0	1.30	5.58	1.52	7.10	8.80	.017	0.12	0.4	0.0004
9.0-12.0	6.44	5.97	1.59	7.56	8.90	.35	5.30	3.0	4.0145
12.0-14.0	5.75	6.64	1.67	8.31	9.20	.30	4.50	2.0	0.0087
14.0-17.2	4.50	7.60	1.74	9.34	9.80	.22	3.20	3.2	0.0115
17.2-20.2	7.88	9.00	1.85	10.85	10.80	.46	6.70	3.0	0.0212
20.2-21.0	2.25	10.00	1.95	11.95	11.80	.08	1.00	0.8	0.0033
21.0-23.0	8.00	10.85	2.06	12.91	12.60	.30	4.50	2.0	0.0155
23.0-27.0	7.30	12.90	2.20	15.10	14.80	.43	6.30	4.0	0.0528
27.0-28.0	5.80	14.70	2.31	17.01	16.70	.30	4.50	1.0	0.0087
28.0-29.0	1.28	15.60	2.33	17.93	17.75	.017	0.12	1.0	0.0009
29.0-30.0	4.65	16.55	2.36	18.91	18.45	.23	3.30	1.00	0.0087
30.0-33.0	6.90	18.50	2.34	20.84	20.80	.40	5.70	3.0	0.0013
33.0-35.0	4.25	21.20	2.23	23.43	23.50	.20	2.70	2.0	0.0033
35.0-37.5	1.80	23.95	2.11	26.06	26.15	.05	0.80	2.5	0.0017
37.5-41.3	3.92	28.10	1.92	30.02	30.75	.17	2.20	3.80	0.0038
42.2-45.0	3.40	33.80	1.64	35.44	36.45	.15	2.00	2.80	0.0020

\*Los valores del incremento de los esfuerzos se obtienen de la figura 29.

$$\Sigma = 0.1823 M$$

$$\Delta H = \frac{Cs}{1 + eo} H \log \frac{Pf}{Po} \quad (\text{PRECONSOLIDADO})$$

$$\Delta H = \frac{Cs}{1 + eo} H \log \frac{Pf}{Po} \quad (\text{NORMALMENTE CONSOLIDADO})$$

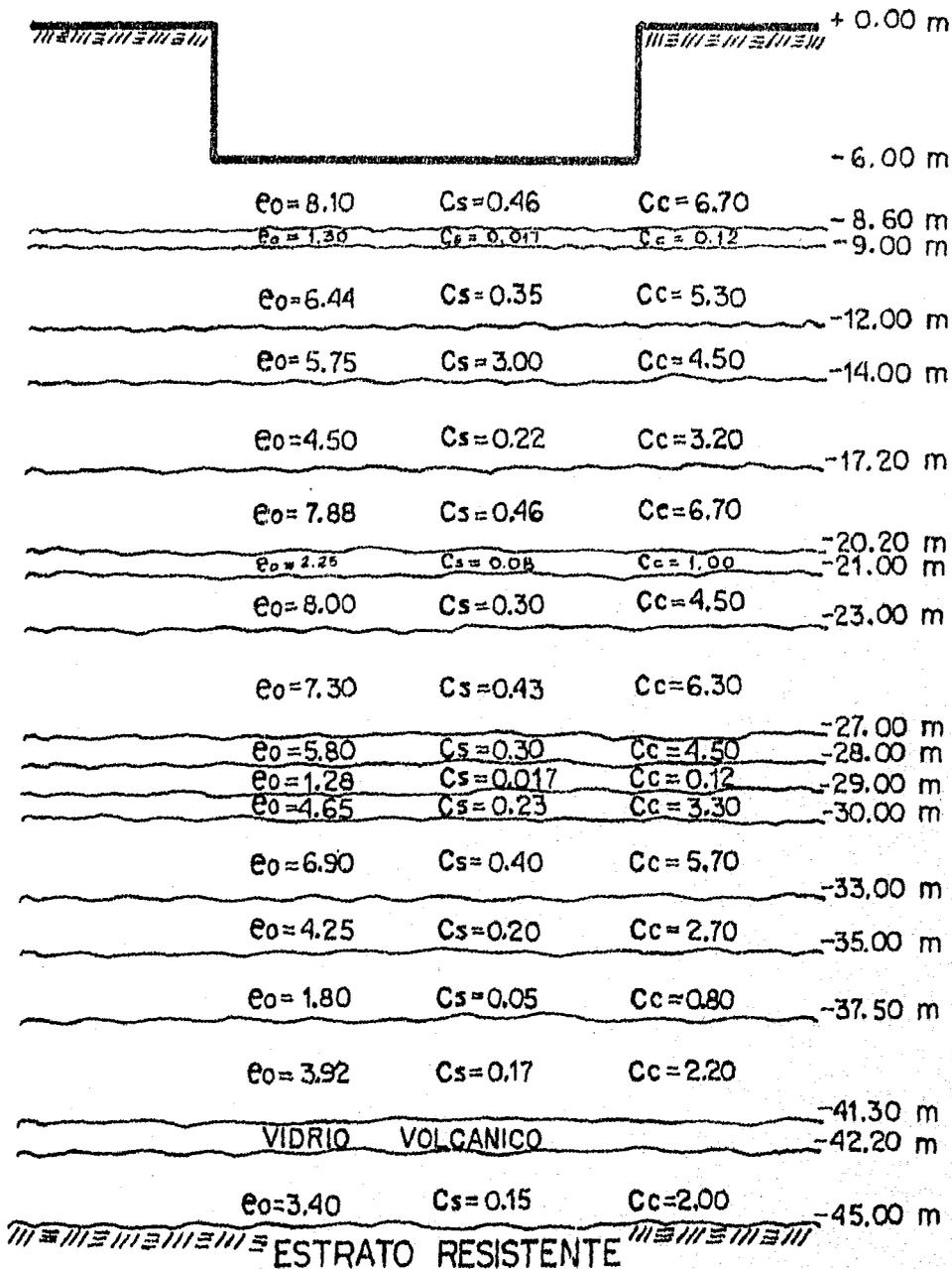
ESTRATIGRAFIA PARA ASENTAMIENTOS

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUST.

UNAM

ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No29B



Para los estratos donde la presión de preconsolidación sea mayor que la presión final se utilizara la expresión "preconsolidado", en caso contrario se utilizara la "normalmente consolidado".

Para los puntos B, C y D se procede de manera similar.

a) CALCULO DE INCREMENTOS VERTICALES (PUNTO B)

Coordenadas del punto B:  $x = 21.70$   $y = 26.00$

TRAMO	Zm	CARGA	Z	Z'	X/Z'	Y/Z'	Wo	$\sigma_v = 2xWxWo$
1	8	-0.061 +0.411	6	2	10.85	13.00	0.250	-0.031
			10	2	10.85	13.00	0.250	+0.206
			15	7	3.10	3.71	0.246	+0.202
			20	12	1.81	2.17	0.233	+0.192
			30	22	0.99	1.18	0.184	+0.151
			40	32	0.68	0.81	0.138	+0.113
			45	37	0.59	0.70	0.117	+0.096
2	12.5	-0.118 +0.472	10	2.5	8.68	10.40	0.250	-0.059
			6	6.5	3.34	4.00	0.247	-0.058
			15	2.5	8.68	10.40	0.250	+0.236
			20	7.5	2.89	3.47	0.244	+0.230
			30	17.5	1.24	1.49	0.207	+0.195
			40	27.5	0.79	0.95	0.158	+0.149
			45	32.5	0.67	0.80	0.136	+0.128
3	17.5	-0.159 +0.431	15	2.5	8.68	10.40	0.250	-0.080
			10	7.5	2.89	3.47	0.244	-0.078
			6	11.5	1.89	2.26	0.236	-0.075
			20	2.5	8.68	10.40	0.250	+0.216
			30	12.5	1.74	2.08	0.231	+0.199
			40	22.5	0.96	1.16	0.182	+0.157
			45	27.5	0.79	0.95	0.158	+0.136
4	22.5	-0.195	20	2.5	8.68	10.40	0.250	-0.098
			15	7.5	2.89	3.47	0.244	-0.095
			10	12.5	1.74	2.08	0.231	-0.090
			6	16.5	1.32	1.58	0.209	-0.082
			30	7.5	2.89	3.47	0.244	+0.193
			40	17.5	1.24	1.49	0.207	+0.164
			45	22.5	0.96	1.16	0.182	+0.144
5	26.5	-0.127 +0.227	20	6.5	3.34	4.00	0.247	-0.063
			15	11.5	1.89	2.26	0.236	-0.060
			10	16.5	1.32	1.58	0.209	-0.053
			6	20.5	1.06	1.27	0.192	-0.049
			30	3.5	6.20	7.43	0.248	+0.113
			40	13.5	1.61	1.93	0.229	+0.104
			45	18.5	1.17	1.41	0.204	+0.093

6	29.5	-0.134	20	9.5	2.28	2.74	0.240	-0.064			
			15	14.5	1.50	1.79	0.219	-0.059			
			10	19.5	1.11	1.33	0.198	-0.059			
			6	23.5	0.92	1.11	0.177	-0.047			
			30	0.5	43.40	52.00	0.250	+0.110			
			40	10.5	2.07	2.48	0.237	+0.104			
			45	15.5	1.40	1.68	0.215	+0.094			
			PUNTA	31.0	-0.073	30	1.0	21.70	26.00	0.250	-0.037
						20	11.0	1.97	2.36	0.236	-0.034
						15	16.0	1.36	1.63	0.213	-0.031
10	21.0	1.03				1.24	0.192	-0.028			
6	25.0	0.87				1.04	0.171	-0.025			
40	9.0	2.41				2.89	0.241	+0.055			
45	14.0	1.55				1.86	0.222	+0.051			

PROFUNDIDAD (m)

$\sigma_v$

6	-0.367
10	-0.155
15	+0.113
20	+0.379
30	+0.924
40	+0.846
45	+0.724

b) DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN (PUNTO B)

$$W = W_{cim} - (C_p + C_f) - W_{comp}$$

$$W = 15861 - 3580 - 9949$$

$$W = 2332 \text{ ton}$$

$$W = 2332$$

$$1129$$

$$W = 2.06 \text{ ton/m}^2$$

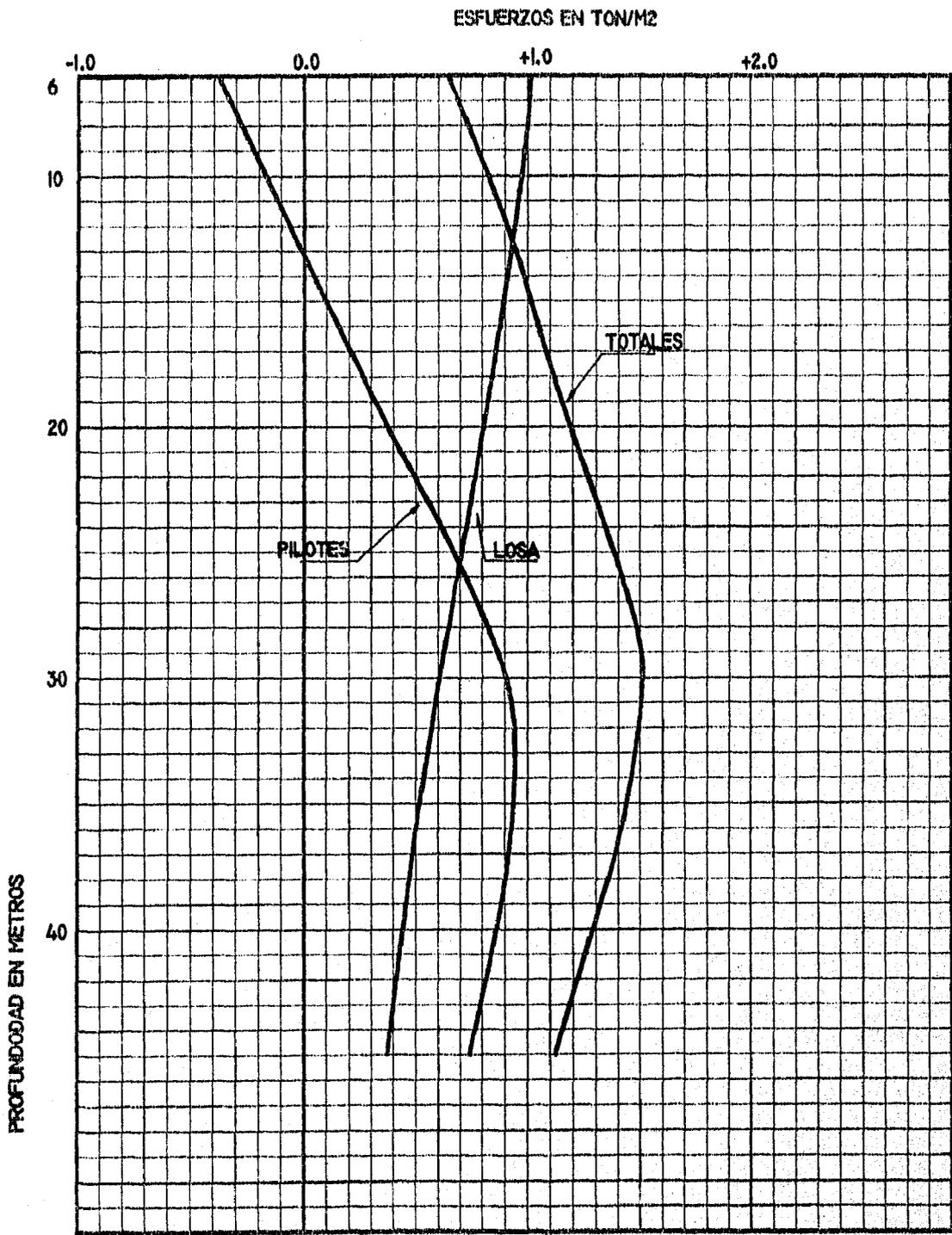
PROF (m)	$m = x/z$	$n = y/z$	$W_o$	$\sigma_v = 2xWxW_o$
6	3.62	4.33	0.246	1.014
10	2.17	2.60	0.239	0.985
15	1.45	1.73	0.216	0.890
20	1.09	1.30	0.194	0.799
30	0.72	0.87	0.146	0.602
40	0.54	0.65	0.106	0.437
45	0.48	0.58	0.092	0.379

ESFUERZOS VERTICALES PUNTO B (TON/M2)

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 30



c) CALCULO DE ASENTAMIENTOS (PUNTO B)

PROF (m)	eo	Po	P	Pf	Pc	Cs	Cc	H	Δ H
6.0- 8.6	8.10	5.21	0.71	5.92	8.80	.46	6.70	2.6	0.0073
8.6- 9.0	1.30	5.58	0.76	6.34	8.80	.017	0.12	0.4	0.0002
9.0-12.0	6.44	5.97	0.85	6.82	8.90	.35	5.30	3.0	0.0082
12.0-14.0	5.75	6.64	0.96	7.60	9.20	.30	4.50	2.0	0.0052
14.0-17.2	4.50	7.60	1.04	8.64	9.80	.22	3.20	3.2	0.0071
17.2-20.2	7.88	9.00	1.14	10.14	10.80	.46	6.70	3.0	0.0080
20.2-21.0	2.25	10.00	1.22	11.22	11.80	.08	1.00	0.8	0.0010
21.0-23.0	8.00	10.85	1.28	12.13	12.60	.30	4.50	2.0	0.0032
23.0-27.0	7.30	12.90	1.39	14.29	14.80	.43	6.30	4.0	0.0092
27.0-28.0	5.80	14.70	1.48	16.18	16.70	.30	4.50	1.0	0.0018
28.0-29.0	1.28	15.60	1.51	17.11	17.75	.017	0.12	1.0	0.0003
29.0-30.0	4.65	16.55	1.52	18.07	18.45	.23	3.30	1.0	0.0016
30.0-33.0	6.90	18.50	1.51	20.01	20.80	.40	5.70	3.0	0.0052
33.0-35.0	4.25	21.20	1.46	22.66	23.50	.20	2.70	2.0	0.0022
35.0-37.5	1.80	23.95	1.40	25.35	26.15	.05	0.80	2.5	0.0011
37.5-41.3	3.92	28.10	1.31	29.41	30.75	.17	2.20	3.8	0.0026
41.3-45.0	3.40	33.80	1.18	34.98	36.45	.15	2.00	2.8	0.0014

\*Los valores del incremento de los esfuerzos se obtienen de la figura 30.

$$E = 0.0656 M$$

$$\Delta H = \frac{Cs}{1 + eo} H \log \frac{Pf}{Po} \quad (\text{PRECONSOLIDADO})$$

$$\Delta H = \frac{Cs}{1 + eo} H \log \frac{Pf}{Po} \quad (\text{NORMALMENTE CONSOLIDADO})$$

a) CALCULO DE INCREMENTOS VERTICALES (PUNTO C)

Coordenadas del punto C:  $x = 43.40$      $y = 26.00$

TRAMO	Zm	CARGA	Z	Z'	X/Z'	Y/Z'	W <sub>0</sub>	Q <sub>v</sub> = WxW <sub>0</sub>
1	8	-0.061	6	2	21.70	13.00	0.250	-0.015
			10	2	21.70	13.00	0.250	+0.103
		+0.411	15	7	6.20	3.71	0.248	+0.102
			20	12	3.62	2.17	0.241	+0.099
			30	22	1.97	1.18	0.211	+0.087
			40	32	1.36	0.81	0.173	+0.071
			45	37	1.17	0.70	0.157	+0.065
2	12.5	-0.118	10	2.5	17.36	10.40	0.250	-0.030
			6	6.5	6.68	4.00	0.249	-0.029
		+0.472	15	2.5	17.36	10.40	0.250	+0.118
			20	7.5	5.79	3.47	0.248	+0.117
			30	17.5	2.48	1.49	0.226	+0.107
			40	27.5	1.58	0.95	0.190	+0.090
			45	32.5	1.34	0.80	0.173	+0.082
3	17.5	-0.159	15	2.5	17.36	10.40	0.250	-0.040
			10	7.5	5.79	3.47	0.248	-0.039
		+0.431	6	11.5	3.77	2.26	0.243	-0.039
			20	2.5	17.36	10.40	0.250	+0.108
			30	12.5	3.47	2.08	0.240	+0.103
			40	22.5	1.93	1.16	0.208	+0.090
			45	27.5	1.58	0.95	0.191	+0.082
4	22.5	-0.195	20	2.5	17.36	10.40	0.250	-0.049
			15	7.5	5.79	3.47	0.248	-0.048
			10	12.5	3.47	2.08	0.240	-0.047
		+0.395	6	16.5	2.63	1.58	0.229	-0.045
			30	7.5	5.79	3.47	0.248	+0.098
			40	17.5	2.48	1.49	0.226	+0.089
			45	22.5	1.93	1.16	0.208	+0.082
5	26.5	-0.127	20	6.5	6.68	4.00	0.249	-0.032
			15	11.5	3.77	2.26	0.242	-0.031
			10	16.5	2.62	1.58	0.229	-0.029
		+0.227	6	20.5	2.12	1.27	0.216	-0.027
			30	3.5	12.40	7.43	0.250	+0.057
			40	13.5	3.21	1.93	0.237	+0.054
			45	18.5	2.35	1.41	0.223	+0.051
6	29.5	-0.134	20	9.5	4.57	2.74	0.247	-0.033
			15	14.5	2.99	1.79	0.234	-0.031
			10	19.5	2.23	1.33	0.218	-0.029
		+0.219	6	23.5	1.85	1.11	0.206	-0.028
			30	0.5	86.80	52.00	0.251	+0.055
			40	10.5	4.13	2.48	0.243	+0.053

			45	15.5	2.80	1.68	0.232	+0.051
PUNTA	31.0	-0.073	30	1.0	43.40	26.00	0.251	-0.018
			20	11.0	3.95	2.36	0.242	-0.018
			15	16.0	2.71	1.63	0.231	-0.017
			10	21.0	2.07	1.24	0.215	-0.016
			6	25.0	1.74	1.04	0.199	-0.015
		+0.115	40	9.0	4.82	2.89	0.246	+0.028
			45	14.0	3.10	1.86	0.237	+0.027

PROFUNDIDAD (m)	$\sigma_v$
6	-0.198
10	-0.087
15	+0.053
20	+0.192
30	+0.489
40	+0.475
45	+0.440

b) DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN (PUNTO C)

$$W = W_{cim} - (C_p + C_f) - W_{comp}$$

$$W = 15861 - 3580 - 9949$$

$$W = 2332 \text{ ton}$$

$$W = 2332$$

$$\frac{1129}{}$$

$$W = 2.06 \text{ ton/m}^2$$

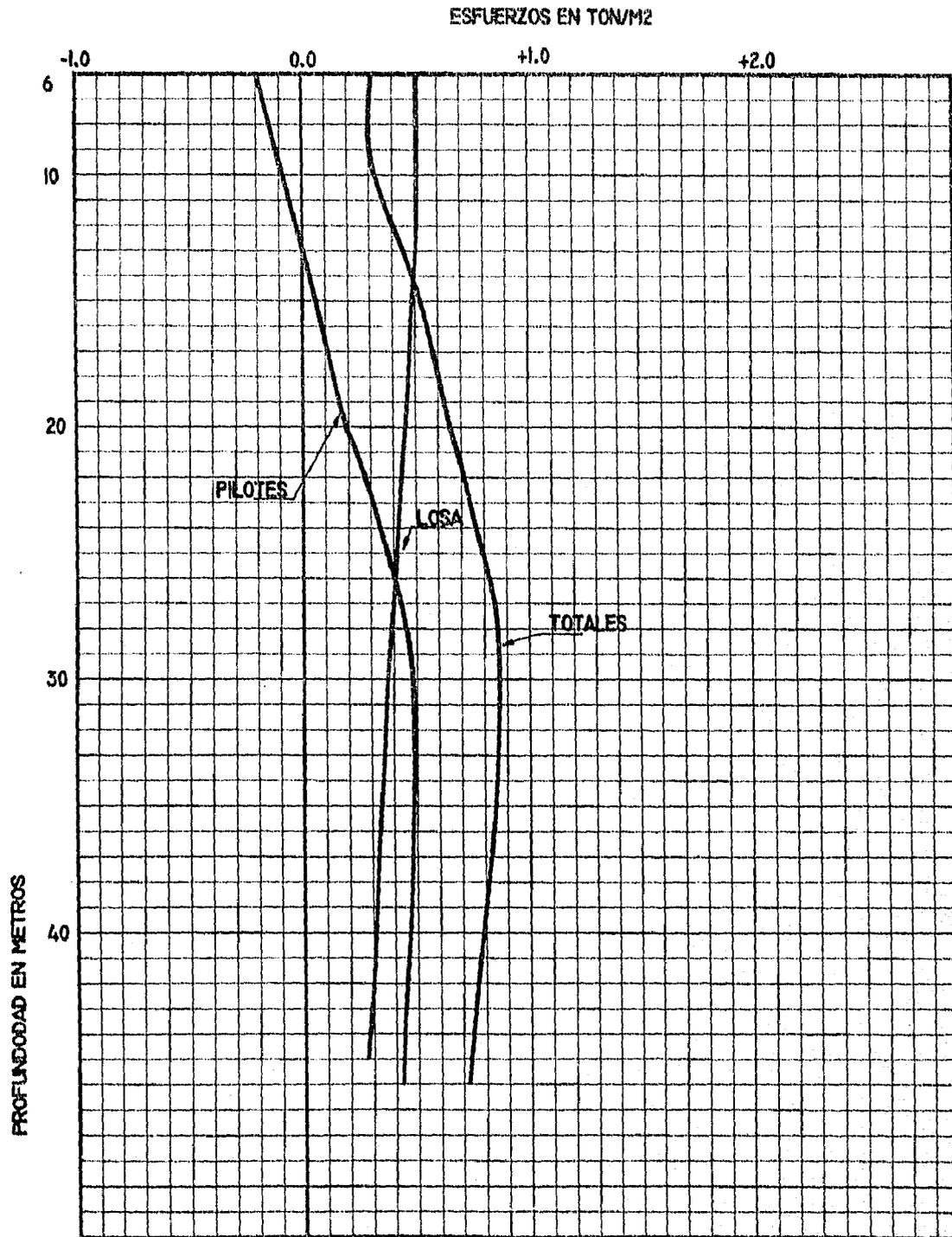
PROF (m)	$m = x/z$	$n = y/z$	$W_o$	$\sigma_v = WxW_o$
6	7.23	4.33	0.248	0.511
10	4.34	2.60	0.244	0.503
15	2.89	1.73	0.233	0.480
20	2.17	1.30	0.219	0.451
30	1.45	0.87	0.181	0.373
40	1.09	0.65	0.149	0.307
45	0.96	0.58	0.134	0.276

ESFUERZOS VERTICALES PUNTO C (TON/M<sup>2</sup>)

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 31



c) CALCULO DE ASENTAMIENTOS (PUNTO C)

PROF (m)	eo	Po	P	Pf	Pc	Cs	Cc	H	Δ H
6.0- 8.6	8.10	5.21	0.35	5.56	8.80	.46	6.70	2.6	0.0037
8.6- 9.0	1.30	5.58	0.40	5.98	8.80	.017	0.12	0.4	0.0001
9.0-12.0	6.44	5.97	0.45	6.42	8.90	.35	5.30	3.0	0.0045
12.0-14.0	5.75	6.64	0.50	7.14	9.20	.30	4.50	2.0	0.0028
14.0-17.2	4.50	7.60	0.56	8.16	9.80	.22	3.20	3.2	0.0040
17.2-20.2	7.88	9.00	0.63	9.63	10.80	.46	6.70	3.0	0.0046
20.2-21.0	2.25	10.00	0.64	10.64	11.80	.08	1.00	0.8	0.0005
21.0-23.0	8.00	10.85	0.71	11.56	12.60	.30	4.50	2.0	0.0018
23.0-27.0	7.30	12.90	0.77	13.67	14.80	.43	6.30	4.0	0.0052
27.0-28.0	5.80	14.70	0.84	15.54	16.70	.30	4.50	1.0	0.0011
28.0-29.0	1.28	15.60	0.85	16.45	17.75	.017	0.12	1.0	0.0002
29.0-30.0	4.65	16.55	0.86	17.41	18.45	.23	3.30	1.0	0.0009
30.0-33.0	6.90	18.50	0.85	19.35	20.80	.40	5.70	3.0	0.0030
33.0-35.0	4.25	21.20	0.83	22.03	23.50	.20	2.70	2.0	0.0013
35.0-37.5	1.80	23.95	0.82	24.77	26.15	.05	0.80	2.5	0.0007
37.5-41.3	3.92	28.10	0.78	28.88	30.75	.17	2.20	3.8	0.0016
41.3-45.0	3.40	33.80	0.73	34.53	36.45	.15	2.00	2.8	0.0009

\*Los valores del incremento de los esfuerzos se obtienen de la figura 31.

$$\Sigma = 0.0369 \text{ M}$$

$$\Delta H = \frac{Cs}{1 + eo} H \log \frac{Pf}{Po} \quad (\text{PRECONSOLIDADO})$$

$$\Delta H = \frac{Cs}{1 + eo} H \log \frac{Pf}{Po} \quad (\text{NORMALMENTE CONSOLIDADO})$$

a) CALCULO DE INCREMENTOS VERTICALES (PUNTO D)

Coordenadas del punto D:  $x = 43.4$   $y = 13.0$

TRAMO	Zm	CARGA	Z	Z'	X/Z'	Y/Z'	Wo	$\Delta v = 2xWxWo$
1	8	-0.061	6	2	21.70	6.50	0.250	-0.031
			10	2	21.70	6.50	0.250	+0.206
		+0.472	15	7	6.20	1.86	0.237	+0.195
			20	12	3.62	1.08	0.211	+0.173
			30	22	1.97	0.59	0.152	+0.125
			40	32	1.36	0.41	0.110	+0.090
			45	37	1.17	0.35	0.095	+0.078
2	12.5	-0.118	10	2.5	17.36	5.20	0.250	-0.059
			6	6.5	6.68	2.00	0.236	-0.057
		+0.472	15	2.5	17.36	5.20	0.241	+0.236
			20	7.5	5.79	1.73	0.236	+0.223
			30	17.5	2.48	0.74	0.174	+0.164
			40	27.5	1.58	0.47	0.128	+0.121
			45	32.5	1.34	0.40	0.109	+0.103
3	17.5	-0.159	15	2.5	17.36	5.20	0.250	-0.080
			10	7.5	5.79	1.73	0.236	-0.075
			6	11.5	3.77	1.13	0.213	-0.068
		+0.431	20	2.5	17.36	5.20	0.250	+0.216
			30	12.5	3.47	1.04	0.208	+0.179
			40	22.5	1.93	0.58	0.151	+0.130
			45	27.5	1.58	0.47	0.128	+0.110
4	22.5	-0.195	20	2.5	17.36	5.20	0.250	-0.098
			15	7.5	5.79	1.73	0.236	-0.092
			10	12.5	3.47	1.04	0.208	-0.081
			6	16.5	2.63	0.79	0.183	-0.071
		+0.395	30	7.5	5.79	1.73	0.236	+0.186
			40	17.5	2.48	0.74	0.174	+0.137
			45	22.5	1.93	0.58	0.151	+0.119
5	26.5	-0.127	20	6.5	6.68	2.00	0.240	-0.061
			15	11.5	3.77	1.13	0.213	-0.054
			10	16.5	2.63	0.79	0.183	-0.046
			6	20.5	2.12	0.63	0.159	-0.040
		+0.227	30	3.5	12.40	3.71	0.249	+0.113
			40	13.5	3.21	0.96	0.202	+0.092
			45	18.5	2.35	0.70	0.170	+0.077
6	29.5	-0.134	20	9.5	4.57	1.37	0.225	-0.060
			15	14.5	2.99	0.90	0.194	-0.052
			10	19.5	2.23	0.67	0.167	-0.045
			6	23.5	1.85	0.55	0.145	-0.039
		+0.219	30	0.5	86.80	26.00	0.251	+0.110
			40	10.5	4.13	1.24	0.219	+0.096

PUNTA	31.0	-0.073	45	15.5	2.80	0.84	0.189	+0.083	
			30	1.0	43.40	13.00	0.250	-0.037	
			20	11.0	3.95	1.18	0.214	-0.031	
			15	16.0	2.71	0.81	0.185	-0.027	
			10	21.0	2.07	0.62	0.157	-0.023	
			6	25.0	1.74	0.52	0.136	-0.020	
			+0.115	40	9.0	4.82	1.44	0.228	+0.052
			45	14.0	3.10	0.93	0.198	+0.046	

PROFUNDIDAD (m)	$\sigma_v$
6	-0.326
10	-0.123
15	+0.126
20	+0.362
30	+0.840
40	+0.718
45	+0.616

b) DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN (PUNTO D)

$$W = W_{\text{cim}} - (C_p + C_f) - W_{\text{comp}}$$

$$W = 15861 - 3580 - 9949$$

$$W = 2332 \text{ ton}$$

$$W = \frac{2332}{1129}$$

$$W = 2.06 \text{ ton/M}^2$$

PROF (m)	$m = x/z$	$n = y/z$	$W_o$	$\sigma_v = 2xWxW_o$
6	7.23	2.17	0.243	1.001
10	4.34	1.30	0.222	0.915
15	2.89	0.87	0.193	0.795
20	2.17	0.65	0.162	0.667
30	1.45	0.43	0.115	0.474
40	1.09	0.33	0.088	0.363
45	0.96	0.29	0.079	0.325

c) CALCULO DE ASENTAMIENTOS (PUNTO D)

PROF (m)	eo	Po	P	Pf	Pc	Cs	Cc	H	Δ H
6.0- 8.6	8.10	5.21	0.72	5.93	8.80	.46	6.70	2.6	0.0074
8.6- 9.0	1.30	5.58	0.76	6.34	8.80	.017	0.12	0.4	0.0002
9.0-12.0	6.44	5.97	0.81	6.78	8.90	.35	5.30	3.0	0.0078
12.0-14.0	5.75	6.64	0.87	7.51	9.20	.30	4.50	2.0	0.0048
14.0-17.2	4.50	7.60	0.95	8.55	9.80	.22	3.20	3.2	0.0065
17.2-20.2	7.88	9.00	1.01	10.01	10.80	.46	6.70	3.0	0.0072
20.2-21.0	2.25	10.00	1.05	11.05	11.80	.08	1.00	0.8	0.0009
21.0-23.0	8.00	10.85	1.12	11.97	12.60	.30	4.50	2.0	0.0028
23.0-27.0	7.30	12.90	1.24	14.14	14.80	.43	6.30	4.0	0.0083
27.0-28.0	5.80	14.70	1.29	15.99	16.70	.30	4.50	1.0	0.0016
28.0-29.0	1.28	15.60	1.31	16.91	17.75	.017	0.12	1.0	0.0003
29.0-30.0	4.65	16.55	1.32	17.87	18.45	.23	3.30	1.0	0.0014
30.0-33.0	6.90	18.50	1.31	19.81	20.80	.90	5.70	3.0	0.0045
33.0-35.0	4.25	21.20	1.28	22.48	23.50	.20	2.70	2.0	0.0019
35.0-37.5	1.80	23.95	1.20	25.15	26.15	.05	0.80	2.5	0.0009
37.5-41.3	3.92	28.10	1.12	29.22	30.75	.17	2.20	3.8	0.0022
42.2-45.0	3.40	33.80	1.00	34.80	36.45	.15	2.00	2.8	0.0012

\*Los valores del incremento de los esfuerzos se obtienen de la figura 32.

$$\Sigma = 0.0599 \text{ M}$$

$$\Delta H = \frac{Cs}{1 + eo} H \log \frac{Pf}{Po} \quad (\text{PRECONSOLIDADO})$$

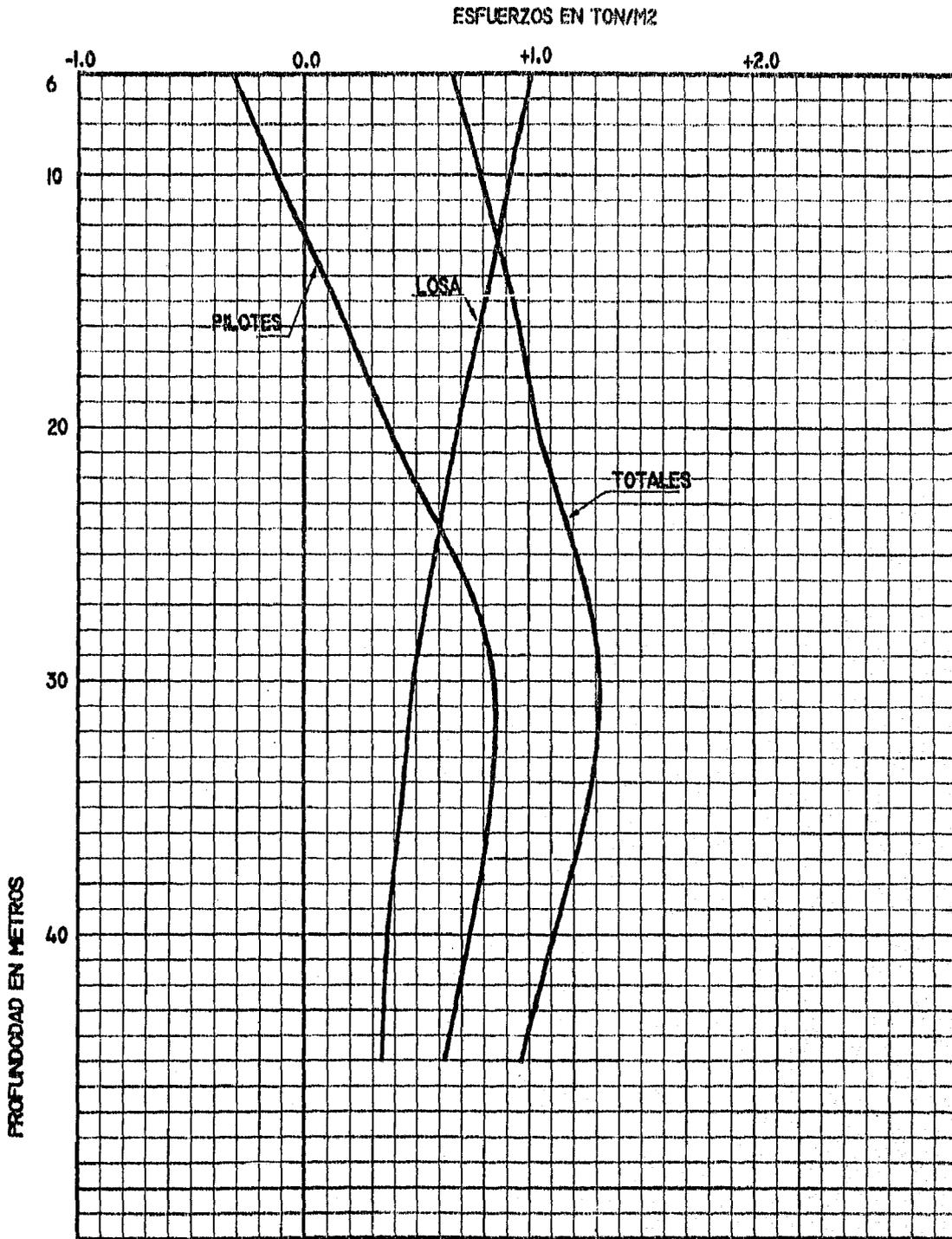
$$\Delta H = \frac{Cs}{1 + eo} H \log \frac{Pf}{Po} \quad (\text{NORMALMENTE CONSOLIDADO})$$

ESFUERZOS VERTICALES PUNTO D (TON/M<sup>2</sup>)

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 32



IV.2.4.3 CALCULO DE ASENTAMIENTOS UTILIZANDO EL MÉTODO DE TERZAGHI Y PECK EN EL PUNTO A (PUNTO CENTRAL).

A manera de comparación se procederá al cálculo de los asentamientos mediante la solución aproximada de Terzaghi y Peck. Las condiciones del problema se presentan en la figura 33.

Carga total en los pilotes deduciendo el peso desalojado por la excavación y el peso que toma el cajón de cimentación.

$$\begin{aligned} W \text{ pilotes} &= W_{\text{cim}} - W_{\text{comp}} - (W_{\text{cajon}})^* \\ W \text{ pilotes} &= 15861 - 9949 - (2.06 \text{ ton/m}^2 \times 1129) \\ W \text{ pilotes} &= 3586 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Valor que si dividimos entre el área total nos da como resultado:

$$W \text{ pilotes} = \frac{3586}{1129} = 3.2 \text{ ton/m}^2.$$

\*  $W_{\text{cajon}}$  ya fue calculado en la sección IV.2.4.2, inciso b).

IV.2.4.3.1. CALCULO DE INCREMENTO DE PRESIONES AL CENTRO DE CADA ESTRATO.

El incremento de presiones se calcula tomando en cuenta el incremento de área que sufre cada estrato, de la siguiente manera:

ELEV. 25.0 m

$$\Delta p = W \times \frac{\text{Área original}}{\text{Área incremento}}$$

$$\Delta p = \frac{W \times B \times L}{(B + 2z \tan 30^\circ)(L + 2z \tan 30^\circ)}$$

$$\Delta p = 3.2 \times \frac{1129}{1293.31} = 2.79 \text{ ton/m}^2$$

ELEV. 27.5 m

$$\Delta p = 3.2 \times (1129 / 1516.32) = 2.38 \text{ ton/m}^2$$

ELEV. 28.5 m

$$\Delta p = 3.2 \times (1129 / 1609.41) = 2.24 \text{ ton/m}^2$$

ELEV. 29.5 m

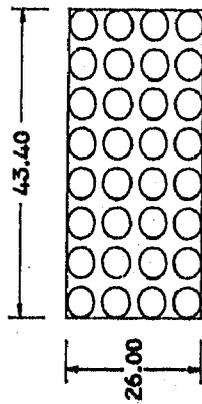
$$\Delta p = 3.2 \times (1129 / 1705.99) = 2.12 \text{ ton/m}^2$$

# SOLUCION DE TERZAGHI Y PECK

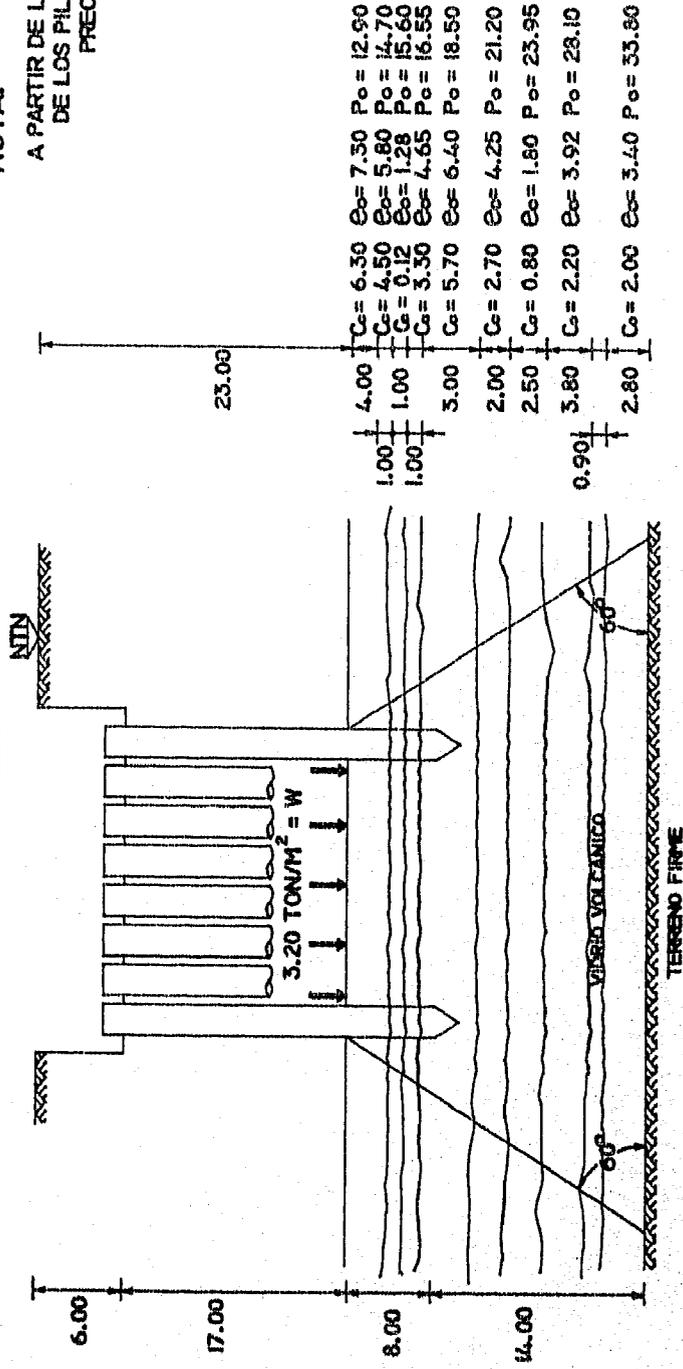
ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

ASENTAMIENTOS EN PILOTOS DE FRICCION

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
FIGURA NO 33



NOTA:  
A PARTIR DE LOS 2/3 DE LA ALTURA DE LOS PILOTOS EL SUELO ES PRECONSOLIDADO



ELEV. 31.5 m

$$\Delta p = 3.2 \times (1129 / 1905.45) = 1.90 \text{ ton/m}^2$$

ELEV. 34.0 m

$$\Delta p = 3.2 \times (1129 / 2171.07) = 1.66 \text{ ton/m}^2$$

ELEV. 36.25 m

$$\Delta p = 3.2 \times (1129 / 2424.31) = 1.49 \text{ ton/m}^2$$

ELEV. 39.40 m

$$\Delta p = 3.2 \times (1129 / 2801.56) = 1.29 \text{ ton/m}^2$$

ELEV. 43.60 m

$$\Delta p = 3.2 \times (1129 / 3345.39) = 1.08 \text{ ton/m}^2$$

IV.2.4.3.2. CALCULO DE ASENTAMIENTOS UTILIZANDO EL MÉTODO DE TERZAGHI EN EL PUNTO A (PUNTO CENTRAL).

Finalmente se procede a calcular los asentamientos producidos haciendo uso de la solución de Terzaghi.

PROF	$e_0$	$P_0$	$\Delta p$	Pf	Pc	Cs	Cc	H	$\Delta H$
6.0- 8.6	8.10	5.21	1.97	7.18	8.80	0.46	6.70	2.60	0.0183
8.6- 9.0	1.30	5.58	1.86	7.44	8.80	0.017	0.12	0.40	0.0004
9.0- 12.0	6.44	5.97	1.75	7.72	8.90	0.35	5.30	3.00	0.0158
12.0- 14.0	5.73	6.64	1.61	8.25	9.20	0.30	4.50	2.00	0.0084
14.0- 17.2	4.50	7.60	1.48	9.08	9.80	0.22	3.20	3.20	0.0099
17.2- 20.2	7.88	9.00	1.31	10.31	10.80	0.46	6.70	3.00	0.0092
20.2- 21.0	2.25	10.00	1.20	11.20	11.80	0.08	1.00	0.80	0.0100
21.0- 23.0	8.00	10.85	1.14	11.99	12.60	0.30	4.50	2.00	0.0029
23.0- 27.0	7.30	12.90	3.79	16.69	14.80	0.43	6.30	4.00	0.1814
27.0- 28.0	5.80	14.70	3.32	18.02	16.70	0.30	4.50	1.00	0.0257

28.0- 29.0	1.28	15.60	3.13	18.73	17.75	0.017	0.12	1.00	0.0017
29.0- 30.0	4.65	16.55	2.91	19.46	18.45	0.23	3.30	1.00	0.0181
30.0- 33.0	6.90	18.50	2.66	21.16	20.80	0.40	5.70	3.00	0.0264
33.0- 35.0	4.25	21.20	2.48	23.68	23.50	0.20	2.70	2.00	0.0082
35.0- 37.5	1.00	23.95	2.27	26.22	26.15	0.05	0.80	2.50	0.0038
37.5- 41.3	3.92	28.10	2.03	30.13	30.75	0.17	2.20	3.80	0.0040
43.2- 45.8	3.40	39.80	1.54	35.34	36.45	0.15	2.00	2.00	0.0018
									0.3370

\* Los valores del incremento de esfuerzos se obtienen de la figura 34.

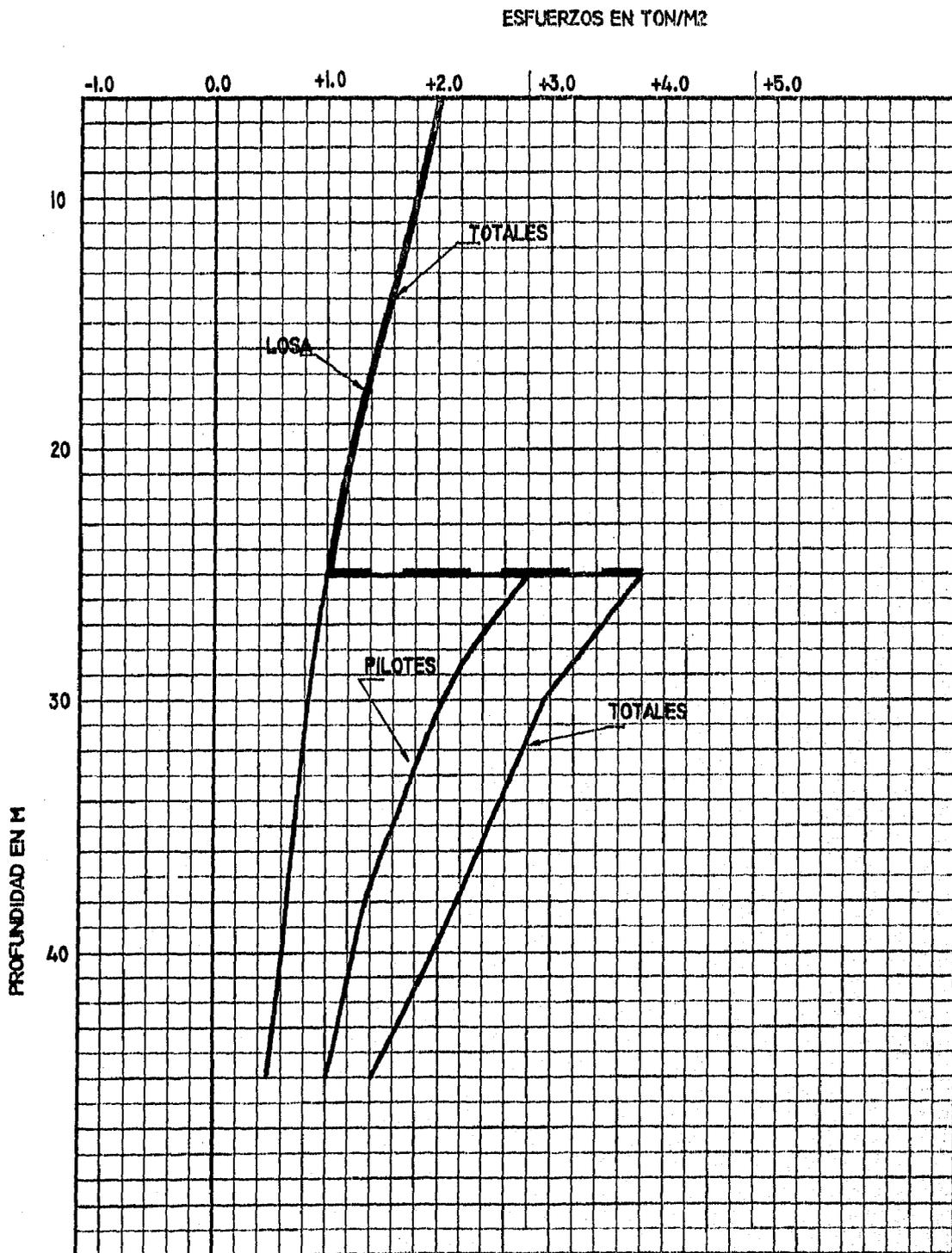
Es importante señalar el hecho de que con esta solución se obtienen asentamientos mayores del orden de 50% aproximadamente, y que para tener un asentamiento aproximadamente igual al de la solución propuesta se tendría que incrementar la longitud de los pilotes a 30 m aproximadamente.

ESFUERZOS VERTICALES PUNTO A (TON/M<sup>2</sup>)  
(SOLUCION DE TERZAGHI Y PECK)

ESTUDIO: EDIFICIO PARA OFICINAS DEL  
TRIBUNAL SUPERIOR DE JUSTICIA

UNAM  
ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL  
ASENTAMIENTOS EN PILOTES  
DE FRICCION

FIGURA No 34



## CAPITULO V CONCLUSIONES

Durante los sismos de 1985 se verificaron fallas en cimentaciones mixtas (losa y pilotes de fricción) de muy distinta magnitud, por lo que a raíz de esto el D.D.F. modifico el Reglamento para Construcciones del D.F. en cuanto al criterio para calcular la capacidad de carga de la cimentación en condiciones estaticas. Este cambio significa el que la capacidad de carga de una cimentación mixta sea cubierta totalmente por el cajón o losa de cimentación y que los pilotes de fricción solo se utilicen para reducir la magnitud de los asentamientos.

La correcta estimación de los hundimientos cuando se utilizan pilotes de fricción es un problema complejo debido a las peculiares características que se presentan en el valle de México.

Si bien existen algunos métodos aproximados que se basan en correlaciones empíricas de muy dudosa interpretación, y que generalmente (como se comprobó) arrojan resultados inadecuados, repercutiendo esto en el costo de la cimentación. También se tienen algunas otras opciones muy confiables las cuales tienen como desventajas el hecho de recurrir al uso de programas de computadora o bien el hecho de recurrir a parámetros diferentes de los tradicionales (Zeevaert), además de requerir de un sondeo mas riguroso, lo que nuevamente encarece los trabajos de cimentación.

El método aquí propuesto es sencillo y puede resolverse con ayuda de la calculadora de bolsillo, además de justificarse científicamente, por lo que su aplicación es recomendable, sin embargo, deberán hacerse comparaciones entre los hundimientos observados y los calculados para establecer mas confiablemente la bondad del método propuesto.

Al comparar los resultados de la solución aquí propuesta y los de la solución de Terzaghi y Peck el lector podrá darse cuenta de las ventajas que se tienen al aplicar la metodología propuesta, ya que en caso de que se trabajara con la segunda opción se tendría que incrementar la longitud de los pilotes para reducir los asentamientos (aproximadamente 36 m segun los cálculos realizados), o profundizar el cajón, lo cual acararía un costo mas elevado de la obra.

Como comentario final se mencionará el hecho de que el edificio de interés se termino de construir en 1993, y las mediciones efectuadas a la fecha permiten establecer que los movimientos que se han presentado quedan comprendidos dentro de los valores esperados, por lo que puede decirse que el método obtuvo en este caso una aproximación adecuada.

El método aquí propuesto (como se pudo comprobar) es sencillo y puede resolverse con ayuda de la calculadora de bolsillo, además de justificarse científicamente, por lo que su aplicación puede recomendarse, sin embargo, deberán hacerse comparaciones entre los hundimientos observados y calculados para establecer mas confiablemente la bondad del método propuesto.

## BIBLIOGRAFÍA

- Juárez B. y Rico R. Mecánica de suelos, Tomo I.  
México, 1990. Edit. Limusa.
- Juárez B. y Rico R. Mecánica de suelos, Tomo II.  
México, 1991. Edit. Limusa.
- Reséndiz Daniel. Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla del valle de México.  
Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM.  
1983.
- Reséndiz D. y León J. Método simplificado para calcular asentamientos de pilotes de fricción.  
Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1975.
- Rosenblueth Emilio. Notas sobre el uso de pilotes de fricción en el valle de México.  
Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM.  
1981.
- Sowers B. y Sowers F. Mecánica de suelos y cimentaciones.  
México, 1993. Edit. Trillas.
- Peck R., Hanson W. y Thornburn H. Ingeniería de cimentaciones.  
México, 1982. Edit. Trillas.
- Peck R. y Terzaghi K. Mecánica de suelos en la Ingeniería practica.  
España, 1978. Edit. El Ateneo.
- Zeevaert Leonardo. Interacción suelo estructura de cimentación.  
México, 1982. Edit. Limusa.