



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DEL CENTRO DE EDUCACION
CONTINUA



La Facultad de Ingeniería, por conducto del Centro de Educación Continua, otorga constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso. Las personas que deseen que aparezca su título profesional precediendo a su nombre en el diploma, deberán entregar copia del mismo o de su cédula profesional a más tardar el Segundo Día de Clases, en las oficinas del Centro, con la Señorita Barraza, de lo contrario no será posible. El control de asistencia se efectuará a través de la persona encargada de entregar notas, en la mesa de entrega de material, mediante listas especiales. Las ausencias serán computadas por las autoridades del Centro.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece el Centro están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo para que coordinen las opiniones de todos los interesados constituyendo verdaderos seminarios.

Al finalizar el curso se hará una evaluación del mismo a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos por parte de los asistentes. Las personas comisionadas por alguna institución deberán pasar a inscribirse en las oficinas del Centro en la misma forma que los demás asistentes.

Con objeto de mejorar los servicios que el Centro de Educación Continua ofrece, es importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción con los datos que se les solicitan al iniciarse el curso.

ATENTAMENTE

ING. SALVADOR MEDINA RIVERO

COORDINADOR DE CURSOS.

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

Teléfonos: 521 20 05 - 512 07 00



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

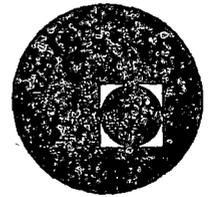
FECHA	DURACION	TEMA	PROFESOR
9 de febrero	18 a 19:30 h	I. INTRODUCCION	M. en I. Enrique Tamez González
9 de febrero	19:30 a 21 h	II. CLASIFICACION DE CIMENTACIONES	Ing. Juan Jacobo Schmitter
11 de febrero	18 a 21 h	III. ESTUDIOS PREVIOS	M. en I. Gabriel Moreno Pecero
13 de febrero	18 a 21 h	IV. CAPACIDAD DE CARGA	Ing. José Springall Caram
16 de febrero	18 a 19:30 h		
16 de febrero	19:30 a 21 h	V. ASENTAMIENTOS	Ing. Luis Bernardo Rodríguez
18 de febrero	18 a 19:30 h	VI. SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION	Ing. Janardanan Ondán Uppot
18 de febrero	19:30 a 21 h	VII. ANALISIS ESTRUCTURAL	Ing. Francisco de Pablo
20 de febrero	18 a 21 h		
23 de febrero	18 a 21 h	VIII. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION	M. en I. Ricardo Sánchez Bringas
25 de febrero	18 a 21 h	IX. EJEMPLO 1	Ing. Gustavo Rocha
27 de febrero	18 a 21 h	X. EJEMPLO 2	Ing. José Vargas Castro
1° de marzo	18 a 19 h	PROYECCIONES DE OBRAS	
1° de marzo	19 a 20 h	XI. COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS SOBRE CIMENTACIONES PROFUNDAS	Dr. Leonardo Zeevaert Wiechers
1° de marzo	20 a 21 h	PROYECCIONES DE OBRAS	

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

FECHA	DURACION	TEMA	PROFESOR
3 de marzo	18 a 21 h	XII CAUSAS EVENTUALES DE FALLA Y RECIMENTACIONES	Dr. Pablo Girault
5 de marzo	18 a 21 h	XIII. MESA REDONDA	Profesores y alumnos



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS



**COMENTARIOS SOBRE ESTUDIOS PREVIOS EN
CIMENTACIONES PROFUNDAS**

ING. GABRIEL MORENO PECERO

FEBRERO DE 1976.

Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 512-31-23



COMENTARIOS

SOBRE

ESTUDIOS

PREVIOS

EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.

GABRIEL MORENO PECERO

MEXICO

1976

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.

ESTUDIOS PREVIOS.

El tema general de las diferentes exposiciones de este curso, es el de cimentaciones profundas; una aplicación directa de la Geotecnia; es conveniente entonces centrarse en el mismo, es decir, entender la actitud que un ingeniero especialista en el mismo, toma cuando se enfrenta a la situación de decidir el tipo de cimentación de una estructura determinada, y llega a la conclusión de que conviene una de tipo profundo. A partir de esa decisión, el ingeniero procede a manejar, adecuadamente, los diferentes conocimientos que le proporcionan la geotecnia para determinar en primer lugar, el tipo de cimentación profunda que conviene, y en segundo las características particulares de ese tipo.

¿Cuáles son los conocimientos que requiere tener para cumplir con el propósito último mencionado? Obviamente, esos conocimientos están relacionados con los dos elementos que intervienen en la situación: la estructura y el terreno en que se apoyará. La discusión se centrará en el segundo de los elementos. Es necesario, que el ingeniero conozca lo más adecuadamente posible las características mecánicas del terreno en que se apoyará la estructura, para ello, requerirá, de la obtención de muestras del terreno que sean representativas; esto, hace surgir la necesidad de realizar una exploración de campo, es decir, una actividad que tiene como objetivo final el proporcionar, al técnico, el conocimiento del tipo de terreno en el que trabajará.

Se ha hablado antes de la obtención de muestras representativas, y por ello, se entiende aquéllas que se acerquen lo más posible a representar con mayor fidelidad, las caracterís

ticas del terreno de apoyo.

La exploración de campo normalmente, exige el realizar una serie de sondeos, es decir, excavaciones para extraer ___ muestras del terreno. Surgen entonces, las preguntas de cuántos ___ sondeos, conviene realizar, en dónde es adecuado localizarlos, ___ así como, hasta que profundidad conviene llevarlos o realizarlos. Como es natural, antecediendo a estas preguntas, existe otra, ___ que es, la de ¿que tipo de sondeo efectuar? A este respecto, en ___ forma general, existen los sondeos que pueden efectuarse, utili___ zando fundamentalmente la mano de obra, como son los pozos a cie___ lo abierto, y aquellos que se hacen empleando, básicamente, maqui___ naria. Los primeros se llevan a profundidades relativamente pe___ queñas que dependen, del tipo de suelo, de la presencia de aguas___ freáticas, desde luego, del método que se emplea para llevarlos ___ a cabo y obviamente de las características geométricas de los apo___ yos de la estructura. En este caso, que nos ocupa, puesto que se ___ está tratando de cimentaciones profundas, los sondeos que convie___ ne realizar serán también profundos y por lo tanto, descartan, la ___ posibilidad de que puedan efectuarse empleando la mano de obra. ___ En estas condiciones, son los sondeos con máquina, los convenien___ tes.

Respecto a los sondeos con máquina, existen varios ___ tipos de ellos. Teniendo en cuenta los intereses de las personas ___ que asisten a este curso, se mencionarán, sólo los más usuales. ___ En términos generales, los sondeos profundos, se pueden clasificar ___ en función de la clase de muestras de suelo, que se quieran ex___ traer.

Los más usuales, en el estudio de cimentaciones de tipo profundo son: el sondeo mediante el método de penetración estándar y el sondeo que extrae muestras inalteradas empleando tubo Shelby; con el primer método mencionado, se tienen muestras alteradas, es decir, en donde las características físicas se conservan, pero no, la estructura del suelo, que se destruye al introducir el muestreador a golpes; con el segundo método, las muestras, se supone, que conservan la estructura, y se dice que se supone, porque en la realidad, no existe ningún método para extraer muestras del suelo que no alteren a éste. El procedimiento que se emplea con cada uno de los métodos mencionados, así como, el de algunos otros, se indica con detalle en las hojas últimas de este escrito.

El número de los sondeos adecuado, debe fijarse teniendo en cuenta tanto las características de la estructura por cimentar, como las del terreno en que se apoyará. En general, entre más uniforme es la estructura, y por lo tanto, también la distribución de sus cargas, menos sondeos se requieren. En igual forma, a medida que el terreno de apoyo presenta una estratigrafía más uniforme, el número de sondeos se reduce. Una recomendación que puede darse, para fijar el número mínimo de sondeos, es el hacer uno en la zona más cargada de la estructura, y otro, en la menos cargada, y desde el punto de vista del suelo también conviene hacer por lo menos uno en la zona en que éste presente las mejores características, y otro en aquella en que tenga las más críticas. Así, por ejemplo, en el caso del estudio de cimentación de un edificio, en un suelo relativamente uniforme y en el de un puente que atravesase una corriente de agua, se puede pensar, desde el punto de vista, de las características del terreno de apoyo, que es en esta última obra en donde el número de sondeos debe ser mayor, debido a que las características estratigráficas son menos uniformes.

En el caso del ejemplo del puente, y siempre que sea esto posible, conviene hacer un sondeo en cada uno de los sitios en que se localizará un apoyo del puente. Se menciona el hecho de que esta recomendación se lleve a cabo siempre que sea posible, porque es común que la exploración de campo se realice antes de conocer el anteproyecto de la estructura; obviamente la condición ideal es la de que a medida que se vayan conociendo las características de los suelos de apoyo se vaya también realizando el anteproyecto y el proyecto definitivo de la obra.

En relación con la profundidad a la cual debe llevarse los sondeos, como criterio general puede anotarse que será aquella hasta la que se "sienta" la influencia de la cimentación. Por influencia se entiende el hecho de que el suelo sufra esfuerzos y deformaciones por efecto de la cimentación profunda. En términos generales para estructuras comunes y corrientes la profundidad de exploración necesaria para diseñar una cimentación profunda, no sobrepasa los 40 m. Cuando el cimiento profundo va a estar constituido por pilotes trabajando por fricción será necesario conocer las características del suelo, en toda la longitud del pilote y llevarlo unos 3 m abajo de la profundidad correspondiente a la punta de los pilotes, con el objeto fundamental de intentar hacer una valuación de los hundimientos que experimentarán los pilotes al actuar en ellos la carga transmitida por la estructura y llevarla parcialmente hasta los suelos que aparecen bajo sus puntas.

Quando se trata de una cimentación profunda constituida por pilotes trabajando por punta o cilindros se requerirá dar primordial importancia a la determinación de las características mecánicas del material en que se efectuará el apoyo; de ellas la más importante será la resistencia, para obtenerla, se necesi

tará extraer muestras "inalteradas". En este caso, no se podrá utilizar el muestreador Shelby debido a que en general, se tratarán de suelos con alta consistencia, si son finos, (arcillas y limos) o con alta compacidad, si son gruesos (arenas y gravas. Para el primer tipo de suelo mencionado, uno de los muestreadores que se acostumbra emplear es, el llamado Dennison, cuyas características se mencionan en el escrito de estas notas correspondiente a exploración de campo. Si se trata de suelos gruesos, el método de exploración normalmente empleado es el de penetración estándar, existiendo algunas correlaciones empíricas entre el número de golpes necesario para profundizar el muestreador estándar, y las características de resistencia del suelo de apoyo. Estas correlaciones también se indican gráficamente, en las notas antes mencionadas. Una pregunta que surge cuando se trata de escoger el estrato de suelo a que se llevarán los pilotes o los cilindros para que se apoyen en él, es la de ¿a partir de que resistencia de ese estrato se puede aceptar si sirve como elemento de apoyo?, al respecto, existen diferentes criterios prácticos, uno que puede proponerse en el caso de pilotes o cilindros apoyados en suelo fino es cuando el número de golpes promedio correspondiente a la prueba de penetración estándar, en ese suelo, es del orden de 40, o bien, cuando en prueba de compresión simple efectuada en muestras inalteradas de ese suelo se obtienen valores del orden de 40 Ton/m², y comportamientos mecánicos del suelo de tipo frágil. En el caso de suelos gruesos la recomendación que se puede dar a este respecto, es la de que se obtenga un número de golpes promedio en pruebas de penetración estándar del orden de los 50. En algunas instituciones relacionadas con este tipo de trabajo se ha establecido como norma que como máximo, el número de golpes que se da al penetrómetro estándar, no sobrepase los 50, aún cuando no se logre la penetración de 30 cm, es decir, se reporta la penetración obtenida correspondiente a 50 golpes. A continuación el pe

netrómetro se profundiza con algún otro procedimiento que no sea el golpeo, tal como el método de lavado, la utilización de explosivos, etc. La razón de aceptar esta norma de trabajo, es la de que si se insiste en seguir golpeando el muestreador a un número de golpes mayor de 50, lo que se consigue, es destruirlo. Por otra parte, la misma dificultad para profundizar el penetrómetro, indica que el estrato es suficientemente resistente para efectuar apoyo en él.

Un dato que es de sumo interés de registrar, es el nivel de agua freática, para ello, al efectuar el sondeo se debe dar el suficiente tiempo para que se defina perfectamente este nivel; el tiempo de espera será menor a medida que la permeabilidad del suelo, es mayor. En ocasiones durante la ejecución de la cimentación han aparecido problemas importantes debido a haberse reportado, un nivel de aguas freáticas no verdadero. Por ejemplo, en las zonas sur-oriente del Valle de México correspondiente a la transición entre la zona del lago y la de las lomas, existen mantos de agua "colgados" que no corresponden a las aguas freáticas regionales, y que al ser erróneamente confundidos con éstas, han hecho que en algunas ocasiones se diseñen cimentaciones no adecuadas.

Para conocer las características de los suelos de cimentación, se requiere como ya se dijo, hacer un trabajo de exploración de campo, en el cual, básicamente, se obtienen muestras de esos suelos que deben llevarse al laboratorio para someterlas a pruebas que permitan conocer las características de esos suelos. En términos generales, son tres los tipos de pruebas que se realizan: de clasificación, de resistencia y de deformabilidad. Las primeras tienen por objeto el poder definir el tipo de

suelo, y para ello, normalmente es aceptado emplear el sistema unificado de clasificación de suelos cuyas características se incluyen en estas notas, las segundas y terceras, tienen por objeto conocer las propiedades que indican sus nombres, es decir, la resistencia y la deformabilidad; en este aspecto, una de las preguntas que surgen es la de que tipos de pruebas, de las diferentes que existen en la tecnología de laboratorio, debe realizarse. Uno de los criterios que normalmente se emplea es el de escoger aquellas pruebas que mejor representen las condiciones en que se harán trabajar los suelos de cimentación cuando se haga la construcción de la cimentación de la estructura y cuando ésta, comience a funcionar. Este criterio, es de sumo interés entenderlo con claridad, pues, su aceptación y aplicación exige que el ingeniero domine tanto las técnicas de laboratorio como los procedimientos constructivos, es decir, pide al ingeniero que al mismo tiempo que conozca la teoría, tenga también el suficiente conocimiento práctico de la construcción de obras.

Existen numerosos ejemplos de como el no aplicar adecuadamente el anterior criterio conduce a fallas durante la ejecución de las obras y después de ellas, por ejemplo, se recuerda el caso del abandono que se tuvo que hacer de una serie de pilotes trabajando por fricción y punta, porque la fricción resultó bastante menor a la calculada a partir de pruebas de laboratorio, debido a que éstas, no fueron representativas del procedimiento constructivo.

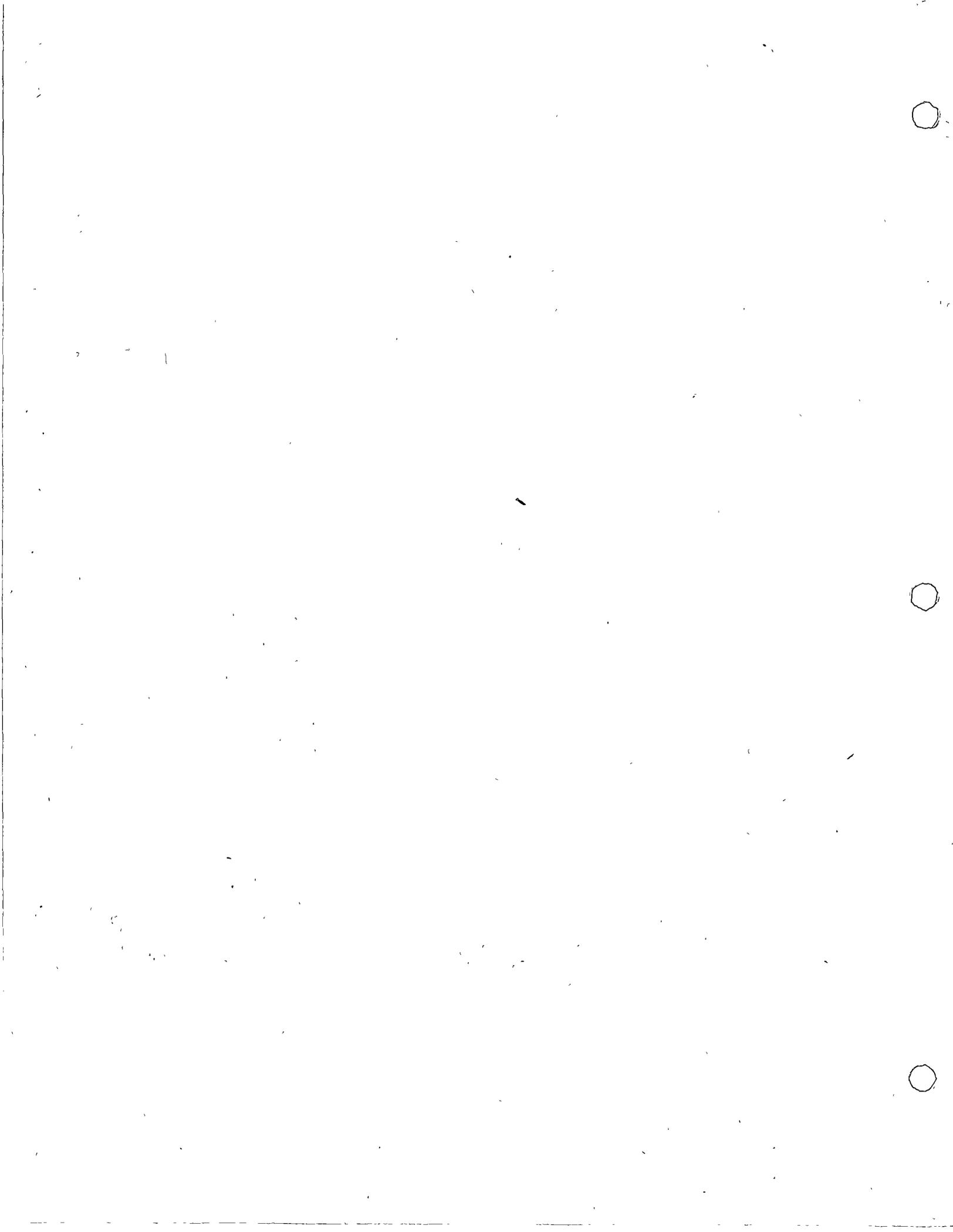
En el caso de la cimentación profunda de puentes, surge la necesidad de hacer un estudio previo especial, a fin de fijar la profundidad de apoyo de los cimientos. Este estudio es el

de socavación que tiene por objeto, determinar el espesor de suelo cuyas partículas sólidas serán arrastradas por la corriente de agua, cuando ésta alcance condiciones críticas, es decir, en época de avenidas, para su determinación, requiere además del conocimiento de las características de los suelos, el de las características hidráulicas de la corriente, y en forma colateral, el de las condiciones topográficas del cauce; estos dos últimos conocimientos los obtiene el ingeniero a través de la ejecución de los llamados estudios topohidráulicos, cuyas características se incluyen también en estas notas más adelante.

Existen casos especiales de cimentaciones profundas que requieren para su correcto proyecto, ejecución y funcionamiento, el conocimiento previo de ciertas características especiales de los suelos en que se apoyarán. El ejemplo clásico, lo constituyen los suelos finos compresibles del Valle de México, sujetos a procesos de hundimiento con el tiempo, debido fundamentalmente al abatimiento de las presiones en el agua del suelo motivado por su extracción mediante bombeo. Durante la exposición se pondrán algunos ejemplos prácticos de estudios previos que se requieren hacer en estos casos.

Finalmente, es conveniente llamar la atención sobre una serie de estudios que aparentemente no podrían clasificarse como previos, puesto que, en términos prácticos se ejecutan, simultáneamente con la construcción de la cimentación; se mencionan aquí, porque se considera que son previos a la operación de la cimentación, esos estudios, son la interpretación de lecturas periódicas de una serie de instrumentos que se colocan en la obra para conocer el comportamiento de los suelos involucrados, tales como referencias superficiales, profundas, piezómetros, inclinómetros, etc.

Durante la exposición, también se mencionarán, algunos ejemplos _
prácticos, de este último aspecto mencionado.





A continuación se proporciona un ejemplo de un estudio topohidráulico de un cruce, realizado con el objeto de proyectar la cimentación de un puente.

INFORME TOPOHIDRAULICO

El arroyo "El Obispo" está localizado en la cuenca del río - "Papaloapan", entre las poblaciones de Palo Gacho y Loma Bonita, Oax., desembocando en el río Papaloapan frente a la Cd. de Cosamaloapan, Ver., a una distancia aproximada de 34 Kms. del cruce actual, ocupando una cuenta de captación de 513 Km². Con datos obtenidos de las estaciones de aforo de la comisión del Papaloapan, para la creciente del año de 1969, en la confluencia del Obispo con el Papaloapan, se obtuvo una elevación del N.A.M.E. de 7.38 m.; mientras que la obtenida en el cruce del Obispo con el puente del F.C. es de 7.86 m., lo cual indica que la mayor parte del tirante del Obispo, si no es que su totalidad, se debió exclusivamente al remanso del Papaloapan.

Cuando se efectuó el estudio del cruce, se vieron dos alternativas del mismo, cuyos trazos fueron realizados por las Brigadas de Localización Num. 3 y 8 del Departamento de Vías Terrestres de la Dirección General de Proyectos y Laboratorios, siendo aceptado el trazo efectuado por la Brigada de Localización No. 8, y desechado el de la No. 3, en virtud del problema hidráulico que se presentaba, ya que éste tenía una longitud mayor al otro y los costos aumentaban considerablemente.

Para el estudio hidráulico, se tomaron dos secciones:

Sección hidráulica No. 1 - En el cruce

Sección hidráulica No. 2 - 625 m. aguas arriba del cruce.

Analizando la sección hidráulica No. 1, vemos que fue necesario hacer el estudio hidráulico en tramos, siendo éstos:

TRAMO	DE LA EST.	A LA EST.	LONG.(m)	ZONA QUE COBRE
1	25+055	25+420	365	Zona de inundación - en la margen Izq. - del arroyo "El Obispo"
2	25+420	25+460	40	Arroyo "El Obispo"
3(x)	25+460	0+988	1,028.35	Zona de inundación - entre el arroyo "El Obispo" y la Laguna "Virginia"
4	0+988	1+115	127	"Laguna Virginia".
5	1+115	1+272	157	Zona de inundación - en la margen Der. de la Laguna "Virginia"

(x) En la estación Km. 25+500.35, se tiene una igualdad de caudal ya que en esa estación principia una curva y la sección hidráulica No. 1, se está considerando recta.

$$\text{Luego: } 25+500.35 = 0+000$$

Quedando el cruce en estudio dividido en los siguientes tramos:

TRAMO	DE LA EST.	A LA EST.	LONG. (m)	ZONA QUE COMPRENDE
1	25+055	25+420	365	Zona de inundación - en la margen Izq. del arroyo "El Obispo".
2	25+420	25+460	40	Arroyo "El Obispo".
3	25+460	26+545	1085	Zona de inundación - entre el Arroyo "El Obispo" y la Laguna "Virginia".
4	26+545	26+680	135	Laguna "Virginia".
5	26+680	26+820	140	Zona de inundación - en la margen Der. de la Laguna "Virginia".

El N. A. M. E. se determinó por medio de informes de personas del lugar y por las huellas mostradas en la margen derecha de la Laguna "Virginia", que es donde termina la zona de inundación debido a que en esta parte queda encajonada, la elevación del N. A. M. E. es de 102.63 m. Esta elevación fue confirmada al referir las huellas que se muestran en el terraplén del F. C. del Sureste, que se localizan aguas abajo del cruce.

Considerando el perfil medio del fondo del Arroyo "El Obispo", se tiene una pendiente hidráulica:

$$S = 0.000.08$$

Con esta pendiente y aplicando la fórmula de Manning, $V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$ para la determinación de la velocidad, se procedió a efectuar los cálculos que se consignan enseguida:

Tramo	Área (m ²)	p (m)	r (m)	n	$r^{2/3}$	V (m/seg)	Q (m ³ /seg)
1	1281.80	365.20	3.51	0.200	2.310	0.10	128
2	252.50	42.20	5.98	0.080	3.295	0.37	93
3	4998.60	1028.60	4.86	0.200	2.869	0.13	640
4	901.60	127.50	7.07	0.125	3.684	0.26	238
5	453.90	157.20	2.89	0.200	2.029	0.09	41

$$A_t = 7888.40 \text{ m}^2$$

$$Q_{tot} = 1140 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

luego, para la sección hidráulica No. 1, se obtuvo un gasto:

$$Q_{tot} = 1140 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Efectuando un proceso semejante a este en la sección hidráulica No. 2, y haciendo las mismas consideraciones y con la misma pendiente obtenemos un gasto:

Tramo	Área (m ²)	P (m)	r (m)	n	$\frac{2}{3}r$	V (m/seg)	Q (m ³ /seg)
1	2137.80	615.20	3.47	0.200	2.292	0.10	214
2	252.70	42.00	6.02	0.080	3.309	0.37	94
3	2975.90	640.20	4.65	0.200	2.786	0.12	357
4	1235.20	177.50	6.96	0.125	3.645	0.26	321
5	1344.10	265.90	5.05	0.200	2.944	0.13	175

$$A_t = 7945.70 \text{ m}^2$$

$$Q_{tot} = 1161 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

luego, para la sección hidráulica No. 2, se obtuvo un gasto:

$$Q_{tot} = 1161 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Con respecto al gasto, podemos decir lo siguiente:

En el cruce "Cascajal" con los datos del año de 1969, se tiene un N. A. M. E. de elevación 103.05 m. y como aguas arriba se tiene una huella para la misma fecha con elevación de 104.06 m. se deduce que la diferencia pudo haber sido la sobre-elevación provocada por la obstrucción de los accesos del puente;

De ser válida esta suposición y teniendo en cuenta el área hidráulica de ese lugar de 321 m², se obtiene un gasto de - - 1200 m³/seg. y como además existió un gasto de desbordamiento por la margen derecha difícil de cuantificar, además a 1.2 Kms. del puente por la misma margen derecha existió una obra que - fue destruida por la corriente, abriendo un boquete de 15 m. - en el terraplén, el gasto que pasó por ahí tampoco se puede - cuantificar; sin embargo, se puede pensar que el gasto total - del arroyo "Obispo" fue del orden de 1500 m³/seg., el cual es congruente con el área de la cuenca.

Ahora bien, aguas abajo del puente "Cascajal", en el tramo comprendido entre éste puente y el sitio del cruce en estudio, - existe una amplia zona plana que motiva la regularización del gasto. Por otra parte, el gasto obtenido por el Método de - - Sección - Pendiente considerando una elevación de 102.63 m., también es dudoso ya que si se consulta el perfil levantado - del fondo del arroyo, se ve que puede modificarse en más o en menos.

Sin embargo y con lo antes expuesto, se considera que el gasto reportado en el estudio topohidráulico puede dar una idea aceptable del escurrimiento en el sitio del cruce en estudio y, - por tanto, las dimensiones que deben tener las estructuras de drenaje, deben ser aproximadamente del mismo orden que las del F.C. del Sureste y, en consecuencia, serán dos puentes.

Uno situado en la estación 25+433, con claro aproximado de - - 60 m.; y otro ubicado en la estación 26+650 con el mismo claro.

Del estudio topohidráulico obtenemos los siguientes planos:

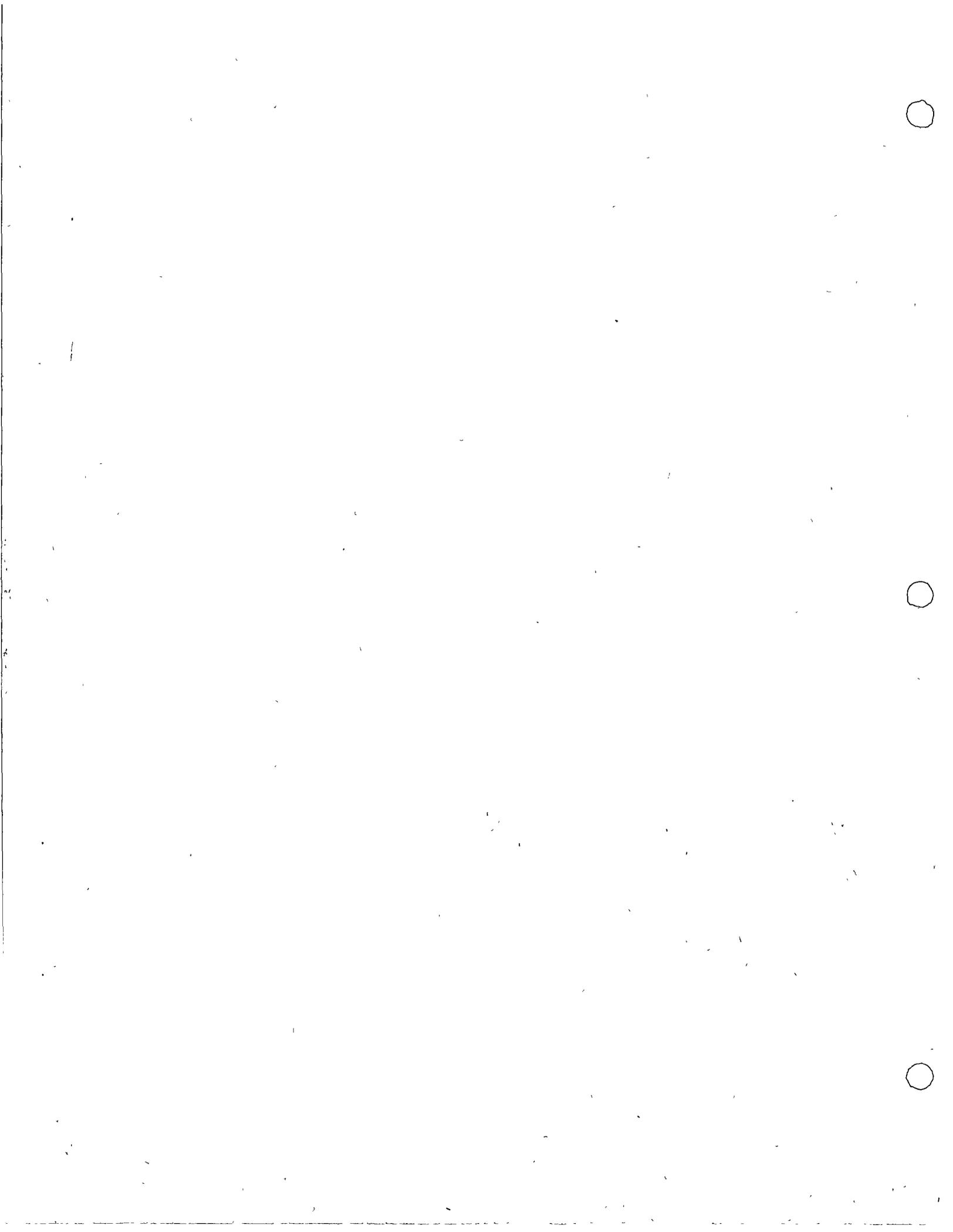
Plano de la planta general

Plano detallado del Arroyo "El Obispo"

Plano detallado de la Laguna "Virginia"

Plano de perfil de construcción.

Plano de pendientes y secciones hidráulicas.





jo más críticas.

PROYECTO DE LA CIMENTACION PARA UN PUNTE

Para el proyecto de la cimentación para un puente, los pasos a seguir son los siguientes:

- 1.- Se calcula la profundidad de socavación total, la cual nos marcará el límite superior de la cota a la cual debemos desplantar la cimentación. Como en algunas de las fórmulas que se usan para determinarla, intervienen las dimensiones y formas de los apoyos, y en esta etapa de estudio del proyecto no se conocen, lo que se hace es suponer dichos parámetros, de acuerdo con la experiencia del proyectista y con ello se procede a calcular la profundidad de socavación.
- 2.- Se diseñan los cimientos atendiendo al aspecto de capacidad de carga.
- 3.- Se calculan los asentamientos que dichos cimientos producirán en el suelo, para estar seguros que no excederán los permisibles.

Con respecto al caso de cimentaciones para puentes, podemos considerar tres tipos de falla:

1.- Falla por socavación:

Este tipo de falla se produce cuando la profundidad de desplante de la cimentación, ha quedado arriba de la profundidad hasta la cual puede la corriente de agua en avenidas máximas extraordinarias, producir la suspensión y arrastre de las partículas que constituyen el lecho sobre el cual ocurre el flujo, lo que ocasiona que la cimentación quede sin sustentación y sea hundida o arrastrada por la corriente, produciéndose la destrucción de la estructura.

2.- Falla por resistencia.

Este tipo de falla se produce cuando el nivel de esfuerzos transmitidos por la cimentación al suelo, sobrepasan los esfuerzos resistentes de éste, provocándole un colapso o falla brusca, generalmente por esfuerzo cortante. (falla por capacidad de carga)

3.- Falla por asentamiento.

Este tipo de falla se produce cuando el nivel de esfuerzos trans

mitidos por la cimentación al suelo, sobrepasan los esfuerzos resistentes de éste, y aún cuando no llega a producir el colapso total, si provocan asentamientos o expansiones, los cuales - en caso de ser mayores que aquellos considerados como tolerables en el proyecto estructural, pueden poner en peligro su función.

TEORIAS DE SOCAVACION

Se entiende por socavación al fenómeno que ocurre cuando una corriente de agua renueva, suspende y arrastra las partículas sólidas que constituyen el lecho del cauce sobre el cual tiene lugar el escurrimiento. Este movimiento de material sólido en corrientes aluviales es un fenómeno complejo que depende de diversos factores, tales como la configuración geológica y topográfica del cauce, las características del material de arrastre y de las características hidráulicas de la corriente.

TIPOS DE SOCAVACION

- 1.- La socavación general, que se produce a lo largo del cauce y que ocurre con las avenidas, ya que al aumentar el gasto, se incrementa la capacidad de arrastre de la corriente, lo que ocasiona una disminución del nivel del fondo del cauce.
- 2.- La socavación localizada en la sección del cruce y en las zonas adyacentes a ella, que se presentará porque la obstrucción que representa para el escurrimiento la presencia de las pilas, o la disminución del ancho de sección transversal para acortar la longitud del puente, trae consigo un aumento de la velocidad media de la corriente en la zona mencionada, con lo que también crece la capacidad de arrastre.
- 3.- La socavación local, que se produce al pie de los apoyos del puente, en la cara de aguas arriba y es producida por los cambios de dirección del escurrimiento provocados por la presencia de los apoyos, alterando la capacidad de arrastre en la zona vecina a dichos obstáculos.

La suma de estas socavaciones, nos da la socavación total que puede presentarse al pie de una pila ó de un estribo. El cono-

cimiento de la profundidad a que puede llegar la socavación total y las características de este fenómeno son de fundamental importancia para el diseño de cimentaciones poco profundas, en el caso de puentes y aún de otras estructuras construidas en zonas inundables. Innumerables fallas de puentes han ocurrido cuando la profundidad de desplante de las pilas ha quedado arriba del nivel alcanzado por la socavación total.

SOCAVACION GENERAL

La socavación general es difícil de determinar ya que la socavación producida durante el aumento de capacidad de arrastre que el río adquiere en creciente por aumento de velocidad, se rellena cuando la corriente vuelve a su estado normal, no quedando huella aparente del fenómeno.

Para la determinación de la socavación general se seguirá el criterio propuesto por L.B. Lischtvan-Lebediev, que es el que se acerca más a la realidad. Para aplicar este método, se hará una serie de clasificaciones de los cauces de los ríos.

- 1.- La primera clasificación consiste en determinar si existe un cauce principal bien definido, en el que haya un arrastre de fondo constante o si, por lo contrario, el río discurre por una superficie casi plana, en la cual aparezcan varias venas al mismo tiempo; en este último caso, la capacidad de arrastre sólido será comparativamente menor.
- 2.- Una segunda clasificación de los cauces toma en cuenta la naturaleza de los materiales de su fondo, conviniendo distinguir los cohesivos, como limos plásticos y arcillas y los no cohesivos o friccionantes, como limos no plásticos, arenas o gravas.
- 3.- Finalmente, conviene distinguir los cauces en que la distribución de materiales en el fondo sea homogénea (un solo material) ó heterogénea (estratos de varios materiales).

La erosión del fondo del cauce en una sección transversal cualquiera se realiza con la constante aportación de material de arrastre sólido y es provocada por la perturbación local del equilibrio entre el material que sale aguas abajo y el aportado. La determinación de la erosión se hace con el siguiente --

criterio: Al presentarse una avenida aumenta la velocidad en el cauce; el aumento de velocidad trae consigo un aumento de la capacidad de arrastre de la corriente, con lo que se empieza a degradar el fondo. Al aumentar el gasto, aumenta la socavación, incrementándose el área hidráulica y la velocidad del agua, hasta que se llega a la socavación máxima de equilibrio al ocurrir el gasto máximo; al disminuir la avenida se reduce paulativamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende la capacidad de arrastre, iniciándose la etapa de depósito.

Cálculo de la profundidad de socavación en suelos homogéneos.

Considerando el criterio antes expuesto al caso de suelos homogéneos, ya sean cohesivos o no, se llega a las siguientes expresiones que dan el valor del tirante (H_s) que alcanza el agua después de haberse producido la socavación:

Para suelos cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.6 \beta \gamma_d^{1.18}} \right)^{1/1 + X} \quad (22)$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

Para suelos no cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1/1 + X} \quad (23)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{seco}}{1 + w}$$

en donde:

$$\alpha = \frac{q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu} \quad (24)$$

$$1.1(1.5)$$

$$1.3$$

$$\frac{1.1}{1.3} = 1.2$$

H_0 = Tirante en el punto considerado, antes de la erosión.

β = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia y cuyo valor está consignado en la tabla No. 7

γ_d = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s , en Ton/m^3 (para el caso de suelos cohesivos)

X = Es un exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_d , el cual se encuentra consignado en la tabla No. 8. En ese mismo cuadro se -

indica el valor de la expresión $1/1+X$, así como el valor del exponente X cuando el material del fondo no es cohesivo. En este último caso X es función del diámetro medio de los granos.

d = Es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo, obtenido según la expresión.

$$d = 0.01 \sum d_i p_i \quad (25)$$

en la cual d_i es el diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza; p_i es el peso en % de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben necesariamente ser iguales entre sí.

Q_d = Gasto de diseño de la corriente, en la zona de estudio.

H_m = Tirante medio de la sección original, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho B_e .

B_e = Ancho efectivo del cauce, descontando el ancho de pilas y estribos.

μ = Coeficiente de contracción, el cual se encuentra tabulado en la tabla No. 9

Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente - antes del paso de la avenida, se escogen en ella algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer a cuanto alcanza la profundidad después de la erosión. Uniéndolos se obtiene el perfil de socavación (ver fig. No. 9)

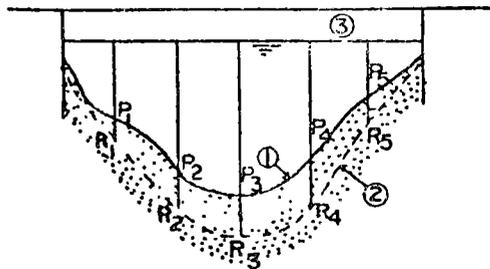


Fig. No. 9.-Cálculo de la profundidad de Socavación en suelos homogéneos.

- (1) Perfil Transversal antes de la erosión.
- (2) Perfil Transversal después de la erosión
- (3) Nivel de aguas máximas.

T A B L A No. 7

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño.	Coficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

T A B L A No. 8

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
$\bar{\sigma}_d$ mm.	λ	$\frac{1}{1+\lambda}$	$\bar{\sigma}_d$ mm.	λ	$\frac{1}{1+\lambda}$	σ mm.	λ	$\frac{1}{1+\lambda}$	σ mm.	λ	$\frac{1}{1+\lambda}$
0.60	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.0	0.30	0.77
0.83	0.31	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.0	0.27	0.76
0.65	0.50	0.67	1.23	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.0	0.28	0.73
0.68	0.43	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.0	0.27	0.73
0.90	0.45	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.0	0.26	0.73
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	290.0	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.0	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.53	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.0	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	6.00	0.35	0.74	450.0	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.0	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.0	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.0	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

TABLA No. 9
COEFICIENTE DE CONTRACCION μ

Velocidad media en la sección (m/seg)	Longitud libre entre 2 pilas (claro) en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 ó mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos no homogéneos.

Por suelos no homogéneos se designa aquellos que se encuentran en estratos ó capas diferentes.

Pueden estar formados por una superposición de estratos en que unos sean de materiales cohesivos y otros de materiales no cohesivos, sin importar la distribución de ellos, o bien puede ser que únicamente existan materiales granulares, en donde la diferencia por mantos consista en diferentes diámetros o en diferente densidad, etc.

En este caso, cualquiera que sea la estratificación que se tenga, la profundidad de socavación se puede obtener a base de tanteos de la siguiente manera:

Escogido un punto P_1 para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la distribución geológica bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las fórmulas 22 y 23, según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el manto superior y se continúa hacia capas más profundas.- En el primer estrato en donde se cumpla que la profundidad H_s calculada cae dentro de él, esa " H_s " es la buscada y se suspenden los tanteos. Esto mismo se repite para varios puntos de la sección (ver fig. No. 10), que al unirlos, darán el perfil teórico del fondo una vez que se ha producido la socavación.

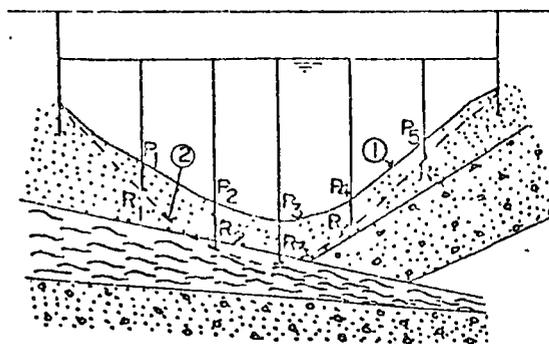


Fig. No. 10.-Erosión en un suelo heterogéneo

-  Arena
-  Arena con grava
-  Arcilla

- (1) Perfil transversal antes de la erosión
- (2) Perfil transversal después de la erosión

Socavación Local.

Cuando un puente cruza un río en una zona en donde no es factible alcanzar un manto rocoso en el que apoyar las pilas y es - tribos, el principal problema que se presenta tanto en proyec - to como en mantenimiento, es el conocimiento de las erosiones locales que sufre el fondo del cauce y que pueden ser de tal - magnitud, que lleguen a alcanzar la base de las pilas y provo - car la falla total de la estructura.

Los parámetros que intervienen en el valor de la profundidad de la socavación al pié de la pila de un puente son los siguien - tes: Velocidad de la corriente, tirante del agua, dirección de la corriente respecto al eje de la pila, el tipo de suelo que forma el fondo del cauce, forma de la pila, su ancho y perfil de la sección horizontal.

A continuación se presenta el criterio propuesto por los inge - nieros José L. Sánchez B. y José A. Maza A., investigadores del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., basado en dos criterios que existen para determinar la profundidad de la socavación al pié de pilas de puentes. El primero de estos criterios es el de Laursen y Toch , en el que la socavación depende fundamental - mente del tirante y ancho de la pila y en segundo término de la forma de la pila; en cambio la velocidad media de la corriente y el tamaño de los granos del fondo no son factores que sean - tomados en cuenta para determinar la profundidad de socavación con este criterio. El segundo criterio es el de Yaroslavtziev en el que la socavación depende del cuadrado de la velocidad - media de la corriente, del tamaño de los granos del fondo y de la geometría de la pila.

Ahora bien, según los resultados experimentales, ha podido ob - servarse, que para un tirante y pila dados, la profundidad de la socavación concuerda bastante bien con la variación que in - dica Yaroslavtziev, al variar la velocidad, con tal que la re - lación h/b (h , tirante aguas arriba de la pila y b , ancho de - la pila) sea mayor de 1.5 y en tanto no se haya pasado la curva de Laursen y Toch; esto es, existe un valor límite para la ve - locidad, más allá del cual la socavación no progresa mientras no varíe el tirante. Todo hace suponer que con el criterio de Laursen y Toch se determina el intervalo de aplicabilidad del criterio de Yaroslavtziev, de suerte que los criterios antagó -

nicos en apariencia, son complementarios. El desconocimiento de este hecho puede conducir a resultados absurdos; en efecto, en un río de montaña con velocidad muy grande, el criterio de Yaroslavtziev puede conducir a socavaciones muy fuertes que no ocurrirán en la naturaleza, mientras que en un río de planicie, el criterio de Laursen y Toch, que es útil sólo en condiciones extremas, conducirá a socavaciones muy grandes que nunca llegarán a presentarse.

Método del Instituto de Ingeniería.

De las experiencias realizadas por los Ingenieros José L. Sánchez B. y José A. Maza A. al comparar los criterios anteriores, se llegó a los siguientes resultados:

- 1.- Las profundidades de socavación medidas son todas menores a las que se obtendrían al aplicar el criterio de Laursen-Toch, con excepción de unas cuantas cuyo valor, no excede de más de un 10% al de estas últimas. Por otra parte, las determinadas con el criterio de Yaroslavtziev, corresponden razonablemente bien con las medidas, con tal que la relación h/b no sea menor que 1.5 y en tanto no se rebase el valor que se obtiene con el criterio de Laursen-Toch para las condiciones en que se hizo la medición. Esto es, el rebasar ese límite la fórmula de Yaroslavtziev conduce a profundidades de socavación bastante mayores que las medidas.
- 2.- la fórmula de Yaroslavtziev conduce a profundidades de socavación que difieren de las medidas en un 15% en más o menos, sin poder precisar cuándo la discrepancia es en un sentido y cuándo en el opuesto.
- 3.- En el caso en que la relación h/b es menor que 1.5, el criterio de Yaroslavtziev conduce a valorar profundidades de socavación que casi siempre resultan mayores que las reales.

De las observaciones de estos resultados, los investigadores proponen el siguiente criterio:

- 1.- Determínese la relación h/b y con la curva de Laursen-Toch (figura 11), calcúlese el valor S/b

- 2.- Determinese el valor de v^2/gb y para un primer ensayo, con ayuda de la gráfica de la figura 12, calcúlese el valor de K_5 .
- 3.- Determinese el valor de K_1 de acuerdo con la gráfica de la figura 11
- 4.- Calcúlese nuevamente el valor de S/b , con la fórmula:

$$\frac{S}{b} = K_1 K_5 \frac{v^2}{gb} - 30 \frac{d_m}{b} \quad (26)$$

Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5 cm., se recomienda no utilizar el segundo término de la expresión anterior.

- 5.- Si este valor es inferior al calculado en el primer inciso, debe considerarse como el más próximo a la realidad; en caso contrario, el valor representativo de la relación de socavación será el consignado en el primer inciso.
- 6.- Para calculos un poco más precisos debe usarse la gráfica de la figura 13 en lugar de la gráfica de la figura 12.
- 7.- En el caso de que la pila sea esviada, todo parece indicar que la sustitución de b por b_1 (figura 14), conduce a resultados aceptables.
- 8.- Los resultados anteriores son válidos para relaciones h/b mayores que 1.5; para relaciones inferiores, los resultados son poco confiables.

SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS

El método que será expuesto se debe a K.F. Artamonov y permite determinar no sólo la profundidad de socavación al pie de estribos sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionado con el gasto total que escurre por el río, del talud que tiene los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. La socavación al pie de un estribo medida desde la superficie libre de la corriente está dada por:

$$S_T = P_\alpha P_q P_K H_o \quad (27)$$

en que:

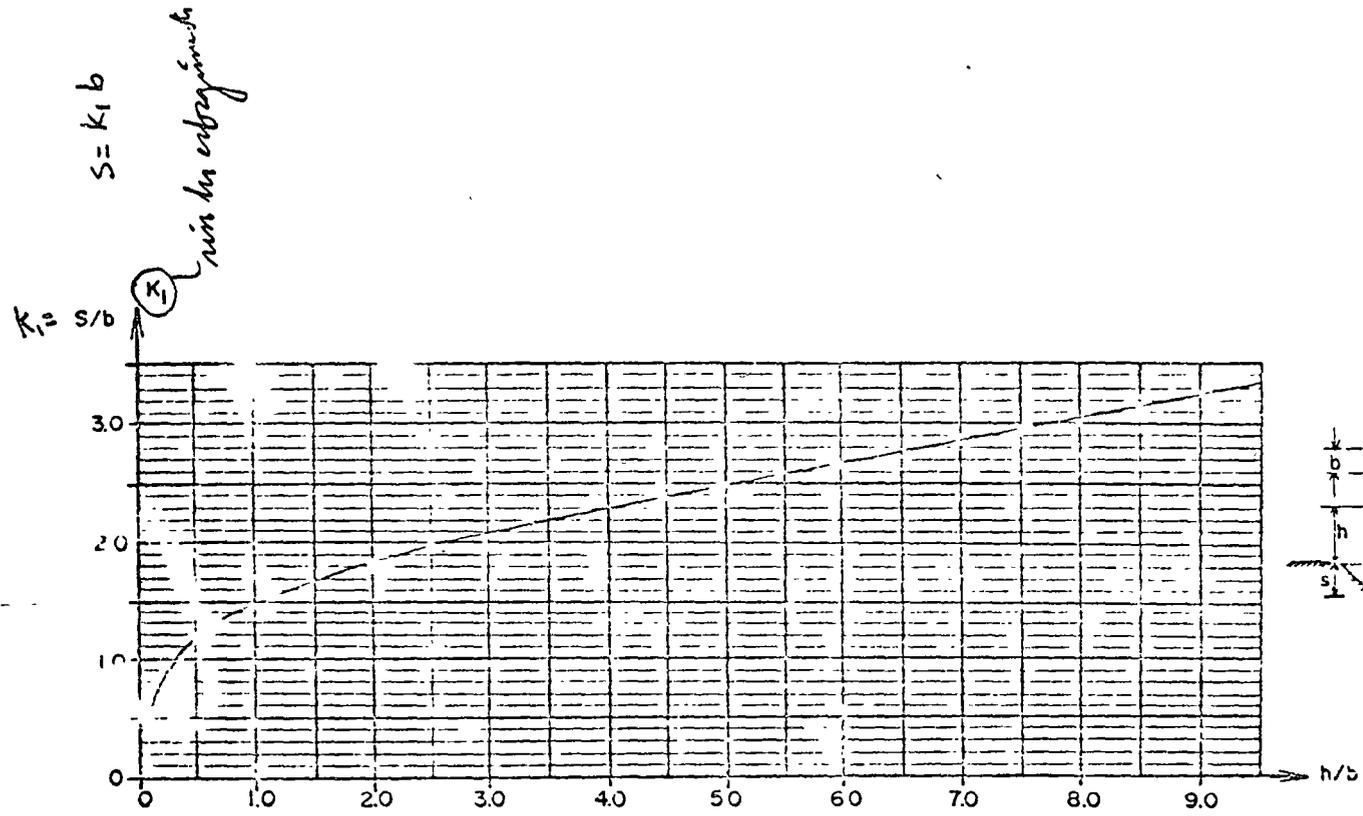


FIGURA No. II.— Curva de Loursen — Tech.

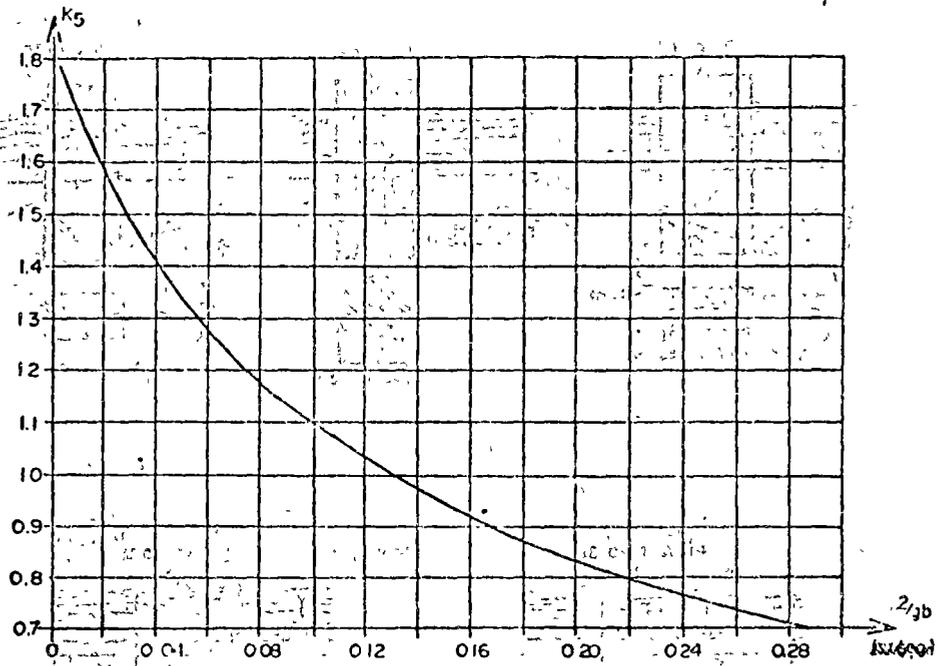


FIGURA No. 12.- Gráfico para encontrar el coeficiente K_5

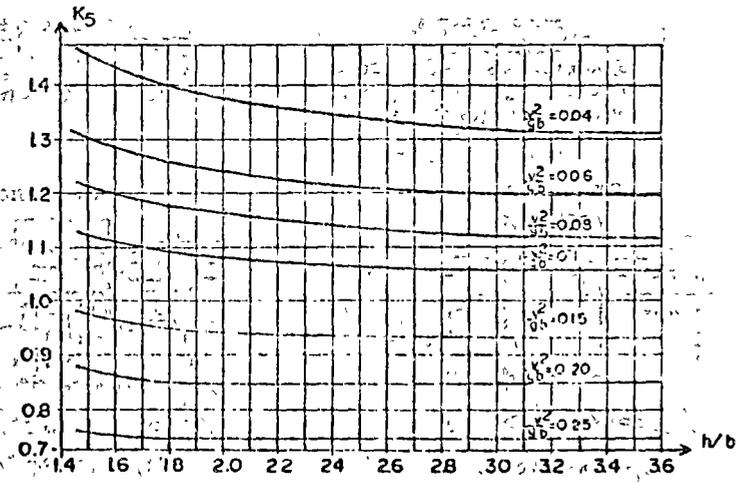


FIGURA No. 13.- Gráfico para determinar el coeficiente K_5

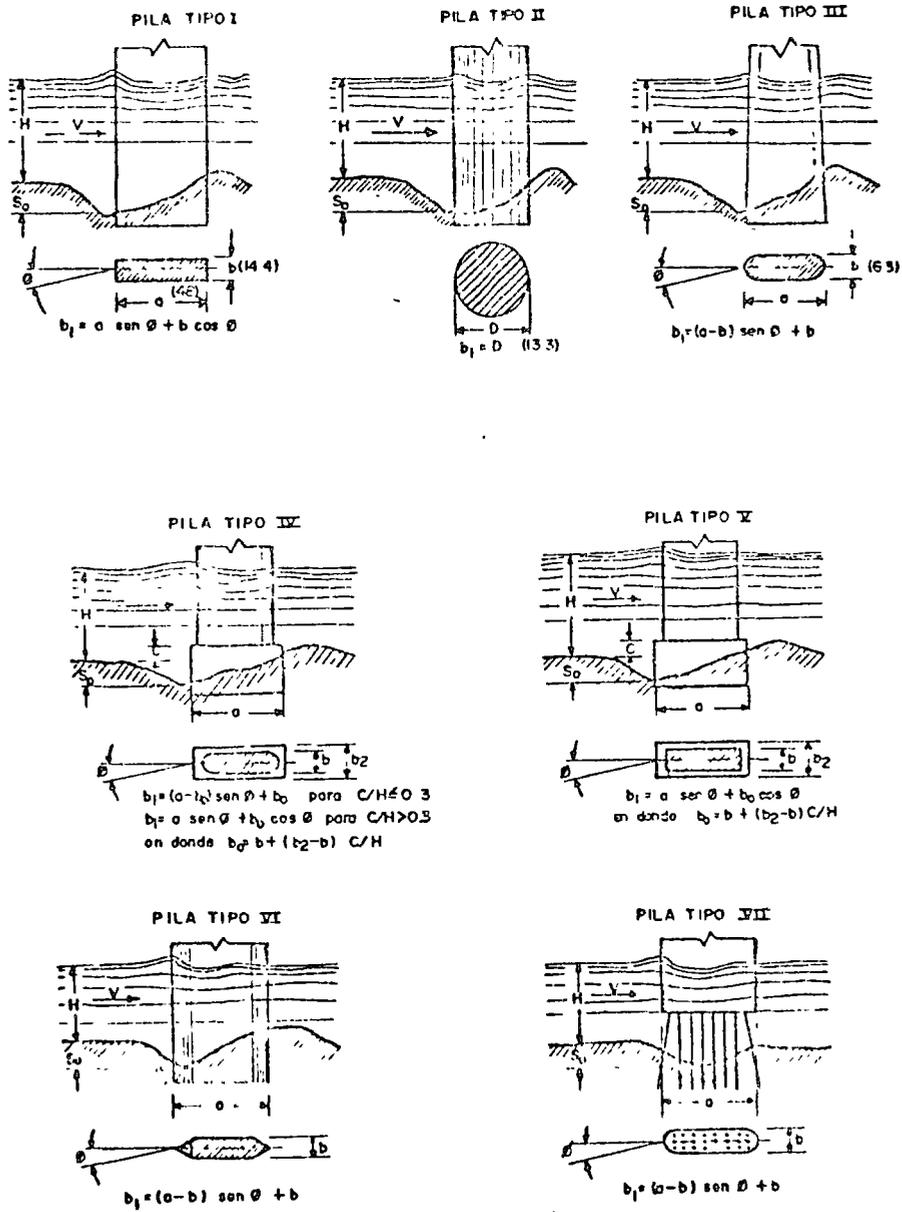


FIGURA No. 14. — Forma y dimensiones de pilas estudiadas. (valores de b_1 para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia)

- P_{α} Es un coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del espigón con la corriente como se muestra en la figura No. 15 ; su valor se puede encontrar en la tabla No. 10.
- P_q Coeficiente que depende de la relación Q_1/Q en que Q_1 es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera, y Q , el gasto total que escurre por el río. El valor de P_q puede encontrarse en la tabla No. 11.
- P_K Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo; su valor puede encontrarse en la tabla No. 12.
- H_0 Es el tirante que se tiene en la zona cercana al espigón antes de la erosión, en m.

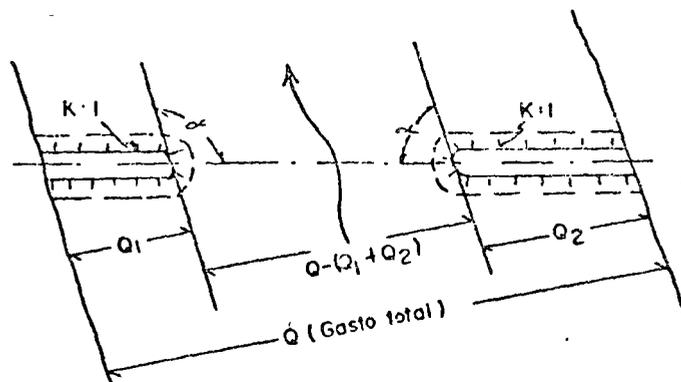


Fig. No. 15.-) Disposición de los estribos.

- Q_1 - Gasto teórico interceptado por el estribo izquierdo.
- Q_2 - Gasto teórico interceptado por el estribo derecho.

TABLA No. 10

Valores del coeficiente P_{α} en función del ángulo α

α	20°	60°	90°	120°	150°
P_{α}	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

TABLA No. 11

Valores del coeficiente P_q en función de Q_1/Q

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

TABLA No. 12

Valores del coeficiente P_K en función de K

TALUD K	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
P_K	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

En el caso de que el cruce del puente se efectúe en forma recta ($\alpha = 90^\circ$) y el talud del estribo sea vertical, la expresión de Artamonov queda reducida a:

$$S_T = P_q H_o \quad (28)$$





MÉTODOS DE PERFORACION Y SONDEO.

2.1. GENERALIDADES:

Después de haber tratado en forma generalizada sobre los componentes del suelo, hablaremos de los métodos de perforación y sondeo.

Estos se consideran en dos grupos: Directos e Indirectos.

Directos: Son aquellos procedimientos en que el reconocimiento del suelo se hace a través de las muestras representativas obtenidas en el sondeo.

Indirectos: Son los métodos efectuados en los sondeos en los que no se obtiene muestra alguna y cuyos resultados son obtenidos en forma indirecta.

LOS MÉTODOS DIRECTOS SON:

- a).- Cielo abierto, con extracción de muestras alteradas o inalteradas, se obtienen de excavaciones (pozos a cielo abierto), galerías, trincheras, túneles, etc.
- b).- Posteadora, Barreno helicoidal, socabadoras, etc.
- c).- Penetración estándar
- d).- Método de lavado: Sondeos en los que se obtienen muestras llamadas "húmedas" (washoring).
- e).- Muestreo inalterado en tubo de pared delgada (tipo Snelby) y otros tipos de muestreadores especiales. El muestreo puede ser prácticamente continuo o alternado.
- f).- Percusión, perforación en poleo y grava.
- g).- Sondeos mediante el empleo de equipo rotatorio: Perforación en ro

LOS MÉTODOS EMPLEADOS SON LOS SIGUIENTES:

- a).- Velocidad
- b).- Penetración cónica dinámica
- c).- Penetración cónica estática
- d).- Sísmico
- e).- Resistividad eléctrica
- f).- Magnético
- g).- Gravimétrico

Antes de tratar de cada uno de los métodos de perforación, hablaremos generalizadamente de el empleo de lodos en perforación.

2.2.- EMPLEO DE LODOS EN PERFORACION.

Se llama lodo de perforación al fluido que permite enfriar las brocas, sacar los sedimentos de perforación y enjarrar las paredes del sondeo.

Esta última condición hace necesario, en ciertos casos, que el fluido no moje las formaciones y en otras que tenga un peso específico muy elevado (como sucede en el caso de perforaciones para la obtención del petróleo, contrarrestando con su elevado peso específico la potencia del gas al momento en que se le encuentra), debiendo ser siempre capaz de formar una costra o cáscara, que realice la misión de un entubado. Todas estas propiedades debe poseerlas frecuentemente un mismo lodo.

CARACTERÍSTICAS DE LOS LODOS.-

Las más importantes en perforación son: El agua libre, el espesor de la costra, la densidad, la viscosidad y la tixotropía; que son las que condicionan el sostenimiento de las paredes del sondeo y la posibilidad de poder trabajar.

EL AGUA LIBRE Y LA COSTRA.-

Los lodos se emplean para formar una costra en las paredes del sondeo que le de estabilidad, esta costra se forma al absorber el terreno el agua libre del lodo, siendo preciso que ésta costra sea delgada y resistente para permitir el paso de las herramientas de perforación.

El agua libre, cuando es demasiada, en lodos de partículas gruesas, puede provocar, al ser absorbida por las arcillas, su disgregación, siendo insuficiente la costra para detenerlas, ahora bien, las partículas gruesas pueden formar una costra de gran espesor siendo desprendida por las maniobras de cambio de herramienta de perforación.

Durante la circulación del lodo, el espesor de la costra se mantiene constante ya que se mantiene un equilibrio entre la erosión y el aporte de partículas, regido por la filtración del agua libre.

Un lodo con gran cantidad de agua libre, produce, a pesar de la circulación, una costra gruesa.

DENSIDAD.-

La densidad que se ha logrado en lodos de circulación suele ser de -- 1.2. La arcilla diluida en el agua no permite sobrepasar de 1.4 por encima del cual los lodos no pueden ser bombeables. Entonces se carga el lodo -- con diferentes productos, que son: pirita, galena o barita. Con esta última se logran densidades hasta de 2.4.

Los lodos densos ejercen contra las paredes del pozo una contrapresión que mantiene las formaciones del subsuelo en su sitio.

VISCOSIDAD.-

La viscosidad debe ser lo menor posible para disminuir las pérdidas de carga debidas al flujo del lodo y la potencia de las bombas, así como -- para permitir una buena separación de las partículas de arena arrastradas por el lodo. La poca debe ser demasiado pequeña, esto a fin de evitar que durante la perforación se sedimenten en los sondajes las partículas inertes. Está ligada al estado eléctrico del lodo y es la que asegura la continuidad de la costra frente a los horizontes impermeables.

TIXOTROPIA.-

La tixotropía es la propiedad de un líquido por la que se convierte -- en un gel cuando no circula. Es una propiedad muy apreciada de los lodos de perforación, por que el gel así formado, cada vez que se para la circulación, impide que el azolve cargado al fondo del pozo y bloquee la herramienta de perforación. Sin embargo, no debe ser demasiado grande, para -- que no impida que se restablezca la circulación del lodo; la tixotropía es un fenómeno muy complejo que depende de los constituyentes del lodo.

CONSUMO DE LODOS.-

El consumo en circuito cerrado, es pequeño; teóricamente bastará aumentar la cantidad del mismo para compensar el aumento del volumen de la perforación debido a su avance.

Un horizonte permeable puede absorber lodo. Si se trata de una fisura, el lodo desaparece hasta que se obtura dicha salida. Debenose compensar las pérdidas.

Algunas arcillas que forman horizontes importantes pueden mezclarse en -- el lodo y aumentar peligrosamente su viscosidad; entonces se debe de reducir.

Las aguas saladas y el yeso pueden flocular el lodo, bloqueando así la herramienta de perforación.

En exceso de arena, debido a un desarenado insuficiente provoca el -- desgaste de las bombas, tubos, trépanos y un aumento del agua libre. Puede llegar a ser necesario reemplazar todo el lodo.

Por todo esto, se hace necesaria una vigilancia del lodo durante la -- perforación.

CIRCULACION DEL LODO HASTA LA SUPERFICIE DEL TERRENO.

Los lodos se almacenan en unos depósitos hechos expresamente cerca de -- donde se está perforando, que en general no son más que una simple excavación cuyas dimensiones dependen de la profundidad y diámetro del sondeo -- que se efectúe.

Una bomba potente aspira el lodo de el depósito y lo hace circular -- hasta el pozo.

A la salida del sondeo un largo canal, recoge el lodo que sale y lo -- conduce nuevamente a los tanques de almacenamiento, de donde se tomará de -- nuevo, permitiendo que se sedimente el material en suspensión. Los frag-- mentos más gruesos se pueden eliminar con una criba vibrante colocada al -- principio del canal.

TIPOS DE LODOS:

La base de todos los lodos la constituyen las arcillas, a excepción -- de los que están constituidos por almidón o aceite.

No todas las arcillas poseen las propiedades convenientes para formar lodos; por ejemplo, las arcillas del grupo de la caolinita dan una consistencia demasiado gruesa y contiene mucha agua libre.

Las arcillas ordinarias, muy a menudo cálcicas, están frecuentemente asociadas, de materias inertes; se deben de activar con carbonato sódico o con fosfato sódico.

Las bentonitas sódicas, que presentan una aptitud de hinchamiento, -- son las más recomendadas para la confección de los lodos de perforación; -- pero, debido a su escasez (fuera del Valle de México) y con ello su precio elevado, se les emplea solo para mejorar los lodos ordinarios; agregándose de 1 a 2 % para lodos ordinarios; 3 a 4 % en el caso de que aparezca un horizonte arenoso; y de 2 a 3 % para el caso de pequeños desprendimientos.

Para aumentar el estado coloidal del lodo, se le puede agregar, por -- orden de eficiencia: Alginato sódico; carboximetilcelulosa o almidón.

Para mantener la viscosidad de los lodos se puede recurrir a los aditivos; por ejemplo, fosfatos o carbonatos.

PREPARACION DE LOS LODOS DE ARCILLA.-

La arcilla se extrae, se muele, se criba y después se mezcla con agua, bien en un tanque provisto de un agitador mecánico, o bien después de una hidratación preliminar conseguida con la circulación bajo presión de las -- bombas del sondeo. Se la hidrata así durante varios días y después se la diluye a voluntad. Los productos químicos se emplean bajo forma de soluciones.

El grado de mezcla de los lodos tiene una gran importancia; es necesario seguir las instrucciones de los laboratorios para no obtener propiedades diferentes, e incluso opuestas, de las que se esperan.

CONTAMINACION DE LOS LODOS.-

Los lodos durante la perforación pueden perder sus propiedades, ya sea por la incorporación de partículas gruesas debidas a la profundidad del sondeo, o bien por cambios de propiedades físicas.

La contaminación de los lodos puede ser física o química.

La contaminación física es cuando el fluido se vuelve heterogéneo debido a las partículas gruesas desprendidas por la herramienta de perforación: las partículas gruesas (40 micras o mas), no tienen una influencia grave en las partículas en suspensión, pues se sedimentan con facilidad, sin embargo, provocan el desgaste de las bombas, tubos y el aumento del agua libre y costuras que permiten filtración. Contrariamente sucede con las partículas de diámetro comprendido entre 20 y 40 micras (limos), que tienen una influencia grande sobre las partículas en suspensión y si no se compensan con nuevas suspensiones de arcilla coloidal, el lodo tiene una cantidad muy elevada de agua libre, con el riesgo además de que al primer incidente en el trabajo pueda coagularse, provocando el estancamiento en la circulación del lodo.

La contaminación química por sólidos es la mas peligrosa y corresponde, para los lodos de agua-arcilla, a los siguientes fenómenos: Cambio de base entre la arcilla y la sal disociada cuyo efecto consiste en aumentar la viscosidad, la hidratación y la ionización de las suspensiones arcillosas y cuando se pone el lodo en contacto con los iones calcio y sodio: un efecto notable, en el desplazamiento de iones absorbidos por la arcilla y reemplazados por los cationes incorporados a Ca o Na , se advierte por el aumento de agua libre del lodo y por la formación de una costra frágil y gruesa.

APARATOS USADOS PARA ESTUDIAR LOS LODOS.-

Los aparatos usados para estudiar los lodos, son los siguientes:

Para el caso del agua libre y la costra, se usa el filtro prensa Baroid, (ver Fig. II-1), de fabricación sencilla, que consiste en un marco



Fig. II-1

fijo el cual sujeta a un cilindro-filtro dentro del cual se introduce el lodo al que a base de presión se le separa la cantidad de agua libre contenida en determinado tiempo, la cual es determinada.

Para la determinación de la viscosidad, se usa el aparato llamado Viscosímetro de Stormer (ver Fig. II-2), que da el peso necesario para arrastrar un agitador a una velocidad de 500 revoluciones por minuto y permite determinar la resistencia inicial del gel, debida a la tixotropía, al final de un tiempo determinado de reposo.

El Electrómetro (ver Fig. II-3), basado en una corriente de agua ascendente, introducida por la base de un tubo de sobordamiento en el que se encuentra la muestra del lodo, sirve para medir el contenido de arena.

Y por último, se usa la balanza de Boreid, para determinar la densidad de los lodos.

CONCLUSIONES.-

El uso de los lodos es de gran utilidad en perforaciones profundas, así como donde el empleo de ademe es costoso y a veces imposible. Su uso en las Obras de Ingeniería en nuestro medio, aún está restringido, no así en las perforaciones profundas para la localización del petróleo.

2.3.- METODOS DIRECTOS.-

A continuación se describirán los métodos directos o sean aquellos procedimientos en los que el reconocimiento del suelo se hace a través de las muestras que se obtienen en el sondeo.

2.3a.- EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO CON MUESTREO ALTERADO O INALTERADO.

OBJETO.-

Este tipo de exploración es útil cuando por el reconocimiento superficial del terreno se concluye que éste presenta buenas condiciones de cimentación y debido a la importancia de la estructura, se considera necesario efectuar estudios más detallados, ya que en este caso, la influencia de la construcción llegará a poca profundidad con el nivel de desplante. También se emplea para la obtención de muestras inalteradas tomadas de las paredes de la excavación.

Este método tiene la ventaja de que se puede observar directamente la estratigrafía del suelo con objeto de apreciar las condiciones de cementación (angulosidad y trabazón de las partículas que constituyen el estrato), con objeto de recomendar la capacidad de carga en caso de no poder obtenerse muestras inalteradas, como es el caso de arenas o suelos con bolcos y gravas. Su profundidad está limitada por la dificultad creciente que existe para avanzar dentro del pozo, ya que es necesario tomar en cuenta el traspatreo, nivel de aguas freáticas y el consecuente derrumbe de las pare-

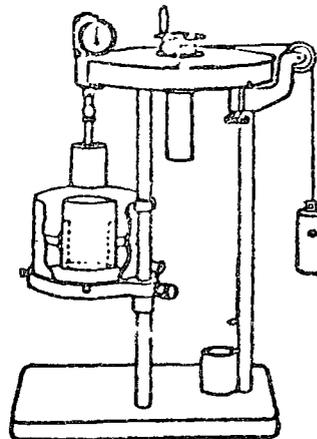


Fig. II-2
Viscosímetro de Storer

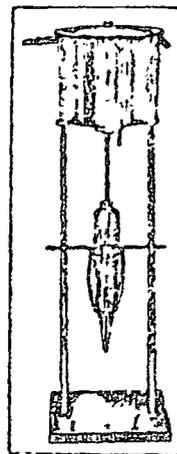


Fig. II-3
Electrómetro

des del pozo en materiales sin cohesión.

EQUIPO, HERRAMIENTA Y MATERIALES:-

picos, palas, barretas, cuencillos labra-muestras, espátulas, machetes flojes de acero, alambres de acero colocados en marcos de segueta, manta de cielo, parafina, brea, estufa de petróleo, cable de manila, costales o cajones, brochas de 10 cm., tarjetas de identificación de muestras (vease-enseguida el contenido de una tarjeta para las muestras).

D E P E N D E N C I A

Tipo de Obra _____
Sondeo No. _____ Localización _____
Muestra No. _____ Profundidad _____
Clasificación _____
Fecha _____ Sondeo _____
Supervisó _____
Observaciones _____

PROCEDIMIENTO.-

En el caso de materiales en los que es imposible labrar muestras inalteradas deberá efectuarse una inspección visual y enviar muestras en bolsas de lona, o bolsas de papel parafinado al Laboratorio, para ser inspeccionadas y efectuar en ellas algunos ensayos de clasificación. Estas muestras deberán tomarse en cada estrato o bien cada metro de profundidad y serán reducidas a tamaño conveniente por el procedimiento llamado cuarto que se aplica cuando el volumen que se obtiene al muestrear un pozo, es excesivo.

Las muestras inalteradas es más conveniente obtenerlas de las paredes de excavación pues en el fondo es generalmente alterado por los trabajadores.

a).- Se marca un cuadro de aproximadamente 25 cm por lado en una de las paredes de la excavación.

b).- Se excava cuidadosamente alrededor del perímetro marcado, conservando solo la cara inferior.

c).- Con todo cuidado se recorta el terreno por la base de la muestra para desprenderla. Debe marcarse cual es la cara inferior de la misma con objeto de que al ensayarla se le dé una posición igual a la que tenía en el terreno.

d).- La muestra debe ser inmediatamente cubierta con una o dos capas de una mezcla de parafina y brea previamente preparada en caliente (1 parte de brea y 2 de parafina).

e).- Después debe cubrirse la muestra con manta de cielo y volver a -

aplicar otra capa de mezcla de brea-parafina, teniendo cuidado de colocarle una etiqueta dentro de ésta cubierta protectora y otra por el exterior. Esto con el fin de garantizar los datos al extraviarse la etiqueta exterior.

f). - Se coloca la muestra en un cajón de dimensiones mayores y se empaqueta con aserrín, papel o hierba para protegerla contra golpes durante el transporte.

Es también posible obtener muestras inalteradas de excavaciones a cielo abierto empleando tubos muestreadores:

Después de limpiar y nivelar el terreno se introduce el tubo muestreador por presión.

Se recorta la muestra por su base y se envasa.

Se protegen los dos extremos con una capa de parafina y brea y se empaqueta en un cajón con aserrín o papel.

2.3b.- POSTEADORA, BARRENO HELICOIDAL, etc.

O B J E T O.-

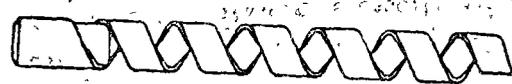
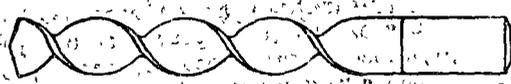
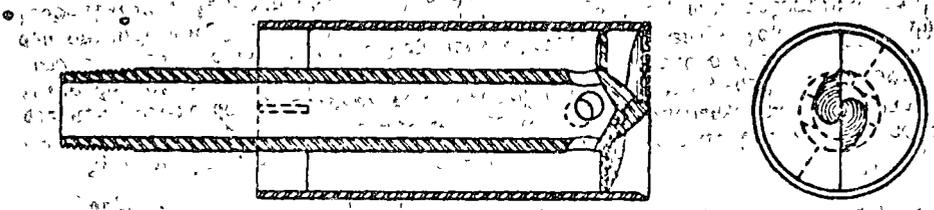
Con el objeto de obtener muestras alteradas hasta una profundidad máxima de 15.00 m que nos den una información preliminar de las características del suelo en formaciones geológicas suaves, es conveniente emplear estas herramientas. También se emplean con objeto de determinar la profundidad del nivel freático, profundizar excavaciones a cielo abierto y limpiar los sondeos que se efectúan por otros métodos.

EQUIPO, HERRAMIENTA Y MATERIALES:-

Posteadora con maneral, barreno helicoidal (ver Fig. II-4), barreno - espiral, cuchara limpiadora, etc. las primeras las hay de 4" a 9" de ϕ , --- siendo más usadas las de 4" y 6", los segundos los hay desde 2" hasta 3 1/2" de ϕ , tubos de 3/4" en tramos de 1 m (extensiones), un par de llaves Stillson, frascos, parafina, brea, tarjetas de identificación de muestras, pico y pala.

Postadora con manera, barrenos helicoidales, barrenos
tipo espiral y cuchara limpiadora o de pocero.

Fig. 11-4



PROCEDIMIENTO.-

Generalmente con un pico y una pala se inicia un pequeño agujero para poder introducir la herramienta en él y por medio de giros aplicados por uno o dos hombres en el maneral se hace avanzar la herramienta en el terreno, quedando aprisionada la muestra entre las hojas de lámina curvadas.

La muestra obtenida se coloca en los frascos, los cuales se sellan -- con una mezcla de parafina y breca colocándose las etiquetas respectivas.

Este procedimiento se repite para avanzar dentro del pozo agregando -- tramos de tubería. En materiales sin cohesión abajo del nivel freático, -- la posteadora y barreno se lavan, no obteniéndose la muestra. Además, el pozo se derrumba, a menos que está adomado.

2.3c.- PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR.-

GENERALIDADES.-

La prueba de penetración estándar es aquella que consiste en hincar un muestreador en el terreno, una cierta cantidad a partir de un número de golpes, con el fin de correlacionar su capacidad de carga.

Esta prueba se lleva a cabo con un martinete de 63.5 kgs. (140 lbs.), el cual es dejado caer libremente, guiado por la tubería de perforación, a través de su diámetro interior, una distancia de 76 cm (30 pulgs.), elevándose con un cable que es accionado manualmente o con máquina, el cual está suspendido por una polea del trípode, ésta golpea en el ensanchamiento del cabezote de la tubería de perforación, el número necesario de golpes para introducir el muestreador estándar 30.5 cm (un pie), deberá ser contado.

La "Standar Penetration Test", fué llamada así por su autor el Dr. -- Ing. Karl Von Terzaghi cuando ejecutó una serie de estudios a una muestra-intacta de suelo, siendo él quien después de muchos ensayos en arenas, limos y arcillas, fijó las especificaciones a que está sometida dicha prueba.

OBJETO.-

El principal es el de las correlaciones efectuadas tanto en el campo -- como en el laboratorio en diversos suelos, principalmente en las arenas, -- que han permitido relacionar con aproximación su compacidad y su ángulo de fricción interna, ϕ , así como el valor de la resistencia a la compresión -- simple. Estas correlaciones han podido efectuarse en suelos donde se pueden obtener muestras inalteradas en las que se les pueda determinar en los laboratorios, los conceptos antes dichos.

En la práctica se ha podido llegar a conclusiones satisfactorias por medio de gráficas, tablas y estadísticas para suelos friccionantes, aplicables a la práctica, sin embargo los resultados obtenidos en las correlaciones de ésta prueba y la resistencia a la compresión simple en suelos arcillosos plásticos, son menos satisfactorios, de ahí que se recomiende de -- preferencia, determinar dicha resistencia a muestras inalteradas, por medio del ensayo de compresión simple.

En la Fig. II-5, aparece una correlación estudiada por Peck-Hanson -- Thornburn (Ref. 10), sobre arena y suelos friccionantes. En la gráfica podemos observar que a mayor número de golpes es mayor la compactación relativa en la arena y consiguientemente un ángulo de fricción interna mayor, de igual forma apreciamos que, para el mismo número de golpes se tiene un ϕ mayor en arenas limpias finas o limosas.

Investigaciones hechas recientemente por Holtz-Gibbs y Coffman, indican la influencia existente de la presión vertical sobre el número de golpes, dichos estudios los llevó a la conclusión de poner determinar la gráfica presentada en la Fig. II-6, pudiéndose apreciar la relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compactación relativa para arenas (Ref. 5).

En esta gráfica a un número de golpes de la prueba de penetración estándar corresponden, según sea la presión actuante sobre la arena, la cual está en función de la profundidad a que se haga la prueba.

Para el caso de arenas donde se cimentará un edificio, se deberá hacer esta prueba en un número de puntos tal, que como mínimo, sea una por cada 4 a 6 zapatas. Los valores de N (# de golpes) deben ser determinados en intervalos de 76 cm (2.5 pies), en la dirección vertical y el valor promedio de N , debajo de cada punto deberá ser determinado entre el nivel de la base de la zapata y el ancho B , bajo éste nivel. Así, el valor mínimo promedio de N obtenido de esta manera deberá ser usado para una mayor seguridad, donde las cargas

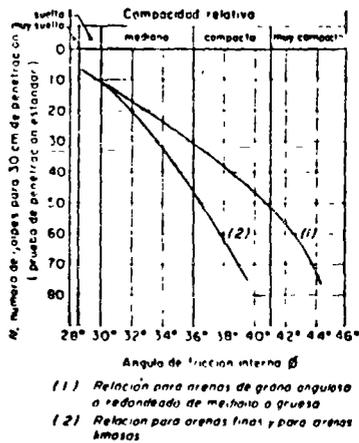


Fig. II-5
Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interno de arenas (Ref. 5).

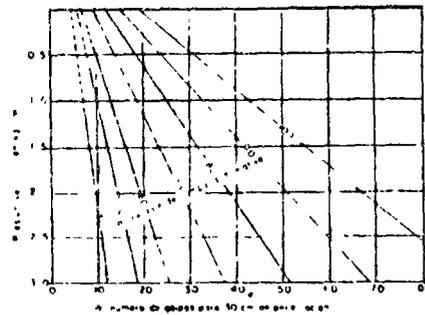


Fig. II-6
Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compactación relativa para arenas.

computadas con la seguridad en todas las zapatas (ref. 10).

Si el suelo consiste de arenas muy finas bajo el nivel de aguas freáticas y en estado semicompacto o compacto los valores de N pueden aparecer muy grandes, ya que su permeabilidad es suficientemente baja para no permitir la disipación rápida de tensiones en el agua de los poros que se desarrollan bajo la acción de los esfuerzos dinámicos introducidos por el trabajo del muestreador.

Empíricamente se ha encontrado que para estos casos el valor de N puede corregirse mediante la siguiente expresión:

$$N = 15 + 1/2 (N' - 15)$$

En la cual N es el valor corregido del índice de penetración y N' es el valor observado durante el muestreo. Esta expresión es aplicable cuando la resistencia a la penetración es mayor de 15 golpes, para las arenas finas y saturadas.

EQUIPO Y HERRAMIENTAS.-

Muestreador de media cana (penetrómetro estándar) ver fig. II-7; martinete de 63.5 kgs. fig. II-8; trípode adecuado; polea sencilla, fig. II-9; luerca de ademe; posteadora, si el material es cohesivo; varras de perforación AX, con cope de golpeo; guía para el martinete; malacate, trépanos; llaves de cadena; cable; llaves Stillson; trascos de boca ancha; parafina y urea; tarjetas de identificación; bomba de agua y junta giratoria (swivel), etc.

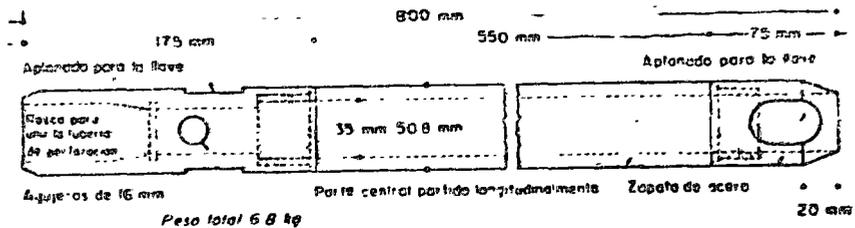


Fig. II-7
Penetrómetro Estándar

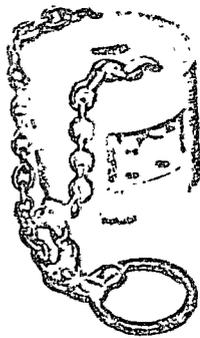


Fig. II-8 Martinete



Fig. II-9 Polea sencilla.

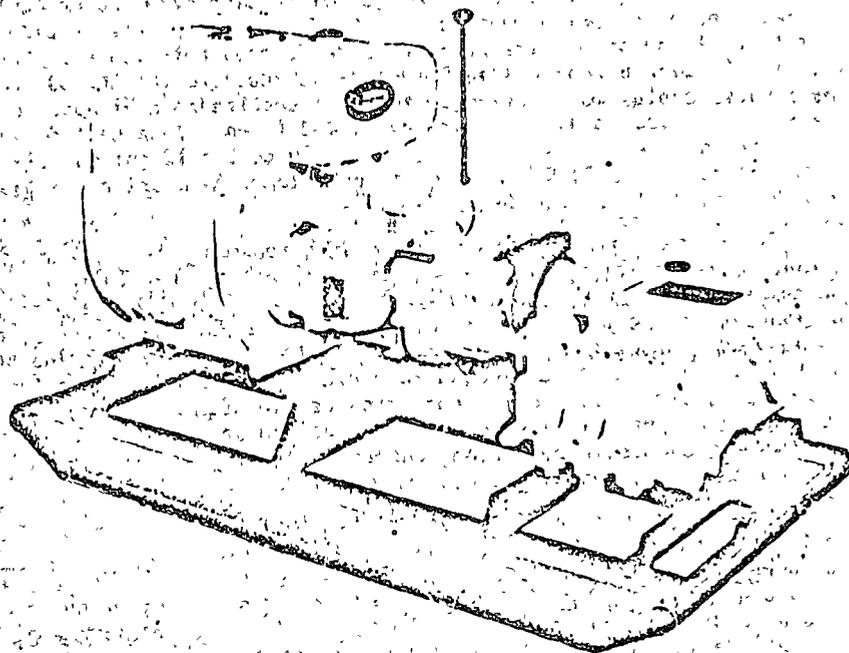


Fig. II-10
Bomba de Agua

PROCEDIMIENTO.- a).- Se toma la primera muestra en la superficie a la profundidad que se desee, luego se limpia el pozo con posteadora o cuchara de pocero hasta la profundidad que permita el azolve que en tal caso, se -- utilizará tubería de ademe y chiflón de agua.

b).- Ya teniendo limpio el pozo se introduce el muestreador nuevamente y las barras de perforación hasta estar en contacto con el fondo del pozo, se aplica luego energía al cople superior de golpeo de la barra de perforación por medio del martinete hasta que penetra 15 cm. empezará a contarse -

el número de golpes necesarios para introducir 30.5 cm (un pie), procurando vigilar la longitud de caída libre que no deberá ser mayor ni inferior a 76 cm. (2.5 pies). A partir de ésta penetración se seguirá hincando hasta el total del muestreador.

La resistencia a la penetración es expresada por el número de golpes N necesario para lograr la penetración de 30.5 cm.

Se recomienda que en terreno de alta resistencia se suspenda la prueba al llegar a 50 golpes para proteger el penetrómetro, no obstante haber logrado una penetración menor a los 30.5 cm., a veces nula, debiéndose anotar la cantidad de muestra recuperada de la siguiente manera: 50/10, 50/20, 50/30, etc. o sea que con 50 golpes se recuperó 10, 20, 30, cm. etc., debiéndose anotar la longitud de muestra recuperada en el muestreador y tomarlo en consideración en la profundidad del sondeo, en caso de que la resistencia del terreno sea baja, por ejemplo de 8 a 10 golpes del martinete para recuperar los 30.5 cm. se recomienda tomar la muestra con tubo de pared delgada de $\frac{1}{4}$ " hincado a presión.

Cuando se tropieza con gravas, cantos rodados o boleos empacados en arcillas, puede indicarnos resistencias muy altas y por lo tanto falsas, de ahí que hagamos uso del chiflón de agua para tratar de limpiar el pozo de los azolves, cuando las rocas son de 10 a 20 cm. se procede a meter el trapano con inyector de agua procurando triturarlos y extraerlos por medio de lavado, si el manto es rocoso como presenta a menudo en los lechos de los ríos se procederá a meter cartuchos de dinamita o gelatina que pueden ser detonados por estopines eléctricos pudiéndose después de esto continuar los ensayos de penetración, aunque si se sigue registrando el mismo estrato rocoso se recomienda usar otro método.

c).- Con el malacate ayudado por la máquina de perforación, se extrae la tubería y el muestreador, se lava exteriormente todo el lodo o partículas adheridas a éste, se extrae luego la muestra, procurando hacerlo de la parte central de la longitud total recuperada, siempre y cuando se trate de una muestra uniforme se tomará la parte más representativa (o sea la central) de ser de 2 o más materiales, se tomarán las partes de cada una de ellas, no sin antes haber determinado el total de éstas, tan luego se obtenga dicha muestra se deberá de introducir en un frasco de cristal limpio y seco, de cerrado hermético, el cual se debe de roscar y banar en la parte del tapón con una mezcla de parafina y brea, después se etiquetará con los datos obtenidos, estando lista para ser transportada al laboratorio de mecánica de suelos.

d).- Las correlaciones obtenidas de ésta prueba con el número de golpes (N) se dan en las siguientes tablas:

COMPACIDAD RELATIVA DE LAS ARENAS

N (No. de golpes)	Denominación	Compacidad relativa %
0 - 4	muy suelta	0 - 5
4 - 10	suelta	5 - 25
10 - 30	semi-compacta	25 - 60
30 - 50	compacta	60 - 75
más de 50	muy-compacta	mayor de 75

CONSISTENCIA NATURAL DE LAS ARCILLAS

N (No de golpes)	Denominación	Resistencia a la Compresión simple, en Kg/cm ² (aprox.)
0 - 2	Muy-blanda	0 - 0.25
2 - 4	blanca	0.25 - 0.5
4 - 8	semi-dura	0.5 - 1
8 - 15	dura	1 - 2
15 - 30	muy-dura	2 - 4
mayor de 30	rígida	mayor de 4

CONCLUSIONES:

Las arcillas tienen un comportamiento notablemente diferente cuando se las ensaña dinámicamente del que corresponde al comportamiento estático, siendo más acentuada cuando son más sensitivas. Los factores que intervienen en tal discrepancia son: primero, al remoldeo que ocasiona el muestreador de media cana, hace que la resistencia a la penetración de la arcilla sea menor que la que corresponde a su estado natural; por otra parte, a medida que la velocidad de la deformación aumenta, presentan una mayor resistencia. En tales condiciones, es evidente que la resistencia a la penetración aún cuando proporciona alguna información en relación con la consistencia natural de la arcilla, no deberá tomarse como medida precisa de su resistencia al corte; en forma conservadora se le puede utilizar para el caso de arcillas de consistencia semi-dura a dura de baja sensibilidad. Por lo tanto se recomienda preferiblemente recurrir para la determinación de la resistencia al corte de las arcillas a los ensayos de laboratorio realizados en especímenes inalterados obtenidos con otros métodos o bien por medio de mediciones "in situ" con veleta.

Otro caso se puede presentar para usar esta prueba conservadoramente y es el que la muestra por obtener no reciba la energía total aplicada por el martinete, debido a que estos puedan absorber una gran parte de dicha energía, ya que a grandes profundidades, las barras de perforación que transmiten el peso del martinete, sufren flambéo y consiguientemente se pierde parte de la total energía que se quiere transmitir al muestreador, esto, aparte del rozamiento que se tiene en las paredes del sondeo que no en todos los casos es despreciable, por todo esto y según el mismo Terzaghi recomienda ser prudentes en la interpretación de esta prueba, principalmente cuando se trate de cimentaciones de construcciones importantes. En la actualidad en nuestro medio se dan factores de seguridad de tres para la

capacidad del suelo estudiado por éste método y si el caso lo requiera se-
llevan otras pruebas más efectivas.

Una forma de perfeccionar éste ensayo lo recomienda H. Cambefort y es
el que consiste en realizarlo con un saca muestras moderno y una corredera
para el golpeo.

2.34.- METODO DE LAVADO.-

OBJETO.-

El método de lavado es un procedimiento exploratorio rápido y económi-
co que se utiliza para conocer aproximadamente la estratigrafía del suelo,
aunque pueden llegar a obtenerse errores al marcar las fronteras entre es-
tractos, del orden de 1 a 2 m. siendo frecuente su uso, solo como auxiliar
en otros métodos de perforación, para avanzar el sondeo. Las muestras que
se obtienen por éste método, son completamente alteradas.

EQUIPO, HERRAMIENTAS Y MATERIALES.-

Máquina perforadora (de preferencia hidráulica), trípode adecuado, po-
lea sencilla, tubería de ademe, barras de perforación, bomba de agua, mala-
cate, junta giratoria (swivel), Fig. (II-11), cable, llaves de cadena, lla-
ves Stillson, mangueras, martinete y guía para el mismo, trépanos (Fig. II-
11a), recipiente para obtener la muestra, etc.

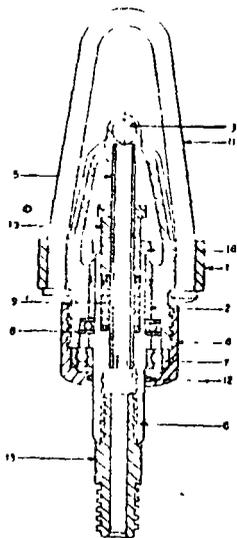


Fig. II-11

1.-Cuerpo principal. 2.-"Dushing". 3.-Entrada del agua. 4.- Tapón inferior para el cuerpo principal. 5.-Tubo de lavado. 6.-Adaptador del cable y tubería de barrenos. 7.-Cojinete de baleros. 8.-Cojinete asistido de baleros. 9.-Anillo de empaque. 10.-Tuercas para fijar los baleros. 11.-Gancho para elevar. 12.- Feltro de empaque. 13.-Cable; 14.- Tuercas a presión, Naple, Codo a 45°, etc.

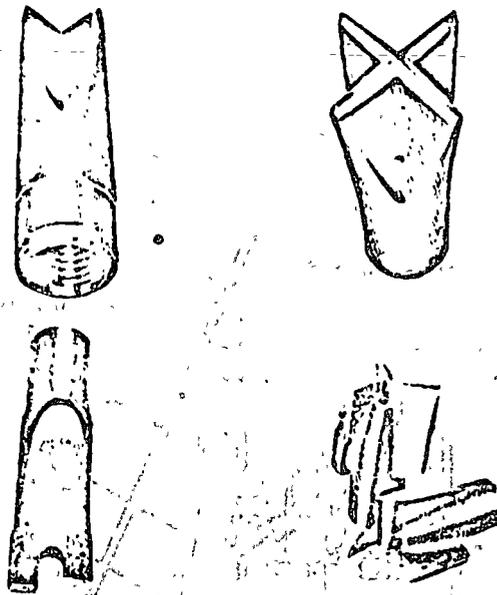


Fig. II-11a.

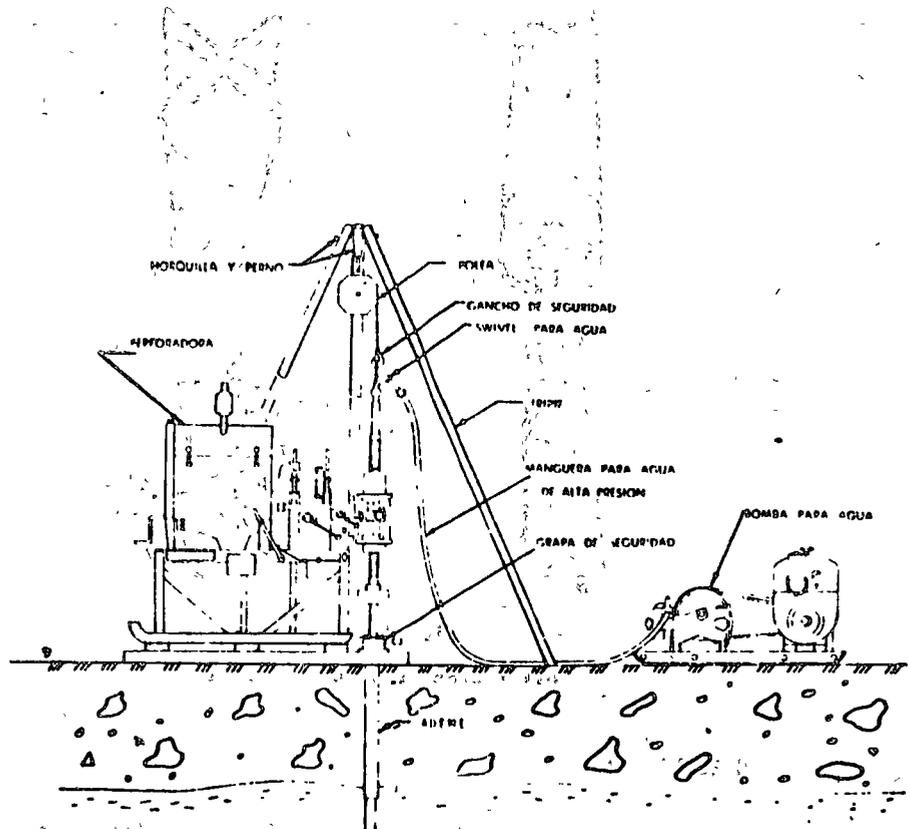
Diferentes tipos de trépanos

PROCEDIMIENTO--

Para iniciar la perforación se instala el tripie, después de haber lo calizado el sondeo e instalado la máquina (vease Fig. II-12), hincándose de inmediato en el suelo un tramo de ademe. En seguida, se introduce dentro de éste el trépano conectado a las varillas de perforación y en cuyos extremos va conectada la junta giratoria, a través de la cual se inyecta el agua a presión, procurando dejar caer libremente, desde cierta altura (20-50 cm), el trépano, debiendo girar a la vez la varilla, con el objeto de ir desalojando el material que se encuentra dentro de la tubería que forma el ademe y obtener, a través de el espacio que queda, entre éste y la varilla de perforación, la mezcla de agua y material en suspensión, misma que se recoge en un recipiente para examinarlo.

Quando ya se ha llegado con la perforación y el lavado hasta el extremo inferior de la tubería de ademe, se suspende la inyección de agua y se repite el proceso.

La tubería de ademe es hincada por el procedimiento de percusión, --- siendo aplicados los golpes sobre el cabezote por el martinete, ayudando al proceso de hincado haciendo girar la tubería con las llaves de cadena y llaves Stillson, venciendo con ello la fricción entre suelo y tubería.



Este sistema de bombeo de agua se utiliza para...
 La instalación de la perforadora, triple...
Instalación de la perforadora, triple...
bomba de agua....
 Este sistema de bombeo de agua se utiliza para...
 La instalación de la perforadora, triple...
 Este sistema de bombeo de agua se utiliza para...

Este sistema de bombeo de agua se utiliza para...
 La instalación de la perforadora, triple...
 Este sistema de bombeo de agua se utiliza para...

23.- MUESTREO INALTERADO CONTINUO CON TUBO DE PARED DELGADA (HVORSLEY Y SHELBY)

GENERALIDADES.-

La prueba de muestreo inalterado continuo con tubo de pared delgada es aquella que consiste en hincar a presión un tubo muestreador de pared delgada en suelos cohesivos.

Este método, cuando es ejecutado con precisión, acatando las recomendaciones, es empleado como definitivo, después de haber empleado algunos otros métodos exploratorios para efectuar en las muestras obtenidas ensayos de consolidación y pruebas triaxiales en el laboratorio.

Se debe a M. J. Hvorslev (Ref. 12), las experiencias de este método y recomienda operar las herramientas de perforación, al obtener la muestra ejerciendo presión y nunca a golpes, ni ningún otro método dinámico, así como a velocidad constante: si no, se corre el riesgo de alterar la muestra. Las pruebas de laboratorio ejecutadas a este tipo de muestras alteradas hacen creer que existe una capacidad de carga que no es real.

Muchas de las ocasiones, principalmente cuando el trabajo se encomienda a personas irresponsables, y a veces, aún con las precauciones debidas, las muestras obtenidas no sirven. Esto nos hace pensar que el procedimiento empleado debe ser rechazado y sustituido por otro (cambio de muestreador, por ejemplo). A veces, debido a la economía, se presenta un método que aparentemente da los resultados del que debe de emplear, siendo éste un grave error ya que esto da mayores pérdidas, pues los sondeos mal testificados son inútiles.

La testificación puede ser continua o discontinua, siendo preferida la continua pues nos informa prácticamente de inmediato y sin probables alteraciones la sucesión ininterrumpida de las formaciones del suelo, no así la discontinua que nos la presenta fragmentaria.

OBJETO.-

El muestreo continuo inalterado en arcillas blandas compresibles alcanza todo su desarrollo con los laboratorios de mecánica de suelos obteniendo aquí, las características físicas y mecánicas de tales suelos, conociéndose con mayor o menor precisión tales estudios, dependiendo de las alteraciones que hayan sufrido las muestras, tanto en su obtención como en su transportación del lugar de origen al laboratorio.

Con los ensayos del laboratorio de consolidación, se pueden calcular los asentamientos y estabilidad de terraplenes o edificios, así como la resistencia a la compresión simple, para lo cual se hacen las pruebas triaxiales, determinándose la sensibilidad de la arcilla. Para el caso primero, es necesario que el tubo muestreador empleado (Hvorslev) en la obtención de la muestra, sea de 4 pulgadas de diámetro, como mínimo y para las pruebas triaxiales es suficiente obtener muestras con el scatestigos de 2 a 2 1/5 pulgadas de ϕ .

EQUIPO, HERRAMIENTA Y MATERIALES:

El equipo empleado en ésta prueba consiste de tripie adecuado, máquina perforadora (de preferencia hidráulica), diferencial de 1.5 tons. o más, bomba de agua, junta giratoria (Swivel), trépanos, mangueras, tubería de $3/4"$ ó más, según capacidad de la bomba, malacate, juego de poleas, tubería de ademe, barras de perforación, tubos muestreadores adecuados, cabezotes, cable, llaves de cadena, llaves Stillson, parafina, brea, estufa de petróleo, posteadora o cuchara, etc.

PROCEDIMIENTO.-

Se hince el muestreador utilizado en el terreno, usando el gato de la perforadora (si ésta es hidráulica), procurando que el hincado sea rápido y a velocidad constante, haciéndose necesario tener bien anclada la máquina al terreno. Cuando no se dispone de la perforadora hidráulica, la introducción del muestreador deberá efectuarse usando el malacate con un juego de poleas, procurando que el hincado se haga como se dijo antes, esto es muy importante, y finalmente si no se cuenta tampoco con el malacate, se usará el diferencial, aunque su uso da resultados inferiores.

Después de extraer la muestra, se limpia el fondo del pozo para evitar que existan sedimentos que se introduzcan en el muestreador y disminuyan el porcentaje de recuperación de la muestra, ya sea por medio de la posteadora, con cuchara, o bien por medio de inyección de agua.

Si la perforación se profundiza (a más de 10 m), y el tipo de arcilla es muy blanda se hace necesario ademar las paredes ya sea por medio de lodos o bien con tubería; cuando de ésta se trata, se deberá de introducir hasta una profundidad inferior a la de la cota donde se obtendrá la muestra, esto con el propósito de no alterar el terreno con el hincado a golpes del citado ademe.

En todo el proceso se deberá de mantener el pozo lleno de agua. Si la arcilla es muy blanda, del tipo bentoníticas, el agujero dejado por el sacamuestras puede expandirse en forma tan rápida que resulte necesario ademar por debajo de la cota donde se obtendrá la muestra, caso contrario donde las arcillas son medianamente compactas.

La razón principal de tomar muestras no alteradas es obtener datos sobre la consistencia de los suelos en el estado natural en que se encuentra, debe evitarse toda alteración innecesaria de la misma, por parte del tubomuestreador, ya que está demostrado que el grado de alteración de una muestra con un diámetro dado, aumenta muy rápidamente con el espesor de las paredes del tubo muestreador; por ello las paredes deben ser lo mas delgadas posibles, aunque lo suficientemente fuertes para aguantar la resistencia que el suelo ofrezca a la penetración sin que se produzca la deformación del tubo muestreador. Estos tubos pueden ser simples o de pistón.

Los tubos muestreadores simples consisten principalmente en una cabeza de unión entre el tubo de perforación y el tubo muestreador; éste tubo puede ser de acero sin costuras o de lámina.

El tubo muestreador tipo es el de 2 pulgadas de diámetro éste mues---

treador guarda todos los requisitos antes mencionados y está constituido - por un tubo de acero de (2") de diámetro, con paredes de 0.0013 a 0.0016 m de espesor, con una longitud de 0.75 a 0.90 m. En su extremo inferior está biselado para formar un borde cortante; en tanto que el superior se fija por medio de unos tornillos a la cabeza de unión y ésta a su vez es -- atornillada a la tubería de perforación; una vez que se ha efectuado el -- hincado del tubo muestreador por cualquiera de los procedimientos antes -- descritos se hace girar la tubería de perforación para cortar el extremo - inferior de la muestra levantándola hasta la superficie del terreno y reti- rando el tubo muestreador al aflojar los tornillos que lo fijan a la cabe- za de unión. Se limpian ambos extremos del tubo sacándole parte del mate- rial recuperado (1 a 2 cm) para proteger las caras extremas de las mues- tras del suelo vertiéndole parafina líquida con objeto de que forme un se- llo que evite la pérdida del contenido de humedad.

Ya con el tubo muestreador en el laboratorio, se procede a sacar la - muestra, utilizándose para ello un pistón, o bien cortando el tubo longitu- dinalmente, seccionándose después en tramos longitudinales. En general la extracción de la muestra debe realizarse en el cuarto húmedo para evitar - la evaporación que altere las condiciones reales de la misma; esta forma - de sondear y muestrear, es sumamente práctica y económica, especialmente - cuando se trata de perforar un suelo que requiere ademe con diámetro de (2.5").

TUBO MUESTREADOR "SHELBY"

Este es el tipo mas usado y no es mas que una adaptación económica -- del muestreador tipo de 2 pulgadas descrito en el párrafo anterior, el es- pesor de la lámina es del # 16 al 20, normalmente el diámetro mínimo que -- tienen estos muestreadores es de 3 pulgadas y el mas común es el de 4 pul- gadas, usándose a veces diámetros un poco mayores, su longitud es del or- den de los 70 a 80 cm; estos muestreadores son bastante útiles para ex- traer muestras tanto arriba, como abajo del nivel freático (Fig. II-13).

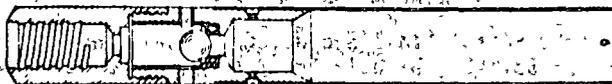


Fig. II-13

Penetrómetro de pared delgada tipo Shelby

TUBOS MUESTREADORES DE PISTÓN.

En la Fig. II-14, se ilustra un tubo muestreador del tipo pistón esta- cionario, usado en suelos finos como las arcillas tipo bentoníticas y algu- nas arenas limo-arcillosas.

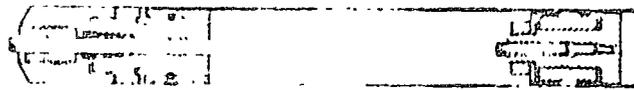


Fig. 11-14 Tubo muestreador de pistón.

El principio de este muestreador y de otros del mismo tipo, es introducirlo con el émbolo enrasado con la parte inferior del tubo, donde queda rígidamente fijado por la varilla que sujeta al émbolo, la cual queda a su vez fija, mientras es hecho el hincado del tubo, la maniobra de introducción del tubo muestreador hasta el fondo del sondeo es la misma que se ha explicado anteriormente para los otros tipos de muestreadores.

Estos muestreadores presentan ventajas sobre los otros muestreadores, principalmente en materiales de consistencia muy blanda, pues, "se presenta en éstos, franca frecuencia del material hacia el interior del muestreador, distorsionándose la estructura de la muestra durante su obtención" -- (Ref. 12). El pistón tiene como finalidad evitar esta fluencia, pues cierra el extremo inferior del muestreador. Otra ventaja es la de evitar la salida de la muestra al extraer el tubo, pues cuando aquella se desplaza hacia abajo, se provoca un vacío que impide su salida.

Otros tipos de muestreadores de pistón pueden ser, aparte del fijo o estacionario descrito, retráctil y móvil.

Se recomienda que todos los tubos muestreadores no tengan costuras -- soldadas y que las paredes interiores se lubriquen para evitar la fricción entre suelo y pared.

El grado de alteración de la muestra depende de las dimensiones del tubo muestreador y del procedimiento usado en el hincado del tubo. Esto es, para un tubo muestreador de un diámetro grande y con paredes delgadas, pero sin que éste se deforme al ser hincado, la estructura de la muestra sufrirá muy poca alteración, sucediendo lo contrario cuando las paredes del tubo sean gruesas y el diámetro pequeño.

Para muestras con diferentes diámetros, introducidos en el terreno -- por el mismo procedimiento de hincado, el grado de alteración depende del índice de áreas, que es la razón del área de la sección de la zapata o tubo a la sección de la muestra:

$$A_r (\%) = 100 \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_o^2}$$

En donde A es la relación de áreas expresadas en $\%$; D_e es el diámetro exterior del tubo, saca muestras y D_i el diámetro interior.

Para tubos muestreadores de acero con pared delgada de dos pulgadas de diámetro, la alteración resultante es aproximadamente del 10%; cuando es mayor el índice de áreas, resultará mayor la alteración que sufra la muestra, los valores encontrados en dicha alteración no excede del 40% cuando el tubo muestreador es introducido a percusión, los valores de alteración sobrepasan a la cifra mencionada, obteniéndose valores negativos en las pruebas de laboratorio.

MUESTREO EN ARENAS.

Cuando se trata de la obtención de muestras no alteradas en arenas que no tengan cohesión, es sumamente difícil y puede decirse que los métodos empleados hasta la fecha no resuelven el problema satisfactoriamente.

Las muestras inalteradas en pozos a cielo abierto se obtienen nivelando la excavación y colocando sobre la superficie nivelada un cilindro metálico de pared delgada con su eje vertical, este tiene 10 a 12 cm de diámetro y una altura de 10 cm hecho de lámina delgada. Se forza suavemente hasta enterrarlo; se coloca en la parte superior una tapa circular que encaja justamente; cuando la superficie de la muestra no enrasa con el borde superior del envase se rellena primeramente el espacio con parafina y luego se coloca la tapa, con una pala se forza la muestra unos centímetros por debajo del cilindro y se invierte para eliminarle el exceso de arena, de modo que pueda también sellarse con otra capa metálica y con parafina como se lo final en ambos extremos.

MUESTRAS ENTUBADAS EN ARENA ARRIBA DEL NIVEL FREÁTICO.

La dificultad en la toma de muestras de arenas finas se encuentra en la elevación del sacatestigos que se vacía con una gran facilidad, por lo tanto es necesario evitar que cuando se saque el tubo muestreador se vacíe el material para ello se ha ideado muestreadores que llevan en su parte inferior, una tapa como retén y su interior aloja un émbolo (Fig. II-15).



Fig. II-15.- Muestreador usado para obtener muestras de arenas.

Este muestreador tipo bomba, para arenas, es el más recomendado en la recuperación de muestras de arenas cuarzosas, y gravas finas. La arena se mantiene dentro del barril muestreador por la succión que crea el émbolo, y la tapa retiene el material cuando es removido hacia el exterior. El material que se recupera de esta forma es utilizado sólo para su inspección visual y clasificación general.

El muestreo inalterado bajo el nivel freático se efectúa de la misma forma que el anterior. Si esto no diera resultados buenos o se requirieran datos más precisos se puede recurrir al abatimiento del agua por medio de bombeo en pozos filtrantes hechos alrededor del sondeo, éstos, son perforaciones de 0.30 m. o más, en los que se bombea el agua por medio de un tubo de succión de mucho menor diámetro, para que el espacio que queda entre el tubo y las paredes de la perforación se rellenen con grava y arena gruesa; el filtro anular de arena o grava sirve de sustituto al de tubo de ademe.

Una vez que se ha logrado abatir el nivel de aguas freáticas, cuando menos un metro bajo el fondo de la perforación, se reduce el problema a obtener muestras arriba del nivel freático, explicado en párrafos anteriores.

Una de las formas de obtener buenos resultados en la obtención de muestras de arenas se ha logrado a base de hacerlas artificialmente coherentes, lográndose este resultado a base de congelar el terreno o bien, inyectándose un producto (gel de sílice) que se pueda disolver después de cortar el esteligo.

Estos procedimientos no son enteramente satisfactorios. La muestra sufre una alteración estratigráfica al aumentar de volumen debido a la congelación, esto, aparte de el excesivo costo del procedimiento, hacen que el método apenas se lleve a efecto en nuestro medio, justificándose para aquellos casos en que la estructura tenga que ser cimentada sobre un estrato de arena muy fina, suelta e inestable la cual deba ser estudiada detalladamente en el laboratorio.

Estos problemas en las arenas no son de capital importancia dentro de la mecánica de suelos pues con sólo contar con datos sobre la compactación de las mismas proporcionado por la prueba de penetración estándar, es el dato más útil así como las características de las mismas.

2.31.- PERCUSION, PERFORACION EN BOLEOS Y GRAVAS.-

GENERALIDADES.-

El método de percusión, empleado en los procedimientos de perforar rocas, es el más antiguo que se conoce y fue empleado por los chinos hace miles de años, para lo cual empleaban herramientas rudimentarias.

El método se basa en la fragilidad de las rocas, las cuales se logran romper a base de hacer caer desde cierta altura, con repetición constante, el peso de los elementos de ataque.

Este tipo de percusión es muy conocido en el empleo de martillos perforadores de aire comprimido para la perforación de barrenos. En esta herramienta, la velocidad de golpeo es muy elevada, pero el peso es pequeño.

La forma de los trépanos usados en esta prueba tiene una gran importancia, así como su fuerza, estos deben cambiarse con frecuencia para conseguir un buen rendimiento, de ahí que hayan sido reemplazados, en ocasiones, los barrenos de una sola pieza por los cambiables II-19 los cuales

tienen incersiones de carburo de tungsteno que permiten avances muy elevados.

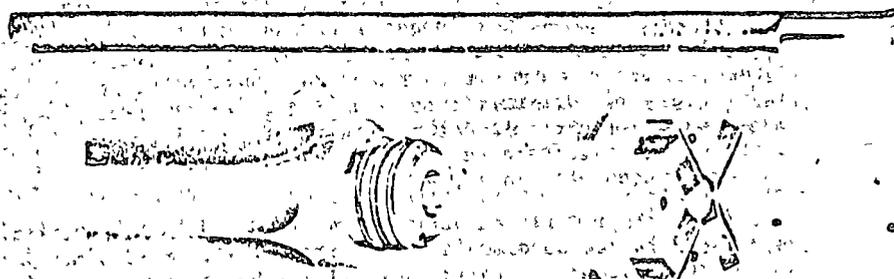


Fig. 11-16

Barreno de una sola pieza y barreno cambiabile

Este es uno de los sondeos donde se requiere un gran conocimiento del Perforista en la selección de la herramienta, ya que a cada tipo de rocas, en la variación estratigráfica, corresponde un procedimiento de perforación y equipo diferente, ya que no existe un método universalizado, siendo preciso elegir uno que se adapte al resultado que se busca.

Cuando se trabaja en este tipo de estratigrafía es muy frecuente que se nos bloquee la herramienta, ya que las rocas producen en el terreno una serie de tensiones que al ser perforadas, se ocasiona un desequilibrio, lo que nos produce los desprendimientos de las paredes del sondeo, haciéndose indispensable la protección de dichas paredes con tubería de ademe que son de un diámetro ligeramente mayor a los del muestreador usado.

OBJETO

El objeto que persigue esta prueba es: observar la trabazón, angulosidad, tamaño de partículas e inclusive, determinar los espesores de los estratos, lo cual se logra por medio de pozos a cielo abierto, siendo empleado este método cuando los depósitos estén poco profundos, y el de explorar un estrato de boleó y grava cuando se esté efectuando una perforación más profunda, con el objeto de investigar si existen capas subyacentes más débiles que puedan ocasionar la falla de la estabilidad de la estructura que se piense fundar en el lugar.

EQUIPO, HERRAMIENTA Y MATERIALES.

Máquina perforadora, tripié adecuado, diferencial de 1.5 tons. o más-bomba de agua, junta giratoria, trépanos, mangueras, malacate, polea sencilla, tubería de ademe, barras de perforación, cable, llaves de cadena, llaves Stillson, broca y rima de diamantes con canastillas, barril muestreador, cartuchos de dinamita al 40%, estopines eléctricos, pilas secas, cable conductor, etc.

PROCEJIMIENTO.

Cuando se esté atacando un estrato de bñleo y grava se puede resolver de dos maneras, dependiendo del tamaño de ellos:

Primero: Si éste es pequeño se hace caer sobre el fondo de la perforación, para hacer saltar la roca en pequeños fragmentos, el trépano y tubería de perforación, controlados por medio del malacate, accionado con la máquina desde la superficie, pequeñas alturas que varían de 20 a 50 cm. A cada golpe que le de a éstos, se deberá manipular la tubería, haciéndola girar ligeramente, para que el trépano no caiga siempre en el mismo lugar y controlar con ello la forma del pozo.

El azolve o ripio de perforación, se evacúa a la superficie a través de la tubería de ademe, mediante la inyección de agua hecha por la bomba - por medio de junta giratoria (swivel) y tubería de perforación, la cual es inyectada a presión a través de las dos o más toberas abiertas en las caras del trépano, o bien, se recoge con una cuchara, en éste último caso no se debe emplear el trépano en cruz ya que su sección es excesiva y amortigua su caída sobre el ripio y el avance se pierde.

La tubería de ademe es indispensable, por lo tanto, se deberá ir hincado por medio de golpes con el martinete, a medida que se avanza.

Segundo.- Cuando se tropieza con boleos de gran diámetro, el trépano no logra triturarlos, siendo necesario efectuar una perforación en dicha roca, usando el taladro de la perforadora, para después, alojar ahí el cartucho de dinamita con el estopín eléctrico. El cartucho de dinamita, o gelatina (más efectiva bajo el nivel freático), se deberá impermeabilizar para protegerlo del agua. Estando en el fondo la dinamita con el estopín conectado al exterior por medio de un cable, se le deberá de sellar con una poca de arena, la cual se aplica desde afuera y se levanta el ademe -- 1.00 m aproximadamente, para no destruirlo al explotar la dinamita. Hecho esto, se vuelve a bajar el ademe y se continúa con el trépano, avanzando en la forma ya descrita.

PREPARACION DE LOS EXPLOSIVOS.-

Si se utilizan mecha y cápsulas regulares: Córtese del rollo o carrete un tramo de mecha y fíjese a la cápsula (usese pinzas, nunca cuchillo ni los dientes), hasta hacer contacto con el material explosivo que ésta contiene. Nunca se debe torcer la mecha dentro de la cápsula, debiéndose apretar la cápsula cerca del extremo abierto. En trabajos húmedos, protéjanse los cartuchos con impermeabilizantes.

Si la preparación es lateral (veáse la Fig. 11-17), hágase en un costado del cartucho el agujero del diámetro de un lápiz aproximadamente, la longitud deberá ser un poco mayor que la capsula y debe perforarse más bien hacia abajo, que en sentido transversal. Insértese la cápsula regular y átese firmemente la mecha al cartucho para impedir que sean arrancadas del mismo, la cápsula regular y la mecha.

Si se utiliza el método de trenzado (Fig. 11-18), es necesario abrir-

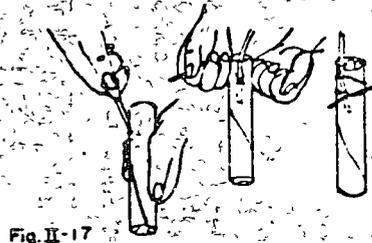


Fig. II-17

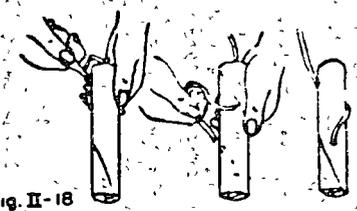


Fig. II-18

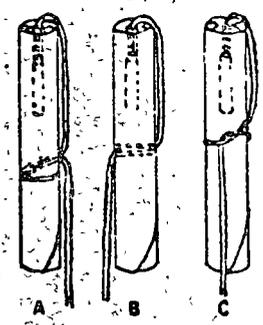


Fig. II-19

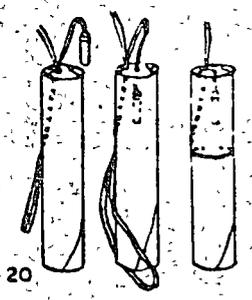


Fig. II-20

UNIVERSIDAD DE NUEVO LEÓN	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
TESIS PROFESIONAL	1965
BERNABO FLORES SALAZAR	

dos agujeros diagonales en la forma indicada, el superior atraviesa totalmente el cartucho y el inferior entra hasta una profundidad ligeramente mayor que la longitud de la cápsula regular.

UTILIZANDO CAPSULAS ELECTRICAS:.-

Cuando se utilizan capsulas eléctricas para cebar cartuchos de dos -- pulgadas (5 cm.) o menos de diámetro, debe de usarse alguno de los tres métodos ilustrados en la Fig. II-19.

El primer método (A) consiste en perforar un agujero diagonal a través del cartucho, abajo del centro. Se doblan los alambres a unas seis pulgadas (15 cm) del casquillo, formándose un doblés agudo. Entonces los alambres doblados se pasan a través del agujero. Abranse los alambres y el lazo que forman debe pasarse al derredor del extremo cercano del cartucho. Hágase un agujero vertical en el otro extremo e insértese el casquillo en él, estirándose los alambres para ajustarlos al cartucho.

En el segundo método (B), hágase una perforación horizontal a través del cartucho, en el centro del mismo o un poco más abajo. Otro agujero se abrirá en sentido vertical en el extremo lejano. Introdúzcase la cápsula eléctrica a través del agujero horizontal e insértese después en el otro agujero, estirándose los alambres para ajustarlos al cartucho.

El tercer método (C) consiste en hacer un agujero vertical en uno de los extremos del cartucho. Insértese la cápsula eléctrica en este agujero y anúdense los alambres alrededor del centro del cartucho. No debe hacerse un nudo apretado porque la tensión puede romper los alambres o dañar el aislamiento.

Cuando se utilizan capsulas eléctricas para cebar cartuchos de 5 cm-- (dos pulgadas) o más de diámetro, hágase una perforación diagonal desde el centro de uno de los extremos del cartucho hasta salir por un costado a -- unas dos pulgadas o más del extremo. Dóblense los alambres a unos 30 cm-- (doce pulgadas) del casquillo formándose un doblés agudo. Introdúzcase los alambres doblados a través del agujero, empezando por la punta del cartucho y saliendo por el costado. Se abren los alambres doblados y el lazo se pasa por el extremo opuesto del cartucho. Hágase otra perforación perpendicular en el extremo del cartucho, junto al primer agujero, insértese en ella el casquillo y estírense los alambres, como se indica en la Fig. II-20.

Cuando se utilizan capsulas eléctricas de retardo, debe hacerse una perforación más profunda para dar cabida al casquillo más largo. En todo lo demás se seguirá el mismo procedimiento que para las capsulas eléctricas instantáneas.

La precaución en el uso de este manejo, es por demás importantísimo, de ahí que toda persona que maneje explosivos en estas pruebas de perforación debe de tener un amplio criterio, experiencia, y apego a los instructivos que dan los fabricantes de explosivos.

CONCLUSIONES:.-

Uno de los inconvenientes que tiene esta prueba cuando no es hecha a-

ciclo abierto, es el siguiente: La única muestra que se obtiene, es la que se recoge en un recipiente y que se encuentra en suspensión en el agua que evacúa por la tubería de adorno, dicha muestra, no es representativa ya que, se pierden muchas de las partículas de arcilla y coloidales, dando errores considerables, sirviendo sólo, como información general, siendo usado este método de lavado cuando se requiera un rápido muestreo con avance igualmente rápido.

2.3g.- ROTACION.

GENERALIDADES:

La perforación de rotación en general, se utiliza para las formaciones constituidas por materiales bien consolidados, tales como basaltos, andesitas, riolitas, granitos, calizas, pizarras, etc. o bien limos y arcillas del tipo lepetale.

El trabajo de esta prueba consiste en la obtención de muestras (núcleos) circulares, cuyos diámetros varían desde dos a seis y medio cm. - obteniéndose en algunos casos muestras del orden de uno y más metros de diámetro, los cuales presentan problema para su obtención.

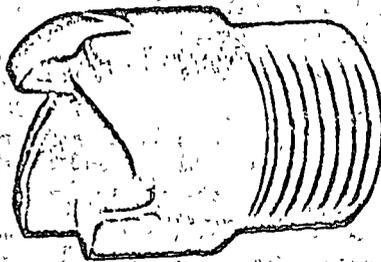


Fig. II-21

Para el caso de muestras pequeñas se usan brocas cuyas coronas están llenas de incrustaciones de diamantes industriales.

El ataque a materiales suaves se ha hecho a base de coronas dentadas de acero, las cuales se fabrican en los conocidos tamaños EX, AX, BX, y NX -- (Fig. II-21).

Las perforaciones de rotación en las cuales no se obtiene muestra ya que el material desprendido sube a la superficie a base de una fuerte circulación de lodo que, al mismo tiempo, impide que se desprendan las paredes del pozo, emplea dos clases de herramientas que son animadas de un movimiento de rotación.

A saber:

- Los taladros de cuchillos que deshacen el fondo de el pozo y que son convenientes para terrenos blandos (narcas y arenas poco consolidadas).
- Los taladros de conos o rodillos, en los que los dientes se comportan lo mismo que los pequeños taladros ordinarios rompiendo rocas frágiles. Se emplean en terrenos duros, desde los medianamente duros, hasta los abrasivos.

TALADROS DE CUCHILLOS:

Estas herramientas llevan dos, tres o cuatro cuchillas de acero for

... conocido, siendo lo más frecuente que estén soldados al cuerpo del -
taladro (Fig. II-22)

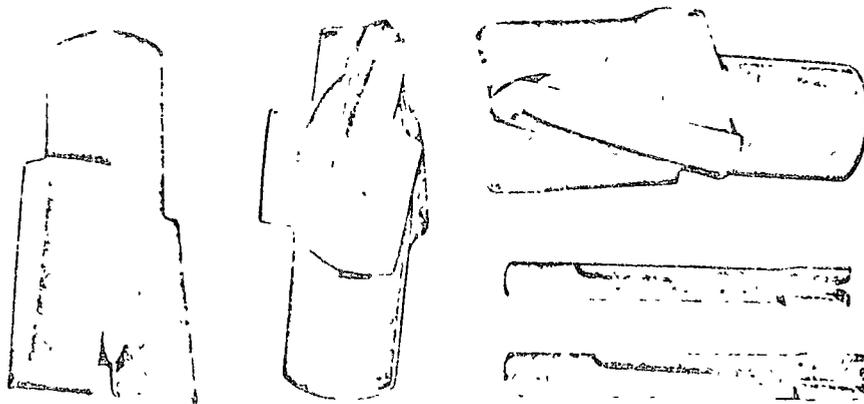


FIG II-22 Taladros de cuchillas

El más conocido y más simple, es el taladro de dos cuchillas o de cola de pescado (fig. anterior), como su nombre lo indica tiene la forma de cola de pez. El uso de este método, es más rápido y más económico que el hincador de tubo para rocas alteradas estériles.

Los taladros de dos o tres cuchillas son mas efectivos usados con la presión en circulación a presión.

Si el taladro se deja estacionario se va hundiendo poco a poco y después subitamente; la profundidad de penetración alcanza su mayor valor para una presión llamada "presión crítica de perforación".

Por consiguiente interesa hacer girar el trépano bajo una carga correspondiente a la presión crítica.

Para lograr esto sin tener que llegar a cargas abusivas, limita la superficie que soporta el trépano a la parte activa o cortante de las cuchillas.

Experiencias hechas por Besigk y Kuhne (s. ref. 2) demuestran que, hace falta que el taladro de cola de pescado tenga una forma parabólica para conseguir un desgaste homogéneo, impidiéndose así un desgaste exagerado de la parte exterior del corte. Esta herramienta permite conseguir unos avances excelentes en terrenos relativamente duros como margas muy compactas, con intercalaciones arenosas. Desgraciadamente en rocas duras con fuerte buzamiento, la forma del taladro es un riesgo serio, desde el punto de vista de las desviaciones.

TALADRO CON CONOS O RODILLOS DENTADOS:

Este tipo de taladro se hace reposar en el fondo de la perforación - mediante dos, tres o cuatro rodillos o conos dentados que ruedan y se deslizan sobre el terreno, cuando el taladro está animado de un movimiento -

de rotación. Los rodillos están montados sobre unos rodamientos de bolas o cilindros.

TRICONO 0" Rock bit":

El taladro tricónico es usado primeramente para perforar a través de sobrecargar, o sea, a base de presión en formaciones estériles donde no se requiera obtener muestra. El taladro tricónico es manufacturado en muchos estilos, está compuesto de tres rodillos cuyos ejes están separados unos 120° (Fig. II-23). Estos rodillos no son rigurosamente cónicos, con sus ejes cortándose en el de la sarta de tubos, porque no se tendría de este modo más que un rodamiento sin deslizamiento sobre el fondo del pozo, sino que están formados por unos troncos de conos encajados entre sí. Solamente el rodillo llamado central se desliza de un modo importante y el extremo tiene como misión alizar la perforación.

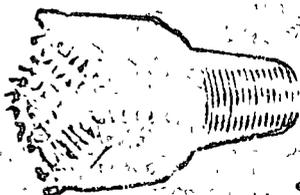


Fig. II-23

Este taladro es usado en suelos que van de suaves o aluviales, a formaciones ígneas.

OBJETO.

El principal objeto de ésta prueba al obtener núcleos en las perforaciones donde se vaya a apoyar la infraestructura es, hacer la clasificación de los materiales atravesados, con exámenes visuales y petrográficos, tendremos una interpretación que nos servirá para correlacionar las formaciones o estratos; también podremos analizar su grado de alteración o su fracturamiento y a la vez se emplearán las muestras para efectuar sobre ellas la prueba de compresión simple con la cual determinaremos su resistencia. Todos estos estudios nos ayudarán para formar en el gabinete el perfil de suelos.

EQUIPO, HERRAMIENTAS Y MATERIALES: -

El equipo para hacer el estudio rotatorio se compone de la máquina perforadora, malacate con cable de acero y el taladro, éstos se encuentran instalados sobre un trineo de acero, un tripié con su respectiva polea sencilla, un diferencial de 1.5 tons., trépanos, mangueras, tubería para la bomba, tubería de ademe, barras de perforación, llaves de cadena, llaves Stillson, prensa de pie (Fig. II-24), barriles muestreadores, brocas, rimas de diferentes tipos con canastillas, etc.

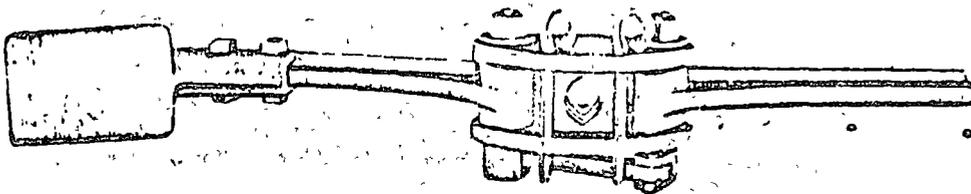


Fig. II-24 Prensa de pie

Las máquinas perforadoras, de acuerdo con el avance del taladro pueden ser de dos tipos:

- 1.- Máquinas de avance mecánico.
- 2.- Máquinas de avance hidráulico.

En las máquinas del primer tipo, el taladro lleva en la parte inferior una varilla de perforación, que tiene un avance constante hacia abajo.

El taladro gira alrededor de su propio eje y la velocidad depende del número de revoluciones por minuto proporcionada por un par de engranes que se encuentran en la cabeza de la máquina; cuando se desea aumentar o disminuir el avance se necesita cambiar los engranes.

Para que la perforación con éste tipo de máquina se haga de una manera económica, el perforador debe tener amplia experiencia y saber ajustar la velocidad, el elemento cortante no puede producir un avance igual al del taladro por lo que la máquina recibe un empuje hacia arriba, la varilla de perforación, pierde verticalidad y comienza a vibrar, como consecuencia del golpeo que produce la vibración de las varillas sobre la roca, despostillándose los diamantes, inutilizando así el elemento cortante. Estas máquinas son eficientes cuando se les emplea en roca, pero en cambio son deficientes cuando se quieren utilizar en suelos finos debido al pequeño avance, ya que el agua de circulación deslava la muestra antes de que ésta penetre en el barril muestreador.

El segundo tipo de máquinas, o sea la hidráulica, tiene en la cabeza un mecanismo hidráulico que permite al taladro un avance de velocidad variable, a voluntad del operador (Fig. II-26).

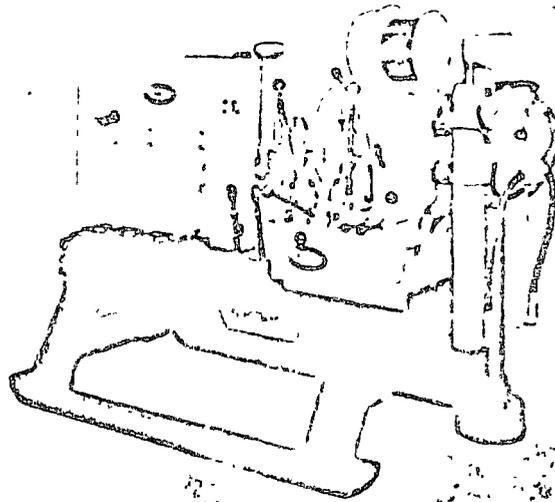


Fig. II-26

Perforadora "Longyear", de avance hidráulico

Este tipo de máquina es mucho más adaptable para trabajar en cualquier tipo de material y obtener muestras, tanto de roca, como de materiales de consistencia muy suave.

CANASTILLAS.-

Estas se encuentran alojadas en el interior de las brocas, precisamente en los orificios que sirven, tanto para el paso del agua, como para detener la canastilla.

Las canastillas son de forma cónica, de acero (Fig. II-26), funcionando de la siguiente manera: el núcleo entra libremente a la broca conforme se va profundizando, siguiendo a través de la rima para quedar dentro del barril, se levanta un poco la tubería de perforación para que la canastilla se cierre apretando fuertemente el núcleo, a manera de cuna; una vez hecha esta operación se hace girar la tubería de perforación lentamente hasta conseguir que el testigo se rompa por torción y pueda ser extraído para su examen macroscópico.

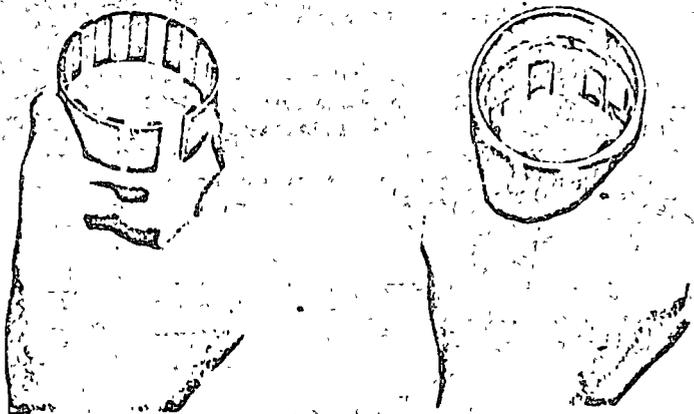


Fig. II-26 Canastilla, fuera y dentro del barril

BARRIL.-

El barril es un tubo de paredes gruesas, en cuyo interior tiene alojado una tapa delgada que retiene la muestra (1) (Fig. II-27).

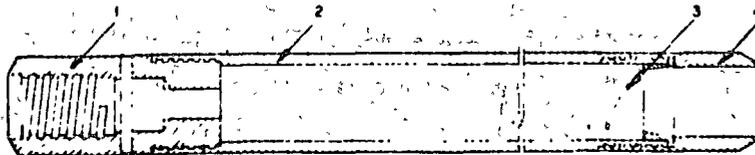


Fig. II-27 Barril

El tubo exterior (1) se encuentra enroscado en uno de sus extremos a la cabeza del barril (11) y por otro a la rima (14); hay barriles de 0.60, 1.40 y 3.00 m de longitud con los conocidos diámetros.

VARILLAS DE PERFORACIÓN.-

Constan de tubos de 1.50 a 3.00 m de largo con paredes gruesas y tienen en su interior un orificio para permitir el paso del agua. El diámetro de estas varillas varía de acuerdo con el tipo de brocas; por ejemplo: Para brocas MX, se usa varilla de perforación N, para AX, varillas A, etc. en seguida se anotan los tipos usados respectivos diámetros:

TIPO	E	A	B	N
DIAM. Varilla:	1,5/16"	1,5/8"	1,29/32"	2,3/8"

PESCADORES

Es frecuente, al estar trabajando en una perforación, la pérdida del elemento cortante (broca, de corona de diamante, broca de carbóloy o broca de dientes de sierra). Solamente, y en la mayoría de las veces, la de una parte de las varillas de perforación, que cuenta con la broca, la rima y el barril.

Estas pérdidas ocurren debido a varias causas; porque el enchufe se desatornilla, porque se rompa, o bien, que se atasque la varilla de perforación; esto es debido principalmente a una circulación de agua inadecuada al material que se está perforando. En tales casos debe procurarse la recuperación de esos elementos, para lo cual se usan unos aditamentos especiales llamados pescadores (fig. 11-28).

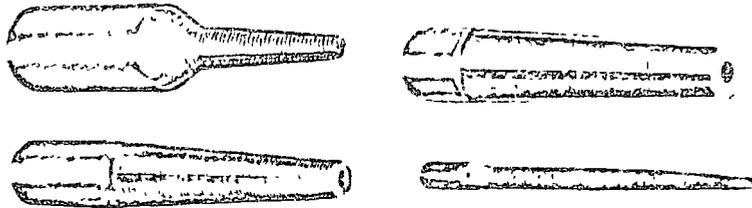


Fig. 11-28 Pescadores de distintos tipos

Los pescadores son de varias formas y de diferentes diámetros, dependiendo su empleo del elemento que se vaya a recuperar. Estos aditamentos son cónicos y cilíndricos, usándose los primeros cuando la varilla de perforación tiene cuerda interior, y los segundos cuando la cuerda es exterior.

Si en el sondeo se está utilizando la broca de carbóloy o la de dientes de sierra, la pérdida de ella no significa la eliminación de la perforación ni tampoco una demora considerable en el trabajo, pues este accidente se puede resolver tratando de recuperar la broca, utilizando el pescador más conveniente.

En el caso de que no se pueda extraer, se usará un taladro para que éste la rompa y, en esta forma poder continuar el sondeo. Cuando se trata

de una broca de corona de diamantes, se procurará recuperarla y, de no ser posible, se suspenderá la perforación, perdiéndose el sondeo.

**ELECCION DE LAS BROCAS DE DIAMANTES:
DESCRIPCION:**

Las brocas son de acero suave, cilíndricas, tienen incrustados en la corona, que es de material duro y abrasivo, los diamantes (bortz, negros). Estos diamantes van colocados en el interior de la broca, para reducir el diámetro de la muestra, en el exterior; para ampliar la perforación con objeto de evitar atoramientos, y en la corona, para el avance.

TAMAÑO DE LOS DIAMANTES.

El tamaño empleado de diamantes depende principalmente de las formaciones a perforar, el cuidado del perforista y de las condiciones del sondeo. Generalmente con diamantes pequeños se obtienen avances más rápidos en formaciones duras y compactas, pero presentan el inconveniente de romperse más fácilmente en formaciones fracturadas, teniendo la tendencia de "embasarse" al trabajar en formaciones de consistencia muy suave y adhesivas.

Los diamantes de mayor tamaño, permiten trabajar con más facilidad y ofrecen más resistencia a la rotura, al perforar formaciones duras fracturadas, o en los casos en que no se pueden eliminar las vibraciones del varillaje.

La Christensen Diamond Products (ref. 23), recomienda los siguientes tipos de diamante, para cada estrato:

DIAMANTES PEQUEÑOS:

- 5 a 7² por quilate Para areniscas y pizarras
- 10 a 15 por quilate..... Para rocas blandas fracturadas.
- 25 a 40 por quilate Para rocas de dureza media.
- 60 a 100 por quilate..... Para formaciones compactas y muy duras.

DIAMANTES GRANDES:

1, 2, 4, y 5 por quilate. Para areniscas, pizarras o rocas ígneas alteradas.

MATRICES:

La elección de las matrices apropiadas de las coronas, son un factor muy importante para conseguir buenos rendimientos en la perforación. Se recomienda el empleo de matrices normales para rocas duras, compactas y no abrasivas, tales como calizas, granito y gneiss. Si las rocas están descompuestas, son granulosas o han sido silicificadas, la matriz debe ser dura.

Los granitos alterados, cuarcitas fracturadas, pedernal, cuarzo, etc. desgastan las matrices de las coronas con mucha facilidad, por lo cual se recomienda el uso de matrices extraduras.

SALIDAS DE AGUA:

Las salidas de agua son necesarias al trabajar en formaciones suaves y adherentes. Se pueden utilizar eficazmente hasta 6 y 8 salidas de agua en pizarras y areniscas blandas, en las que los materiales aglomerantes -- son la arcilla o la bentonita. En las rocas más duras, un número inferior de salidas de agua, en general dos, proporciona una mayor riqueza en diamante, con el correspondiente aumento de la capacidad de corte de la corona. Las salidas de agua, se pueden reforzar con pastillas de carburo de tungsteno, especialmente con matrices normales y duras, para conseguir un menor desgaste de las mismas en éstas zonas. En general no se emplean estos refuerzos en coronas con matrices extraduras.

LOS TAMAÑOS MAS COMUNES DE LAS BROCAS DE DIAMANTES SON:

BROCA:	ADHEF (qExt)	DIAMETRO EXTERIOR DE LA BROCA	DIAMETRO INTERIOR DE LA BROCA.
EX	1 13/16"	1 15/32"	27/32"
AX	2 1/4 "	1 7/8 "	13/16"
BX	2 7/8 "	2 11/32"	1 21/32"
NX	3 1/2 "	2 51/64"	2 5/32"

Es recomendable usar siempre las brocas más grandes (NX), aunque a veces, por razones económicas, se usen más en nuestro medio la EX y la AX.

TIPOS DE CORONAS Y SUS EMPLEOS:



Fig. 11-29

Corona Tipo Piloto (Fig 11-29).- La corona tipo escalonado-cóncava, se reducen las vibraciones y se consiguen avances más rápidos. Se recomienda para la perforación en taladros de gran profundidad, taladros-guía, de inyección, de cimentación, drenaje, desaque y barrenos.

Corona tipo cóncava.- Esta corona de salida de agua mixta, taladro y canal, usada en los casos en que no interesa la recuperación del testigo. Se recomienda en la perforación de barrenos, taladros de des-

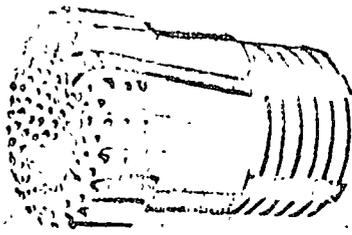


Fig. II-30

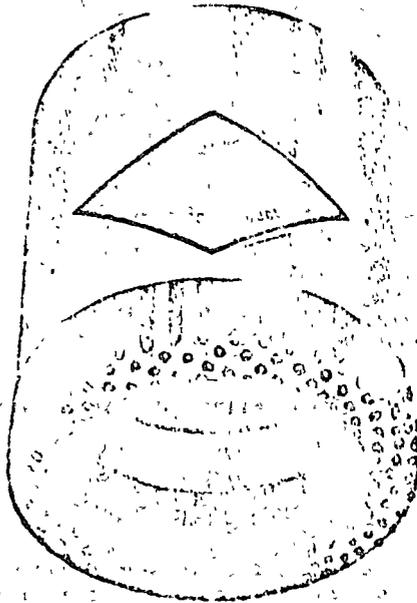


Fig. II-31

RECOMENDACIONES:

Dentro de la barrenación con diamante existen una serie de factores que influyen en los costos y avances de los cuales dependen los mejores resultados al ser observados.

La Joy Sullivan Machinery Co. (Ref. -- 22) hace entre otras, las siguientes recomendaciones:

Cuando se tienen brocas nuevas, se deberá ir aumentando su velocidad y su penetración gradualmente hasta llegar a la operación normal, debiendo dar a la broca la-

que e inyección y en cimentaciones. Puede emplearse también como barrena de corte rápido en la perforación en rocas calizas, cuarcitas o pórfido. La figura (II 30) muestra diamantes del tamaño de 25 por quilate. En rocas más duras de grano fino se recomienda el uso de diamantes mas pequeños.

Corona de tubería.- Estas coronas son empleadas para entubación de taladros. Como los diamantes van montados en sus caras interior y exterior no puede pasar, a través de ella, la corona del tamaño correspondiente. Tanto en éstas coronas como en las zapatas no se recomienda el uso de salidas de agua, (Fig. II-31).

Coronas Zapatas.- Las coronas zapatas se emplean para agrandar los taladros en caso de atascamientos; para escariar taladros y para entubar, antes de reducir el diámetro de la perforación. En general se montan estas coronas sin diamantes en su cara interior, para que puedan pasar a través de ella, la corona y el manguito escariador del tamaño correspondiente. Se evita de este modo levantar la entubación del taladro (Fig. II-32).

Escariador Cónico.- La Christensen fabrica este excelente util de diamantes para aumentar el diámetro de taladros existentes. Unos de los extremos está roscado para que se pueda adaptar una corona saca muestra o cóncava maciza, mientras que el otro está preparado para acoplarse a un manguito escariador, al varillaje o a la tubería de entubación del diámetro correspondiente. En la figura (II-33), el escariador está en- garzado con diamantes del tamaño 15 por quilate.



Fig. II-33

debe ser un acoplearse en el fondo suavemente. No deberá trabajarse a plena velocidad o plena carga durante el primer metro de avance. La velocidad de avance aumenta con la velocidad de rotación. En un granito duro, el número de metros perforados alcanza su máximo valor entre las 700 y 1000-revoluciones por minuto, siendo el desgaste del diámetro mínimo.

Un fenómeno parecido se presenta en lo que se refiere a la presión con que se aplican los diamantes sobre el terreno. Si esta presión es demasiado pequeña, los diamantes se desgastan rápidamente llegando a ser inutilizable la corona.

Si se desconoce la formación geológica se usará una broca estándar con diamantes - tipo medio y matriz dura.

Las brocas deberán estar siempre provistas de una canastilla de acero, de forma cónica que tiene como objeto principal sujetar el núcleo una vez cortado por la base.

Al taparse una broca con muestra, se procurará hacer la remoción -- con madera. Al hacerlo con objetos metálicos se pueden romper los diamantes.

Cuando se tengan brocas lisas, se les deberá emplear en formaciones -- suaves para romper barrenos.

Se deberá alternar brocas cuando se tengan que cortar varios tipos de rocas en un mismo sondeo. Aumentese la presión de penetración y disminuyanse las revoluciones cuando se sospeche que la broca puede alisarse.

Manténgase la broca en el fondo del agujero, siempre bajo una presión sólida, se cambiara ésta cuando la formación cambia o cuando disminuye la penetración de la broca.

Combínese un aumento de presión con cambios en revoluciones. No encaje la broca en materiales blandos, aumente las revoluciones y la cantidad de agua.

PENETRACION.-

Si una broca gira sin estar asentada debidamente en el fondo, no corta, y sus diamantes se alisan, por lo tanto se deberá aumentar la presión, pero sin llegar a forzar la máquina, tampoco se deberá forzar la broca hasta punto tal, o que corte tan de prisa que las cortaduras no alcancen a ser removidas por el agua o fluido de perforación. Si se presiona más del necesario se nos desviará el barreno.

Al empezar o romper un barreno, se procurará hacerlo con una broca usada. No deberá emplearse una nueva en ésta operación. Puede perderse --

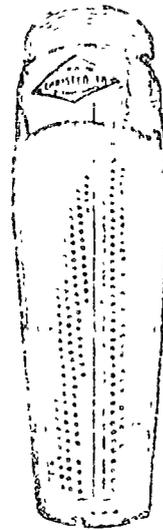


Fig. 11-31

una buena parte o toda la pieza en unos cuantos centímetros. La iniciación del barrenado se hará gradualmente, de preferencia lento, se acelerará y desacelerará en la misma forma, ni aún estando a cierta profundidad se comenzará a barrenar bruscamente.

Cuando se tiene un desgaste muy avanzado en la broca, se deberá llevar al fabricante y recuperar parte de su valor, por lo tanto no deberán de trabajarse hasta su destrucción, pues en este estado, o sea, estando lisas, se dificulta el trabajo de cortado, y el costo de mano de obra empleado, es mayor que el avance obtenido.

LIMPIEZA DEL BARRENO.-

Antes de continuar con un sondeo después de una suspensión, se deberá de lavar éste a presión y hacer uso de trépanos, brocas de tungsteno o imanes para tener la seguridad que al bajar con nuestra broca no tropezaremos con cuerpos extraños y podamos perder la broca.

LOS DIAMANTES.-

El punto más importante en la perforación con diamantes es el costo de ellos por metro perforado, los diamantes se seleccionarán según requiera el grano de la roca, no cualquier tipo de diamante, por barato que éste sea, produce los costos más bajos. No hay broca que sirva para todos los tipos de rocas. Los diamantes son duros pero frágiles, por lo tanto se deberá protegerlos contra golpes.

VARILLAJE.-

Las varillas se deberán de tener engrasadas, acomodadas y soportadas en forma que no se pandeen, debiéndose proteger de la interperie o colocándose muy cerca del suelo al almacenarlas.

Antes de usar el varillaje se revisará que no estén encorvadas pues causan vibraciones, reducen el avance, quebrán los diamantes y desgastan la máquina.

Cuando se chorrea una columna de perforación dentro del terreno, se extraerá, si es posible, debiéndose revisar de si sufrió daños o no. Esto deberá hacerse en cada turno, pues las incrustaciones en el varillaje son causas del bloqueo de la muestra al ser arrastradas por el fluido de la perforación. La posición de las varillas de la columna de perforación se deberán de alternar a fin de compensar su desgaste debiéndose apretar perfectamente los coples.

El bloqueo en seco no deberá de hacerse sino como último recurso cuando se opera con brocas de pared cónicas, pues puede quemarse en unos cuantos segundos, se usará de preferencia un buen barril con un resorte o "canastilla" de muestreo, nuevos, o en muy buen estado.

La alimentación hidráulica se controlará mejor si el sistema es totalmente cerrado y a una presión constante, alternando al hacer el barrenado la presión con las revoluciones por minuto y no únicamente con aquella.

VOLUMEN DE FLUIDO DE PERFORACION.-

Antes de iniciar la perforación deberá de inyectarse el agua, asegu--

ándose que pase por la broca, se mantendrá el bombeo después de parar, -- hasta llevar la broca a lugar seguro dentro del sondeo, se usará solo la -- cantidad de agua necesaria para las condiciones existentes, pues a veces, -- el agua sale tan cara como los mismos diamantes, por lo escaso, pero no -- por ello se deberá tener escasez de agua pues aparte de tener bajo rendi-- miento acarrea el semiquemar las brocas, el agua se pueda hacer recircular -- aprovechando más ésta, pero antes se deberá de tener un tanque almacenador -- en el sondeo para que con el asentado se detenga todo exceso de cortadu-- ras.

MUESTRA.-

Se llevará un registro exacto de la longitud de varillaje que toma la muestra, esto nos ayudará en algunos casos a saber si quedó muestra en el fondo, procurando revisar la parte inferior de la muestra para ver si presenta remolimiento. No deberá remolerse una muestra empujando con otro pedazo de muestra, esto es frecuente, con la natural pérdida del diámetro inferior de la muestra. Es muy importante al bloquear, jalar al segundo.

RINADO.-

Para tramos largos se usarán rimas cónicas, con esto se da estabilidad al sondeo, se pueden usar rimas (escariadores) de inserto en formaciones de dureza moderada y de anillo en formaciones duras, quebradas o abrasivas, se procurará tener siempre dos rimas a la mano para alternarlas, -- así se evitarán costosas rimadas posteriores.

TUBERIA O CORONAS PEGADAS.-

Mantengase la circulación del fluido hasta donde sea posible, se tratará de girar la tubería con las llaves mientras se aplica la fuerza del malacate, del cabezal hidráulico u otra fuerza, usese el martinete, golpeando de abajo hacia arriba en casos extremos, no se de rotación con la máquina y aumentese la presión del agua al máximo.

PROCEDIMIENTO DE PRUEBA:

Una vez determinado el sitio en el cual se va a practicar la perforación usando el método rotatorio, se instalan el equipo y el tripie etc. -- dándose principio con el hincado de un tramo de tubería de ademe, dejando siempre unos 30 cm. fuera del material con objeto de acoplarle un "T"; prosiguiéndose con hacer la perforación, si la roca no está cerca de la superficie, se instalará el trépano en la tubería de perforación y a la vez se hará circular agua, y por percusión se alcanzará la profundidad a que se encuentra la roca; una vez que se ha llegado a ésta, se cambia el trépano y se colocará en primer término en su lugar el barril, después la rima y por último la broca.

Por medio de una transmisión que sale del motor y llega hasta la cabeza de la máquina, donde se encuentran los dos engranes que hacen girar el taladro, en cuyo interior se tiene la varilla de perforación fijada por medio de unos tornillos que van a la cabeza del taladro, se empieza a sondear sin dejar de circular el agua para que ésta se encargue de extraer el material pulverizado por la broca conforme se va profundizando. El agua que es inyectada por medio de la bomba, pasa a través de la manguera, de --

ahí a la cabeza que se encuentra conectada a la varilla de perforación --- (swivel), circulando el agua por ésta y siguiendo entre los dos tubos que tiene el barril, continuando su descenso al pasar por unos pequeños orificios que tiene la rima y la broca, saliendo por unas ranuras que tiene el elemento cortante en la corona, donde recoge los fragmentos pequeños de roca triturada, empieza a ascender por las ranuras que tiene la broca en su exterior para seguir entre la varilla de perforación y la roca o el adeno, para llegar finalmente hasta la "1" donde cae el agua al tanque almacenador.

LA EXTRACCION DE LA MUESTRA SE HACE POR DOS METODOS:

- a).- Se cierra la circulación de agua y los fragmentos que se atorán rompen el extremo inferior del corazón.
- b).- En algunas rocas, se incrementa rápidamente la velocidad de rotación y esto es suficiente para que rompa en su base la muestra, sin parar la circulación del agua.

CONCLUSIONES:

No obstante que este método es específico, es indispensable, pues muchas de las veces al encontrar roca se suspende el sondeo sin saberse el verdadero espesor de la misma, que puede ser mínimo o bien se puede tratar de un boleó, otras veces puede tratarse de una lente delgada que aparenta roca y no nos sirva para apoyar nuestra estructura.

En el caso de presas de tierra, donde aparezca la roca, no nos indica seguridad ya que ello puede ser motivo de una fuga de agua.

Al tratarse de un puente, el estudio de las rocas es importante, pues si están en planos inclinados se puede deslizar la estructura.

Por lo general, en todo tipo de roca se debe de profundizar el sondeo hasta 3.00 m bajo la misma y para el caso de presas hasta los 5.00 m.

2.4.- METODOS INDIRECTOS.

A continuación se describen los métodos de sondeo indirecto o sea aquellos en los que sin obtener muestra alguna se obtiene su resultado en forma indirecta.

2.4a.- VELETA.

GENERALIDADES

La prueba de la veleta se emplea para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos. Con esta prueba se tiene la ventaja de determinar en el sitio deseado, los esfuerzos que presenta el suelo, es decir, no se requiere la obtención de muestras que puedan tener mayor o menor alteración en la obtención y transporte, sino que sobre los mismos materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. No obstante, tiene el pequeño inconveniente de que tiene que ser inculca en el estrato a estudiarse, ejerciendo influencia negativa, y dista con ello de la obtención de datos cien por ciento reales.

DESCRIPCION DEL APARATO:

Esencialmente el aparato (Fig. II-34) consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, generalmente de cuatro aspas ortogonales fijadas a la barra que sirve de eje y que es la prolongación del vástago, al cual se le aplica el par necesario para llevar al suelo a la falla.

PROCEDIMIENTO:

Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado que permite medirlo. Generalmente la operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse; la parte superior de la veleta debe quedar suficientemente abajo del pozo, digamos una y media veces a la altura H de las aspas de la veleta o más, para considerar que sobre las caras superiores se desarrollen también esfuerzos cortantes. Al aplicar el momento desde el exterior al vástago, la veleta tiende a girar tratando de cortar un cilindro de suelo.

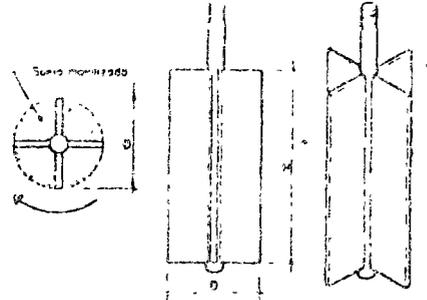


Fig. II-34
Veleta

Si se llama s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste, será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_{PL} = \pi D H \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

y, despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base será:

$$M_{PB} = \frac{\pi D^2}{4} s \frac{2}{3} \cdot \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

Hátese que, en la base, se toma el brazo de la palanca de la fuerza resistente como $2/3 \cdot D/2$, lo que equivale a considerar elementos resistentes en forma de sector circular.

El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será

Igual al momento aplicado ($M_{m\acute{a}x.}$):

$$M_{m\acute{a}x.} = M_{RL} + 2M_{R\theta} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^3 s$$

y:

$$M_{m\acute{a}x.} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s$$

De donde:

$$s = \frac{M_{m\acute{a}x.}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{m\acute{a}x.}}{C}$$

Obsérvese que el valor de C es una constante del aparato, calculable de una vez por todas.

Es frecuente que $H = 2D$, con lo que:

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3$$

Fácilmente se nota que el tipo de falla que produce la veleta es progresiva con deformaciones máximas en el extremo de las aspas, y mínimas en los planos bisectores de dichas aspas.

Como conclusión diremos que la veleta sólo es aplicable a materiales de falla plástica, del tipo de arcillas blandas.

En las arenas, aún sueltas, ésta prueba no da buenos resultados. En las arcillas finamente estratificadas, en las que se alternan capas delgadas de arena fina, da resultados mayores que los reales.

2.46.- PENETRACION CONICA DINAMICA.-

OBJETO.-

Este procedimiento constituye un método de exploración hasta cierto punto sencillo, que necesita sin embargo de perforaciones de control para determinar la naturaleza del suelo y con esto deducir su comportamiento -- posterior, la máxima eficiencia de este método, se logra donde la geología del lugar, se presenta errática: pues proporciona registros continuos verticales, que por su bajo costo se pueden situar cercanos. No se obtienen muestras, sino que se conocen las características mecánicas de los suelos.

El método se basa en la variación observada, de la resistencia a la penetración cuando cambian las características de los suelos.

Como en los resultados influye la fricción lateral desarrollada a lo largo de las barras de perforación, para reducirla se emplea tubería que las cubre con cierta holgura y que son de diámetro menor que el cono.

Se han hecho muchas variantes de éste penetrómetro, pero en todas se debe tener cuidado de calibrarlo con resultados del penetrómetro estándar y pruebas de carga directa, para correlacionar los resultados obtenidos.

EQUIPO, HERRAMIENTA Y MATERIALES.-

Martinete y gufa para el mismo, tripié adecuado, polea sencilla, tubería de ademe, barras de perforación, malacate, penetrómetro cónico (Fig. II 15), cables, laves de cadena, llaves Stillson, bomba de agua, junta giratoria (swivel), trépano, manguera, tubería de 3/4" o más, según capacidad de la bomba, posteadora, cuchara etc.

PROCEDIMIENTO.-

En el caso de que se trabaje sin ademe, se conecta el penetrómetro a las varillas de perforación y se introduce en el terreno contando los golpes por cada 30 cm. de penetración (martinete de 63.5 Kgs. y altura de caída de 76 cm) conforme se avanza en profundidad requerida, haciendo la aclaración que cualquier obstáculo (boleos p.ej.) puede impedir el avance de la herramienta.

De los datos de esta prueba se obtiene una gráfica de número de golpes contra profundidades, la que nos da una idea de las características mecánicas del suelo.

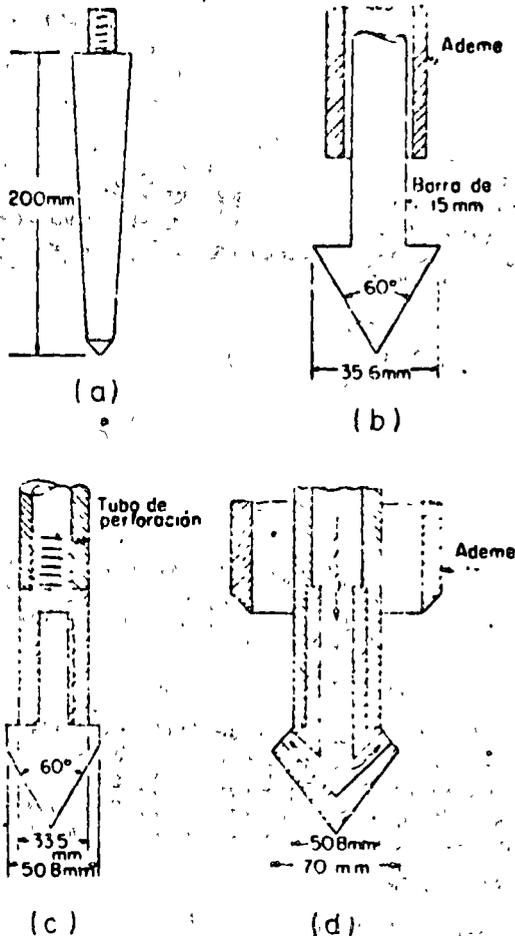


Fig. II-35

Este procedimiento adolece del defecto de no tomar en cuenta la fricción desarrollada a lo largo de las barras de perforación, por tal motivo se mejora usando ademe. Para este caso, el trabajo de penetración debe ser ejecutado como se indica en la penetración estándar y ésta proporciona mayor información.

Las ventajas de la penetración cónica sin ademe son:

La rapidez con que se efectúa la perforación y la obtención de un registro continuo a lo largo de la misma, siendo muy conveniente para tener una idea de los problemas que pueden esperarse y programar sondeos definitivos. También es muy útil cuando se trata de localizar la profundidad de los estratos resistentes.

Cuando se encuentran estratos de grava localizados por otro tipo de exploración es conveniente introducir éste tipo de penetrómetro en ellas - pues proporciona el dato valioso de su compacidad, evitando al mismo tiempo el deterioro de las otras herramientas de perforación (penetrómetro estándar, por ejemplo, etc.).

2.4c.- PENETRACION CONICA ESTATICA.

OBJETO:-

Los métodos estáticos se limitan a materiales suaves, que son arcillas blandas y turbas, siendo iniciados y desarrollados en Suecia, Dinamarca y Holanda.

Como en el método anterior, tampoco se obtienen muestras, sino que su utilidad estriba en conocer las características mecánicas de los suelos al observar la variación de resistencia a la penetración cuando cambian las características del subsuelo.

EQUIPO, HERRAMIENTA Y MATERIALES:-

Tripié adecuado, polea sencilla, tubería de ademe, barras de perforación, malacate, penetrómetro cónico, cable, carmanes, llaves Stillson, bomba de agua, junta giratoria (swivel), trépano, mangueras, tubería de 3/4" o más, posteadora, cuchara, marco para transmitir la carga, gato hidráulico con manómetro acoplado, coples de perforación especiales, etc.

PROCEDIMIENTO:-

Existen varios procedimientos para hacer la prueba de penetración cónica estática, todo dependiendo del penetrómetro que se seleccione para hacerla, pues los autores de los métodos que existen, han fijado especificaciones diferentes para cada uno de ellos. Aquí describiremos dos de ellos, por ser los que más se conocen en nuestro medio.

PENETRÓMETRO HOLANDES (Fig. II-35).

Consta de una punta cónica ($\alpha 60^\circ$) con un área de 10 cm^2 , unida a una barra cilíndrica de menor diámetro que el cono. El cono se hince 50 cm en el terreno a una velocidad de 1 cm/seg con un gato hidráulico empleando un marco de carga que pueda estar sujeto al ademe. La presión ejercida se registra en un manómetro acoplado al gato. Una vez hundida la punta 50 cm. se hince sobre el ademe esa longitud y se reinicia la operación antes descrita. A veces se obtiene una gráfica de presión aplicada contra penetración lograda con esa presión; otras veces se anotan contra la profundidad los valores de la presión que haya sido necesaria para lograr una cierta penetración por ejemplo 50 cm.

Penetrómetro DANES (FIG II-35).-

Consta de una punta delgada de forma piramidal truncada con una longitud de 20 cm. Este dispositivo se carga por incrementos hasta alcanzar un peso total de 100 kg midiéndose la penetración que origina cada incremento de carga. Después de cada prueba se debe limpiar el pozo hasta la profundidad alcanzada reiniciándose la operación.

A veces se han usado éstos penetrómetros cónicos en arenas, ayudados por presión de agua (Fig. II-35), cuya función es suspender las arenas sobre el nivel de la penetración, para evitar el efecto de la sobre carga agtuante sobre ese nivel, que de otra manera, dificultaría la penetración del cono.

CONCLUSIONES:-

Uno de los inconvenientes que tiene esta prueba es que no se obtiene muestra alguna, siendo esto una limitación importante. Otro inconveniente es que no existen correlaciones de resistencia en prueba cónica estática - con valores obtenidos por otros métodos de eficacia más confiable; en arcillas, existe el inconveniente adicional de que la resistencia de éstos materiales depende mucho de la velocidad de aplicación de las cargas, por lo que en la prueba pueden tenerse resultados no representativos de la realidad.

En general se puede decir que éstas pruebas son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida a priori y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico; pero son pruebas que presentan problemas en la interpretación de lugares - no explorados previamente.

En sí, en México casi no se le usa, no obstante que en Europa se ha empleado mucho para relacionar la capacidad de carga del suelo a la penetración del cono con la de un pilote.

MÉTODOS GEOFÍSICOS.-

Los métodos geofísicos que brevemente se describirán en seguida, han sido desarrollados principalmente para determinar las variaciones en las características físicas de la variedad de estratos del subsuelo o la existencia de rocas subyacentes a depósitos sedimentarios.

Los métodos geofísicos han sido más comúnmente usados en los campos de la minería y la geología, así como en petróleos y más someramente en la práctica ingenieril, para realizar investigaciones preliminares en la localización de presas de tierra o en la determinación de perfiles del suelo. Con estos métodos se logra mayor rapidez y permiten explorar grandes áreas, pero nunca proporcionan una información suficiente como para fundar criterios definitivos de proyecto. En el caso de estudios realizados con el fin de cimentar, se puede considerar que los métodos geofísicos sean adecuados, pues no rinden una información satisfactoria en detalle, comparable a las obtenidas con un buen programa convencional de perforación hecha a base de muestreo.

Los métodos que se describen a continuación en forma general, desarrollados hasta hoy; presentan, a opinión de quienes los han practicado, una mejor satisfacción en sus resultados, los dos primeros, son los que debenser preferidos a los otros mencionados.

2.4d.- METODO SISMICO.

Los estudios hechos con este método, basado en la variedad de propagación; según varíe la densidad de los materiales; de las ondas vibratorias-de tipo sísmico.

Los valores promedios encontrados en pruebas de este tipo, hechos en diferentes materiales, nos permiten conocer la velocidad de propagación en algunos de ellos, encontrándose que para los suelos alcanza valores que -- van desde 150 a 2,400 m/seg, correspondiendo los valores más grandes a la estratigrafía constituida por gravas muy compactas y las de menor valor a arenas sueltas; estando comprendido en los valores medios, los suelos arcillosos y menores o mayores, para arcillas suaves y duras respectivamente. En roca compacta da valores del orden de 1,800 a 7,600 m/seg.

Los valores anteriores nos dan idea de la propagación de las ondas -- sísmicas en medios materiales, los cuales tienen una mayor densidad que el agua, la cual tiene una velocidad de propagación de 1,400 m/seg.

PROCEDIMIENTO:

Se elige un punto sobre el nivel del terreno y a profundidad variable que depende de la magnitud de exploración, se hace explotar una pequeña -- carga explosiva, se alinean registradores de ondas (geófonos) separados entre sí de 15 a 30 m (hasta una distancia de 3 a 12 veces la profundidad de seada de registro). La función de los géofonos es captar la vibración, -- que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas, una para cada geófono. Suponiendo una masa de suelo homogénea que -- yacza sobre la roca basal, unas ondas llegan a los géofonos viajando a través del suelo a una velocidad v_1 ; otras ondas llegan después de cruzar o -- blicamente dicho suelo. Hay un ángulo crítico de incidencia respecto a -- la frontera con la roca basal que hace que las ondas n_1 se reflejen ni se refracten hacia adentro de la roca, sino que las hace viajar paralelamente a dicha frontera dentro de la roca, con una velocidad v_2 , hasta ser recogidas por los géofonos, después de sufrir nuevas refracciones, para transmitir las al oscilógrafo. El tiempo de recorrido de una onda refractada está determinado por un ángulo crítico, que depende de la naturaleza del suelo y de la roca.

Después se construye una gráfica que relaciona "la distancia del geófono al punto donde se originó la perturbación" con "el tiempo que tardó -- en registrarse esa onda sísmica en ese geófono". Como las ondas directas y refractadas comienzan a llegar al geófono en tiempos diferentes bien determinados, pueden calcularse de la gráfica antes dicha los valores de v_1 , debido a ondas directas y v_2 , debido a las ondas refractadas. Con estos -- datos se puede calcular el espesor del estrato usando la expresión:

$$H = \frac{X_1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}$$

donde:

H = Espesor del estrato homogéneo

X₁ = Distancia del centro de perturbación al punto donde varían las velocidades.

En los casos prácticos, se requiere una gran experiencia por parte -- del técnico que ha de interpretar los resultados obtenidos y suele ser necesario una exploración convencional del suelo para una interpretación más correcta de dichos resultados.

2.4.- METODO DE RESISTIVIDAD ELECTRICA.

Este método se basa en la medida y utilización de las propiedades e-- léctricas del suelo, dependiendo de su naturaleza, su resistividad eléctri ca y su polaridad espontánea; al inducirse una corriente en las capas de -- suelo del sondeo.

La resistividad eléctrica se emplea principalmente en las investiga-- ciones petroleras que les permite localizar, en particular, los niveles de hidrocarburos, que se han cortado pasando inadvertidos durante la perfora-- ción. Los mineros de carbón también la emplean en sus reconocimientos. -- Los geólogos se sirven de ella para establecer correlaciones entre sondeos que cortan los mismos horizontes. Y en la actualidad es empleada en el -- campo de la ingeniería para distinguir, en las formaciones de aluviones, -- entre capas más o menos permeables, la presencia de las rocas.

Todas estas medidas se hacen desde la superficie colocando electrodos equidistantes y alineados. Los electrodos exteriores, llamados de corrien te, están formados por varillas metálicas puntiagudas, conectadas en serie a un miliampermetro y a las baterías. Los electrodos interiores, llama dos potenciales, están formados por recipientes porosos que contienen una solución de sulfato de cobre, que se filtra al suelo para establecer un -- buen contacto eléctrico, constan además de barras de cobre que salen del -- interior del recipiente y los cuales se conectan a un potenciómetro.

La resistividad se puede calcular a partir de las lecturas del milia-- permetro (I), del potenciómetro (V) y de la distancia (d) que se separan los electrodos, con la siguiente fórmula:

$$\rho = 2\pi d \frac{V}{I}$$

donde:

- I = Corriente que fluye de las baterías a través del suelo comprendido entre los electrodos de corriente.
- V = Voltaje entre los electrodos de potencial.
- d = Separación de electrodos.

El método sirve, en primer lugar, para medir la resistividades a diferentes profundidades, en un mismo lugar y, para medir la resistividad a una misma profundidad, a lo largo de un perfil. Lo primero se logra aumentando la distancia d, entre los electrodos, con lo que se logra que la corriente penetre a mayor profundidad. Lo segundo se logra conservando d constante y desplazando todo el equipo sobre la línea a explorar.

Este método se recomienda hasta profundidades de 30.00 m en la localización de fronteras de suelos con superficies rocosas, para el caso de obras de ingeniería, se complementa con sondeos de control, para comprobar el grado de exactitud de los resultados.

Las mayores resistividades corresponde a rocas duras (cuarzo 10^{10} , calcita 10^7 , etc), siguiendo las rocas suaves, gravas compactas, etc y teniendo los menores valores los suelos suaves saturados (yeso 10^3 , arcilla-húmeda plástica 1-3, agua concentrada de sal 2×10^{-2} , etc).

SU APLICACION A LAS OBRAS DE INGENIERIA CIVIL.-

En las obras de ingeniería, en las que los sondeos son relativamente cortos, éste método no presenta ningún interés, ya que a ningún ingeniero se le ocurriría sondear a poca profundidad sin la obtención de muestra alguna, intentando investigar después la formación estratigráfica gracias a la resistividad eléctrica.

Con los testigos se puede determinar instantáneamente la sucesión de las diversas capas. Pero algunos horizontes, los suelos pulverulentos por ejemplo, son prácticamente imposibles de testificar mecánicamente y la experiencia demuestra que se trata casi siempre de formaciones heterogéneas.

Si se puede conseguir con la testificación eléctrica la determinación de esta heterogeneidad, estará justificado su empleo en los reconocimientos de poca profundidad.

2.46. MAGNETICO Y GRAVIMETRICO.-

Estas dos pruebas son similares a la Sísmica y Eléctrica, basándose en su diferencia en el aparato usado. En el método magnético se usa el aparato llamado magnetómetro que mide la componente vertical del campo magnético terrestre donde se hace el estudio, en varias estaciones próximas unas de otras.

En el método gravimétrico se mide la aceleración existente en el campo gravitacional en varios puntos de las zonas estudiadas. Los valores de la aceleración mencionada, ligeramente mayores que los normales de la zona indicarán la presencia de mantos de roca dura y los valores medios y bajos indicarán la existencia de suelos suaves o cavernas.

En general estos métodos casi no han sido usados con fines ingenieriles, dentro del campo de la Mecánica de Suelos, debido a lo errático de su información y a la difícil interpretación de sus resultados.

2.5.-ANÁLISIS DE AVANCES, COSTOS Y REGISTROS.

En todo estudio de campo en perforación se deberá de registrar los avances obtenidos, así como el reporte de los estudios efectuados y sus costos; ya se trate de Brigadas de Campo de una Institución Gubernativa, o bien de Compañías Particulares; estos registros deberán ser enviados quincenalmente a las oficinas centrales, las que, junto con las muestras recibidas, servirán para hacer los estudios definitivos de capacidad de carga del lugar estudiado.

A continuación se indica una de las formas que se emplea en el Departamento de Ingeniería de Suelos de la Secretaría de Obras Públicas, para hacer los reportes indicados.

AVANCES :

Esta forma es empleada para rendir los informes diarios de trabajo. Se ha dividido en 12 columnas de las cuales las 6 primeras y la última se explican por sí solas, haciéndose la aclaración de que al iniciar cada quincena, se deberán repetir los datos anotados en el informe anterior para el estudio de que se trate. En las columnas 7 a 11 inclusive, se anotará el número de metros perforados en el día, usando una columna para cada método empleado, el cual se puede poner en clave, si asignamos una letra a cada uno de los métodos de exploración ejecutados; por ejemplo, Cónica dinámica (a); Lavado (b); Posteadora (c); Penetración estándar (d); Shelby (e); Cónica estática (f); Cielo abierto con muestreo alterado o sin muestra (g); Rotación (h); Cielo abierto con muestreo inalterado (i); Percusión en boleó y grava (j); veleta (k); etc.

En el caso de que en una quincena se emplearan más de 5 métodos de perforación, se podrá usar la columna de observaciones para reportar los métodos faltantes (vease la forma).

C O S T O S :

Esta forma es utilizada para obtener el costo por metro en los diferentes métodos empleados. Se ha dividido también en 12 columnas, de las cuales las 5 primeras y la última se explican por sí solas, en la columna

DEPENDENCIA			AVANCES INFORME QUINCENAL DE ESTUDIOS DE CIMENTACION			CAMINO _____ TRAMO _____ BRIGADA _____ Quincena de _____ de 19__				
DIA	ESTUDIO	FECHA NICIACION	FECHA TERMINA- CION	LONG.	LOCALIZACION Y ORIGEN	METROS PERFORADOS O EXCAVADOS				OBSERVACIONES.

EL JEFE DE LA BRIGADA

77

6 se anotará el importe total de los sueldos del personal que interviene en el trabajo, repartido entre los estudios efectuados en la quincena e incluyendo las cantidades devengadas diariamente por el Jefe del grupo de Trabajo, así como el Personal de Oficina, y Campamento (bodeguero, campamento, chofer, lavandera, cocinera, etc.).

En las columnas 7 a 11 inclusive, se anotará en el renglón superior de cada división, el número de metros perforados en la quincena en cada método empleado, correspondiente a cada estudio, utilizando las letras que previamente hayamos fijado para designar el tipo de sondeo efectuado, anotando en el renglón inferior el costo por metro correspondiente a cada método el cual se calculará con la siguiente fórmula:

$$\text{Costo /M.} = C \frac{kn}{m_1 k_1 + m_2 k_2 + m_3 k_3 + \dots}$$

en la cual:

C = Importe total de sueldos del personal. (col. 6)

kn = Coeficiente correspondiente al tipo de sondeo del cual se calculó el costo por metro.

m_1, m_2, m_3, \dots = Número de metros perforados en los diferentes tipos de sondeos, en la quincena correspondiente a cada estudio (col. 7 a 11, renglón superior de cada división).

k_1, k_2, k_3, \dots = Coeficiente para los diferentes tipos de sondeos de acuerdo con la siguiente asignación:

Cónica dinámica (1.30); Lavado (2.00); Posteadora (3.20); Penetración estándar (4.00); Shelby (5.30); Cónica estática (5.00); Cielo abierto con muestra alterada o sin muestra (1.50); Rotación (8.00); Cielo abierto con muestreo inalterado (1.50); Percusión en boleo y grava (15.00); Veleta (4.00).

NOTA.- Estos coeficientes han sido estudiados a base de estadísticas, relacionando el avance diario obtenido en los diferentes métodos a través de varios años de experiencia, e inclusive estos coeficientes que se anotan fueron discutidos y modificados recientemente, tomándose como base la penetración estándar, por ser la que más se emplea en nuestro medio.

En la fórmula que acabamos de anotar no se incluyen los costos de material de consumo, gastos menores, refacciones, depreciación de equipo, --

DEPENDENCIA				COSTOS INFORME QUINCENAL DE ESTUDIOS DE CIMENTACION					CAMINO _____ TRAMO _____ BRIGADA _____ Quincena de _____ de 19____			
ESTUDIO	FECHA INICIACION	FECHA TERMINACION	DIAS DEL ESTUDIO		SUELDOS PERSONAL Por Quincena	METODO DE PEFORACION EMPLEADO					OBSERVACIONES	
			EN LA SEMANA	o LATIVOS								

EL JEFE DE LA BRIGADA

62

etc. los cuales se deberán de llevar aparte y distribuirse en el total del estudio o los estudios ejecutados en el semestre o año de labores, porque de lo contrario podría salir exorbitante el costo por metro al efectuarse un estudio pequeño en el cual se tenga la mala suerte de sufrir costosas reparaciones al equipo o contratiempos de índole económica.

REGISTROS.-

En la forma que se usa para el registro de los sondeos (véase la adjunta), se anotará el CAMINO (u obra en particular determinada) de que se trate; el TRAMO correspondiente; el Km. donde se localiza el sondeo; ORIGEN del camino a partir de donde empieza a contarse el kilometraje; TIPO DE OBRA (puede ser puente, paso inferior o superior de vehículos: P.I.V., PSV; pasa inferior de peatones y ganado: P.I.P.G., P.S.P.G.; etc); EL NUMERO DEL SONDEO (si se efectúan varios sondeos en un mismo cruce conviene numerarlos y anotarlos en los planos topográficos: planta y perfil, así como en el perfil de suelos que se haga del lugar); ELEVACION, ésta se toma de perfil que se tenga del terreno o bien referido a un banco de nivel que se encuentre cerca, dejado por los trasadores del camino, o por último, se fija un trompo al raz del terreno al cual se le da una cota (generalmente 0.00) para ahí apoyar las profundidades aunque se van encontrando las diferentes muestras; LOCALIZACION, aquí se anota el Km. en el cual se hace el sondeo y se agrega si se hizo algunos metros a la derecha o izquierda del centro de la línea; PROCEDIMIENTO, se anota con palabras o con la letra clave acordada de él, o los métodos usados; BARRA DE PERFORACION, se anotará el tipo que se use, que puede ser una de las siguientes: AX, EX, BX, NX, etc., siempre y cuando sean usadas en el sondeo efectuado; N.A.F. (Nivel de aguas freáticas) se anotará la profundidad en metros a que se encuentre el espejo del agua, ésta medida se tomará después de dejar reposar algunas horas el sondeo; W, es el peso del martinete empleado, que por especificación es igual a 53.5 kg; H, es la altura de caída del martinete: 75 cm; ϕ INT., ϕ EXT., se anotan los de las herramientas usadas; las demás anotaciones se explican por sí solas.

NOTA. Es muy conveniente acompañar los registros de sondeos, con un amplio informe de la geología superficial, fotos del lugar y opiniones personales de la estratigrafía, esto ayudará a los ingenieros de laboratorios y calculistas en mucho, a formarse una mejor opinión de los estudios hechos.

**CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM**

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

TEMA IV CAPACIDAD DE CARGA

4.1. INTRODUCCION

4.2. TEÓRIAS DE CAPACIDAD DE CARGA

4.3. FORMULAS DINAMICAS

4.4. PRUEBAS DE CARGA

4.5. RESISTENCIA LATERAL

Bajo estas consideraciones debe cumplirse que:

$$n Q_a \leq \frac{Q_g}{FS} \quad (20)$$

donde:

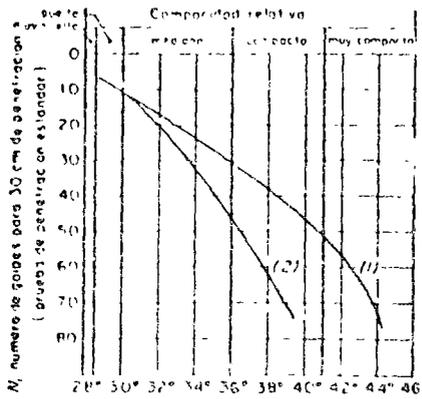
- n , número de pilotes
- Q_a , capacidad de carga admisible por pilote
- Q_g , capacidad de carga del grupo de pilotes
- FS , generalmente igual a 3.

$$Q_g = q_p BL + D_f (2B + 2L) f_s \quad (21)$$

donde:

- B , ancho del área de cimentación piloteada, en m
- L , largo del área de cimentación piloteada, en m
- f_s , resistencia al corte media del suelo, en ton/m^2 , entre la superficie y la profundidad de desplante, D_f

El grupo de pilotes puede considerarse seguro contra falla por resistencia al corte del suelo, si la carga total de diseño no excede de $Q_g/3$. Si esta condición no se satisface, deberá cambiarse el diseño de la cimentación.



- (1) Relación para arenas de grano grueso a redondeado de mediana a gruesa
 (2) Relación para arenas finas y para arena limosas

FIG. 1 Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas (Juarez B y Rico)

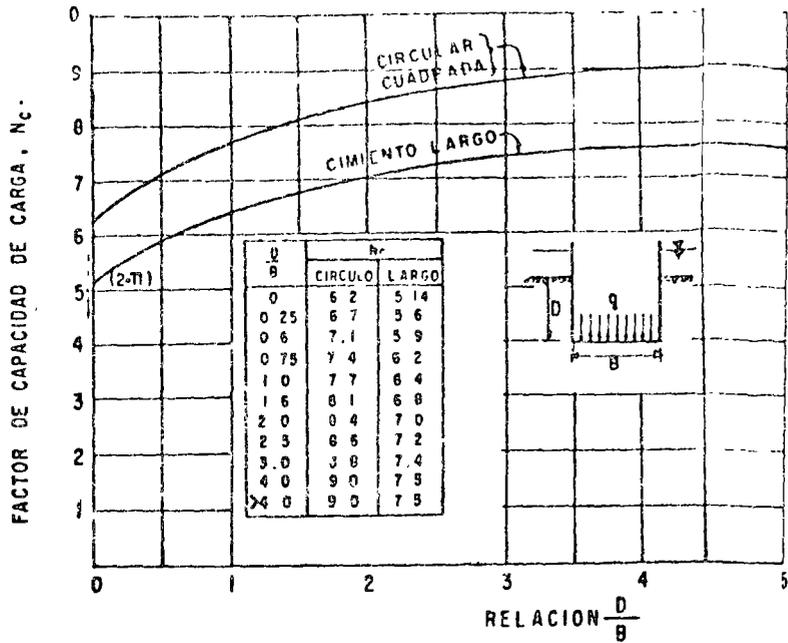


FIG. 3 Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos (Juarez B y Rico)

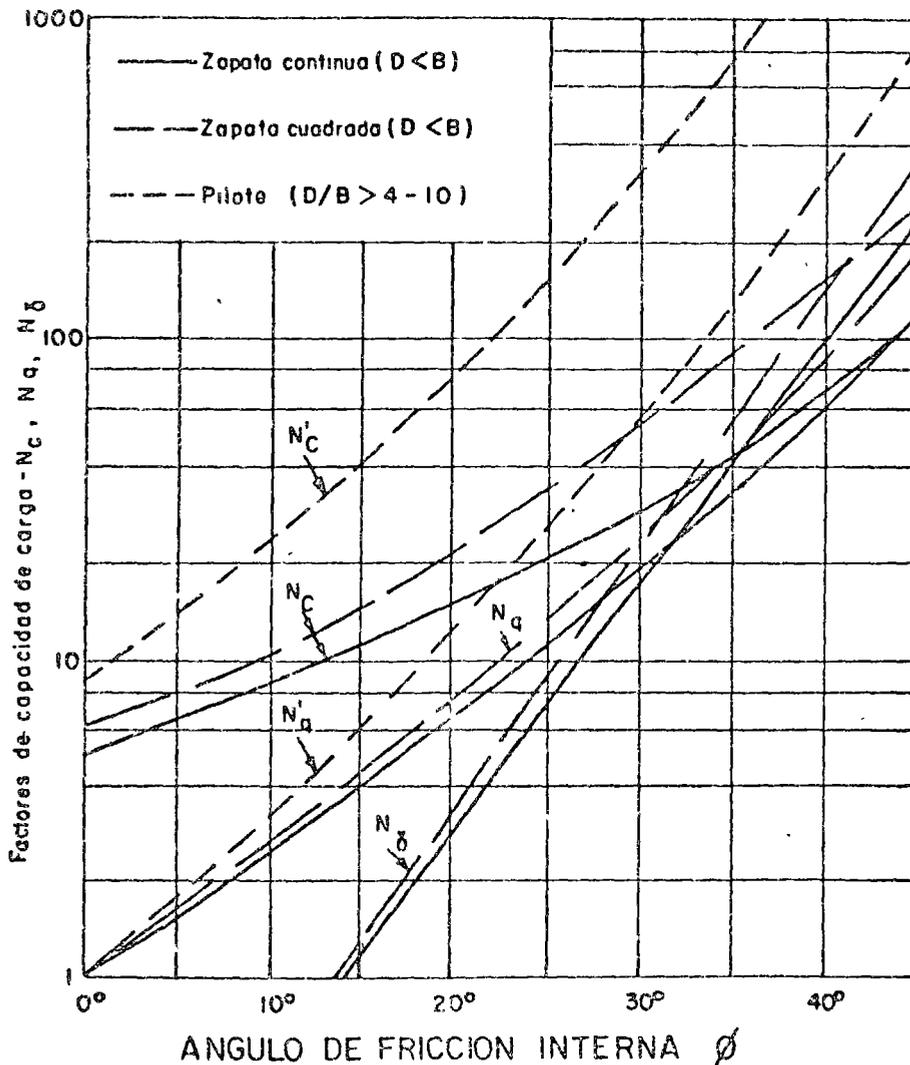
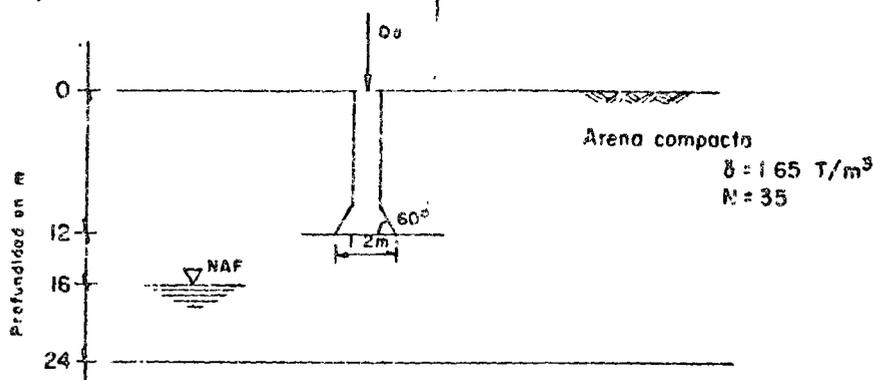


Fig. 2 Factores de capacidad de carga para zapatas y pilotes (Meyerhof, 1963)

5. PROBLEMAS

1. Calcule la capacidad de carga de trabajo de una pila de 1.2 m de diámetro desplantada a 12 m de profundidad en el terreno de la figura. Utilice $FS = 3$ y Meyerhof 63.



R: $q_a = 1185 \text{ ton/m}^2$; $Q_a = 1340 \text{ ton}$

2. Igual al problema anterior, pero considere el nivel freático a 2.5 m de profundidad.

R: $q_a = 615 \text{ ton/m}^2$; $Q_a = 700 \text{ ton}$

3. Calcule el diámetro nominal de campana de las pilas que pueden resolver la cimentación de columnas que transmitirán al subsuelo cargas estáticas de 600, 500 y 400 ton. Las pilas se desplantarán a 10 m de profundidad en el subsuelo de las características descritas en el Prob. 1, pero con el nivel freático a 2.5 m de profundidad. $FS = 3$.

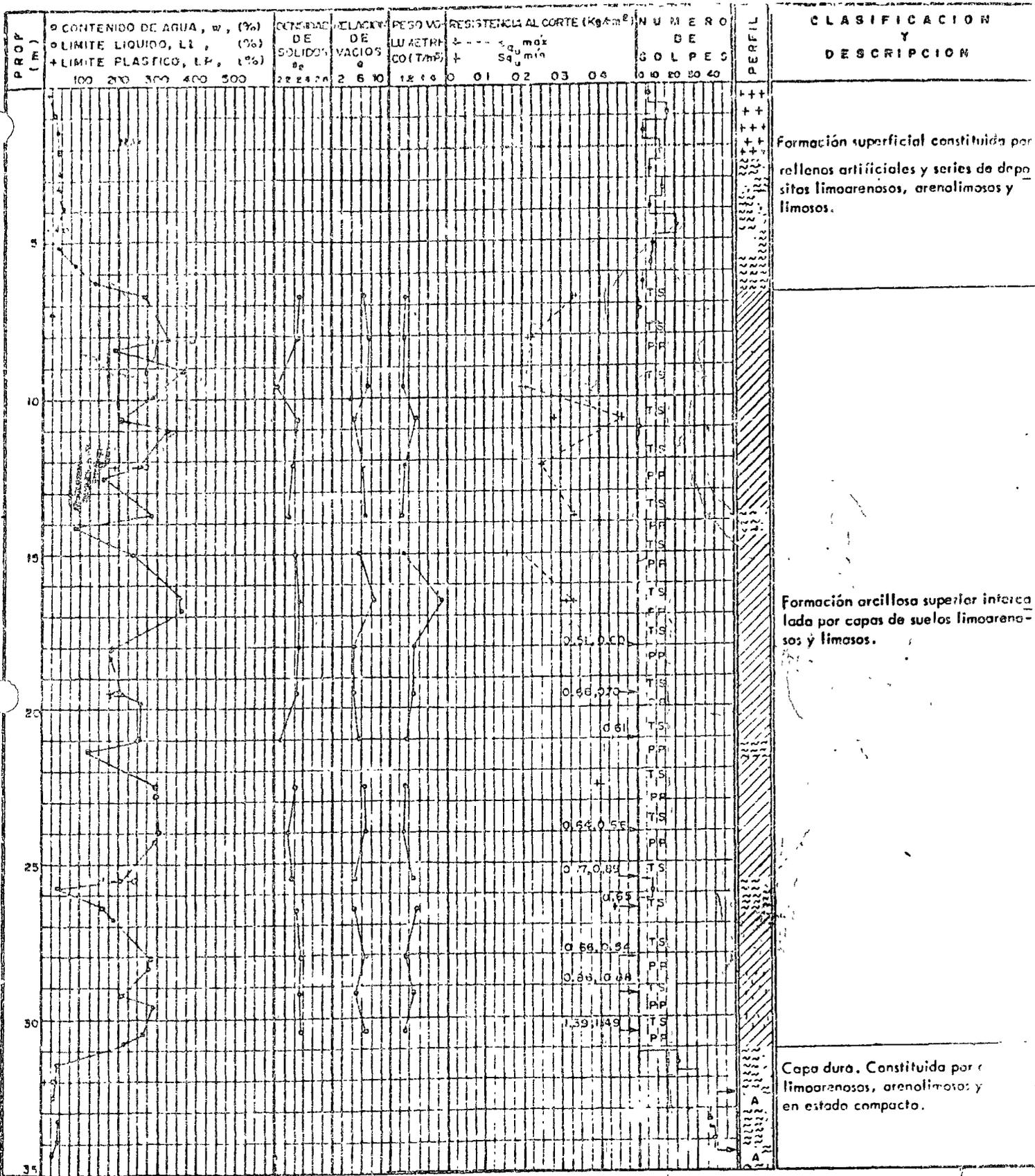
R: 1.19, 1.08, 0.97 m.

4. Igual al Prob. 3, pero considerando un incremento de carga vertical por sismo de 600 ton en las columnas. Use $FS = 1.5$.

R: 1.19, 1.14, 1.09 m.

5. Si los problemas 3 y 4 se refieren al mismo edificio: ¿cuáles diámetros de campana usaría en cada pila?

R: 1.19, 1.14, 1.09 m.



SÍMBOLOS:

- Arcilla
- Limo
- Arena
- Fosiles
- Vidrio volc.
- S_q Resistencia al corte en compresion no confinada
- S_a Resistencia al corte en compresion triaxial no consolidado, no drenada
- S_v Resistencia al corte "in situ" (Tipo I de I U.N.A.M.)
- TS Tubo Shelby PP Peso Propio A Avance con trépano

FIG 2 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO. SONDEO SMI

6. Aplicando la expresión $f_s = k_s \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \delta$, calcule la capacidad de carga por fricción de pilotes de 0.4 y 0.5 m de diámetro en el subsuelo descrito en el Prob. 1, considerando el nivel freático a 16 m de profundidad, en un caso, y coincidiendo con la superficie del terreno, en otro. Los pilotes serán hincados hasta 12 m de profundidad. Utilice $F_S = 3$ y $K_S \tan \delta = 0.6$.

R: a) 30 ton, 37 ton; b) 12 ton, 15 ton.

- ¿Cuál es la capacidad de carga en la punta?
¿Cuál es la capacidad de carga total?

7. Calcule la capacidad de carga de trabajo de pilotes, de 0.40, 0.45 y 0.50 m de diámetro, apoyados de punta en el estrato resistente localizado entre 31.1 y 36.8 m de profundidad. Considere dos casos: (a), pilotes empotrados un diámetro en el estrato resistente ($L = B$); (b), pilotes empotrados cuatro diámetros ($L/B = 4$), en el mismo estrato. En ambos casos utilice Meyerhof, eligiendo las curvas adecuadas. Para el caso (a) use un número de golpes medio $N = 25$, y para el (b) $N = 45$.

R: a) 18, 23, 28 ton; b) 112, 142, 175 ton.

Si la superficie está sujeta a hundimiento regional y la fricción negativa unitaria es $f(-) = 1.0 \text{ ton/m}^2$; calcule la capacidad de trabajo neta, restando la fricción negativa total $F(-)$ de la capacidad de carga obtenida en (b).

$$F(-) = \pi \cdot d \cdot L \cdot f(-)$$

$$Q_{au} = Q_a - F(-)$$

- R: 72, 97, 125 ton.
8. Un edificio de 14 pisos que tiene un peso total de 6,600 ton, que ocupará un área de 25 x 18 m, se construirá en el terreno cuyo subsuelo y propiedades se muestran en el perfil anexo. El edificio tendrá un sótano cuya losa quedará a 3 m de profundidad. Descontando del peso total la subpresión actuante en la losa del sótano, determine el número de pilotes de punta que se requieren para transmitir la descarga al estrato resistente localizado a partir de 31.1 m de profundidad. Revise que para cada diámetro de pilotes (0.40, 0.45 y 0.50 m), el número de pilotes no obligue a tener separaciones menores que 3D. Use los datos obtenidos en 7 (b).

R: a) $n = 86, 64$ y 50 pilotes.

b) 5.75, 5.9 y 6 diámetros de separación

9. Un edificio que pesa 12 ton/m^2 , ocupa un área de $15 \times 25 \text{ m}$, será construido sobre el mismo suelo. El edificio llevará un sótano de 4 m bajo toda el área.

Calcule la descarga debida a la excavación y la que será transmitida a pilotes de adherencia. Determine la capacidad de carga de pilotes de adherencia de 40, 45 y 50 cm de diámetro. La longitud de los pilotes es de 23 m, debido a que se dejará un colchón compresible de 4.1 m, por lo que la punta de ellos quedará a 27 m de profundidad. Diga cuántos pilotes de 50 cm de diámetro se requieren. Revise el comportamiento del grupo de pilotes.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

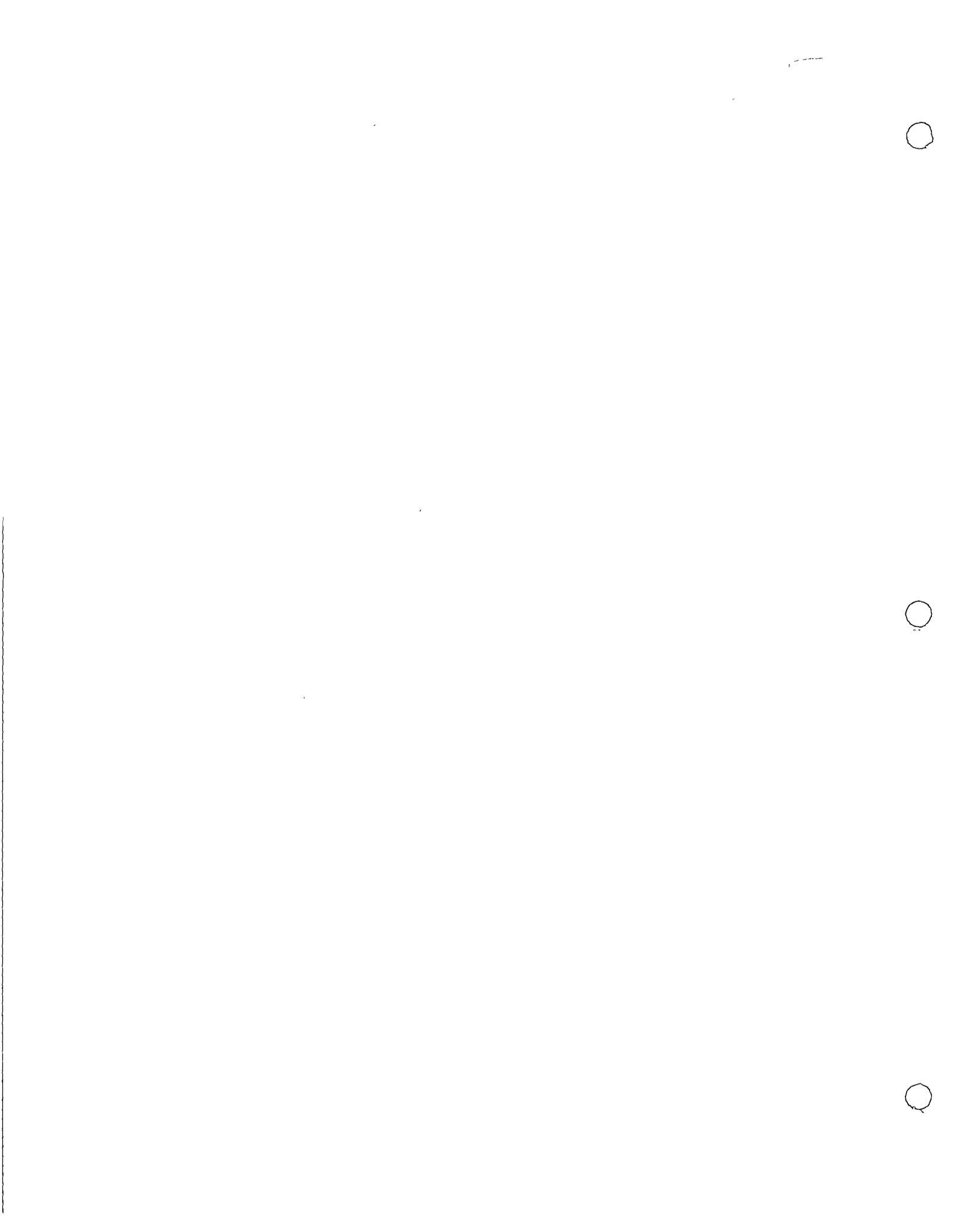


CIMENTACIONES PROFUNDAS



ING. JOSE SPRINGALL CARAM

Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 512-31-23



Journal of the
SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION
Proceedings of the American Society of Civil Engineers

DESIGN OF LATERALLY LOADED PILES

By Bengt B. Broms,¹ M. ASCE

SYNOPSIS

The ultimate lateral resistance and the working load deflections of single piles and of pile groups depend of the dimensions, the strength, and flexibility of the individual piles, and on the deformation characteristics of the soil surrounding the loaded piles. Methods are presented for the determination of the ultimate lateral resistance based on the concept that the ultimate lateral resistance at relatively small penetration depths is governed by the passive lateral resistance of the soil surrounding the loaded piles, and that the ultimate lateral resistance at relatively large penetration depths is governed by the ultimate or yield resistance of the pile section.

The concept of over-load and under-strength factors is introduced. The numerical values of these factors depend on the danger of loss of human lives and the economic consequences in the case of failure. Accordingly, the factors have been so chosen that the probability of failure is less than a certain quantity.

Methods for the calculation of lateral deflections at working loads are presented. These methods are based on the concept of a coefficient of subgrade reaction. It has been assumed that the coefficient of subgrade reaction increases linearly with depth in the case of cohesionless soils and that it is constant with depth for cohesive soils.

INTRODUCTION

Single piles and pile groups are frequently loaded by high lateral forces caused by lateral earth pressures, by earthquakes or by wave and wind forces.

Note.—Discussion open until October 1, 1965. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the Executive Secretary, ASCE. This paper is part of the copyrighted Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 91, No. SM3, May, 1965.

¹Assoc. Prof. of Civ. Engrg., Cornell Univ., Ithaca, N. Y.

The design of laterally loaded pile groups is in general governed by the requirements that complete collapse of the pile group or of the supporting structure should not occur even under the most adverse conditions and that

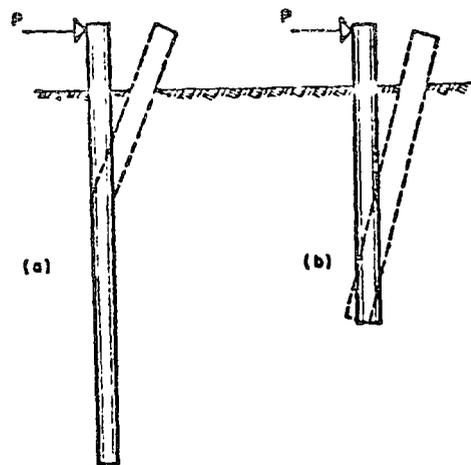


FIG. 1.—FAILURE MODES FOR FREE, LATERALLY LOADED PILES

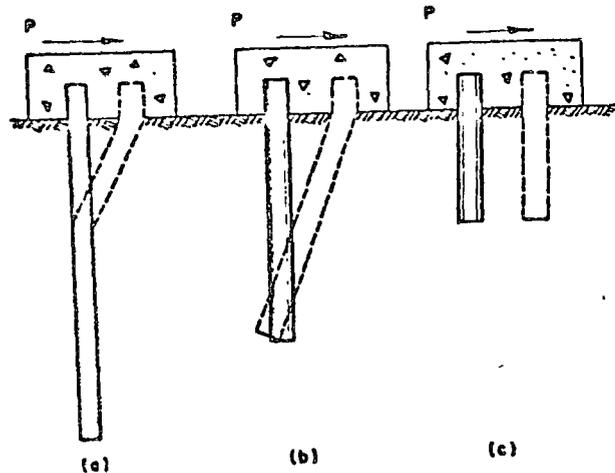


FIG 2 — FAILURE MODES FOR RESTRAINED LATERALLY LOADED PILES

the deflections or deformations at working loads should not be so excessive as to impair the proper functioning of the foundation or of the superstructure. Thus, for the type of structure in which small lateral deflections can be toler-

ated, the design is governed by the lateral deflections at working load, whereas for structures in which relatively large deflections can be tolerated the design is governed by the ultimate lateral resistance of the pile group. A large number of methods for the calculation of the lateral deflections of the distribution of bending moments at working loads and of the ultimate lateral resistance of single piles and pile groups have been proposed (1-45-49).²

Collapse of a laterally loaded pile foundation occurs when a failure mechanism forms in each pile within a pile group. Examples of failure mechanisms for laterally loaded piles are shown in Figs. 1 and 2. Failure, for example, of a short pile occurs when the lateral resistance of the soil has been exceeded, whereas failure of a relatively long restrained pile occurs when plastic hinges form along the length of the pile. The failure mechanism for all piles within a pile group may not be the same because the dimensions of the individual piles and their penetration depths may vary. Methods for the calculation of the ultimate lateral resistance of single piles and pile groups are considered.

The deflections of a laterally loaded pile can, at working loads, (approximately one-half to one-third the ultimate lateral resistance) be calculated by assuming that the soil reactions along the pile length are proportional to the lateral deflections. In the following analysis, it will be assumed that the so-called coefficient of subgrade reaction, the ratio of the soil reaction at the corresponding lateral deflection, is either constant or increases linearly with depth.

The design of laterally loaded single piles and pile groups is, in general, governed by the principle that the probability of failure by collapse or excessive deformations, even under extreme loading conditions, should be small. Such a design method may be based on the use of over-load and under-strength factors.

DESIGN CRITERIA

Over-Load and Under-Strength Factors.—Failure of a laterally loaded pile group may occur (a) if the actual lateral loads considerably exceed those used for design, (b) if the strength parameters of the soil and of the pile material have been overestimated, or (c) if the methods used in the design considerably overestimate the ultimate lateral resistance of the pile group. To guard against collapse caused by possible over-loads, possible under-strength of the soil and of the pile material, and possible inaccuracies in the design methods, over-load and under-strength factors may be used in design.

Frequently, foundations subjected to lateral force are designed on the basis that maximum tensile or compression stresses that develop in the supporting piles should be less than an allowable tensile or compressive stress. The allowable stress is, in general, chosen between one-half and one-fourth the ultimate or yield strength of the pile material. If the allowable compressive stress and the yield strength of the pile material are 10,000 psi and 40,000 psi, respectively, then failure of the pile section may occur when the actual maximum compressive stress reaches 2.5 times the design stress.

² Numerals in parenthesis refer to corresponding items listed in Appendix L.

The factor of safety with respect to under-strength of the pile material is therefore, in this particular case, equal to 2.5.

The maximum stress in a laterally loaded pile does not increase linearly with increasing applied loads or with decreasing shearing strength of the surrounding pile. For example, the maximum compressive stress in a laterally loaded pile may reach 2.5 times the design stress and, as a result, failure may occur when the applied load is equal to 1.5 times the design load, or when the average shear strength of the soils is 60% of the design strength. Failure may also occur when the soil that surrounds the laterally loaded piles has been partly removed by scour or erosion. Thus, a design based on the concept of an allowable stress may result in a factor of safety of 2.5 (40,000/16,000) with respect to a possible under-strength of the pile material, a factor of safety of 1.67 with respect to a possible under-strength of soil (1/0.6), and a factor of safety 1.5 with respect to over-load. The use of the concept of an allowable stress may lead to a variable safety factor with respect to the applied load, the shear strength of the soil, and the ultimate or yield strength of the pile material.

The design of laterally loaded piles may also be based on the behavior of the pile group at failure by using over-load and under-strength factors to take into account inaccuracies in the average measured or calculated shear strength and deformation properties of the soil, possible inaccuracies in the calculated applied loads, and possible inaccuracies in the design method. Thus, a laterally loaded pile group may be designed by assuming (1) that the pile group is on the verge of failure when subjected to a design load equal to the probable maximum applied long-time load times an over-load factor larger than one, and (2) when supported by a soil with a shearing strength equal to the measured average or minimum shearing strength times an under-strength factor less than one. The numerical values of the over-load factors and under-strength factors depend on how accurately the applied loads and the average shearing strength of the soil can be measured, calculated, or estimated, and on the desired degree of safety.

The lateral forces acting on a pile group caused by earthquakes, wave or wind forces are frequently difficult to calculate or to estimate. Because of insufficient knowledge of, for example, the maximum wave height caused by hurricanes, the lateral forces acting on structures constructed in the Atlantic and the Gulf of Mexico have frequently been underestimated, and as a result, failures have occurred. High load factors should be used in design when no or limited data are available and low load factors should be used when the applied loads can be estimated accurately.

Dead loads can, in general, be estimated accurately as compared with live loads caused, for example, by wind or wave forces or by earthquakes. Thus, a higher load factor should generally be used with respect to live loads than to dead loads. Frequently, a load factor of 1.50 is used with respect to dead loads and a load factor of 2.0 is used with respect to live loads. Thus, the design load may be evaluated as the sum of 1.50 times the calculated dead load and two times the calculated live load.

The over-load factors can also be determined on the basis that the probability should be less than a certain quantity (1/100, 1/1000, or 1/10,000) that the actual applied load should exceed the design load during the lifetime of the structure. The value of the design load and the choice of probability

factor depends on the economic consequences and the danger of loss of human lives in the case of failure.

Accidental removal of soil or scour immediately surrounding the pile decreases the lateral resistance of a pile considerably. In the case of off-shore structures used for exploration and production of oil, scour 9' to 20' has been observed and, as a consequence, the ability of the supporting piles to resist lateral forces has been reduced. Scour also occurs around bridge piers during flood periods. Depths of scour exceeding three to four times the increase in water level during the flood period have been observed (43). In the design of laterally loaded piles, it is important to estimate accurately the amount of scour that will occur around the supporting pile group. It is advisable to base the design on the assumption that the maximum quantity of scour to be expected is 1.25 to 1.50 times the maximum calculated or observed scour for similar structures.

The design of laterally loaded piles should be based on the assumption of unfavorable soil conditions. Deviations of the actual strength properties from the average value of the supporting soil have a considerable effect on the ultimate resistance of the pile group. The ultimate lateral resistance may be calculated on the basis of a reduced cohesive strength, c_{design} , equal to an under-strength factor times the measured or estimated average cohesive strength. The design cohesive strength c_{design} may be taken as 75% of the minimum measured average cohesive strength within the significant depth. This value corresponds to an under-strength factor of 0.75. The significant depth is equal to the distance from the ground surface to the location of the maximum positive bending moment if failure occurs by exceeding the ultimate or yield strength of the pile section. When failure occurs by exceeding the ultimate lateral resistance of the soil along the total length of the pile, the significant depth is equal to the penetration depth.

The calculated minimum ultimate lateral soil reaction to be used in design may, in the case of cohesionless soils, be calculated on the basis of the minimum angle of internal friction, ϕ_s , measured by drained tests, triaxial or direct shear tests, or estimated from standard penetration tests. When a relatively large quantity of data is available, a shearing resistance $\tan \phi_{design}$ corresponding to 75% of the measured average value of $\tan \phi_s$ may be used in design. The factor 0.75 corresponds to an under-strength factor of 0.75.

ULTIMATE LATERAL RESISTANCE

Distribution of Soil Reactions.—The lateral resistance of single piles or of pile groups that fail by exceeding the lateral resistance of the soil or by exceeding the ultimate or yield resistance of the pile sections can be calculated (3) (4). The assumed distribution of lateral earth pressure at failure of a free-headed unrestrained pile driven into cohesive or cohesionless soils is shown in Fig. 3. The corresponding earth pressure distribution for restrained single piles or pile groups is shown in Fig. 4.

Cohesive Soils.—The lateral earth pressure acting at failure on a laterally loaded pile in a saturated cohesive soil is approximately $2c_u$ at the ground surface, in which c_u is the cohesive strength as measured by undrained triaxial, direct shear, or vane tests. The lateral soil reactions increase with depth and reach a maximum of eight to twelve times c_u at approximately

three pile diameters below the ground surface (4). At failure, the soil located in front of the pile down to a depth of three pile diameters will move upwards and will cause the soil to heave in front of the pile. The soil located below a depth of approximately three pile diameters moves essentially laterally. In the calculation of the ultimate lateral resistance, the actual soil reactions can be approximated by the rectangular distribution of soil reactions as shown in Figs. 3 and 4. The lateral soil reactions may be assumed equal to

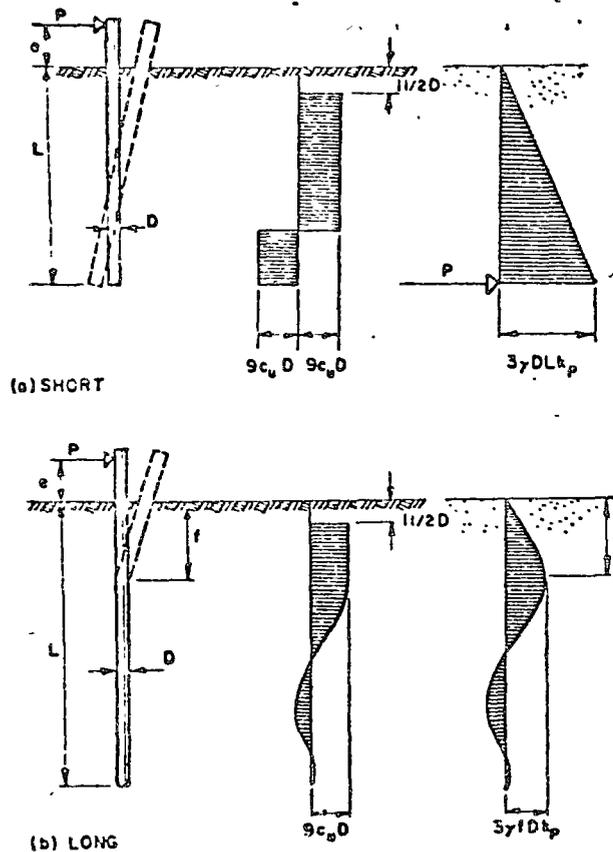


FIG. 3.—FAILURE MODES FOR FREE PILES

zero down to a depth of 1.5 pile diameters and equal to $9c_u D$ below this depth. The assumed lateral soil pressure distribution probably underestimates the ultimate lateral resistance of piles with penetration depths or lengths of embedment L (Figs. 3 and 4) less than four pile diameters.

Cohesionless Soils.—The lateral earth pressure distribution for a laterally loaded pile in a cohesionless soil is shown in Figs. 3 and 4. At failure,

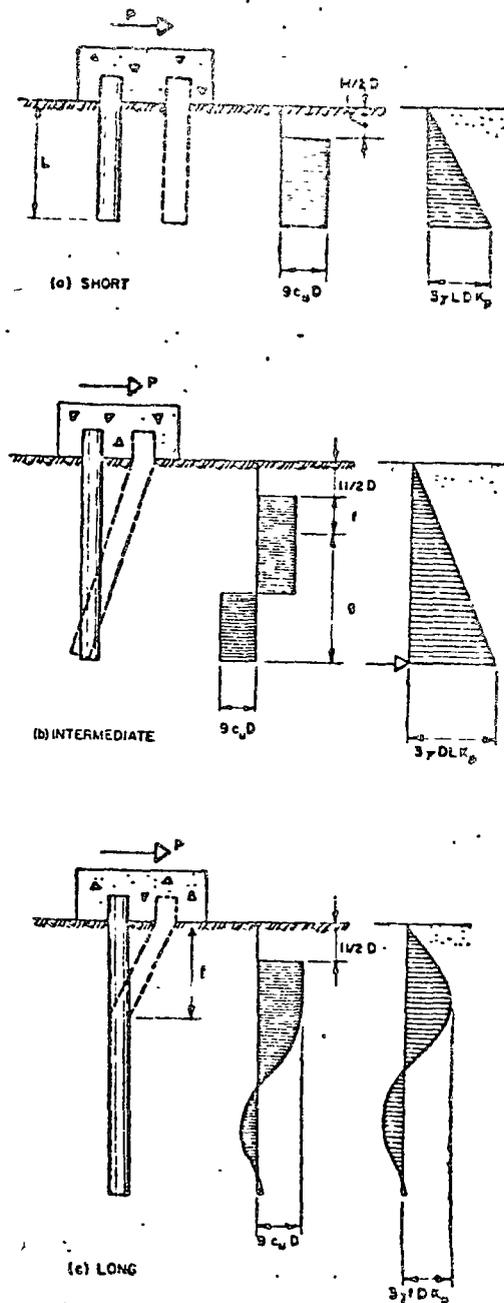


FIG. 4.—FAILURE MODES FOR RESTRAINED PILES

the soil located in front of the loaded pile moves essentially upwards while the soil in back of the pile moves into space created at the back of the laterally loaded pile. The lateral earth pressure within a depth of approximately one pile diameter below the ground surface can be calculated by standard earth pressure theories whereas below this depth, the lateral earth pressures are greatly affected by arching within the soil in the immediate vicinity of the pile. At depths larger than one pile diameter, the passive lateral earth pressures acting on the front face will, therefore, at failure, considerably exceed the Rankine passive pressure, while the lateral earth pressures acting on the back face will be considerably smaller than the active Rankine lateral earth pressure. Comparisons with available test data (3) have indicated that the lateral earth pressure at failure can be safely estimated as three times the passive Rankine earth pressure. It should be noted, however, that the available test data are limited and that additional data are required before the proposed design method can be used with confidence.

For short free-headed piles and for restrained piles of intermediate length, the toes of the loaded piles move backwards toward the applied lateral load. High lateral earth pressures develop at the back side near the toe of the loaded pile. This high lateral soil reaction can be approximated by a concentrated load acting at the toe of the pile.

Failure Mechanisms.

Short Free Piles.—The lateral deflections and the distribution of lateral earth pressures are shown in Fig. 3. Failure occurs when the pile rotates as a unit through the soil around a point located at some depth below the ground surface. The ultimate lateral resistance of the soil develops along the total length of the pile. The calculated ultimate lateral resistances have been plotted in Figs. 5 and 6 for cohesive and cohesionless soils, respectively.

Long Free Piles.—The ultimate lateral resistance [Fig. 3(b)] is partly governed by the ultimate or yield resistance of the soil. The corresponding distribution of lateral earth pressures is shown in Fig. 3(b). Failure occurs when the ultimate or yield resistance of the pile section has been exceeded at the distance f below the ground surface. The ultimate lateral resistance can be calculated from equilibrium considerations and is shown in Figs. 7 and 8.

Short Restrained Piles.—The ultimate lateral resistance can be calculated as shown in Fig. 4. Failure occurs when the pile moves as a unit through the soil. The ultimate lateral resistance is equal to the total lateral earth pressure. The calculated ultimate lateral resistance has been plotted in Figs. 5 and 6.

Restrained Piles of Intermediate Length.—The lateral deflections and distribution of lateral earth pressure is shown in Fig. 4(b). Failure occurs when the maximum bending moment at the pile cap exceeds the ultimate or yield resistance of the pile section. The corresponding calculated ultimate lateral resistance is shown in Fig. 6.

Long Restrained Piles.—The failure mechanism is illustrated in Fig. 4(c). Failure occurs when two plastic hinges form along the length of the pile. One plastic hinge is located at the bottom of the pile cap while the second plastic hinge is located at the depth f . The corresponding ultimate lateral resistance has been calculated in Fig. 7.

Yield Resistance of Pile Section.—The design of the individual piles within a pile group is governed by the condition that complete collapse of the sup-

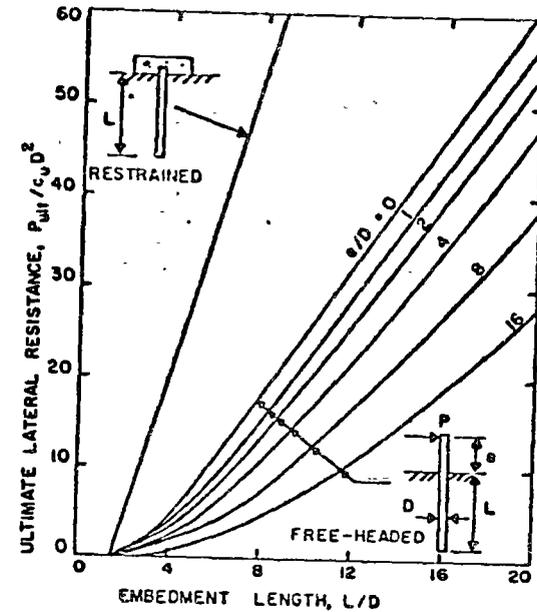


FIG. 5.—ULTIMATE LATERAL RESISTANCE FOR COHESIVE SOILS RELATED TO EMBEDMENT LENGTH

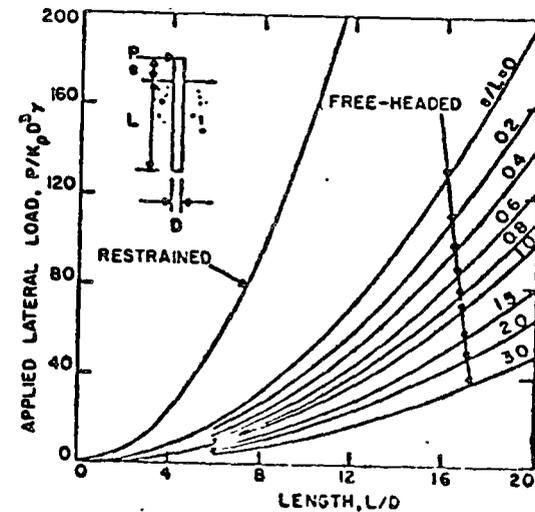


FIG. 6.—ULTIMATE LATERAL RESISTANCE FOR COHESIONLESS SOILS RELATED TO EMBEDMENT LENGTH

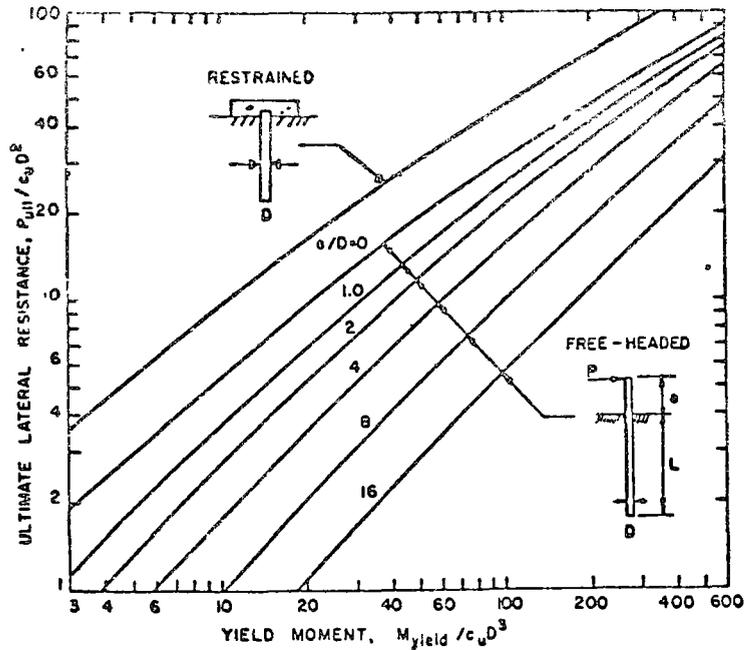


FIG. 7.—ULTIMATE LATERAL RESISTANCE FOR COHESIVE SOILS RELATED TO YIELD MOMENT

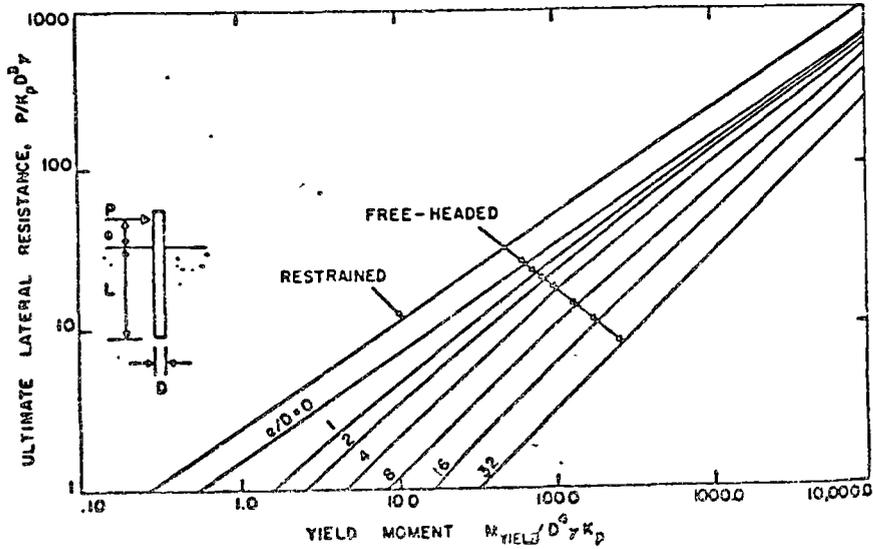


FIG. 8.—ULTIMATE LATERAL RESISTANCE FOR COHESIONLESS SOILS RELATED TO YIELD MOMENT

ported structure should not occur even under the most unfavorable loading condition. Collapse of steel, timber, or reinforced concrete piles occurs when one or two plastic hinges develop along the length of a pile and form a failure mechanism. It has been assumed in the preceding analysis that the rotational capacity of these plastic hinges is sufficient to develop the passive lateral resistance of the soil located above the lower plastic hinge, to cause full redistribution of bending moments along the length of the piles, and to use the full yield resistance of the piles at the critical sections.

Thus, it has been assumed for long restrained piles that the total rotational capacity of the plastic hinges that develop at the bottom of the pile cap [Fig. 2(a)] is sufficiently large to cause the maximum positive bending moment to reach the yield resistance of the pile section before fracture of the pile occurs. Sufficient information is available to show that the rotational capacity of steel piles is sufficient to cause full moment redistribution and to develop passive earth pressures above the location of the plastic hinge [Figs. 1(a) and 2(a)] or above the center or rotation of the pile [Fig. 2(b)].

If local buckling occurs, as may be the case for relatively thin-walled pipe piles, the proposed analysis is not applicable. Local buckling can, however, be prevented if the steel pipe piles are filled with sand or concrete.

The rotational capacity of precast or cast-in-place reinforced concrete piles is probably sufficient to develop passive earth pressures before collapse occurs in the case of cohesionless soils and to cause full moment redistribution if (1) these piles are under-reinforced, and (2) failure occurs by yielding of the reinforcement rather than by crushing of the concrete. Sufficient test data, however, are not available. Therefore, caution should be used when the proposed method of analysis is applied to piles in cohesive soils and when collapse is caused by the formation of one or more plastic hinges [Figs. 1(a), 2(a), and 2(b)].

The rotational capacity of timber piles is small, because of the low ductility of the pile material. Failure occurs when the maximum stress in the timber pile reaches the compressive or tensile strength of the pile material. The rotational capacity of such a plastic hinge may be relatively large for timber piles if the ultimate strength of the pile section is governed by crushing rather than by its tensile strength.

The writer is not aware of any information regarding the rotational capacity of plastic hinges forming in timber piles. However, it is likely that the rotational capacity is not sufficient to cause full moment redistribution [Fig. 2(a)] and to develop passive lateral earth pressure along the length of the pile [Figs. 1(a), 2(a), and 2(b)] for the case in which failure is governed partly by the lateral resistance of the soil and partly by the ultimate strength of the pile section. Extreme caution should be used for this case until sufficient test data becomes available.

Plastic hinges form in steel piles when the stress at the section of maximum bending moment reaches yield strength of the pile material throughout the pile section. The corresponding plastic moment resistance of the pile section M_{yield} can be calculated on the basis of an ultimate strength analysis. For a cylindrical steel pipe section, the plastic moment can be estimated when the applied axial load is small, from

$$M_{yield} = 1.3 f_y W \dots\dots\dots$$

in which f_y is the yield strength of the pile material and W is the section modulus of the pile section. The coefficient 1.3 is the plastic moment shape factor for a circular cross section. The plastic moment for an H-section can be calculated from

$$M_{yield} = 1.1 f_y W_{max} \dots \dots \dots (2a)$$

when the applied lateral load is in the direction of the largest moment resistance of the pile, and from

$$M_{yield} = 1.5 f_y W_{min} \dots \dots \dots (2b)$$

when the applied load is in the direction of the minimum moment resistance of the pile. The ultimate strength of under-reinforced concrete pile sections can be estimated in a similar fashion.

It should be noted that Eqs. 1, 2, and 3 do not take into account the effects of any axial loads that may act within the pile sections. Axial loads cause an increase of the ultimate bending resistance of precast or cast-in-place reinforced concrete piles and a decrease in the ultimate strength of steel H-piles and pipe piles. The wall thickness of pipe piles and the thickness of web and flanges of H-sections should be sufficiently large to prevent local buckling. However, local buckling is not likely to occur if ordinary sections are used.

The yield strength, f_y , of the pile material can be determined directly by tests or be taken as the minimum yield strength guaranteed by the manufacturer. The design yield strength may be taken as 0.9 times the average measured yield strength of the pile material or as the minimum guaranteed yield strength.

LATERAL DEFLECTIONS

General.—At working loads (at approximately one-half to one-third the ultimate lateral resistance), the lateral deflections can be estimated by assuming that the unit soil reaction, q , increases linearly with increasing lateral deflection, y , as expressed by

$$q = k_h y \dots \dots \dots (3)$$

in which k_h is the coefficient of horizontal subgrade reaction.

The coefficient of subgrade reaction, k_h depends on the deformation properties of the soil and on the dimensions and stiffness of the laterally loaded pile.

Cohesive Soils.—The lateral deflections at working loads can be estimated by assuming that the coefficient of lateral subgrade reaction is approximately constant with depth. The dimensionless lateral deflections at the ground surface have been plotted in Fig. 9 as a function of the dimensionless length βL , in which

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_h D}{4 EI}} \dots \dots \dots (4)$$

The lateral deflections of a laterally loaded pile with a dimensionless length,

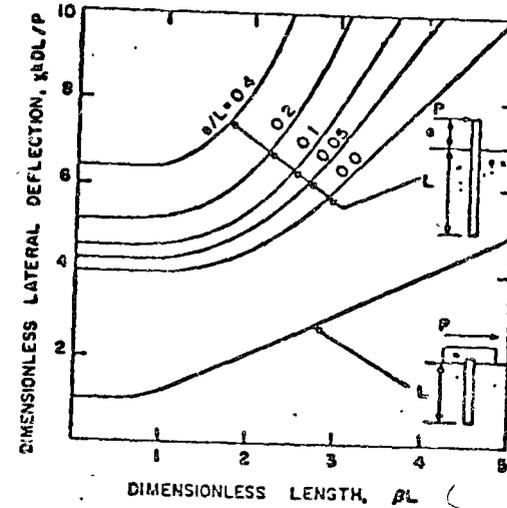


FIG. 9.—LATERAL DEFLECTIONS AT GROUND SURFACE FOR COHESIVE SOILS

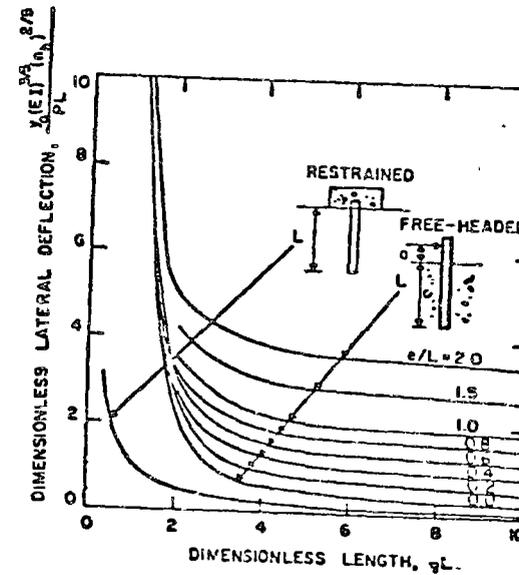


FIG. 10.—LATERAL DEFLECTIONS AT GROUND SURFACE FOR COHESIONLESS SOILS

βL , less than 2.25 can be calculated by assuming that the pile is infinitely stiff and that the pile rotates as a unit around a point located some depth below the ground surface. The lateral deflections of a pile with a dimensionless length, βL , larger than 2.25 can be calculated by assuming that the pile is infinitely long. The lateral deflections at the ground surface, y_0 , for a long ($\beta L \geq 2.25$) and fully free pile can be calculated from

$$y_0 = \frac{2 P \beta (e \beta + 1)}{k_\omega D} \dots \dots \dots (5)$$

For the case when the pile is fully restrained

$$y_0 = \frac{P \beta}{k_\omega D} \dots \dots \dots (6)$$

The lateral deflections are greatly affected by a change of the penetration depth at a dimensionless penetration depth βL less than 2.25. In contrast, the lateral deflections are unaffected by a change of the penetration depth when the dimensionless length βL is larger than 2.25. A change of the stiffness, $E I$, of the pile section does not affect the lateral deflections of relatively short piles (βL less than 2.25) whereas a change of the pile stiffness greatly affects the lateral deflections of long piles (βL larger than 2.25). It can also be seen that the lateral deflection of a fully restrained pile is one-half the lateral deflection of the corresponding free-headed pile when the eccentricity, e , of the applied load is equal to zero.

Cohesionless Soils.—The lateral deflections of a pile in a cohesionless soil can be calculated by assuming that the coefficient of lateral subgrade reaction increases linearly with depth from

$$k_h = \frac{n_h z}{D} \dots \dots \dots (7)$$

in which z is the depth below ground surface, n_h is a coefficient that depends on the relative density of the soil, and D is the diameter or side of the loaded area. The dimensionless lateral deflection, $y_0 (E I)^{3/5} (n_h)^{2/5} / P L$, at the ground surface has been plotted in Fig. 10 as a function of the dimensionless penetration depth ηL and the eccentricity ratio e/L . The quantity η is equal to $\sqrt[5]{n_h / E I}$.

Laterally loaded piles will behave as infinitely stiff members when the dimensionless length ηL is less than 2.0 and as infinitely long members when the dimensionless length ηL is larger than 4.0. The lateral deflections, y_0 , at the ground surface for a fully free member with a dimensionless length ηL larger than 4.0 can be calculated directly from the equation

$$y_0 = \frac{2.40 P}{n_h^{3/5} (E I)^{2/5}} \dots \dots \dots (8a)$$

and for a fully restrained pile, from

$$y_0 = \frac{0.93 P}{n_h^{3/5} (E I)^{2/5}} \dots \dots \dots (8b)$$

The lateral deflection of a fully restrained pile is approximately 40% of the lateral deflection of a fully free pile when all other factors are equal.

Coefficient of Subgrade Reaction.

Cohesive Soils.—The coefficient of horizontal subgrade reaction can be calculated for a cohesive soil from plate load tests by assuming that the coefficient of subgrade reaction is the same in the lateral as in the vertical directions, and that the coefficient is constant with depth. The coefficient of horizontal subgrade reaction can, for a long pile, be estimated (4) from

$$k_h = \frac{0.4 k_\omega D}{B} \dots \dots \dots (9)$$

in which k_ω is the coefficient of vertical subgrade reaction for a square or circular plate with the side or diameter of B and in which D is the diameter or side of the loaded pile. Eq. 9 has been derived assuming that the coefficient of subgrade reaction is constant with depth. Because the coefficient of subgrade reaction is approximately proportional to the unconfined compressive strength of the soil, this coefficient frequently increases with depth for a normally consolidated clay while the shearing strength and the coefficient of subgrade reaction may increase or decrease with depth for over-consolidated clays.

When over-consolidation of the soil has been caused by desiccation, the shearing strength of the soil frequently decreases with depth. When the shearing strength increases with depth, plate load tests generally underestimate the effective coefficient of lateral subgrade reaction; conversely, when the shearing strength of the soil decreases with depth, the plate load test overestimates the coefficient of lateral subgrade reaction and the actual lateral deflections of a laterally loaded pile may be larger than calculated.

For cohesive soils, the coefficient of horizontal subgrade reaction, k_h , may also be estimated by lateral load tests on long piles from Eqs. 5 and 6. The dimensionless length βL of the test piles should be larger than 2.25.

Cohesionless Soils.—The coefficient n_h for a cohesionless soil can, for the case when the ground water table is located below the depth ηL of 2.0, be taken as 7, 21, and 56 tons per cu ft for a loose, medium, and dense sand, respectively (44). For the case when the ground water table is located near or above the ground surface, a value equal to approximately 60% of the foregoing values can be used. Comparisons with test data have indicated that these values will result in computed lateral deflections that are usually larger than the actual lateral deflections (3). The values given previously should be used with caution when the laterally loaded piles are subjected to repetitive lateral loads or when the piles have been placed by jacking.

The coefficient n_h can be evaluated from lateral load tests by Eqs. 8 when the dimensionless length ηL is larger than 4.0.

DESIGN OF LATERALLY LOADED PILES

Laterally loaded piles can be designed on the basis of any of the failure mechanisms shown in Figs. 3 and 4, assuming that the piles are on the verge of failure when subjected to a design load equal to the calculated lateral load times an overload factor larger than one and supported by a soil with a design

shear strength equal to the measured average shear strength times an under-strength factor less than one.

Free-Headed Piles.—The design of short laterally loaded free-headed piles can be based on the failure mechanism shown in Fig. 3(a). The penetration depth required to resist the design load can be determined directly from Figs. 5 and 6. The ultimate or yield resistance of the pile section must, however, be sufficiently large to prevent failure by the mechanism shown in Fig. 3(b). Furthermore, the bending resistance of the pile section should be larger than the yield resistance calculated from Figs. 7 or 8 when subjected to the design load, when supported by a soil with a shear strength equal to the design shear strength, and when the length of the pile is equal to that determined from Figs. 5 or 6.

The design of laterally loaded free-headed piles may also be based on the failure mechanism shown in Fig. 3(b). The required yield resistance of the pile section to resist the lateral design loads can be determined directly from Figs. 7 or 8. The length of the pile must, however, be sufficiently large to prevent failure by the failure mechanism shown in Fig. 3(a). This required penetration depth can be checked by Figs. 5 or 6.

Restrained Piles.—The design of laterally loaded restrained piles can be based on any of the failure mechanisms shown in Fig. 4. The required penetration depth of a short restrained pile (Fig. 4(a)) can be determined directly from Figs. 5 or 6. The bending resistance of the pile section at the bottom of the pile cap, however, should be sufficiently large to resist the maximum bending moment of this section. This maximum bending moment can be calculated from Figs. 7 or 8.

The required penetration depth can be determined directly from Figs. 5 or 6 when failure occurs by the failure mechanism shown in Fig. 4(b). The maximum positive bending moment should, however, be less than the maximum bending resistance of the pile section. This positive maximum bending moment can be determined directly from Figs. 7 or 8 when the pile is subjected to the design load.

The lateral resistance corresponding to the failure mechanism shown in Fig. 4(c) can be determined directly from Figs. 7 or 8. In this case, the length of the piles should be sufficiently large to prevent failure by the mechanism shown in Fig. 4(b).

Failure by Excessive Deformations.—The lateral deflections at working loads should not be so large as to impair the proper functioning of the pile groups or of the structure supported by the pile group. At working loads (approximately one-half to one-third the ultimate lateral resistance of the pile group) the lateral deflections increase approximately proportional to the applied lateral load. The lateral deflections can be calculated by the use of a coefficient of subgrade reaction, which maybe considered to increase linearly with depth in the case of cohesionless soils and to be constant with depth in the case of cohesive soils.

EXAMPLES

Determine the minimum wall thickness of a long restrained steel pipe pile that is required to resist a lateral load of 30 tons. The pile forms part of a pile group that supports an off-shore structure used for the exploration and

production of oil in the Gulf of Mexico. The pile is restrained at the ocean bottom by a bracing system. The pile is driven through a deep layer of clay with an average unconfined compressive strength of 600 psf within the significant depth. It is anticipated that the outside diameter of the pile will be 30 in. It may be assumed that relatively large lateral deflections can be tolerated at working loads.

The failure mechanism for a long restrained pile is shown in Fig. 2(a). Failure occurs when two plastic hinges form. The corresponding distribution of lateral earth pressures and bending moments is shown in Fig. 4(c). With an under-strength factor of 0.75, the design cohesive strength will be

$$c_{\text{design}} = 0.75 c_u = (0.75) (0.5) (600) = 225 \text{ psf}$$

If a load factor of 2.0 is used with respect to the calculated nominal lateral load, then the design load can be calculated as

$$P_{\text{design}} = 2.0 P_{\text{calc}} = (2.0) (30) (2,000) = 120,000 \text{ lb}$$

The dimensionless quantity $P_{\text{design}} / c_{\text{design}} D^2$ will then be

$$P_{\text{design}} / c_{\text{design}} D^2 = \frac{120,000}{(225) (2.5) (2.5)} = 85.3$$

The dimensionless moment resistance required to resist the dimensionless lateral force 85.3 can be determined from Fig. 7 as $M_{\text{yield}} / c_{\text{design}} D^3 = 266$

The required yield resistance of the pile section will be

$$M_{\text{yield}} = \frac{(266) (225) (2.5)^3}{1000} = 935 \text{ kip ft}$$

The section modulus that corresponds to this yield resistance of the pile section when the axial load is small can be calculated from Eq. 1 as

$$W = \frac{M_{\text{yield}}}{1.3 f_{\text{design}}}$$

In this equation, f_{design} is the design strength of the pile material. With a design under-strength factor of 0.9 and an average measured yield strength of 50,000 psi of the pile material, the design strength will be 45,000 [(0.9) (50,000)] psi.

The required section modulus of the pile section in the case when the applied axial load is small will be

$$W = \frac{(935) (12)}{(1.3) (45.0)} = 190 \text{ in}^3$$

For a pipe pile with an outside diameter of 30.0 in., this section modulus corresponds to a wall thickness of 0.27 in. A larger wall thickness will be required when the applied axial load is high. To prevent local buckling, it is recommended that the piles be filled with sand or concrete.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

The design of laterally loaded piles is governed by the requirements (1) that the lateral deflections at working loads should not impair the proper functioning of the pile group or of the structure supported by the pile group and (2) that complete collapse of the foundation or of the supported structure should not occur (a) even if the pile foundation is subjected to an extreme loading condition, (b) even if the pile group is supported by a soil with a low shear strength, (c) even if the soil surrounding the test pile has been removed to its lowest possible level, and (d) even if the moment resistances of the piles attain their lowest possible values.

The lateral deflections at working loads (approximately one-half to one-third the ultimate lateral resistance) can be calculated approximately with the concept of a coefficient of subgrade reaction, assuming that the lateral deflections increase linearly with the applied load. The lateral deflection at the ground surface has been presented in the form of graphs. The lateral deflections of relatively short piles were found to be mainly a function of the penetration depth and the deformation properties of the supporting soil whereas the lateral deflections at the ground surface of a relatively long pile were found to be independent of the penetration depth but dependent on the stiffness of the pile section.

The ultimate lateral resistance of a laterally loaded pile is governed by the ultimate lateral resistance of the surrounding soil and by the moment resistance of the pile section. The ultimate soil reactions and the ultimate lateral resistance of the piles can be calculated, assuming that the ultimate lateral soil reaction for a cohesive soil is equal to nine times the cohesive strength of the soil and that the lateral earth pressure for a cohesionless soil is equal to three times the passive Rankine earth pressure. The ultimate lateral resistance has been presented in the form of graphs. The ultimate lateral resistance of short piles was found to be governed by the penetration depth of the pile and to be independent of the ultimate bending resistance of the pile section. The ultimate lateral resistance of long piles was found to be governed by the ultimate bending resistance of the pile section and to be independent of the penetration depth.

APPENDIX I.—REFERENCES ON ANALYSIS OF SINGLE PILES AND PILE GROUPS

1. Abrams, J. L., "Analysis of Two and Three Dimensional Pile Foundations Including Soil Restraint," thesis presented to The Johns Hopkins Univ., at Baltimore, Md., in 1956, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Engineering.
2. Blum, H., "Beitrag zur Berechnung von Bohlwerken unter Berücksichtigung der Wandformung insbesondere bei milder Tiefe zunehmender Widerstandsziffer," Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 1951.
3. Broms, B. R., "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90, No. SM3, Proc. Paper 3969, May, 1964, pp. 123-156.

4. Broms, B. R., "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90, No. SM2, Proc. Paper 3825, March, 1964, pp. 27-33.
5. Chang, Y. L., discussion of "Lateral Pile-Loading Tests," by Lawrence B. Fagan, Transactions, ASCE, Vol. 102, 1937, pp. 272-278.
6. Chaudy, F., "Type de fondation sur pieux avec éperon en béton pour murs de soutènement," Revue Civil, Paris, France, Vol. 86, 1925, pp. 138-140.
7. Cummings, A. E., discussion of "Lateral Pile-Loading Tests," by Lawrence B. Fagan, Transactions, ASCE, Vol. 102, 1937, pp. 255-264.
8. Czerniak, E., "Resistance to Overturning of Single, Short Piles," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 83, No. ST2, Proc. Paper 1183, March, 1957.
9. Drucker, M. A., "Embedment of Poles, Sheeting, and Anchor Piles," Civil Engineering, New York, N. Y., Vol. 4, No. 12, December, 1934, pp. 622-626.
10. Fischer, P., "Earth Pressures on Embedded Poles," Engineering News-Record, Vol. 131, 1943, p. 772.
11. Focht, J. A., and McClelland, B., "Analysis of Laterally Loaded Piles by Difference Equation Solution," The Texas Engineer, Texas Section, ASCE, Vol. 25, No. 9-11, September-November, 1955.
12. Fordham, A. A., "The Lateral Pressure of Earth Against Footings Subject to Overturning Moment," The Structural Engineer, London, England, No. 22, 1944, pp. 297-308.
13. Hedde, P., "Beitrag zur Berechnung eingespannter Spundwände," Die Bautechnik, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Germany, Vol. 15, Heft 51, November, 1937, pp. 659-663.
14. Gleser, S. M., "Lateral Load Tests on Vertical Fixed-Head and Free-Head Piles," Symposium on Lateral Load Tests on Piles, Atlantic City, N. J., 1953, Special Technical publication No. 154, ASTM; Philadelphia, Pa., 1954, pp. 75-93.
15. Hahn, L., "Calcul des fondations soumises à des charges de renversement," Technique des Travaux, Liège, Belgium, Vol. 23, No. 9-10, pp. 309-320.
16. Howe, R. J., "A Numerical Method for Predicting the Behavior of Laterally Loaded Piling," TS Memorandum No. 9, Shell Oil Co., Houston, Tex., May, 1955.
17. Jampel, S., "An Analysis of Groups of Piles," Concrete and Constructional Engineering, London, England, Vol. 44, No. 7, 1949, pp. 201-208, and Vol. 44, No. 8, 1949, pp. 253-257.
18. Janbu, N., discussion of "Foundation of Structures. General Subjects and Foundations other than Piled Foundations," Proceedings, 4th Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., London, England, Vol. III, 1957, pp. 155-156.
19. Kent, B. P., "A Pole Stability Theory Supported by a Model Study," thesis presented to the Univ. of Arizona, in Tucson, Arizona, in 1961, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science.
20. Kryniak, D. P., and Abbott, R. W., "Resistance of Sheet Piling to Overturning," Civil Engineering, New York, N. Y., Vol. 3, No. 5, May, 1933, pp. 263-265.
21. Lazard, A., "Moment limite de renversement, de fondations cylindriques et parallélépipédiques isolées," Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Paris, France, Vol. 8, No. 85, Soils et Fondations No. 16, January, 1955, pp. 82-110.
22. Lazard, A., discussion of "Moment limite de renversement, de fondations cylindriques et parallélépipédiques isolées," by A. Lazard, Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Paris, France, Vol. 8, No. 91-92, Soils et Fondations No. 19, July-August, 1955, pp. 786-788.
23. Lazard, A., "Moment limite de renversement de fondations isolées," Proceedings, 4th Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., London, England, 1957, Vol. I, pp. 349-354.
24. Lorenz, H., "Zur Tragfähigkeit starrer Spundwände und Mastgründungen," Fautechnik-Archiv, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Germany, Heft 8, 1952, pp. 79-82.
25. Marquardsen R. P., "The Ultimate Supporting Power and Pulling Resistance of Piles Placed Hydraulically," Engineering and Contractors (Buildings), Vol. 61, 1924, pp. 885-893.
26. Matlock, H., and Reese, L. C., "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 86, No. SM5, Proc. Paper 2626, October, 1960, pp. 63-91.

27. Matlock, H., and Reese, L. C., "Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures," Proceedings, 5th Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., Paris, France, 1961, Vol. II, pp. 91-97.
28. Nelidov, I. M., "Finding Depth of Footing for a Pole Subject to Lateral Load," Civil Engineering, New York, N. Y., Vol. 26, No. 3, March, 1958, p. 196.
29. McNairy, J. F., "Thrust Loading on Piles," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 82, No. SM2, Proc. Paper 940, April, 1956.
30. Palmer, L. A., and Thompson, J. B., "The Earth Pressure and Deflection Along the Embedded Lengths of Piles Subjected to Lateral Thrust," Proceedings, 2nd Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., Rotterdam, Holland, 1948, Vol. V, pp. 156-161.
31. Patterson, D., "Pole Embedment to Resist Lateral Load," Civil Engineering, New York, N. Y., Vol. 23, No. 7, July, 1958, p. 527.
32. Prakash, S., "Behavior of Pile Groups Subjected to Lateral Loads," thesis presented to the Univ. of Illinois, at Urbana, Ill., in 1962, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
33. Raes, P. E., "Theory of Lateral Bearing Capacity of Piles," Proceedings, 1st Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., Cambridge, Mass., 1936, Vol. I, pp. 166-169.
34. Robbins, N. G., "Piers Supported by Passive Earth Pressure," Civil Engineering, New York, N. Y., Vol. 27, No. 4, April, 1957, p. 276.
35. Ramelot, Ch., and Vandepierre, L., "Les fondations de pylones électriques: leur résistance au renversement, leur stabilité, leur calcul, étude expérimentale," Comptes Rendus de Recherches de l'IRISA, Brussels, Belgium, No. 2, February, 1950.
36. Raymond, C., "Esperienze su Pali infissi Sollecitati Normalmente All'asse," Giornale del Genio Civile, Rome, Italy, Vol. 88, No. 7-8, 1950, pp. 429-441.
37. Roscoe, K. H., "A Comparison of Tied and Free Pier Foundations," Proceedings, 4th Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., London, England, 1957, Vol. I, pp. 419-423.
38. Roscoe, K. H., "Foundations for Steel Frames Which Have Been Designed According to the Plastic Theory of Structures," Proceedings Paper No. 12, Midland Soil Mechanics and Foundation Soc., Dept. of Civ. Engrg., Univ. of Birmingham, Birmingham, England, Vol. 2, 1958, pp. 74-99.
39. Rowe, P. W., "The Single Pile Subject to Horizontal Force," Géotechnique, London, England, Vol. 6, No. 2, June, 1956, pp. 70-85.
40. Seiler, J. F., "Effect of Depth of Embedment of Pole Stability," Wood Preserving News, The Amer. Wood Preservers Inst., Chicago, Ill., Vol. 10, 1932, pp. 152-161, and Vol. 11, 1932, pp. 167-168.
41. Shilts, W. L., Graves, L. D., and Driscoll, G. G., "A Report of Field and Laboratory Tests on the Stability of Posts Against Lateral Loads," Proceedings, 2nd Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., Rotterdam, Holland, 1948, Vol. 5, pp. 107-122.
42. Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics," John Wiley and Sons, Inc., New York, N. Y., 1943.
43. Terzaghi, K., and Peck, R., "Soil Mechanics in Engineering Practice," John Wiley and Sons, Inc., New York, N. Y., 1948, 566 pp.
44. Terzaghi, K., "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction," Géotechnique, London, England, Vol. V, No. 4, 1955, pp. 297-326.
45. Vesic, A. B., "Contribution a l'Etude des Fondations Sur Pleux Verticaux et Inclines," Annales des Travaux Publics de Belgique, Brussels, Belgium, No. 6, 1956, pp. 5-40.
46. Wilcoxon, L. C., "Horizontal Force Acting on a Pile," Engineering News-Record, Vol. 107, December, 1931, p. 978.
47. Wilkins, R. J., "The Bending of a Vertical Pile Under Lateral Forces," Civil Engineering and Public Works Review, London, England, Vol. 46, No. 539, May, 1951, p. 355-357.
48. Williams, C. C., "Design of Masonry Structures and Foundations," McGraw-Hill Book Co. Inc., New York, N. Y., 1930.
49. Williams, J. E. H., "Soil Failure Due to Overturning of Piles," Engineering, London, England, Vol. 173, No. 4488, February, 1952, pp. 134-136.

 APPENDIX II.—NOTATIONS

The following letter symbols have been adopted for use in this paper:

- B = diameter of load plate, in inches;
- c_u = cohesion determined from undrained direct shear, triaxial or vane tests, in pounds per square inch;
- D = diameter or width of test pile, in inches;
- E = modulus of elasticity of pile material, in pounds per square inch;
- E_{50} = secant modulus corresponding to half the ultimate unconfined compressive strength of the soil, in pounds per square inch;
- e = eccentricity of applied load, in inches;
- f = distance from ground surface to location of maximum bending moment, in inches;
- I = moment of inertia of pile section, in inches⁴;
- K_h = $k_h D$, in pounds per square inch;
- K_0 = $k_0 B$, in pounds per square inch;
- K_p = dimensionless coefficient of passive earth pressure;
- $K\omega$ = $k\omega D$, in pounds per square inch;
- k_h = coefficient of horizontal subgrade reaction, in pounds per cubic inch;
- k_0 = coefficient of vertical subgrade reaction for a circular or square plate, in pounds per cubic inch;
- $k\omega$ = coefficient of subgrade reaction for an infinitely long laterally loaded pile in pounds per cubic inch;
- L = length of embedment, in inches;
- M = bending moment, in pound-inches;
- M_{max} = maximum bending moment, in pound-inches;
- M_{yield} = yield moment of pile section, in pound-inches;
- n_h = coefficient of lateral subgrade reaction for a long pile with a width of unity at a depth of unity, in pounds per cubic inch;
- P = applied lateral load, in pounds;
- q = unit soil reaction, in pounds per square inch;
- q_u = unconfined compressive strength, in pounds per square inch;
- y = lateral deflection, in inches;
- y_0 = lateral deflection at ground surface, in inches;
- $\beta = \sqrt[4]{k D / 4 E I}$, in inches;
- $\eta = 5 \sqrt{n_h / E I}$, in inches;
- γ = unit weight of soil, in pounds per cubic inch; and
- ϕ_s = angle of internal friction as measured by drained direct shear or triaxial tests, in degrees.

100





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CIMENTACIONES PROFUNDAS



ING. JOSE SPRINGALL CARAM

Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 512-31-23

Handwritten scribbles and faint markings at the top of the page.

Handwritten text, possibly a name or title, located in the middle of the page.

Handwritten text at the bottom of the page, possibly a date or reference number.

En la fig. IX-b.1 se muestran esquemas de algunos dispositivos típicos.

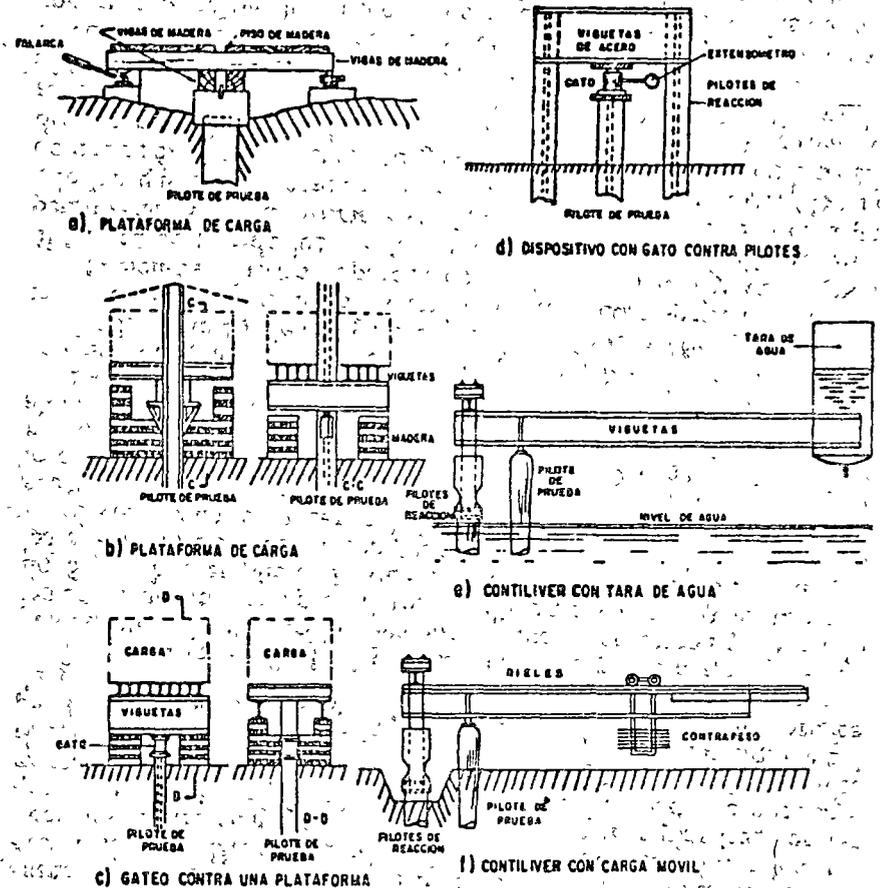


FIG. IX-b.1 Dispositivos típicos para pruebas de carga en pilotes (según R. D. Chelis)

El lastre suele estar constituido por rieles, lingotes, bloques de concreto, depósitos de agua o, simplemente, peso de tierra.

De los métodos empleados para la carga, ha de señalarse la dificultad de operación que plantea el primero de los citados, especialmente si han de seguirse, como es norma general, procesos de descarga, muy engorrosos, con el sistema del lastreado y muy expeditos, por el contrario, si se usan gatos.

La secuela de realización de una prueba de carga en pilotes consiste esencialmente en cargar al pilote en incrementos, hasta llegar

ANEXO IX-b

Pruebas de carga en pilotes

El dispositivo para dar la carga al pilote, una vez que éste está en la posición de prueba, puede seguir alguna de las siguientes variantes:

1. Aplicación directa de la carga, colocando un lastre sobre una plataforma que descansa directamente en la cabeza del pilote.
2. Aplicación de la presión de un gato hidráulico cuya reacción la absorbe una plataforma lastrada, el peso de una estructura existente, una viga de acero anclada al terreno generalmente por medio de otros pilotes, etc.
3. Aplicación de una carga por mecanismo de palanca, usando una viga piloteada en un extremo a la que se carga en el otro extremo.

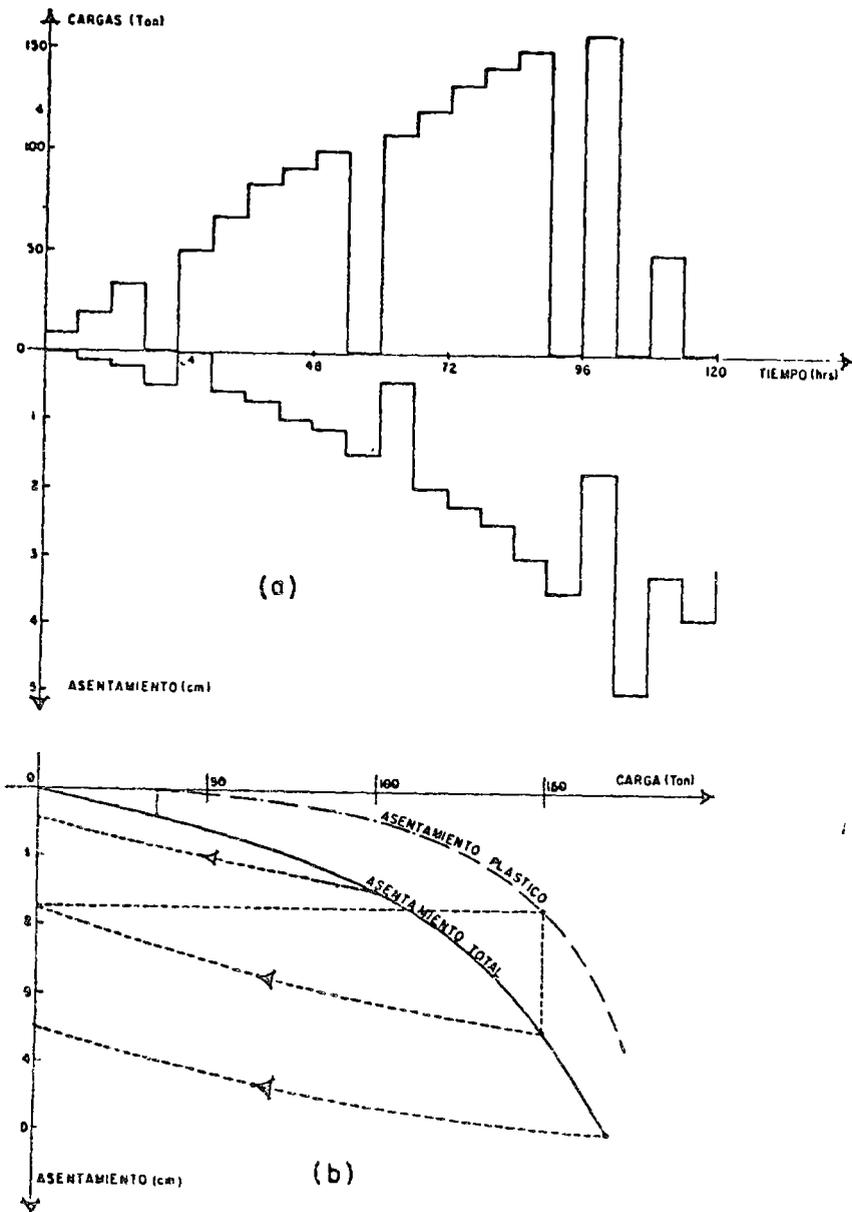


FIG. IX-b.2 Diagrama de correlación típico entre carga, asentamiento y tiempo, en una prueba de carga en un pilote

al valor máximo previsto en la prueba, generalmente del orden del doble de lo que se estima que sea la carga de proyecto y en medir por algún procedimiento los asentamientos correspondientes en la cabeza del mismo pilote.

Cada incremento de carga deberá dejarse el tiempo necesario como para que el asentamiento prácticamente cese. El asentamiento de la cabeza del pilote se debe a deformaciones elásticas (recuperables al retirar la carga) tanto en el suelo como en el propio pilote y a deformaciones plásticas (que permanecen al retirar la carga) del suelo. Estas deformaciones son las que causan generalmente los asentamientos excesivos en las estructuras y son, por lo tanto, las que deben evitarse. En una prueba de carga deben deslindarse los dos tipos de deformación, puesto que las deformaciones plásticas son las que realmente interesa definir en la prueba. Para esto es necesario efectuar procesos cíclicos de carga y descarga, durante los cuales el pilote llegue a cargas máximas cada vez mayores. En la fig. IX-b.2 puede verse una gráfica que ilustra resultados típicos de una prueba de carga.

En la parte a) de la figura se ilustra el proceso de cargar en incrementos, detallando los tiempos en que se colocaron y anotando los asentamientos que produjeron. Cada incremento se dejó un lapso de 6 h sobre el pilote, lo que se supone fue suficiente para que los asentamientos cesaran en todos los casos. La primera descarga se efectuó cuando la carga había llegado al valor de 35 ton; el asentamiento del pilote en dicha descarga se recuperó totalmente, lo que indica que era de naturaleza elástica. Al llegar, en el nuevo proceso de carga, a las 100 ton se descargó de nuevo, quedando ahora un asentamiento remanente de 0.4 cm.

La tercera descarga ocurrió al llegar el pilote a las 150 ton, con un asentamiento no recuperable de 1.75 cm.

En la parte b) de la figura se ha dibujado la gráfica carga-asentamiento total, con línea llena; la gráfica correspondiente a los asentamientos plásticos aparece con trazo de punto y raya. Esta última se obtuvo de los resultados de la parte a) de la figura, que permitieron trazar en forma aproximada las trayectorias de descarga (de las que sólo se conocen el primero y el último puntos). Con la deformación permanente en carga cero y el valor de la carga a partir de la que se descargó el pilote se obtienen puntos sobre la curva de asentamientos plásticos. En la parte b) de la figura se ilustra la obtención del punto correspondiente a la carga de 150 ton.

Una vez obtenida la curva de asentamientos totales y plásticos contra la carga pueden suceder dos cosas. Primero, que en las curvas se defina el punto de falla por un quiebre tan evidente, que no haya duda respecto a la carga de falla. En este caso, lo único que se requerirá para determinar la carga de trabajo del pilote será escoger

un factor de seguridad adecuado para dividir por él la carga de falla; este factor de seguridad es frecuentemente del orden de 2.

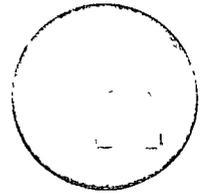
Existe un segundo caso más frecuente, en el que no es fácil determinar el punto de falla, debido a lo gradual del cambio de pendiente de las curvas asentamiento-carga. En este caso es preciso definir lo que se considerará carga última del pilote por medio de algún criterio conveniente, y hasta cierto punto, arbitrario. Existen varias reglas de esta naturaleza; las menos están elaboradas para aplicarse sobre la curva del asentamiento total, las más se refieren a la curva de asentamientos plásticos. Algunas de las reglas de mayor uso actual se mencionan a continuación:

1. Determínese la carga para la cual, en 48 h corresponda un asentamiento permanente no mayor de 0.5 cm y divídase ese valor por un factor de seguridad de 2, obteniéndose así la carga de proyecto. (Departamento de Carreteras del Estado de Louisiana, EE.UU., y Departamento de Obras Públicas del Estado de Nueva York, EE. UU.).
2. Hágase la prueba hasta aplicar una carga doble que la que se desee que soporte el pilote en la obra. La prueba se considerará satisfactoria cuando dicha carga no produzca un asentamiento total neto mayor de 0.025 cm por cada tonelada de carga aplicada, midiendo el asentamiento al retirar la carga, después de 24 h de permanencia (Código de Edificios de la Ciudad de Nueva York, EE. UU.).
3. Obtenida la curva carga-asentamientos plásticos, trácense tangentes a sus tramos inicial y final; la carga correspondiente a la intersección de los dos trazos, dividida entre un factor de seguridad de 1.5 ó 2 será la carga de proyecto.
4. Obténgase el punto en el que el asentamiento total comience a exceder de 0.125 cm por cada tonelada de carga adicional o en el que el asentamiento plástico comience a exceder de 0.075 cm por cada tonelada de la misma carga. La carga correspondiente a cualquiera de esos puntos se considera la última del pilote; para obtener la carga de proyecto, su valor deberá dividirse por 2, si el pilote trabaja bajo cargas estáticas o por 3 si ha de estar sujeto a cargas dinámicas. (Dr. R. L. Nordlund, Compañía Raymond de pilotes de concreto).





centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMIENTOS PROFUNDOS

ING. FRANCISCO DE PABLO



6. DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMIENTOS PROFUNDOS.

6.1 INTRODUCCION.

El diseño estructural de cimientos profundos comprende un conjunto de procesos, mediante los cuales se da forma o proyecta una estructura, para transmitir las cargas a capas profundas del suelo, con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado. Es obvio que la solución estructural que se adopte será la óptima entre varias soluciones alternativas.

Una vez planteado un problema estructural supuestas unas sollicitaciones razonables, y definidas las dimensiones generales, es necesario ensayar diversas estructuraciones para resolverlo. Después de elegir la estructuración que se considera óptima, se idealiza la cimentación para estudiar los efectos de las acciones a que puede estar sujeto. Esta idealización es necesaria, ya que el problema real es más complejo de lo que es práctico analizar. Por ejemplo se pueden idealizar las condiciones de apoyo de los pilotes en condiciones de trabajo, aunque las condiciones reales no corresponderán con precisión al comportamiento implícito en el apoyo escogido.

El análisis estructural implica un conocimiento de las acciones que obran sobre el cimiento así como de las dimensiones de sus elementos. Estos son imprecisos cuando se inicia el

diseño, ya que sólo se conocen en forma aproximada las dimensiones que tendrán. Durante un proceso cíclico el proyectista irá ajustando los datos iniciales a medida que se vaya precisando el diseño.

La fase final del diseño estructural consiste en el dimensionamiento de los elementos estructurales y en la comunicación de toda la información, por medio de dibujos, memorias de cálculo, etc.

Para el diseño de un cimiento profundo se podrían mencionar las siguientes etapas de cálculo:

1. Cálculo de las acciones que actúan sobre el cimiento.
2. Definición de la estructuración y de los elementos estructurales de la cimentación.
3. Definición de las características de los pilotes o pilas: tipo, longitud y capacidad.
4. Localización de los pilotes o pilas.
5. Análisis y dimensionamiento de la subestructura.
6. Análisis de asentamientos.

6.2 ACCIONES SOBRE LA CIMENTACION.

Todo cimiento al formar parte de la estructura, va a estar sometido a la combinación de acciones durante su vida útil.

Las acciones que pueden actuar son las siguientes:

1. Carga muerta.

Incluye el peso de la estructura y de todos los materiales que forman parte de ella con carácter permanente.

Si parte del suelo es soportado directamente por el cimiento, también se considerará como carga muerta.

En este concepto también se incluyen los pesos y empujes laterales de rellenos, presión hidrostática y lastres que actuen directamente en la cimentación.

2. Carga viva.

Se consideran como cargas vivas, aquellas que siendo gravitacionales no actúan de manera permanente en la construcción. Son cargas variables, tales como peso de las personas, mobiliario, mercancías, vehículos, etc. La carga viva tiene un carácter netamente aleatorio, por lo que se impone una solución probabilística para definir una acción que dentro de ciertos márgenes de seguridad sea equivalente a la esperanza de carga viva. Se puede demostrar que este valor es inversamente proporcional al área total tributaria del elemento estructural que se está analizando.

El Reglamento de Construcciones para el D. F. especifica diversos valores de la carga viva según el destino del inmueble y del área tributaria. También especifica distintos valores según el tipo de análisis por

por efectuar: carga vertical, por sismo o análisis de hundimiento.

En el caso de estructuras para puentes se emplearán las cargas vivas móviles especificadas por la Secretaría de Obras Públicas.

En general se considera que no es necesario añadir efectos por concepto de impacto, para el diseño de la cimentación, a menos que se transmitan directamente a ella.

Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de volteo, su intensidad se considerará nula.

3. Acciones accidentales.

Por acciones accidentales se consideran las producidas por viento y sismo. Para analizar este tipo de efectos se aplicarán los coeficientes especificados por el Reglamento de Construcciones para el D. F. o el Manual de Diseño de Obras Cíviles de la C.F.E.

4. Otras acciones.

Sobre la estructura hay que considerar otras acciones, como es el caso de efectos por temperatura, hundimientos diferenciales, expansiones o consolidaciones del suelo, procedimientos de construcción, etc.

Las acciones que se han mencionado no actúan de manera aislada, sino que lo hacen simultáneamente y con diversos grados de intensidad sobre la estructura propiamente dicha. La estructura, como un conjunto de elementos estructurales, es la encargada de transmitir las acciones al suelo, a través de la cimentación. El análisis de la estructura, sometida a las acciones mencionadas, proporcionará los elementos mecánicos, momentos y fuerzas aplicadas a la cimentación y con los que se diseñará ésta.

Los reglamentos en vigor especifican el análisis de las estructuras sometidas a combinaciones de acciones. Las usuales son: a) carga muerta más carga viva; b) carga muerta más carga viva más la carga accidental más desfavorable.

En las combinaciones mencionadas se emplearán los valores nominales especificados y sus efectos se multiplicarán por los siguientes factores de carga, para el caso de diseño plástico:

F. C. = 1.4 para la combinación de carga muerta y carga viva.

F. C. = 1.1 para la combinación de carga muerta, viva y accidental o bien para la combinación de carga muerta y la distribución de carga viva más desfavorable.

6.3 PILOTES

El pilote es un elemento estructural que transmite las cargas a un estrato profundo a través de punta o desarrollando fuerzas de fricción en toda su longitud. En ambos casos, son elementos estructurales que desarrollan esfuerzos de compresión y su comportamiento es semejante al de una columna.

Atendiendo al tipo de esfuerzos que actúa en el pilote, se observa que se pueden construir de cualquiera de los siguientes materiales: a) madera; b) metálicos; c) concreto armado.

El pilote de madera, si ésta no ha sido tratada, cuando se proyecta fuera del agua, es atacado fácilmente por insectos y plagas. Los reglamentos de construcción requieren que los pilotes de madera estén libres de defectos propios de algunos tipos de madera, y deben ser perfectamente rectos para evitar efectos de flexión. Aspecto muy delicado en este tipo de pilote es el de la unión entre los diferentes tramos, necesarios para proporcionar la longitud especificada del pilote. Una de las incógnitas que presenta el pilote de madera, es la posibilidad de sufrir daños durante el proceso de hincado, lo que reduce su capacidad de carga.

Para los pilotes de acero, se suele usar perfiles comerciales que sean capaces de resistir las cargas de proyecto. En este tipo de pilote es relativamente fácil lograr la unión entre tramos por medio de soldadura. Al diseñar un pilote de acero hay que tomar en cuenta el fenómeno de la corrosión que se puede acelerar en función de las características del suelo.

El tipo de pilote más usado en nuestro medio es el de concreto armado, precolado o colado en el lugar. El pilote de concreto precolado, suele fabricarse cerca del lugar donde va a ser hincado. Son de sección uniforme, cuadrada, exagonal, octogonal o circular, y terminan en punta para facilitar el hincado. Se cuelan en tramos cuya longitud depende fundamentalmente de la facilidad de operación de que se disponga y de la altura de la torre de hincado.

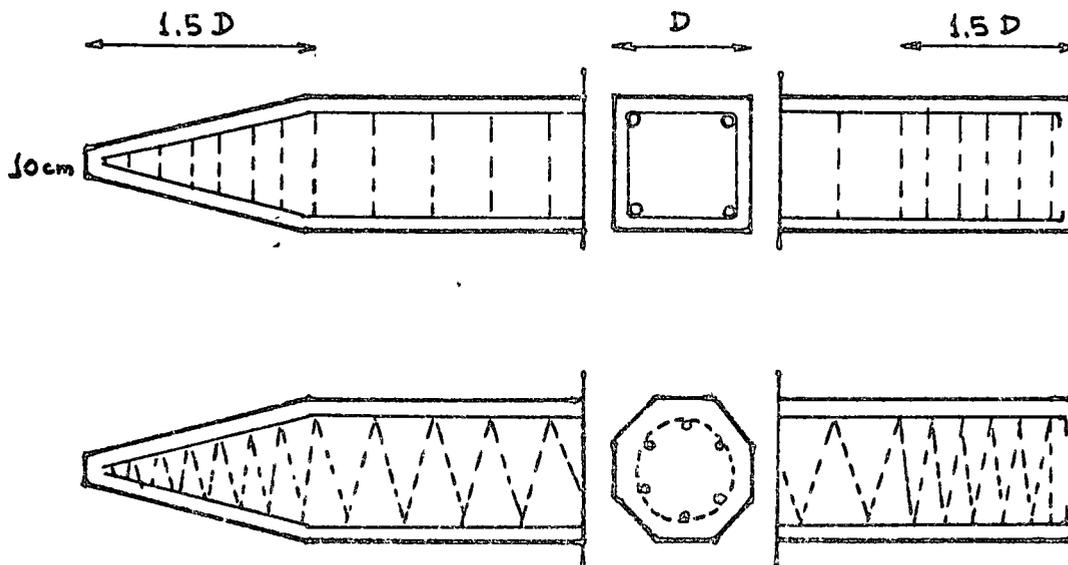


FIGURA 1. Pilotes de concreto.

En los pilotes, como elementos sometidos a compresión, puede presentarse el fenómeno de pandeo, por lo que el análisis de las condiciones de apoyo en que se encuentran adquiere importancia. Por ejemplo si la punta penetra ligeramente en la capa resistente y se liga adecuadamente en la parte superior, el pilote se podría analizar como empotrado en sus extremos al considerar la restricción adicional que impone el suelo. El grado de empotramiento que se logre en la cabeza del pilote, dependerá de la rigidez de la cimentación y del estado de desplazamiento a que vaya a estar sujeta.

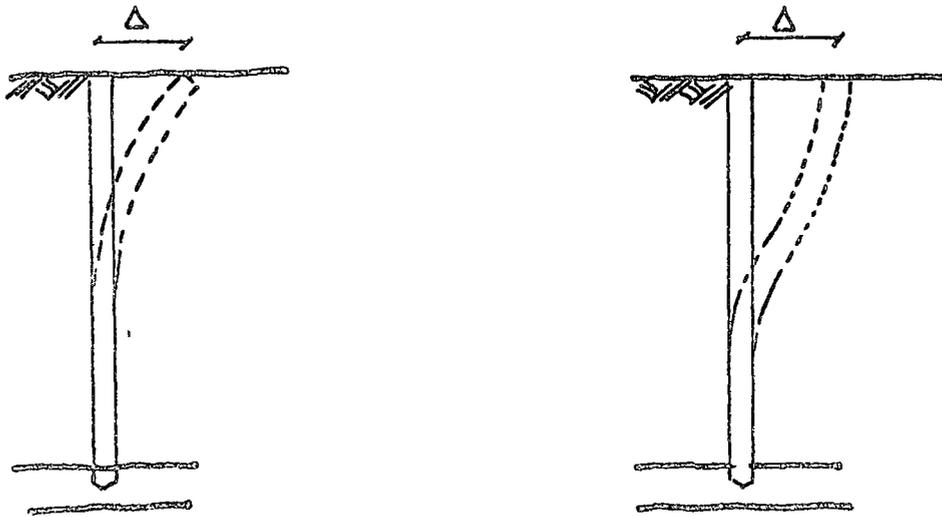


FIGURA 2. Condiciones de apoyo

La condición real es intermedia entre la articulación y el empotramiento perfecto.

En general el soporte lateral que proporciona el suelo, es suficiente para evitar el pandeo del pilote. Unicamente aquellos tramos que claramente se encuentran libres requerirán de un análisis distinto.

6.4 DISEÑO DE PILOTES.

Los pilotes deben ser dimensionados para las reacciones que transmitan la estructura y el suelo. Este valor no será mayor que la resistencia que es capaz de desarrollar el suelo sin llegar a la falla. La capacidad de carga del suelo ya se ha visto en un tema anterior. A continuación se tratará el aspecto estructural.

Los pilotes se suelen calcular como columnas cortas. Existe la creencia de que la carga se transmite exclusivamente por la punta del pilote y que por lo tanto su comportamiento es semejante al de una columna de las mismas dimensiones y material. La experiencia demuestra que la falla de un pilote es rara y si se presenta, generalmente ocurre en la zona que no está restringida lateralmente por el suelo.

En el caso de estar sometidas a cargas axiales y para diseño a la ruptura, se puede aplicar la fórmula ya conocida, que proporciona la capacidad última de un elemento a compresión:

$$P_u = 0.85 f_c^* A_c + A_s f_y^*$$

P_u = Capacidad última de la columna

A_c = Area de la sección transversal de concreto

A_s = Area de la sección de acero

f_c^* = f_c' reducido para diseño plástico

f_y^* = Límite de fluencia del acero reducido para diseño plástico.

Para conocer la capacidad del pilote en condiciones de trabajo, se aplicarán los factores de carga que se han mencionado. Además en el caso de que el pilote se encuentre armado con estribos, habrá que considerar un factor de carga adicional de 1.2

Se recomienda que el porcentaje de refuerzo longitudinal no sea menor de 0.8 % del área total de la sección de concreto, ni mayor de 8 %. El número mínimo de varillas debe ser de 6 en columnas de sección circular y de 4 en las rectangulares.

En las columnas de estribos, éstos deben ser por lo menos del # 2 espaciados a no más de 16 diámetros de la varilla longitudinal, 48 diámetros de la varilla del estribo o a la menor dimensión de la columna. La separación de los estribos se reducirá a la mitad en una longitud igual a 1.5 veces la mayor dimensión de la columna, en los dos extremos de cualquier tramo de la misma. El área transversal de cada estribo no será menor que 0.1 del área transversal del acero de refuerzo longitudinal que se debe restringir.

En columnas zunchadas con refuerzo helicoidal, el zuncho debe estar formado por una hélice continua, separada uniformemente. El diámetro será por lo menos del # 2. El porcentaje volumétrico del refuerzo helicoidal no será menor que

$$p' = 0.45 \left[\frac{A}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y}$$

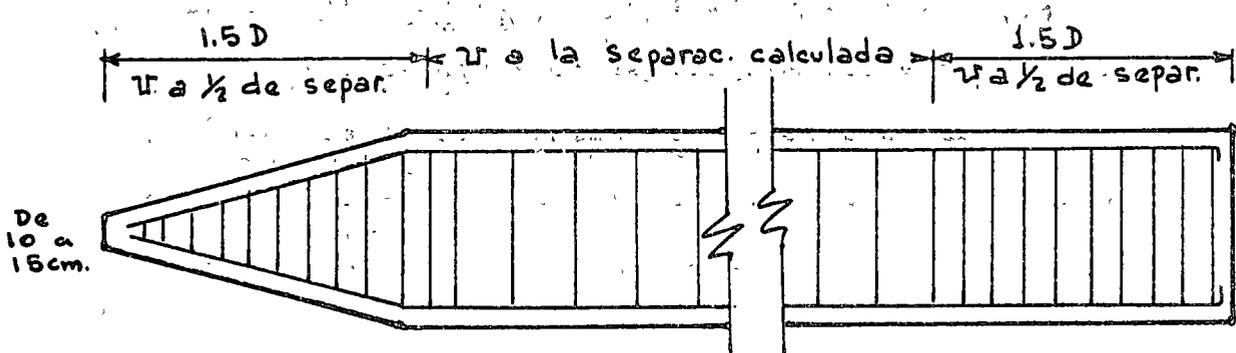
p' = $\frac{\text{volumen de acero en un paso}}{\text{volumen del núcleo de concreto en un paso}}$

A = Área de la sección transversal,

A_c = Área de la sección transversal del núcleo.

El espaciamiento del refuerzo helicoidal no excederá de 8 cm. ni de 1/6 del diámetro del núcleo.

El detalle del armado será el siguiente:



Para que un pilote aislado funcione correctamente es conveniente que reciba cargas aplicadas axialmente. Su resistencia ante momentos flexionantes es pequeña debido a las características de su sección transversal y su gran longitud. Al mismo tiempo para el constructor es difícil garantizar la posición del pilote, con una aproximación mayor de 10 a 15 cm., con respecto a la teórica. Si la carga aplicada no se encuentra centrada, existirán momentos que habrá que considerar en el análisis. Estos efectos sobre los pilotes se pueden absorber con mayor facilidad por medio de los cimientos que se apoyan directamente sobre el pilote o grupo de pilotes.

En las cimentaciones profundas, es muy importante tomar en consideración los efectos de posibles fuerzas laterales y la manera como se transmiten a los pilotes. Tal es el caso de muelles, puentes, etc.

Las fuerzas horizontales debidas a efectos accidentales, se aplicarán en la parte superior de los pilotes. En los grupos de pilotes, estas fuerzas se distribuirán proporcionalmente a la rigidez lineal $\left[\frac{I}{h^3}\right]$ de cada uno de ellos, es decir en donde "h" se refiere a la longitud del pilote que se encuentra en posibilidad de desplazarse. I se refiere al momento de inercia de la sección transversal.

Si la cabeza del pilote está sometida a fuerzas horizontales

por impacto, la fuerza estática equivalente, se puede calcular igualando la energía cinética que se transmite $\frac{Mv^2}{2g}$ con la energía por deformación $\frac{F\Delta}{2}$ que ~~se~~ absorbe el pilote.

La resistencia lateral de una estructura apoyada en pilotes depende de los siguientes factores:

a) Rigidez de los pilotes.

Depende del material, generalmente concreto, y de las condiciones de apoyo del pilote. Cuanto más fijas se encuentren las cabezas de los pilotes a la cimentación mayor será la rigidez del pilote.

b) Rigidez de la estructura.

La rigidez de la estructura modifica la distribución de las fuerzas en cimentación así como su magnitud. En condiciones normales no suele tomarse en cuenta la influencia de la rigidez de la estructura.

c) Resistencia del suelo.

La resistencia al esfuerzo cortante del suelo influye de manera importante. A su vez ésta depende de sus características mecánicas, a distintas profundidades y tomando en consideración la modificación de las

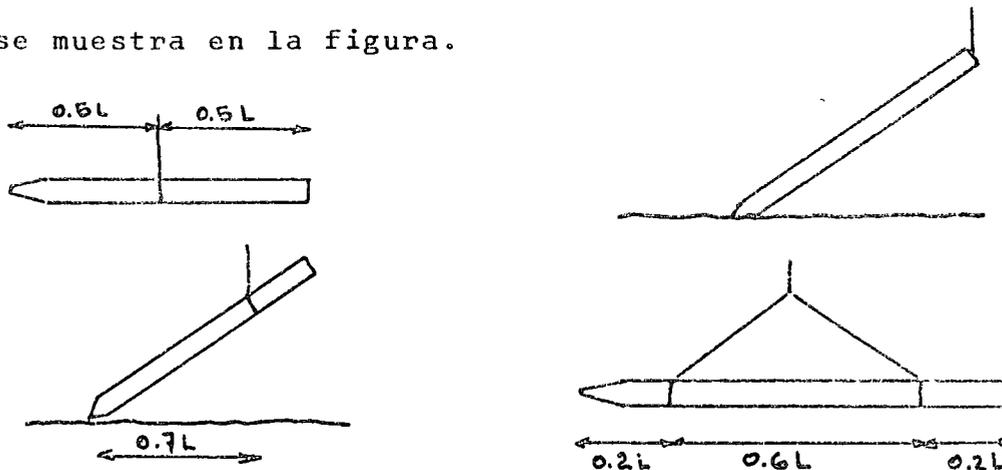
propiedades mecánicas que se originan con el hincado.
En realidad éste es un aspecto difícil de analizar.

d) Agrupamiento y separación de los pilotes.

Se ha comprobado que grupos de pilotes sometidos a fuerzas laterales, las cargas individuales sobre los pilotes son inferiores al caso de un pilote aislado. Se explica como debido a que el suelo que se adhiere actúa como un diafragma y por lo tanto habría que considerar la resistencia a fuerzas laterales de este elemento.

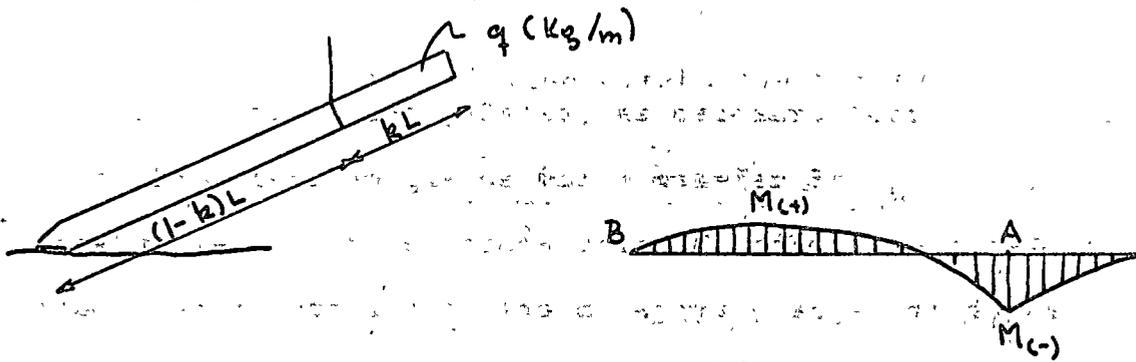
6.5 ESFUERZOS POR MANEJO.

Para el diseño de los pilotes, es necesario conocer previamente, la manera en que se van a manejar los pilotes, fundamentalmente durante su transporte. El pilote se diseñará tomando en cuenta los puntos de apoyo y sujeción al elevarlo. El momento de inercia de la sección se considerará alrededor de un eje que adoptará la posición más desfavorable. También se considerarán algunas alternativas de sujeción como se muestra en la figura.



El principio que debe regir el diseño por concepto de manejo, debe ser el de lograr momentos iguales, positivos y negativos. Al mismo tiempo es necesario considerar también, por concepto de impacto, un incremento de 0 a 50%, dependiendo de la incertidumbre que se tenga al respecto.

A continuación se calcularán las distancias a las que deben localizarse los apoyos de sujeción para lograr igualar los esfuerzos máximos en el concreto. En la figura se muestra una de las formas en que puede trabajar el pilote al ser izado. El valor de los momentos máximos positivo y negativo es:



$$M_{A(-)} = \frac{q(kL)^2}{2}$$

$$M_{B(+)} = \frac{q(1-k)^2 L^2}{8} - \frac{1}{2} \frac{q(kL)^2}{2}$$

(suponiendo que se presenta en el centro de AB)

Igualando ambos valores:

$$\frac{q (kL)^2}{2} = \frac{q (1-k)^2 L^2}{8} - \frac{1}{2} \frac{q (kL)^2}{2}$$

$$\frac{3 q (kL)^2}{4} = \frac{q (1-k)^2 L^2}{8}$$

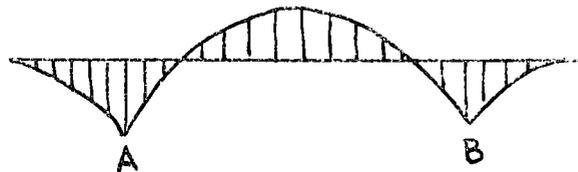
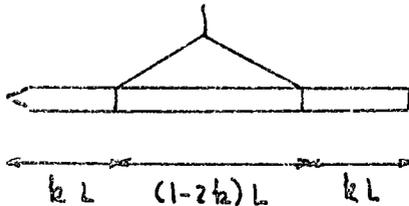
$$6 (kL)^2 = (1+k^2 - 2k) L^2$$

$$5 k^2 + 2 k - 1 = 0 \quad \therefore \quad k = 0.29$$

y el valor del momento máximo para $k = 0.29$

$$M = \frac{q (0.29L)^2}{2} = \frac{q L^2}{24}$$

Procediendo de manera semejante en el caso de sujetar el pilote de dos puntos de apoyo, se tiene:



$$M_{(-)} = \frac{q (kL)^2}{2}$$

$$M_{(+)} = \frac{q (1-2k)^2 L^2}{8} - \frac{q (kL)^2}{2}$$

Igualando ambos valores:

$$\frac{q(kL)^2}{2} = \frac{q(1-2k)^2 L^2}{8} - \frac{q(kL)^2}{2}$$

$$4k^2 + 4k - 1 = 0 \quad \therefore \quad k = 0.20$$

y el valor del momento máximo es:

$$M = \frac{q(0.2L)^2}{2} = \frac{qL^2}{50}$$

6.6 FUERZA DE FRICCIÓN.

Entre el pilote y el suelo se desarrollan fuerzas de fricción equivalentes a la resistencia al esfuerzo cortante entre ambos elementos. La fuerza total se obtiene como el producto del área lateral del pilote por la fuerza de adherencia lateral entre el material del suelo y el pilote. En suelos compresibles como los de la Ciudad de México los valores de la adherencia varían entre 1.0 y 2.0 ton/m². De cualquier manera hay que analizar los pilotes para los valores que proporcione el estudio correspondiente de Mecánica de Suelos.

El sentido de la fuerza de fricción dependerá del desplazamiento relativo entre el pilote y el suelo. Si el pilote

se hunde en relación con el suelo que lo circunda, las fuerzas llamadas de fricción positivas, estarán dirigidas hacia arriba y será el suelo el que proporcione apoyo lateral. En este caso se habla de un pilote de fricción. Si por el contrario es el suelo circundante el que se consolida, las fuerzas de fricción aplicadas en el pilote actuarán hacia abajo e incrementarán las fuerzas gravitacionales que transmite la estructura. Estas fuerzas de fricción se conocen como negativas. Por lo tanto la capacidad del pilote será la necesaria para soportar la resultante de las cargas verticales (W), más la fuerza de fricción negativa (F). La subpresión hidrostática, si existe (S), reducirá la magnitud de las fuerzas gravitacionales:

$$P_u = \text{Factor de Carga } [W + F - S]$$

6.7 ESFUERZOS POR HINCADO.

Al seleccionar el equipo de hincado, es frecuente que se escoja un martillo que al transmitir una gran cantidad de energía, reduzca el tiempo de hincado. Sin embargo esta solución puede perjudicar al pilote, al transmitir grandes esfuerzos. Para pilotes de concreto se recomiendan martillos de vapor que desarrollen una energía por golpe no in-

ferior de 350 Kg-m/m^3 de concreto en el pilote, mientras que la energía total de martillo no debe ser menor de 600 Kg-m/golpe .

La parte más dañada del pilote durante el hincado es la cabeza. Es recomendable que el acero longitudinal se termine a 3 cm de la cabeza. Mientras que el porcentaje de acero longitudinal no afecta de manera importante la resistencia al hincado del pilote, en cambio el volumen de refuerzo lateral sí tiene una influencia importante, sobre todo en los extremos. En los pilotes de concreto es conveniente remarcar la cabeza con una placa de acero que reparte la carga en la sección transversal. Durante el hincado se colocará madera que reciba el golpe del martillo.

Factor de Carga [W + S]

6.8 GRUPO DE PILOTES.

Como ya se ha mencionado, los pilotes ni se pueden hincar perfectamente derechos, ni se pueden colocar en la posición teórica indicada en los planos. Incluso es frecuente el caso de que las columnas transmitan momentos. Los cimientos colocados sobre las cabezas de grupos de pilotes, absorben estos momentos y transmiten fuerzas axiales a los pilotes. Por estas razones algunos reglamentos no permiten grupos de menos de tres pilotes para soportar columnas con gran capacidad de carga. Es raro encontrar pilotes aislados. Son más frecuentes los grupos de pilotes.

Está comprobado que la capacidad de un grupo de pilotes, no es igual a la suma de las capacidades aisladas de los pilotes. Al actuar una carga en un solo pilote, el esfuerzo

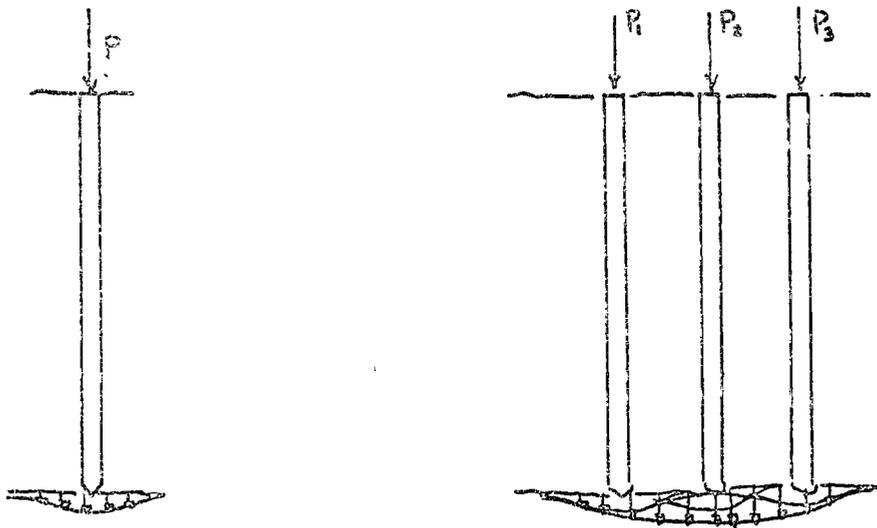


FIGURA 5. Capacidad de un grupo de pilotes

en el suelo adopta un determinado valor. Cuando son varios pilotes, los diagramas de esfuerzo en el suelo se traslapan y el esfuerzo resultante es mayor que en el primer caso. El conjunto se comporta como una unidad y de esta manera hay que analizarlo.

La capacidad de diseño del suelo será el menor valor correspondientes a los casos anteriores: a) la suma de las capacidades individuales de los pilotes; b) la capacidad correspondiente a la envolvente del conjunto de pilotes. Si

la capacidad que rige el diseño es (b), ésto quiere decir que la separación de los pilotes es muy pequeña. Se recomienda que la separación mínima entre los centros de pilotes sea de 3 diámetros.

6.9 UNIONES.

Los pilotes no se pueden fabricar de la longitud total que especifica el diseño, debido a las dificultades que existen para el manejo e hincado de las piezas. Por ello es necesario fragmentar la unidad, en una serie de tramos de menor longitud. Las uniones entre estos elementos deben ser lo suficientemente resistentes para soportar los esfuerzos por hincado. Durante el proceso constructivo pueden presentarse expansiones en el suelo que originan tensiones en el pilote. Esta es la razón para diseñar tanto el pilote como las uniones entre tramos, para resistir una expansión vertical media del suelo superior a 0.5 cm.

6.10 DISEÑO DE ZAPATAS DE CIMENTACION.

Cuando el problema que se presenta es el de soportar las cargas transmitidas por una columna, se requerirá una zapata de cimentación que distribuya la carga entre un grupo de pilotes. Si la carga es axial y la rigidez de la zapata es la necesaria, todos los pilotes recibirán la misma

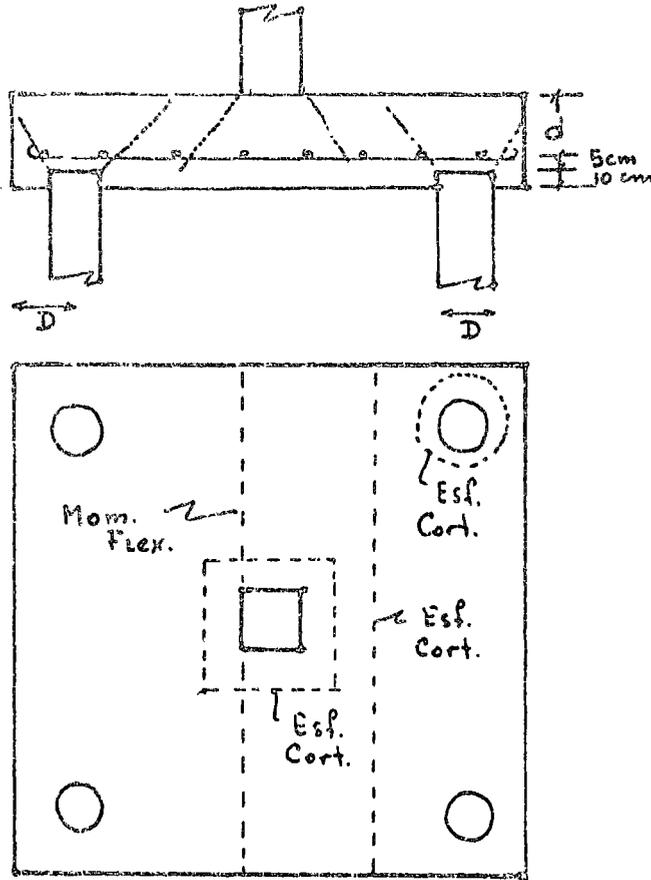


FIGURA 6. Zapata de cimentación.

carga. Si la zapata es flexible, las cargas se repartirán de manera diferente. En lo que sigue se tratará el caso de un cimiento de rigidez muy grande.

En la figura se muestra la geometría que adopta este tipo de zapatas. Se recomienda que la distancia mínima del centro de un pilote a la orilla sea de un diámetro. El recubrimiento del acero de la zapata se proporciona arriba de la cabeza de los pilotes.

Estructuralmente, la zapata se calcula igual que si estuviera apoyada directamente en el suelo. La diferencia estriba en que todas las cargas son concentradas. Las secciones críticas para el diseño son las siguientes:

- La sección crítica por momento flexionante coincide con la cara externa de la columna.
- Por esfuerzo cortante se definen dos secciones:
 - a) una sección alrededor de la columna o pilote y situado a una distancia $d/2$, siendo "d" el peralte efectivo de la zapata.
 - b) Una sección recta localizada a una distancia "d" de la cara de la columna.

El esfuerzo cortante permisible a la ruptura, en zapatas es $\sqrt{f_c^*}$. En caso necesario habrá que proporcionar estribos o barras inclinadas para formar el esfuerzo cortante.

Los pilotes se distribuirán en la zapata, en forma compacta, tratando de que los esfuerzos sean mínimos.

Si la columna transmite un par además de una fuerza axial, la zapata se diseñará de acuerdo con las siguientes hipótesis:

- La zapata es muy rígida
- Las cabezas de los pilotes están articulados en la zapata por lo que no se les puede transmitir momentos.

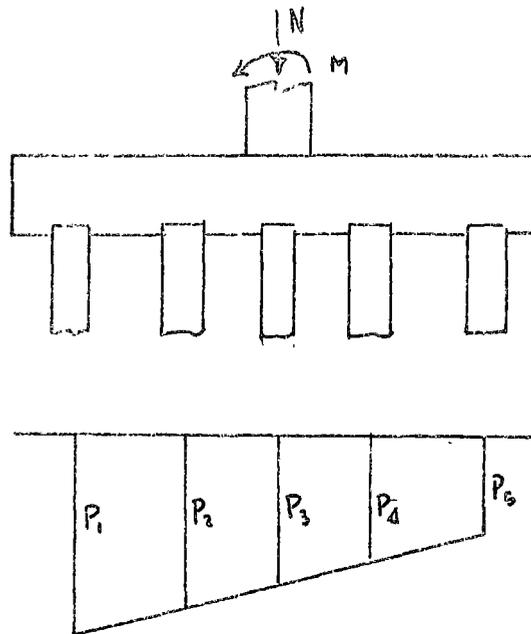


FIGURA 7. Diseño de zapatas.

En estas condiciones basta con aplicar la fórmula de la escuadría:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x$$

o bien

$$f = \frac{N}{na} \pm \frac{N \cdot y_c}{\sum ay^2} y \pm \frac{N \cdot x_c}{\sum ax^2} x$$

n = número de pilotes

a = área de la sección transversal de un pilote

x_c, y_c = centroide de las cargas

x, y = coordenadas de los pilotes

Si

$$P = f \cdot a$$

$$P = \frac{N}{n} \pm \frac{N y_c}{\sum y^2} y \pm \frac{N x_c}{\sum x^2} x$$

en donde P es la carga sobre cada uno de los pilotes.

Una vez que ha sido determinada la carga en cada uno de los pilotes, habrá que calcular los momentos flexionantes y fuerzas cortantes en la zapata propiamente dicha. El diseño procede igual que en el caso anterior.

6.11 TRABES DE LIGA.

Cualquier estructura está sujeta a fuerzas horizontales de debiditas a viento, sismo, etc. No es correcto suponer que las fuerzas horizontales se pueden absorber por fricción entre el suelo y la zapata de cimentación. Las cargas se trans-miten, através del pilote, a capas profundas del suelo y es frecuente que la zapata se separe del suelo por conso-lidación de éste. La cimentación debe diseñarse para resis-tir estas fuerzas.

Es conveniente utilizar trabes de liga entre las zapatas de cimentación, tratando de repartir las componentes hori-zontales entre todos los pilotes de la cimentación. Estas trabes de liga se calcularían para trabajar a tensión o compresión y de acuerdo con la magnitud de las fuerzas que transmite la estructura.

6.12 SISTEMAS DE TRABES Y LOSAS DE CIMENTACION.

Cuando las cargas que transmite la estructura son grandes, las dimensiones de las zapatas bajo las columnas se incrementan y los elementos mecánicos que se obtienen para el diseño son tales que las dimensiones resultan excesivas. Una mejor solución consiste en distribuir el número de pilotes calculado, en toda la planta de la estructura y ligarlos por medio de trabes rígidas que de preferencia deben coincidir con los ejes de columnas. La función de estas trabes de cimentación consiste en transmitir y distribuir las cargas de las columnas a los pilotes. Las trabes van a recibir cargas concentradas transmitidas por pilotes y columnas y estarán sometidas a esfuerzos de flexión fundamentalmente.

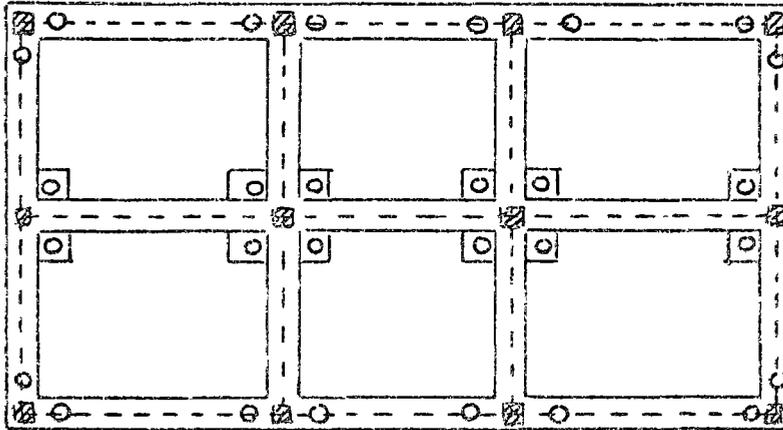


FIGURA 8 SISTEMA DE TRABES

Para la localización de los pilotes se seguirá el criterio de centrar la resultante de las cargas que transmite la estructura con la resultante de las reacciones de los pilotes. Así se evita cualquier tendencia al volteo por parte de la estructura.

Como en el caso mencionado de las zapatas, es necesario que las trabes de cimentación tengan la suficiente rapidez para transmitir la carga de la estructura a todos los pilotes.

Los pilotes se pueden colocar debajo de las trabes de cimentación transmitiendo la carga directamente. También se puede transmitir la carga por medio de una zapata o dado. Si es así, habrá que analizar posibles torsiones en las trabes.

Para el diseño de este tipo de cimentación se procederá de la siguiente forma:

1. Obtención de las cargas que transmite la estructura para diferentes condiciones de carga. Cálculo de la resultante de estas fuerzas.
2. Una vez definidas las características y capacidad de los pilotes se calculará el número de estos en función de la carga total que transmite la estructura.

3. Distribución de los pilotes procurando que la resultante de sus resistencias ofrezcan la menor excentricidad con respecto a la resultante de las cargas de la estructura.
4. Análisis estructural de las trabes de cimentación bajo la acción de las cargas transmitidas por la estructura y los pilotes.
5. Dimensionamiento de las trabes de cimentación.

Si el número de pilotes es grande, la solución más conveniente es la construcción de un cajón de cimentación estructurado con trabes y losa de cimentación que se apoye directamente sobre una retícula de pilotes, en la que se respetará la separación mínima especificada.

Tanto la losa de cimentación como los demás elementos estructurales se calcularán para una carga uniformemente repartida equivalente a la carga total transmitida por los pilotes. Se analizarán los esfuerzos cortantes desarrollados en las cercanías de los pilotes. El conjunto debe ser lo suficientemente rígido para evitar la sobrecarga de los pilotes cercanos a las columnas debido a deformaciones excesivas de la cimentación.

6.13 TOLERANCIAS.

Se verificará la verticalidad de los tramos de pilote y de las perforaciones, antes de que sean hincados. La desviación de la vertical no debe ser mayor de $3/100$ de la longitud del pilote para capacidades de carga superiores a 30 T y de $6/100$ para otros.

La posición de la cabeza de los pilotes no distará de la de proyecto más de 20 cm ni más de $1/4$ del ancho del elemento estr. que se apoya en él. Si esto ocurre se revisará el diseño.

Durante la hinca de cada pilote se llevará un registro que incluya ubicación en planta, longitud, dimensiones transversales, fecha de colocación, nivel del terreno antes del hincado y nivel de la cabeza del pilote inmediatamente después del hincado. Además para pilotes hincados por percusión habrá que anotar las características del martillo empleado.

Una vez hincados los pilotes, se procederá a la nivelación de las cabezas. Si la emersión de cualquiera de ellos excede de 1 cm., el pilote deberá rehincarse hasta la profundidad hincada. Si un pilote se rompe o daña estructuralmente durante la hinca, se extraerá la parte superior

del mismo de modo que quede un colchón de 3 m entre el extremo del pilote y la base de la estructura. Se instalarán pilotes nuevos que sustituyan a los dañados.

6.14 PRUEBAS DE CARGA DE PILOTES.

Los pilotes seleccionados para prueba se llevarán a la falla o bien hasta 1.5 veces la resistencia de diseño. Por falla de un pilote se entiende un desplazamiento de la punta del pilote del orden de 0.1 del diámetro del pilote.

En el caso de pilotes de punta y fricción, es conveniente realizar pruebas en las que se detecte por separado cada una de las resistencias mencionadas.

La carga se aplicará por incrementos de 25% de la carga de diseño. Las cargas se aplicarán hasta que se haya reducido la deformación del pilote a niveles prácticamente despreciables. Durante la descarga se volverán a medir las deformaciones de los pilotes para los mismos decrementos de las cargas.

6.15 PILAS.

Las pilas son semejantes a los pilotes. Son elementos estructurales sometidos a compresión que transmiten las

cargas, directamente, a estratos resistentes y profundos del suelo. Mediante una perforación previa en el suelo, se cuelan en el lugar, con o sin refuerzo de acero. Suelen ser de sección circular por su facilidad de

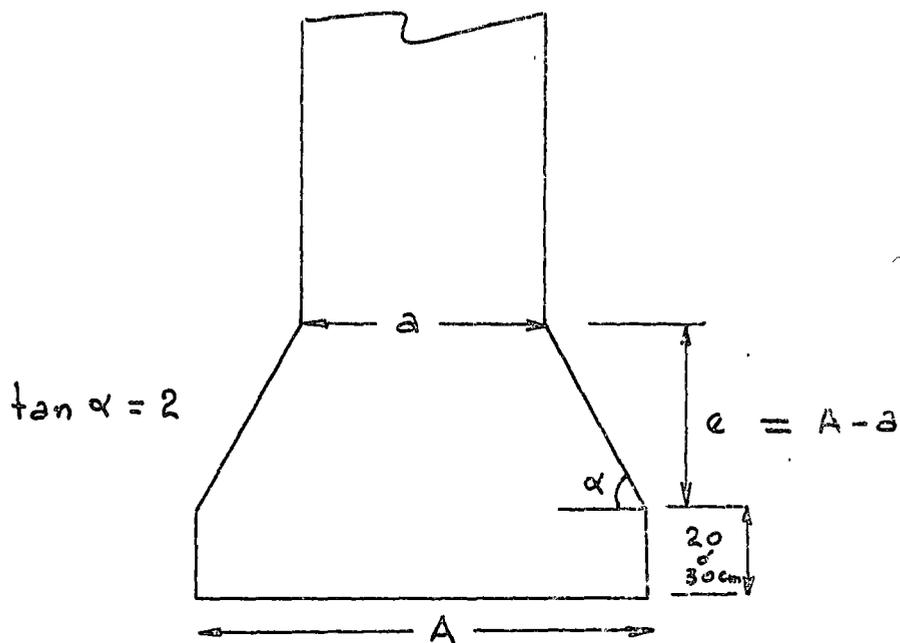


FIGURA 9. Pila.

construcción. Los diámetros mínimos suelen ser de 0.60 m.

Presenta las siguientes ventajas con respecto a los pilotes:

- Se pueden construir en suelos que presenten cierta resistencia a la penetración de los pilotes.
- No causa vibración o desplazamiento en el suelo.
- El equipo es más liviano.

Se puede comprobar la resistencia de la capa de desplante.

La superficie de apoyo se puede aumentar mediante taludes apropiados en la parte inferior de la pila. Esta solución es recomendable en terrenos consistentes, ya que requiere de muchas precauciones. Si se procede con la ampliación de la base, la supervisión debe ser rigurosa a efecto de asegurarse que el área de la superficie de apoyo corresponde efectivamente a la de diseño.

El proceso de diseño de las pilas sigue la siguiente secuela.

- ° Cálculo de las cargas en la cimentación
- ° Definir la capacidad de carga del estrato de apoyo
- ° Definición de la carga por pila y proceder al dimensionamiento de las pilas.
- ° Análisis y dimensionamiento de las zapatas y trabes de cimentación que se apoyan en las pilas
- ° Análisis ante posibles fuerzas de tensión en las pilas
- ° Cálculo de asentamientos.

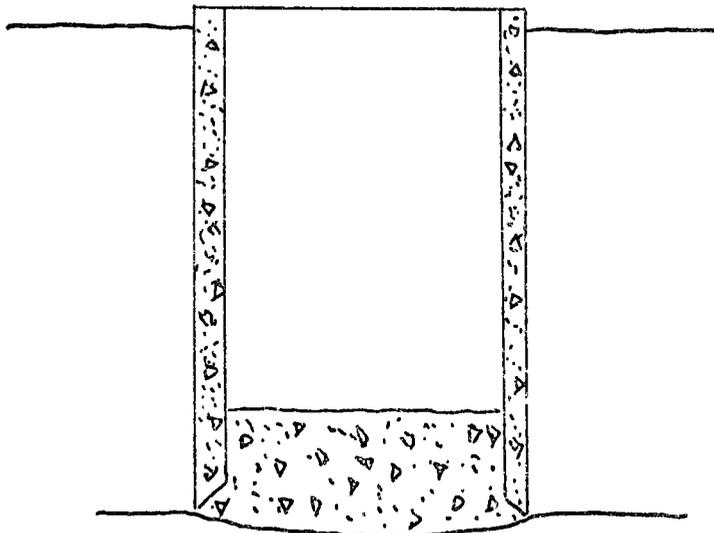
Para el diseño de la pila se procede como si fuera una columna corta ya que el suelo confina el elemento aumentando en cierta manera la resistencia a la compresión del concreto.

Si la pila se proyecta fuera del suelo, se analizará considerando posibles efectos de esbeltez.

En algunos casos la pila podrá resistir momentos flexionantes, siempre que se haya diseñado para esta condición. De cualquier manera no es conveniente que sean de gran magnitud.

6.16 CILINDROS.

Los cilindros son indicados cuando el suelo contiene gravas de gran tamaño que impiden la colocación de los pilotes o de las pilas. Al igual que los otros tipos de cimentaciones profundas, en este caso las cargas, también se transmiten a estratos resistentes profundos.



Durante la construcción, los dos extremos se encuentran abiertos. Conforme se va hincando el cilindro, los materiales de la excavación, se extraen a través del hueco interior. Cuando el cilindro alcanza su posición final, se cubre el extremo superior y en el fondo se coloca un tapón de concreto de espesor variable.

Para el diseño de los cilindros es muy conveniente considerar el proceso constructivo ya que se encuentran muy relacionados entre sí. La estructura se analizará para las acciones que han sido mencionadas así como las distintas combinaciones de ellas, que se pueden presentar. Los cilindros debido a que tienen dimensiones mayores que los pilotes o pilas, pueden resistir fuerzas horizontales que habrá que tomar en cuenta en el diseño. Además de las cargas que se podrían llamar permanentes, la fuerza de fricción es muy importante, ya que está ligada al proceso constructivo.

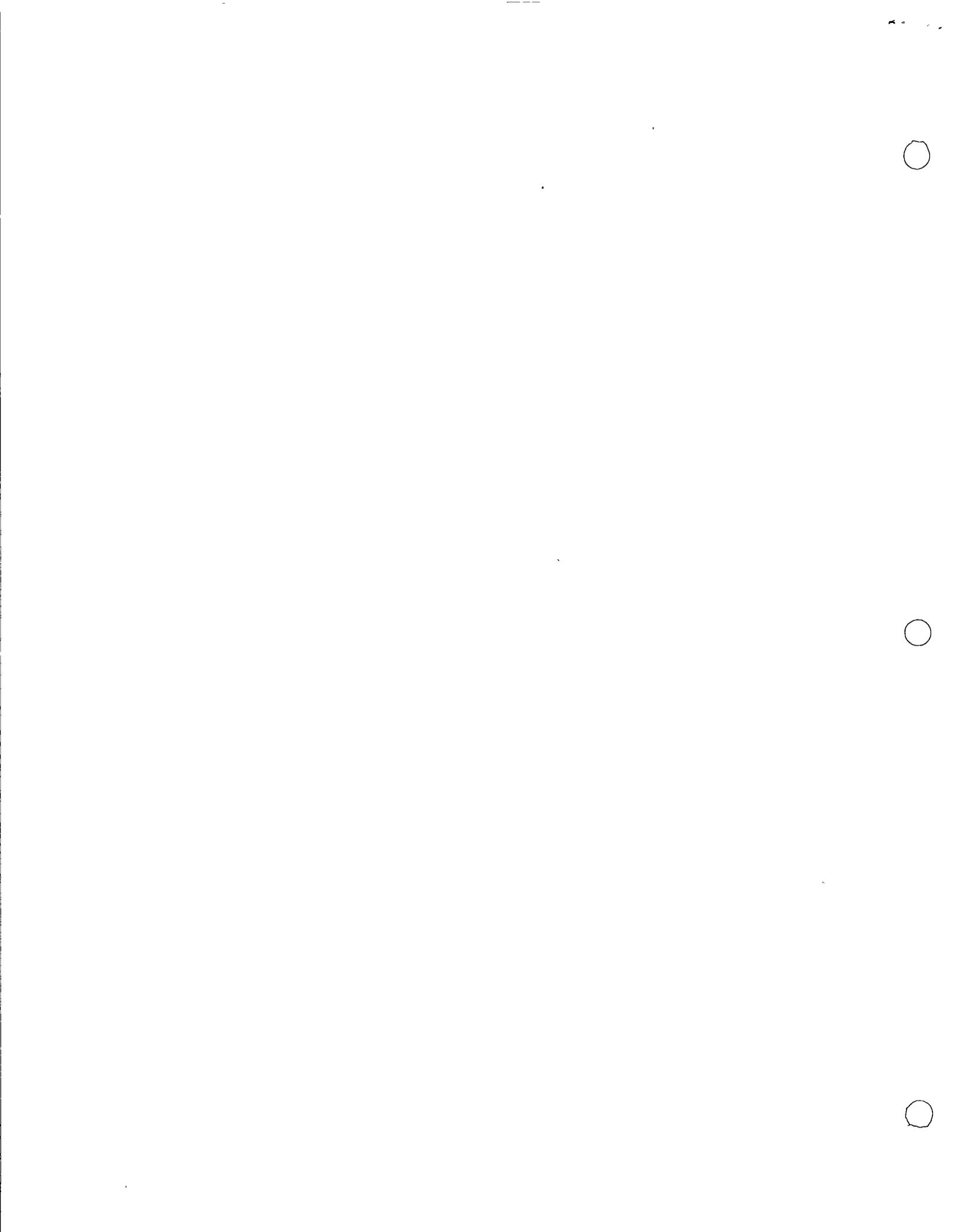
Para el diseño estructural de los cilindros se seguirá un procedimiento semejante a los anteriores:

- ° Cálculo de las cargas en la cimentación.
- ° Definición de la capacidad de carga del estrato de apoyo
- ° Definición de las cargas tanto verticales como laterales en cada cilindro. Dimensionamiento
- ° Cálculo del sello de concreto en la parte inferior del cilindro. Se analizará como placa sometida a una carga uniforme correspondiente a las cargas que va a soportar el

cilindro.

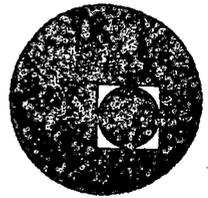
- ° Análisis y dimensionamiento de los cimientos que se apoyan en los cilindros.
- ° Cálculo de asentamientos.

En el dimensionamiento del cilindro también hará falta calcular las longitudes de colado para que el peso pueda vencer la resistencia por fricción del suelo.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
PROFUNDAS



ING. RICARDO SANCHEZ BRINGAS
Febrero, 1976

Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 512-31-23



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.

TEMA VIII. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

SINOPSIS.

Se describen los procedimientos constructivos de cimentaciones profundas, así como los equipos y prácticas aplicables en México.

Se da un especial énfasis al tema de elementos de carga - verticales que abarcan pilas y elementos portantes de - - sección rectangular o mixta. Se revisan las técnicas del muro diafragma, como elemento de carga, Se analizan también los procedimientos para construcción de elementos -- de contención provisionales y definitivos, incluyendo el uso de anclajes en el subsuelo. En la última parte se -- hace una revisión del capítulo de Pilotaje. Como complemento, se describen también los sistemas de abatimiento - de Nivel Freático del subsuelo relacionados con la cons-- trucción de cimientos profundos.

ING. RICARDO SANCHEZ BRINGAS.

FEBRERO DE 1976.

I. PILAS Y ELEMENTOS PORTANTES

I.1 CLASIFICACION DE PILAS

Desde el punto de vista constructivo, las pilas se pueden clasificar como:

Pilas sin ademe y sin refuerzo:	Tipo A
Pilas sin ademe y con refuerzo:	Tipo B
Pilas con ademe temporal y sin refuerzo:	Tipo C
Pilas con ademe temporal y con refuerzo:	Tipo D
Pilas con ademe definitivo y sin refuerzo:	Tipo E
Pilas con ademe definitivo y con refuerzo:	Tipo F

Por su Sección pueden ser:

Pilas Rectas

Pilas con campana o ampliación en la base.

Por el sitio donde se construyen:

Pilas en tierra.

Pilas submarinas o bajo tirante de agua.

En todos los casos antes descritos, se utilizará concreto para su construcción.

I.2 DIAMETROS DE PERFORACIONES

PILAS A y B	PILAS TIPO: C, D, E y F.			
DIAMETRO NOMINAL CM.	DIAMETRO PERF. CM.	DIAMETRO EXTERIOR ADEME.CM.	DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA ADEME CM.	LA PERFORACION PARA CONTINUAR A TRAVES DEL - ADEME CM.
50	50	50	60	-
60	60	60	70	50
70	70	70	80	60
80	80	80	90	70

<u>PILAS A y B</u>		<u>PILAS TIPO: C, D, E y F</u>		
<u>DIAMETRO NOMINAL CM.</u>	<u>DIAMETRO PERFORACION CM.</u>	<u>DIAMETRO EXTERIOR ADEME.CM.</u>	<u>DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA ADEME CM.</u>	<u>DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA CONTINUAR A TRAVES DEL ADEME CM.</u>
90	90	90	100	80
100	100	100	110	90
110	110	110	120	100
120	120	120	130	110
130	130	130	140	120
140	140	140	150	130
150	150	150	160	140
160	160	160	170	150
170	170	170	180	160
180	180	180	190	170
190	190	190	200	180
200	200	200	210	190

1.3 PILAS CON CAMPANA O AMPLIACION EN LA BASE.

Para pilas sin ademe, el diámetro máximo de la base no será -- mayor de dos veces el diámetro del fuste.

Para pilas con ademe, el diámetro máximo de la base no será -- mayor de dos veces el diámetro de la perforación a través del ademe.

El máximo ángulo para la campana será de 45°. El ángulo más -- común es 30°

I.4 ADEMES PARA LAS PERFORACIONES

Los ademes son tubería de acero de grado regular, lisa o en -- espiral.

El espesor recomendable para los ademes se resume a continua-- ción:

DIAMETRO DE ADEME	RANGO DEL ESPESOR DE LA PARED.	
	MINIMO	MAXIMO.
De 50 a 80 cm.	1/4"	3/8"
De 90 a 110 cm.	5/16"	7/16"
de 120 a 150 cm.	3/8"	1/2"
De 160 a 200 cm.	7/16"	3/4"

I.5 TOLERANCIAS DE LAS PERFORACIONES

La tolerancia en el diámetro de los ademes es la aplicable a la tubería de acero.

La tolerancia en el diámetro de la perforación es de 3 cm.

La tolerancia en cuanto a la verticalidad es de 3 cm. para perforaciones hasta de 3 m. y se incrementará a razón de 2% de la profundidad adicional.

Las tolerancias serán modificadas para el caso de encontrar gravas, boleos o materiales similares.

I.6 ESPECIFICACIONES PARA EL ACERO DE REFUERZO.

El objeto del proceso constructivo será formar un castillo que cumpla con las especificaciones como elemento estructural y mantenga sus características geométricas durante la colocación del concreto y la extracción del ademe, en su caso.

Las varillas longitudinales deberán tener la mayor longitud -- práctica posible.

El diámetro máximo recomendado será No. 12. Cuando se usen -- armados variables, el número mínimo de varillas será de ocho -- en la zona más armada y cuatro en la zona inferior. Si se usa ademe, el diámetro máximo del castillo será 10 cm. menor que el diámetro interior del ademe.

El castillo deberá rigidizarse con anillos de diámetro no menor del No. 3, separados a una distancia no mayor de 2 m. Se colocarán cuatro separadores espaciados como máximo a cada 3 m. en la zona central del castillo y a cada 5 m. en los extremos.

El castillo deberá colocarse en la perforación, evitando su distorsión, pandeo o deformación mediante el izaje apoyado en varios puntos.

El castillo deberá fijarse en la perforación, de manera que su extremo inferior quede a una distancia de 15 a 25 cm. del fondo de la excavación. No deberá tener posibilidad de elevarse durante la operación del vaciado de concreto.

I.7 COLOCACION DEL CONCRETO.

Se requiere cumplir con dos objetivos: a) La resistencia del concreto debe ser la especificada. b) El concreto se encuentra en forma continua, en toda la longitud de la pila, conservando la sección en campana y fuste.

Si es posible, el concreto deberá colocarse cuando la perforación este seca y limpia. En caso de encontrar nivel freático, se podrá hacer uso de sistemas especiales como Tremie, trompa de elefante, o bombeo de concreto, con la tubería o manguera instalada hasta el fondo de la perforación.

El diámetro del tubo TREMIE no deberá ser menor de 25 cm., - siendo más conveniente tener 30 cm. de diámetro.

En suelos inestables es frecuente el uso de lodo bentonítico para realizar la perforación. En ese caso no deben construirse pilas con campana o ampliación en la base. La colocación del concreto requiere de gran experiencia y características especiales de revenimiento, tamaño máximo de agregado y uso de aditivos para su manejo.

I.8 EQUIPO DE CONSTRUCCION.

Se divide en perforadoras montadas sobre camión para pilas de dimensiones hasta 1.5 m. en diámetro y 30 m. en profundidad y perforadoras montadas en grúa, con capacidad para todo tipo de trabajo y mayor eficiencia.

Las perforadoras pueden ser del tipo rotario y no rotario. Las primeras son de tipo standard o de circulación inversa. Las perforadoras no rotarias se dividen en Almejas y de Percusión.

I.9 ELEMENTOS VERTICALES PORTANTES.

Mediante el uso de almejas hidráulicas se pueden formar elementos verticales estructurales, hasta 30 m. de profundidad y con dimensiones en sección transversal de módulos de 40, 50 y 60 cm. en formas de rectángulos, cruz, hache o anulares. La técnica a seguir es similar a la descrita en el capítulo de las Pilas, aún cuando en este caso siempre se realiza la colocación del concreto mediante el uso de lodo bentonítico para estabilización de la perforación y alguno de los procedimientos TREMIE, TROMPA DE ELEFANTE O BOMBEO DEL CONCRETO.

I.10 EQUIPO BASICO.

Para llevar a cabo lo anterior se requiere del equipo básico descrito a continuación:

- Grúa para soportar perforadora o almeja.
- Aditamento de Perforación.
- Aditamento de Almeja.
- Equipo de construcción.
- Sistema de colado Tremie.
- Grúa para colocar armados e instalar sistema Tremie.
- Herramientas de Perforación.

II. ELEMENTOS DE CONTENCION Y MUROS DIAFRAGMA.

Los elementos provisionales para contener empujes de tierra y formar una pantalla para evitar la filtración del agua del subsuelo hacia la excavación, se describen en los siguientes párrafos.

II.1 TABLAESTACA

Formada por tablonces de madera, entrelazada con tornillos y con preparaciones para engargolarse entre sí, tiene cada vez menos uso. Esta limitada por el costo de la madera, la longitud de las piezas, su relativa esbeltez y la fragilidad. En general se utiliza en tramos no mayores de 6 m. de longitud y 30 cm. de ancho. Se instala en el terreno por metodos de percusión mediante un martinete de caída libre o de combustión interna que no exceda 10,000 libras-pie, Delmag D-5.

II.2 TABLAESTACA DE CONCRETO.

Formada por piezas de 70 cm. de ancho, 25 cm. de espesor, hasta 18 m. de longitud, con preparaciones para engargolarse entre sí así como para realizar la inyección de sellado entre cada pieza, al terminar su instalación en el subsuelo. Están armadas con trece varillas longitudinales del No. 4 y estribos del No. 2.5 separados 25 cm. Se requiere de perforación previa sin extracción de material, para su instalación en el subsuelo. Se utiliza martinete de combustión interna, con energía de 22,500 libras-pie, Delmag D-12. El sistema requiere experiencia siendo la actividad crítica el junteo adecuado y la inyección uniforme a lo largo de la junta entre las piezas precoladas.

II.3 ATAGUIA DE ACERO.

Formada por piezas de acero de tipo "S", con 60 cm. de - -
dimensión en su ancho, 30 cm. en su espesor y con longitud
variable hasta 18 m. Se deben hincar en series de piezas
de 4 a 8 y en forma escalonada, con guías para mantener la
verticalidad de las piezas. La instalación de las ataguías
puede hacerse mediante percusión, para lo cual se utiliza -
un martinete de combustión interna, con energía de 22,500 -
libras-pie, Delmag D-12 ó similar. Otro equipo es el vibra-
torio, el cual es más adecuado tanto para la instalación --
como para la desinstalación de las piezas. Debido a que --
las piezas pueden recuperarse después de su uso, este proce-
dimiento podría resultar económico. Sin embargo, las ata-
guías metálicas no se fabrican en el país y deberán impor-
tarse, lo que significa un incremento en costos y tiempo.

II.4 PANTALLA DE PILOTES COLADOS IN SITU.

El procedimiento consiste en formar una pantalla continua -
con pilotes colados en el lugar, tangentes, de 50 cm. de --
diámetro y longitud máxima de 18 m. El cuerpo del pilote -
está formado por mortero y su colocación se efectúa con el
mismo equipo que se realiza la perforación, es decir median-
te brocas con el eje de tubería a través de la cual se in-
yecta el mortero. El armado de cada pilote está constitui-
do por 6 varillas del No. 4 y estribos del No. 2.5 a cada -
15 cm. Este procedimiento proporciona un alto grado de --
impermeabilidad en la excavación.

II.5 MURO DIAFRAGMA.

En general, el procedimiento consiste en excavar una zanja angosta y profunda en el subsuelo, sustituyendo el material excavado por un fluido bentonítico que estabiliza las paredes de la zanja y evita la falla o desconchamiento de las mismas. Una vez que se llega a la excavación deseada. Se sustituye la bentonita por concreto simple o concreto reparado, dependiendo de la aplicación que se dé al muro diafragma.

El equipo consta de una grúa de capacidad superior a 40 ton., la almeja de perforación y su aditamento para ser soportada en la grúa, así como la unidad hidráulica de potencia. - - Además se deberá contar con equipo TREMIE para la colocación del concreto y la planta de dosificación y mezclado de lodo bentonítico.

Los muros diafragma se emplean en los siguientes casos:

- 1) Como estructura de protección temporal o permanente, durante la etapa de excavaciones.
- 2) Como muros permanentes de cimentación para utilizarse -- como sótanos, estacionamientos y almacenaje de productos no perecederos.
- 3) Como cárcamos para estaciones de bombeo, formando sus -- paredes.
- 4) Para formar cajones, túneles y pasos en el subsuelo.

Los muros diafragma no aseguran 100% la impermeabilidad ya que esto depende en gran parte de:

- a) Nivel Freático en el exterior del muro y posible presión hidrostática.

b) Características del subsuelo.

c) Experiencia y técnica en la ejecución del muro.

En caso de requerirse un alto grado de impermeabilidad, se deberá hacer un tratamiento especial al muro diafragma, como un aplanado a base de resinas, guniteado con -- una malla fija al muro y muro de acompañamiento.

II.6 ANCLAJES.

En cualquiera de las estructuras antes mencionadas, se - pueden aplicar los sistemas de anclaje al subsuelo, me-- diante anclas formadas por un mecanismo ancla de presfuerzo-bulbo de concreto-suelo.

Las anclas se pueden construir en suelos y rocas. En sue- los se forman bulbos cuyas dimensiones pueden variar de 30 a 60 cm. en diámetro y hasta 20 metros en longitud. -- Los bulbos de anclaje se adhieren al terreno mediante la - inyección a presión del material, mortero o concreto.

Las anclas presforzadas se encuentran embebidas en el - - bulbo de mortero o concreto y envían su acción mediante - alambres de presfuerzo, libres pero protegidos contra la corrosión, al elemento de contención.

Para la perforación se utilizan equipos montados en grúa - o tracks, para la colocación del mortero o concreto se - - utilizan bombas de alta presión. El tensado de las anclas y su dispositivo de anclaje se realiza bajo patente por -- empresas especialistas en presfuerzo.

III P I L O T E S

En este capítulo se describen los procedimientos de mayor aplicación en México, tomando en cuenta los factores que determinan su empleo como son: el subsuelo, el equipo disponible y la práctica y observación del comportamiento de las estructuras cimentadas en cada tipo de pilote.

III. 1 PILOTES PRECOLADOS.

Los pilotes precolados pueden funcionar como de fricción, punta y punta fricción. Dependiendo de dicha función, el factor economía ha influido en la selección de la Sección mas adecuada, a saber:

a) Pilotes precolados trabajando por adherencia.

En concreto reforzado tenemos la siguiente tabla:

SECCION	RANGO DE DIMENSIONES LADO CM.	LONGITUD DE PILOTE
CUADRADO	30, 35, 40, 45, 50, 55, 60	HASTA 15 m. POR TRAMO
TRIANGULAR	35, 40, 45, 50, 55	HASTA 15 m. POR TRAMO
CIRCULAR	30, 35, 40, 45, 50, 55, 60	HASTA 15 m. POR TRAMO
EXAGONAL	35, 40, 45, 50	HASTA 12 m. POR TRAMO

El concreto utilizado es generalmente $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

El armado depende de las solicitaciones a que esté sujeto - el pilote, durante las operaciones de maniobra, izaje e - - instalación del pilote.

En concreto presforzado se tiene:

SECCION	RANGO DE DIMENSIONES	LONGITUD DE PILOTE
HACHE	40X35, 30X28 Y 25X20 cm.	15, 12 y 10 m.
TRIANGULAR	35, 40, 45, 40 y 55 cm.	HASTA 15 m.

El concreto utilizado es del orden de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

El armado está regido por los esfuerzos inducidos durante la maniobra de izaje e hinca del pilote.

El equipo para realizar este trabajo, generalmente es:

- Grúa del tipo de 3/4 de yarda cúbica.
- Martinete de combustión interna con energía variable entre 22,500 lb-pie para las secciones pequeñas y - - 36,000 lb-pie para las secciones mayores.

b) Pilotes Precolados trabajando por punta.

En general se construyen con las mismas dimensiones que los pilotes de adherencia, pero desde el punto de vista económico se utilizan aquellos con mayor área de contacto con el terreno en la punta.

Las secciones cuadradas, triangular, circular y exagonal son las aplicables en este caso.

El equipo requiere de mayor capacidad en general, requiriendo grúas del orden de 45 ton. de capacidad, martinete del tipo del Delmag D-22 y D-30 y en algunos casos - el uso de equipo de perforación para facilitar la instalación del pilote en el manto de apoyo sin dañar la parte superior del mismo durante la hinca.

c) Pilotes de Punta fricción.

Un caso mixto lo constituyen los pilotes de sección variable de concreto, cuya parte extrema inferior presenta una dimensión menor, la cual penetra en el manto de apoyo al producirse el efecto de fricción en el pilote y exceder - una carga límite previamente definida. Las secciones - - cuadrada y circular para el fuste del pilote se pueden -- combinar con puntas de vigueta o de concreto, de longitudes variables entre 60 cm. y 300 cm. y de secciones "H" - o "I" para las viguetas y secciones circular o cuadrada - para las puntas de concreto.

d) Pilotes Precolados seccionados.

De gran aplicación como pilotes de adherencia, de punta o de Punta-fricción, son los pilotes precolados seccionados conocidos como pilotes "mega". Sus dimensiones más comunes son:

Diámetro: 35, 40, 45, 50, 55 y 60 cm.

Longitud: 90 y 100 cm.

Resistencia del Concreto: $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

Armado de Secciones: No llevan excepto las puntas.

Procedimiento de instalación: Presión hidráulica.

Con objeto de hacer continua la sección del pilote, cada tramo tiene un orificio central de 12 cm. de diámetro, dentro del cual se aloja el armado longitudinal, generalmente 2 varillas del No. 3 y se inyecta una lechada de cemento a lo largo del pilote.

Para obtener un pilote vertical, se requiere de perforación previa con extracción del material si se trata de lentes de suelos granulares o simplemente "batiendo" el suelo si se trata de suelos arcillosos.

III.2 PILOTES COLADOS "IN SITU"

Pueden funcionar por punta, por fricción o por punta y fricción. El procedimiento constructivo consiste en realizar una perforación en el subsuelo por medio de una broca en forma de taladro, avanzando hasta la profundidad deseada. A través del eje de la broca, formado por una tubería de 2" de diámetro o similar, se introduce mortero a presión, al mismo tiempo que se extrae la broca. El efecto combinado de "Tirabuzón" con la broca e inyección del mortero en la punta de la misma forman un pilote de sección circular, rugosa.

A continuación, se introduce dentro del cuerpo del pilote, en la etapa de gelado inicial, el castillo que formará el refuerzo y conexión del mismo a la cimentación. Los pilotes colados "in situ", tienen diámetros variables entre -- 40, 45, 50, 55 y 60 cm. La resistencia del mortero es del orden de 200 kg/ cm². El armado generalmente se forma con ocho varillas del No. 5 con estribos del No. 2 a cada 15 cm. La profundidad práctica máxima es del orden de 18 m. El equipo requerido para construir estos pilotes está -- formado por:

- Grúa del tipo LS-98 ó LS-108.
- Perforadora de taladro con unidad de fuerza hidráulica.
- Bomba de inyección y dosificadora de mortero.

Para su construcción se requiere de experiencia y un control muy estricto de laboratorio para que los morteros -- obtengan la resistencia del proyecto.

Generalmente el contenido de cemento por metro cúbico de mortero debe ser del orden de 700 kg. La relación agua-- cemento del orden de 0.5. La proporción del mortero será 1.3 en volumen.

III.3 PILOTES METALICOS CON Y SIN TRATAMIENTO ELECTRICO.

Es práctica común en la ciudad de México el uso de los -- pilotes metálicos, de 2", 2 1/2" y 3", trabajando por -- fricción, con longitudes que varían entre 10 y 30 m. Su aplicación principal está el el caso de recimentaciones ya que aportan capacidades de carga puntual reducidas y no -- requieren de demoliciones costosas. La tubería debe ser lisa, de cédula 40 bajo el Nivel de Aguas Freáticas y -- cédula 80 en la zona de movimiento del Nivel de Aguas -- Freáticas.

De preferencia, se deberán tratar electricamente para - obtener la adherencia entre suelo-pilote que se ha perdido al momento de su instalación. El procedimiento de hincado de los pilotes es por medio de percusión o presión. El tratamiento eléctrico se realiza mediante la aplicación de corriente directa entre el pilote que se constituye en ánodo y una varilla enterrada en el suelo que será el cátodo. El potencial enviado será del orden de 0.3 vol.t/cm. y la duración del tratamiento del - - orden de 4 horas. Este procedimiento requiere de gran - experiencia y continua investigación.

Eventualmente, se han instalado pilotes de sección circular de mayor diámetro o viguetas metálicas sin tratamiento eléctrico. Su hinca se realiza con martinetes - de caída libre o de combustión interna, dependiendo de las dimensiones de la pieza y las características del - subsuelo.

IV. SISTEMAS PARA ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

IV. 1 SISTEMA WELL POINT.

Se aplica en suelos granulares, de los limos a las arenas con gravas. Se puede aplicar también en suelos de gran estratificación. Su principal ventaja es el rango amplio de aplicación y su facilidad para realizar la -- instalación. El sistema consiste en formar una pantalla de succión por medio de puntas separadas entre 0.6 y 1.5 m. y conectadas a un sistema de vacío, controlado y - generado por bombas de alta potencia colocadas estratégicamente dentro de la red.

IV. 2 CARCAMOS O POZOS SUPERFICIALES DE BOMBEO.

Se aplica en suelos no inestables como arcillas altamente compresibles, así como suelos extremadamente gruesos como

cantos rodados, boleos y guijarros. En el primer caso. se forma un sistema de pozos que para el caso de la -- Ciudad de México presentan las siguientes características:

Diámetro de la Perforación:	De 0.90 a 1.20 m.
Diámetro del ademe ranurado:	De 0.60 a 0.90 m.
Profundidad del Pozo:	De 6 a 18 m.
Separación entre Pozos:	De 10 a 20 m.

El sistema más adecuado de bombas son las de tipo sumergible, eléctricas, con electroniveles para controlar el Nivel Freático en su cota del proyecto automáticamente.

En el caso de suelos granulares clasificados como cantos, boleos etc., se debe realizar una zanja como obra de toma, con las dimensiones necesarias para alojar las tuberías de succión. En este caso, dependiendo del volumen de -- agua que se estime debe extraerse, se pueden utilizar -- bombas de tipo centrífuga, a diesel, de capacidad hasta -- 20,000 litros por minuto.

IV. 3 SISTEMAS DE POZOS PROFUNDOS.

Su aplicación se presenta en suelos de permeabilidad media y alta, relativamente homogéneos. El sistema es lento para suelos estratificados.

Este procedimiento es económico en el caso de requerirse un abatimiento del nivel freático a gran profundidad, en forma local. Por ejemplo 20 a 100 m. para la construcción de túneles.

IV. 4 SISTEMA DE EYECTORES SIN Y CON TRATAMIENTO ELECTRICCO.

El sistema es adecuado en suelos extremadamente finos, -- donde se espera una reducida aportación de volumen de agua

Consiste en formar una reticula de pozos de 0.3 m. de diametro y de 12 a 18 m. de profundidad, conectados a dos tuberías principales, una de inyección otra de -- descarga. El método tiene la limitación del costo y tiempo de instalación. Para acelerar el abatimiento del Nivel Freático, se puede hacer pasar una corriente directa entre las varillas instaladas y los pozos de -- bombeo. Otros métodos especiales como la electrosmosis inyección química, congelación, etc., se han aplicado en México pero se clasifican como métodos de estabili-- zación más que de abatimiento del Nivel de Aguas Freáticas.

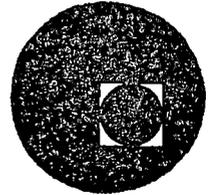
FEBRERO DE 1976.

11



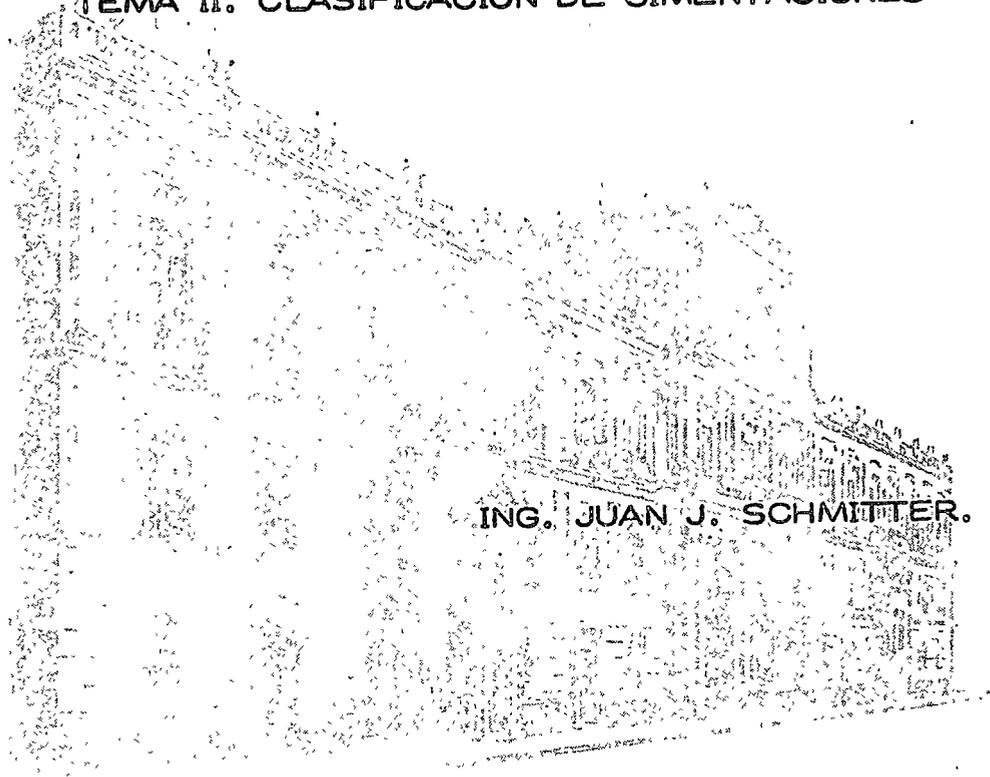


centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CIMENTACIONES PROFUNDAS

TEMA II. CLASIFICACION DE CIMENTACIONES



ING. JUAN J. SCHMITTER.

Febrero ' 76.



Centre de Education
Bibliothèque de la
Université de la



1970-1971
1971-1972
1972-1973

TEMA II. CLASIFICACION DE CIMENTACIONES

CONTENIDO

I.	INTRODUCCION	2
II.	CIMENTACIONES EN GENERAL	3
III.	CIMENTACIONES PROFUNDAS	4
IV.	HUNDIMIENTO GENERAL DEL VALLE DE MEXICO	11
V.	CIMENTACIONES PARCIALMENTE COMPENSADAS Y CON PILOTES	12
	BIBLIOGRAFIA	

I. INTRODUCCION.

El Ingeniero de Cimentaciones durante su práctica profesional, tiene como meta principal planear, diseñar y construir "conexiones" entre las Obras Civiles y el sistema Tierra.

Tales "conexiones" deben cumplir en todo momento con dos condiciones básicas:

- a) Que no se rompan.
- b) Que no se deformen excesivamente.

Si las "conexiones" se realizan practicamente en la superficie del terreno, se acostumbra llamar "Cimentaciones Superficiales" por el contrario si los estratos superficiales no tienen suficiente calidad o bien son susceptibles de ser socavados por el agua, y es necesario apoyarse mas abajo, se denominarán "Cimentaciones Profundas"

No existe un criterio único para separar las Cimentaciones Superficiales ó Someras, de las profundas, sinembargo es aceptado generalmente que cuando la relación entre la profundidad y el ancho del cimiento es mayor de 4 se tienen cimientos profundos.

Es indudable que en la elección de la mejor alternativa de cimentación para una obra dada, juegan papeles importantes el tipo de estructuración, las dimensiones y el peso de la propia obra.

En ocasiones el mismo tipo de suelo puede ser aceptado o rechazado como apoyo dependiendo del tipo de Obra que sobre de él se construya.

En la ciudad de México por ejemplo, es factible cimentar pequeñas estructuras sobre cimentaciones superficiales del tipo zapatas, de 1 a 2 metros de ancho diseñadas para una presión de trabajo de 3 ton/m^2 ; sin embargo al pretender emplear losas de cimentación apoyadas superficialmente en grandes extensiones, 50×100 metros, con presiones de trabajo iguales a 3 ton/m^2 , se engendran asentamientos totales y diferenciales inadmisibles que causan daños a las estructuras.

II. CIMENTACIONES EN GENERAL.

Con criterio simplista puede decirse que las cimentaciones se clasifican en Superficiales y Profundas.

Al primer grupo pertenecen las zapatas aisladas y corridas, y las losas planas ó rigidizadas con contratraveses.

Las cimentaciones profundas por su parte pueden subdividirse a su vez en las que son piloteadas y las que no son piloteadas.

Las cimentaciones que denominaremos cajones flotantes, pertenecen a los dos grupos, ya que son "Superficiales" atendiendo a su relación Profundidad/Ancho y al método de cálculo para valuar su capa-

idad de carga, pero son "Profundas" desde el punto de vista de procedimiento constructivo.

Existen también combinaciones de cimentación para una misma estructura como la de cajón flotante parcialmente compensado y pilotes de fricción.

En lo que sigue describiremos en detalle las cimentaciones profundas, incluyendo las del tipo cajón flotante.

III. CIMENTACIONES PROFUNDAS.

De acuerdo con el Criterio de A. LITTLE (1), las cimentaciones profundas son aquellas que pueden construirse:

1. En excavaciones abiertas no ademadas.
2. Dentro de ataguías.
3. Con pilotes.
4. Con pilas.
5. Con cilindros.
6. Con cajones profundos.

De la lista anterior, el inciso 3 corresponde a las cimentaciones Piloteadas y el resto a las no piloteadas.

1. En excavaciones Abiertas.

Es el caso típico de los cajones flotantes, que se construyen en

áreas abiertas, donde no existen restricciones de espacio en el perímetro de la obra y los taludes de la excavación pueden tenderse tanto como lo requiera la estabilidad del suelo.

Debe llevarse en mente en todo momento los problemas constructivos relacionados con el suelo y el agua freática, tales como Estabilidad de Taludes, Bufamientos del fondo de la excavación y abatimiento del nivel freático principalmente.

2. Dentro de Ataguías.

Cuando no existe amplitud suficiente para tender taludes, se emplean Ataguías las cuales son estructuras temporales fabricadas ya sea con madera, concreto, acero, ó inclusive tierra. Se instalan alrededor del área por excavar con la finalidad específica de excluir el suelo y/o el agua de la excavación.

Cada antagüa tiene su propia fisonomía y se califica su efectividad en la medida que mantiene la excavación libre de desprendimientos de suelo y/o agua . (Ver Figura 1)

En cimentaciones urbanas las ataguías más conocidas son las tablas -
tacas, de madera, de concreto y de acero.

En este proceso constructivo deben cuidarse los problemas de falla de fondo, de empuje de tierras sobre las ataguías, de troquelamiento de abatimiento del nivel freático y bufamientos del fondo, principal--

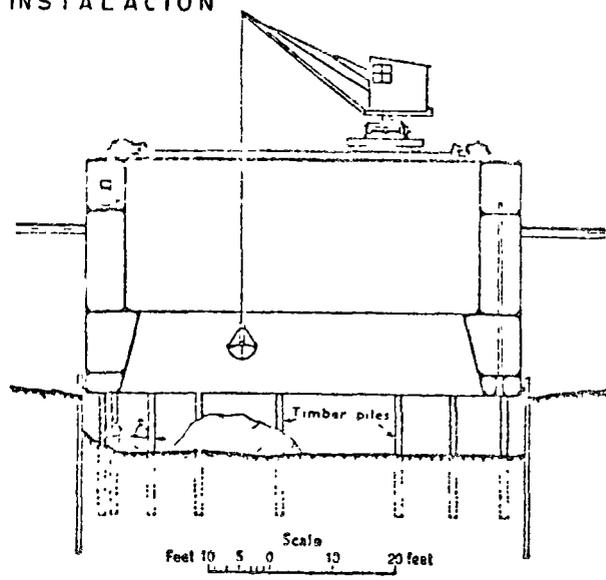
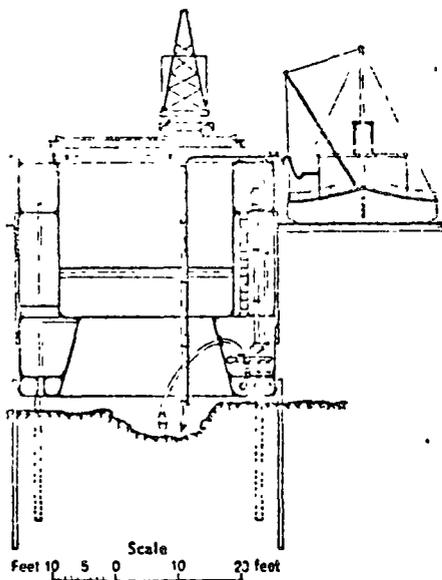
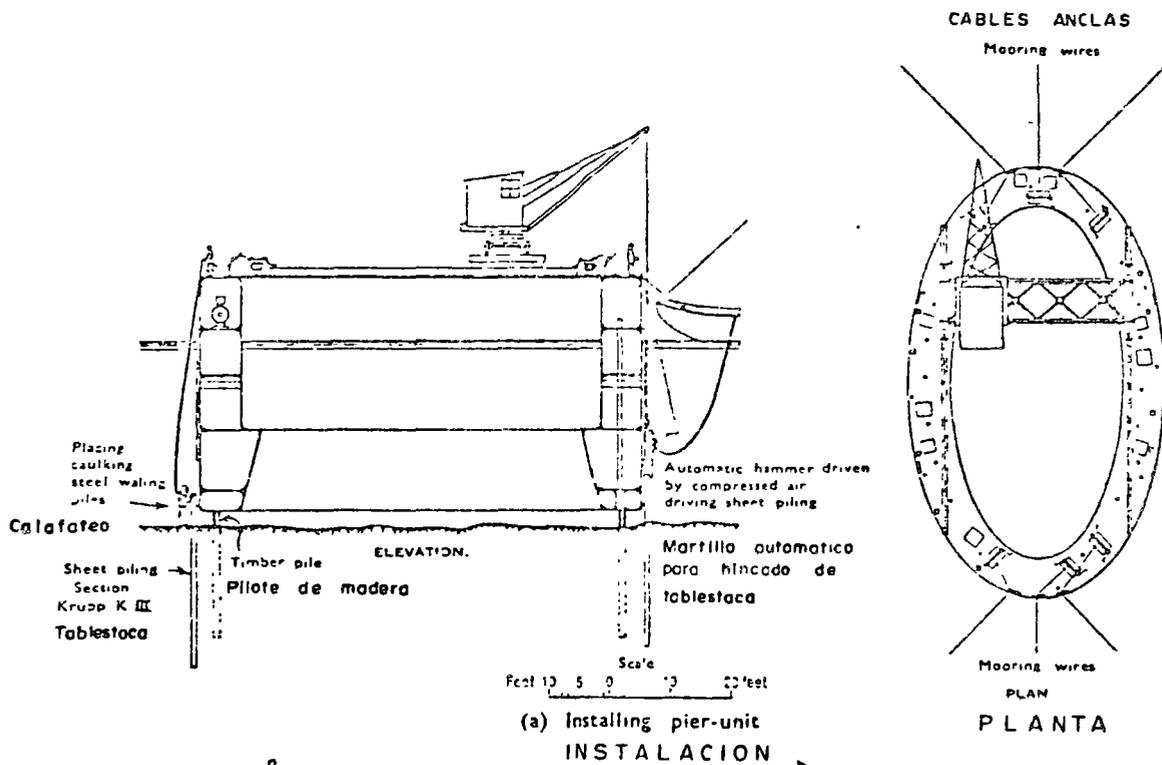
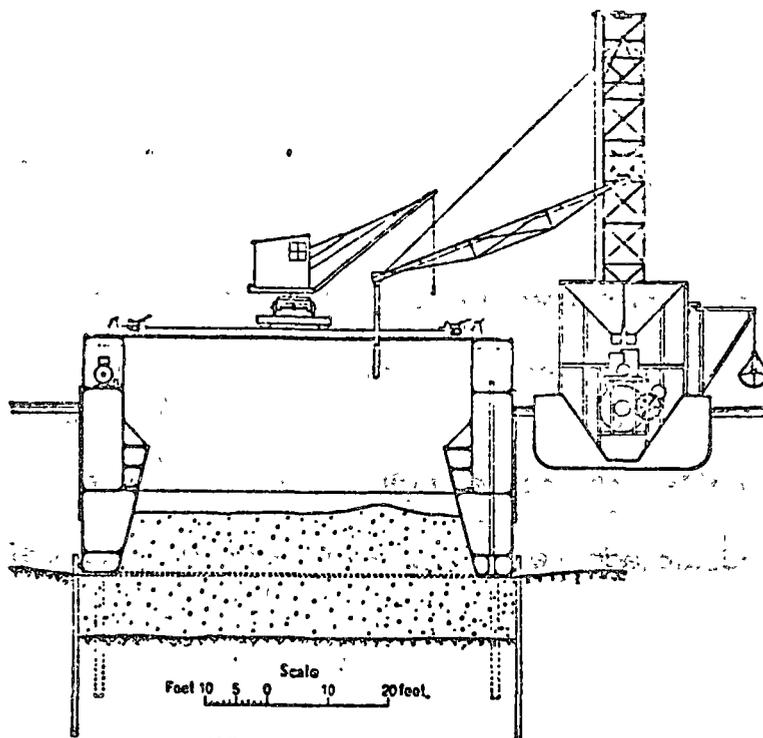


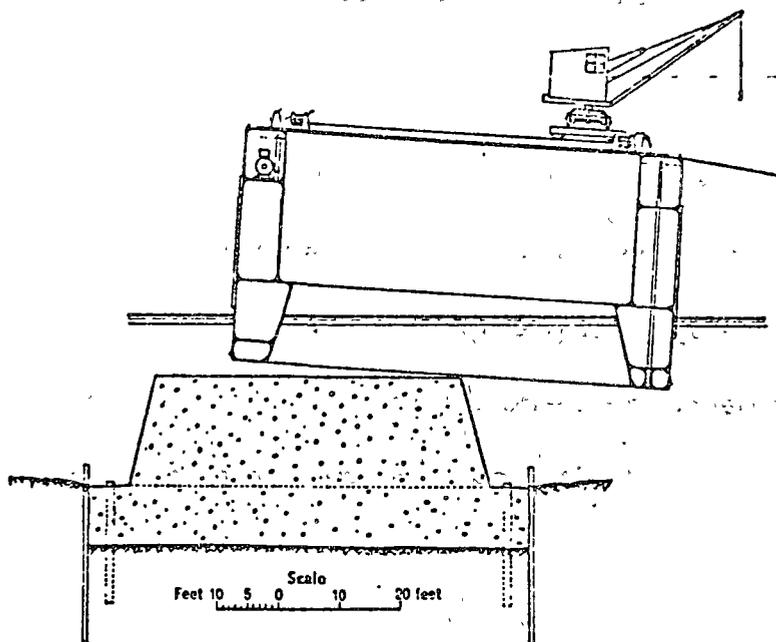
Fig 1

ATAGUIA

FLOTANTE



(d) Concreting
COLADO



(e) Pier-unit careening off completed foundation
RETIRO DE LA ATAGUIA

FIG. 219. Storstrøm Bridge, Denmark: floating cofferdam (' pier unit ') constructing pier foundations.

(Maunsell and Pain, 1939)

R

ATAGUIA FLOTANTE

Fig. 1

mente.

Tanto el caso 1 como el 2 permiten construir cajones flotantes como cimentación de Edificios.

Un cajón flotante de cimentación compensa una porción importante del peso de la estructura, mediante extracción correspondiente de suelo.

Cuando el peso de la estructura incluyendo su cimentación es igual al peso del suelo desalojado se dice que el cajón flotante tiene COMPENSACION TOTAL.

Si el peso del suelo desalojado es menor que el del edificio se tiene COMPENSACION PARCIAL y finalmente la inversa provoca SOBRECOMPENSACION.

La profundidad de excavación para alcanzar una cierta compensación, suele calcularse tomando en cuenta exclusivamente el peso volumétrico natural del suelo, y la presión de contacto transmitida por el inmueble. Sin embargo conviene distinguir la compensación que proviene del suelo en sí, y la del agua que comúnmente se denomina flotación.

Como ejemplo de cálculo consideremos un edificio de planta rectangular de 20 x 40 m que transmite al subsuelo una presión total de 10 ton/m².

Por su parte supongase que el suelo tiene un peso volumétrico natural m de 1.5 ton/m³ y el nivel freático aparece a 2 m de profundidad.

Según lo anterior la profundidad de excavación necesaria para compensación total sería:

Peso del Edificio = Peso del suelo excavado (incluyendo el agua)

$$10 \text{ ton/m}^2 \times \text{Area de Apoyo} = \text{Area de Apoyo} \times \text{Prof. excavación} \times 1.5 \text{ ton/m}^3$$

Simplificando términos y despejando:

$$\text{Prof. excavación} = 10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \frac{1 \text{ m}^3}{1.5 \text{ ton}}$$

$$\underline{\text{Prof. exc.} = 6.67 \text{ m}}$$

Obviamente para que lo anterior se cumpla debemos desalojar completamente el agua del interior del cajón.

Otra forma de analizar el problema, es separar la componente de compensación debida al suelo y la flotación debida al agua.

De esta manera considerando que el peso volumétrico sumergido del suelo sea 0.5 ton/m^3 la compensación debida al suelo será:

$$2 \text{ m} \times 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 3 \text{ ton/m}^2$$

$$4.67 \text{ m} \times 0.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = \frac{2.33 \text{ ton/m}^2}{5.33 \text{ ton/m}^2}$$

Y la flotación debida al agua.

$$4.67 \text{ m} \times 1.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = \underline{4.67 \text{ ton/m}^2}$$

Sumando ambos resultados se tendrá:

$$5.33 + 4.67 = 10 \text{ ton/m}^2$$

O sea la presión total transmitida por el inmueble.

Considerese por un momento que el agua freática invada el interior del cajón, de esta manera se anularía la flotación y la compensación sería parcial llegando a 5.33 ton/m^2 .

El faltante de 4.67 ton/m^2 se traduciría en presión neta al subsuelo, que a su vez engendraría asentamientos.

3. Con. Pilotes.

Es el tipo de cimentación profunda más utilizado en nuestro medio. Pueden ser Prefabricados ó Formados en el lugar, teniendo diámetros menores de 76 cm (30") en el primer caso y menores de 60 cm (24") en el segundo.

Atendiendo a su funcionamiento pueden ser de fricción, de punta ó mixtos. (Figura 2)

En relación al material de fabricación pueden ser de madera, concreto reforzado (ó preesforzado) en secciones circulares, octagonales, ochavados, cuadrados, triangulares ó hache, ó de acero, en secciones H ó I, los cuales son hincados, empujados, chifloneados ó alguna combinación de éstos métodos.

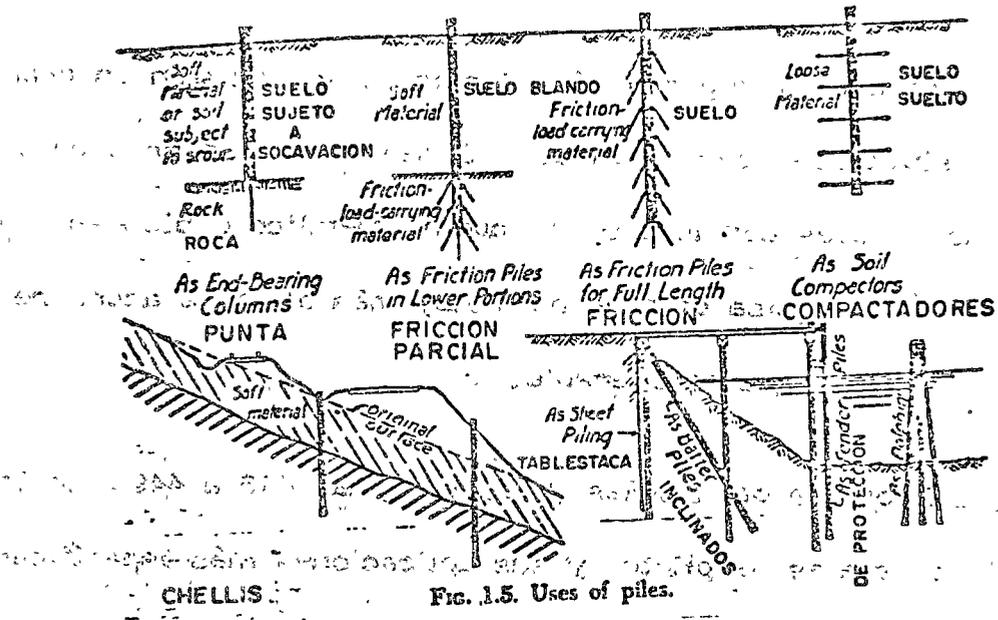


Fig. 1.5. Uses of piles.

Fig. 2

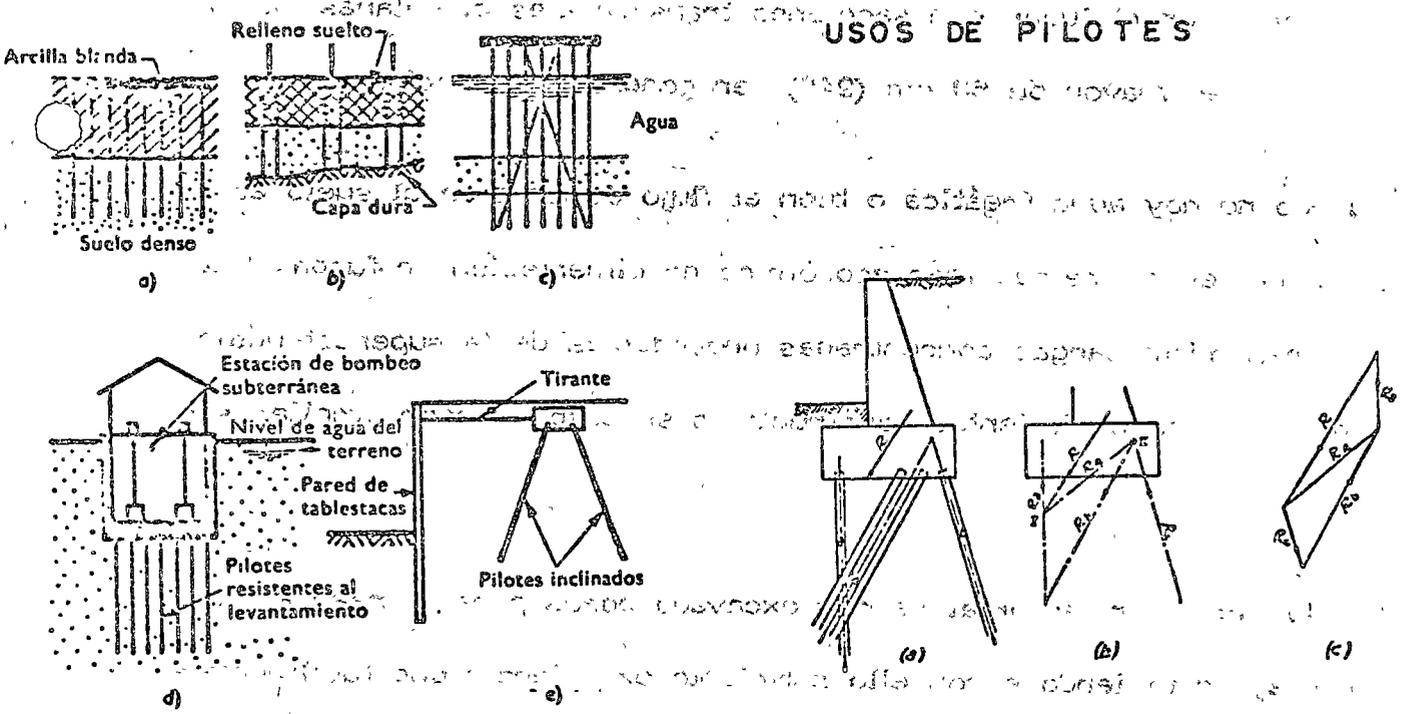
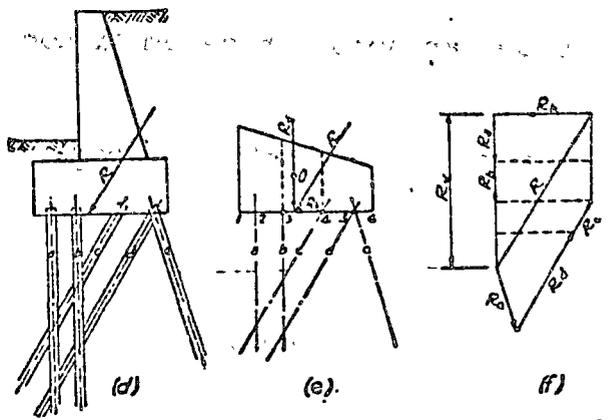


Figura 2.5

TIPOS DE CIMENTACIONES DE PILOTES

OMLINSON



(a), (b) and (c) Culmann's method.

Cuando son formados en lugar total o parcialmente, existen un gran número de posibilidades constructivas. Generalmente se preexcavan deteniendo las paredes con lodo o con ademe metálico o bien se hincan empleando una camisa delgada perdible, más alma de acero recuperable, o bien robusta recuperable.

En la Figura 3 tomada del Bowles (Ref.2) páginas 446 a 449, se indican los tipos usuales de pilotes y sus aplicaciones más específicas.

4. Con Pilas.

Se forman en el lugar con secciones transversales circulares, cuyo diámetro es mayor de 60 cm (24"), en general son macizas.

Cuando no hay agua freática o bien el flujo de agua en el suelo es pequeño, es el método más económico de cimentación profunda. Pueden transmitir cargas concentradas procedentes de la superestructura y mediante procedimientos constructivos sencillos pueden ampliar su base.

Desde tiempo inmemorial se han excavado pozos para extraer agua potable, adquiriéndose con ello suficiente experiencia que fácilmente puede ser aprovechada en la construcción de pilas.

Hay dos métodos clásicos para efectuar la excavación, el chicago y el Gow (Figura 4).

También pueden emplearse perforadoras de gran diámetro tipo Benoto,

Table 9-1 Typical pile characteristics and uses*

Pile type	Timber	Steel
Maximum length	110 ft 34m	Practically unlimited
Optimum length	30-60 ft 9-18m	40-100 ft 12-30m
Applicable material specifications	ASTM-D25 for piles. P1-54 for quality of creosote. C1-60 for creosote treatment: (Standards of American Wood Preservers Assoc.)	ASTM-A36 for structural sections ASTM-A1 for rail sections
Recommended maximum stresses	Measured at midpoint of length: 42-60 ksi 600-850 psi for cedar, western hemlock, Norway pine, spruce, and depending on Code 56-84 ksi 800-1,200 psi for southern pine, Douglas fir, oak, cypress, hickory	9,000-12,000 psi 633 - 845 kg/cm ²
Maximum load for usual conditions	30 tons	Maximum allowable stress x cross section
Optimum-load range	15-25 tons	40-120 tons
Disadvantages	Difficult to splice Vulnerable to damage in hard driving Vulnerable to decay unless treated, when piles are intermittently submerged	Vulnerable to corrosion BP section may be damaged or deflected by major obstructions
Advantages	Comparatively low initial cost Permanently submerged piles are resistant to decay Easy to handle	Easy to splice High capacity Small displacement Able to penetrate through light obstructions
Remarks	Best suited for friction pile in granular material	Best suited for end bearing on rock Reduce allowable capacity for corrosive locations

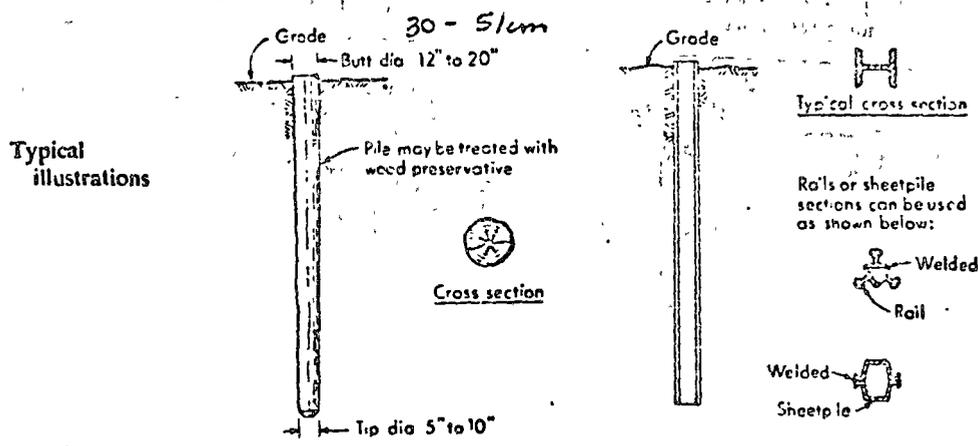


Fig. 3

<i>Precast concrete (including prestressed)</i>	<i>Cast-in-place concrete (thin shell driven with mandrel)</i>	<i>Pile type</i>
100 ft for precast 30 m 200 ft for prestressed 61 m 40-50 ft for precast 12-15 m 60-100 ft for pre-stressed 18-30 m ASTM-A15 reinforcing steel ASTM-A82 cold-drawn wire ACI Code 318 for concrete	100 ft for straight sections 30 m 40 ft for tapered sections 12 m 40-60 ft for straight 12-18 m 15-35 ft for tapered 4.5-10.5 m ACI Code 318 for concrete	Maximum length Optimum length Applicable material specifications
See applicable building code	0.225-0.25f _c	Recommended maximum stresses
200 tons for prestressed 100 tons for precast	75 tons	Maximum load for usual conditions
40-60 tons	30-60 tons	Optimum-load range
Difficult to handle unless prestressed High initial cost Considerable displacement Prestressed difficult to splice	Difficult to splice after concreting Re-driving not recommended Thin shell vulnerable during driving Considerable displacement	Disadvantages
High load capacities Corrosion resistance can be attained Hard driving possible	Initial economy Tapered sections provide higher bearing resistance in granular stratum	Advantages
Cylinder piles in particular are suited for bending resistance	Best suited for medium-load friction piles in granular materials	Remarks

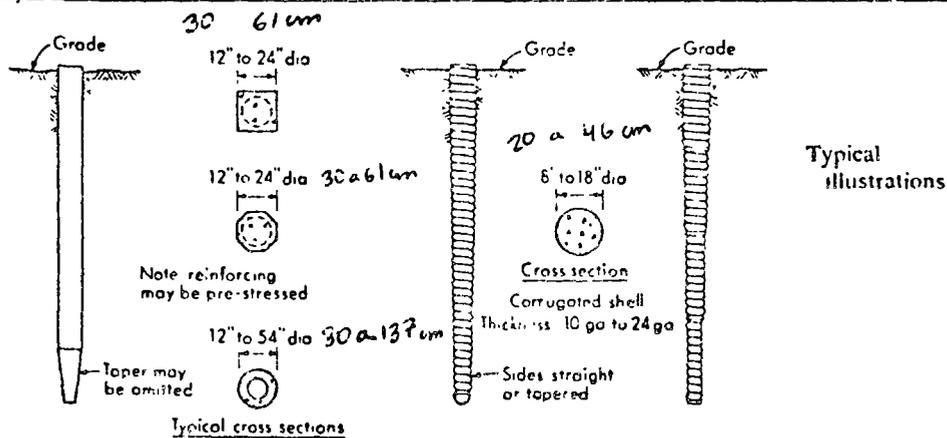
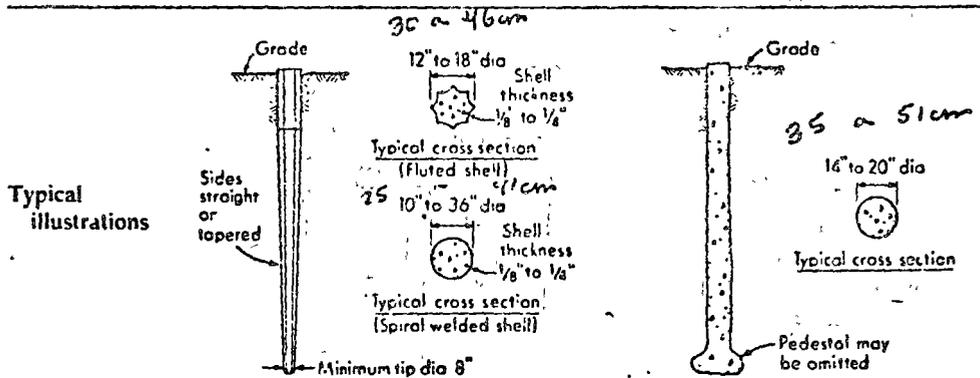


Fig. 3

2

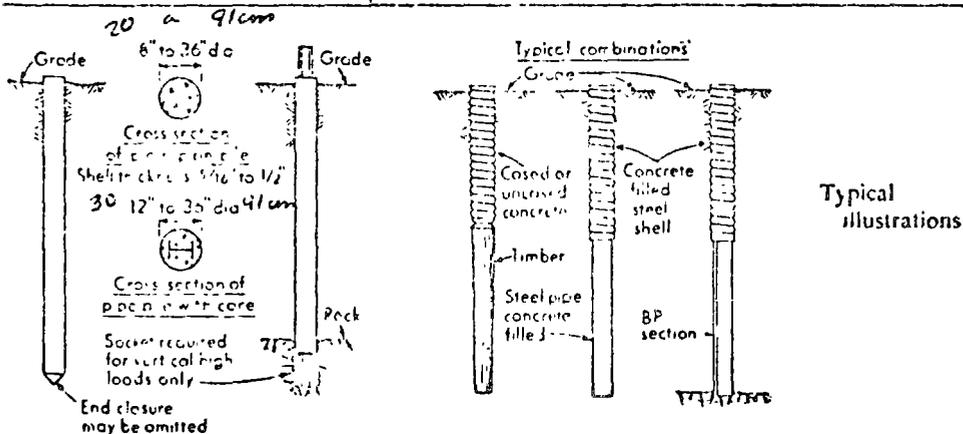
Table 9-1 (Continued)

Pile type	Cast-in-place concrete piles (shells driven without mandrel)	Cast-in-place concrete piles (shells withdrawn)
Maximum length	150 ft 46 m	120 ft 37 m
Optimum length	30-80 ft 9-24 m	25-40 ft 8m-12m
Applicable material specifications	ACI Code 318	ACI Code 318
Recommended maximum stresses	25% of 28-day strength of concrete with maximum of 1,000 psi measured at midpoint of length in bearing stratum. 9,000 psi in shell 633	25% of 28-day strength of concrete with a maximum of 600 psi at minimum cross section 42
Maximum load for usual conditions	100 tons	150 tons
Optimum-load range	50-70 tons	40-100 tons
Disadvantages	Hard to splice after concreting Considerable displacement	Concrete should be placed in dry More than average dependence on quality of workmanship
Advantages	Can be redriven Shell not easily damaged	Initial economy.
Remarks	Best suited for friction piles of medium length	Allowable load on pedestal pile is controlled by bearing capacity of stratum immediately below pile

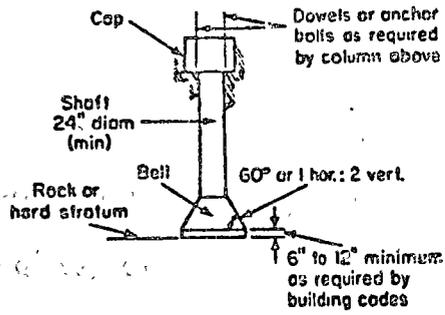


Notes: Stresses given for steel piles and shells are for noncorrosive locations. For corrosive locations estimate possible reduction in steel cross section or provide protection from corrosion.

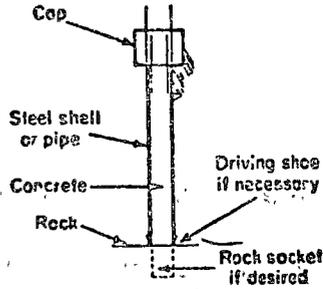
Concrete-filled steel pipe piles	Composite piles	Pile type
Practically unlimited 40-120 ft 12 - 37m ASTM A36 for core ASTM A252 for pipe ACI Code 318 for concrete 633 9,000 psi for pipe shell 25% of 28-day strength of concrete with a maximum of 1,000 psi 70 kg/cm^2 12,000 psi on steel cores 845 kg/cm^2 200 tons without cores 2,000 tons for large sections with steel cores 50-120 tons without cores 500-1,500 tons with cores High initial cost Displacement for closed-end pipe: Best control during installation No displacement for open-end installation Open-end pipe best against obstruc- tions High load capacities Easy to splice Provides high bending resistance where unsupported length is loaded laterally	180 ft 55m 60-120 ft 18 - 37m ACI Code 318 for concrete ASTM A36 for structural section ASTM A252 for steel pipe ASTM D25 for timber 25% of 28-day strength of concrete with 1,000 psi maximum 70 kg/cm^2 9,000 psi for structural and pipe sections 633 kg/cm^2 Same as timber piles for wood composite 200 tons 30-80 tons Difficult to attain good joint between two materials Considerable length can be pro- vided at comparatively low cost The weakest of any material used shall govern allowable stresses and capacity	Maximum length Optimum length Applicable mate- rial specifica- tions Recommended maximum stresses Maximum load for usual con- ditions Optimum-load range Disadvantages Advantages



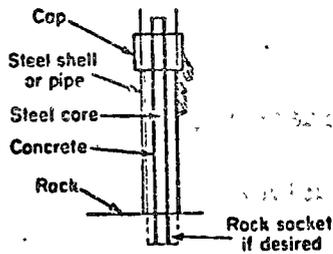
* Reprinted and updated from Design Manual, Department of the Navy, Bureau of Yards and Docks, 1961.



Concrete
 Concrete strength 3000-5000 psi
 Cap may be omitted if transfer of column load is not a problem.
 Shaft may be reinforced.
 Bell is not necessary if caisson rests on hard rock.



Concrete in steel pipe
 Concrete strength 3000-4000 psi (Occasionally 5000)
 Steel pipe Y.P. usually 35,000 psi
 ASTM A-252 grade 2, ASTM A-53 grade B, or API-5L grade B.
 (Amer Petroleum Inst)
 Concrete core may bear on rock or extend into rock.



Concrete and steel core in steel pipe
 Concrete and steel pipe: see above.
 Steel core WF, I or rail of structural carbon steel (ASTM A-7 or A-36)

Fig. 9-1 Common types of drilled caissons.

PILAS PREEXCAVADAS

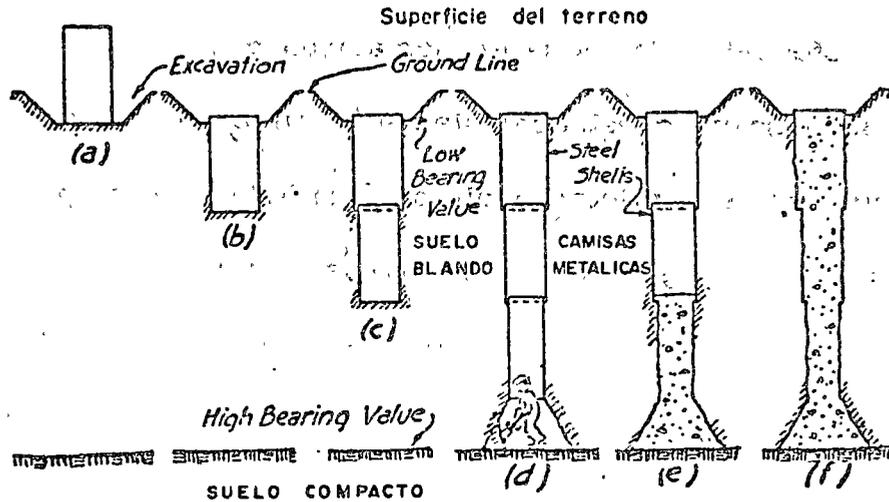


FIG. 10.2. Cow caisson pile.

Calweld, Watson, Williams, etc., que abaratan el proceso, y permiten la construcción de pilas bajo el nivel freático en combinación con lodo Bentonítico para estabilizar paredes. Algunos sistemas permiten excavar mecánicamente la campana de la pila (Figura 5).

5. Cilindros.

Su diámetro es mayor que las pilas pero menor de 3 m (10 ft) pueden ser de concreto, ó acero y en alguna época se hicieron de hierro fundido.

Generalmente son huecos durante su colocación y posteriormente es posible llenarlos si las necesidades estructurales del proyecto así lo requieren.

En la Figura 6, se presenta un ejemplo de este tipo de cimentación.

5. Cajones Profundos.

Cuando la profundidad del agua es demasiado grande para emplear ataguías y las descargas estructurales a la cimentación son demasiado altas para emplear pilotes o pilas, ó cilindros se emplean los cajones profundos. En general se construyen total o parcialmente fuera de su posición final y son arrastrados posteriormente (generalmente flotando en agua) hasta ser colocados en la vertical de su posición y a continuación hundidos paulatinamente en varias etapas hasta su apoyo final.

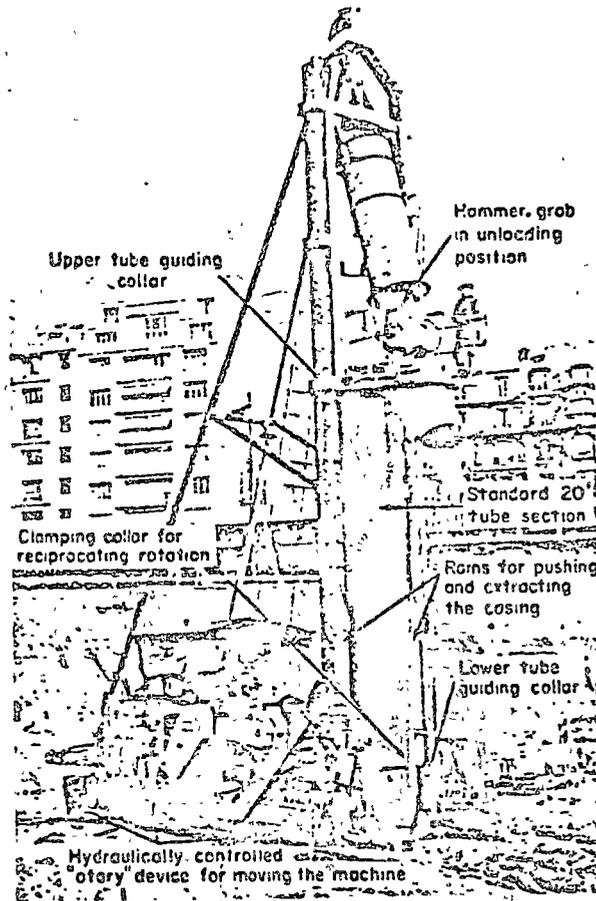


Fig. 9-10 Benoto caisson excavating machine. Photograph courtesy of Benoto, Inc.

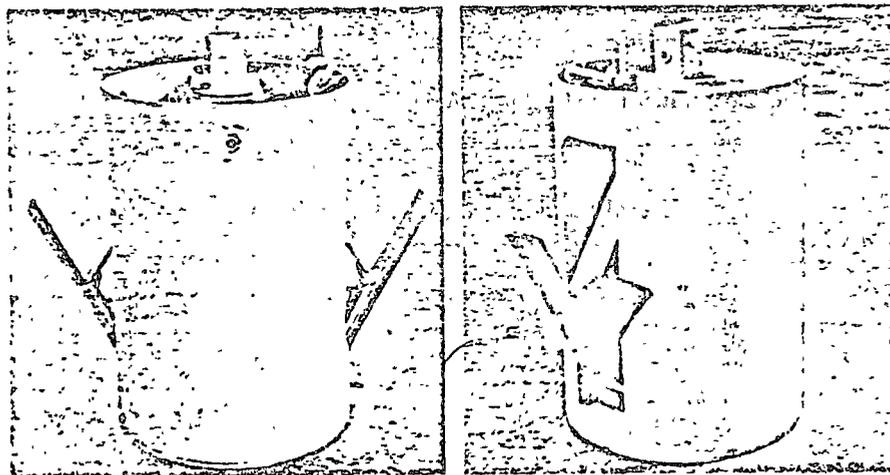


Fig. 9-9 Belling bucket. Photographs courtesy of Calweld, Inc.

Perforadoras de gran diámetro y dispositivos para excavar las "campanas" de las pilas

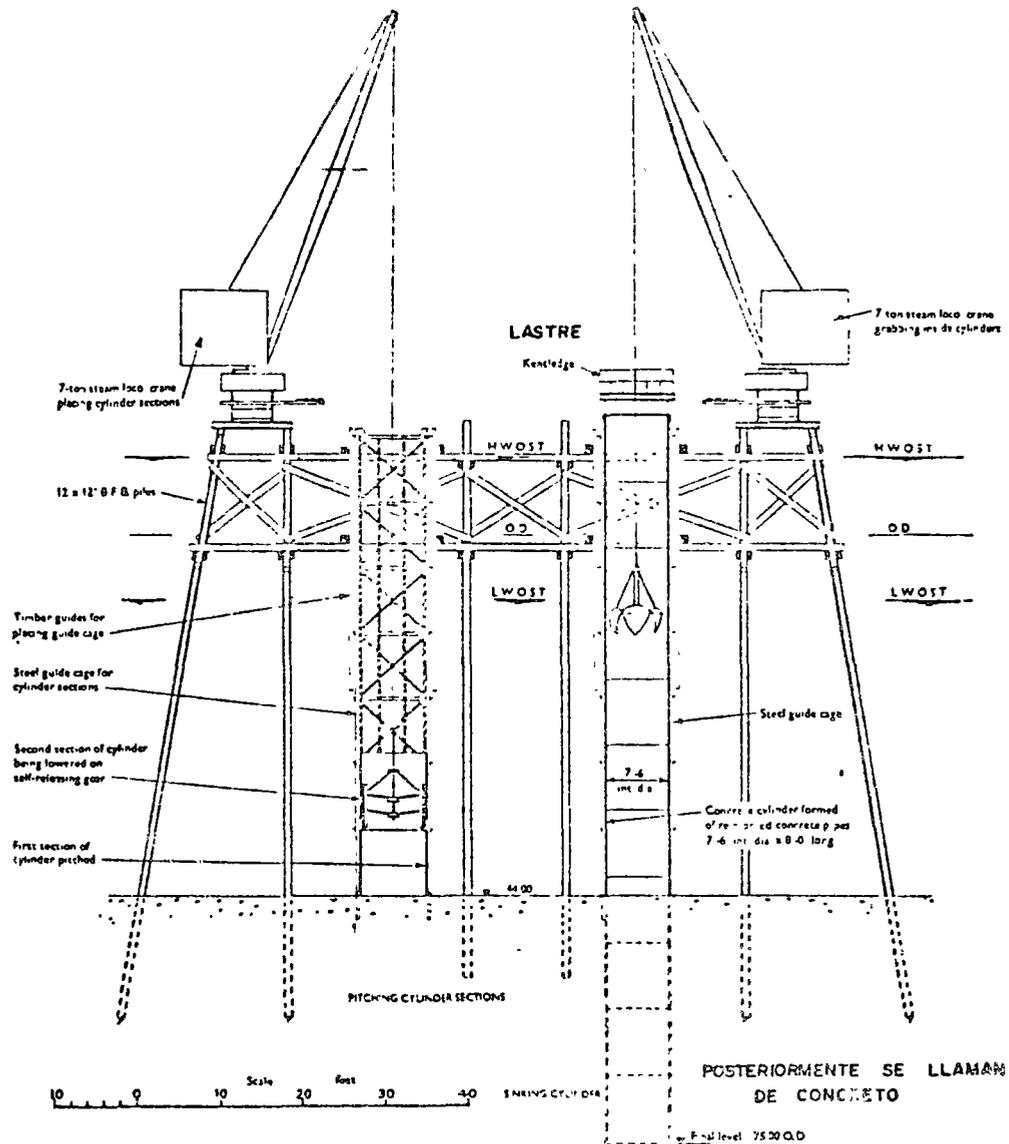


FIG. 226. Pitching and sinking 7 ft 6 in. diameter cylinders at No. 4 jetty, Thameshaven. (Malcom and Lewis, 1954)

TABLE 30
Analysis of Time to Sink 5 ft Cylinder Foundations

	Man hours	\$
Set and move jacking frame	48	60
Set pipe section	36	65
Jacking	120	140
Excavation	126	126
Excavation below pipe	32	32
	326	433

En base a su procedimiento constructivo pueden ser cerrados, abiertos, neumáticos o monolito según se esquematiza en la Figura 7.

Este tipo de cimentación es usual emplearlo en puentes con grandes claros y concentraciones elevadas de carga.

En Japón han empleado este proceso para edificios urbanos, Figura 8.

IV. HUNDIMIENTO GENERAL DEL VALLE DE MEXICO.

Es mundialmente conocido el hecho, de que la Ciudad de México, descansa sobre un subsuelo blando y compresible formado predominantemente por arcillas de origen volcánico con 600% de contenido natural de agua y relación de vacíos de 7 en promedio.

La extracción del agua en el subsuelo para fines de abastecimiento urbano provoca enjutamiento de los mantos compresibles y ello causa hundimientos de la superficie del terreno, que en algunos puntos han sido cercanos a 10 m.

Las arcillas blandas y compresibles del subsuelo de la ciudad han provocado que edificios pesados como el Palacio de Bellas Artes se hundan y que otros, como el Palacio de Minería, se onduen.

Cuando se intenta soportar las estructuras mediante pilotes apoyados por punta, se empieza a observar el fenómeno inverso, debido al hundimiento general del Valle, ya que los edificios tienden a "Emerger".

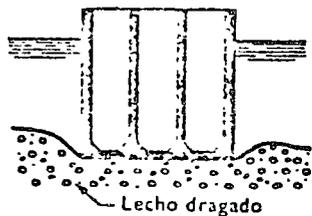


Figura 6 1
CAJÓN CERRADO

Pozos de dragado tapados en el fondo
antes de terminar el hundimiento

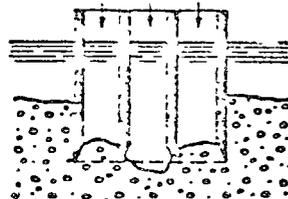


Figura 6 2
CAJÓN ABIERTO

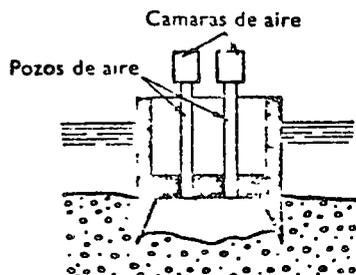


Figura 6.3
CAJÓN NEUMÁTICO

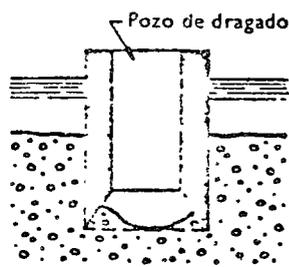
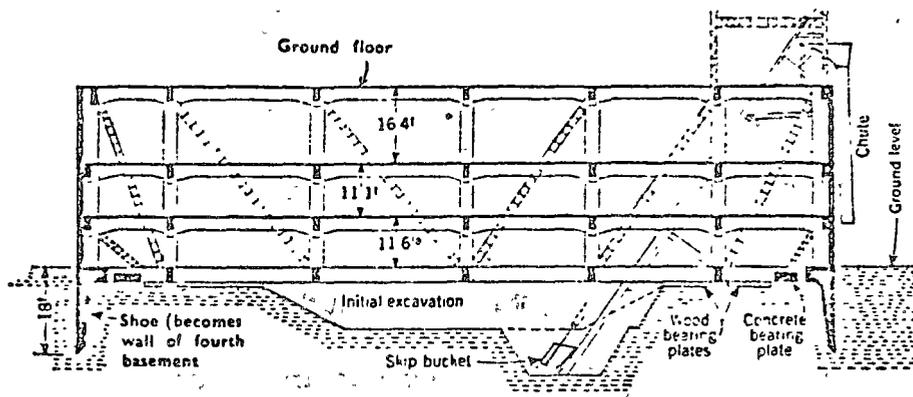


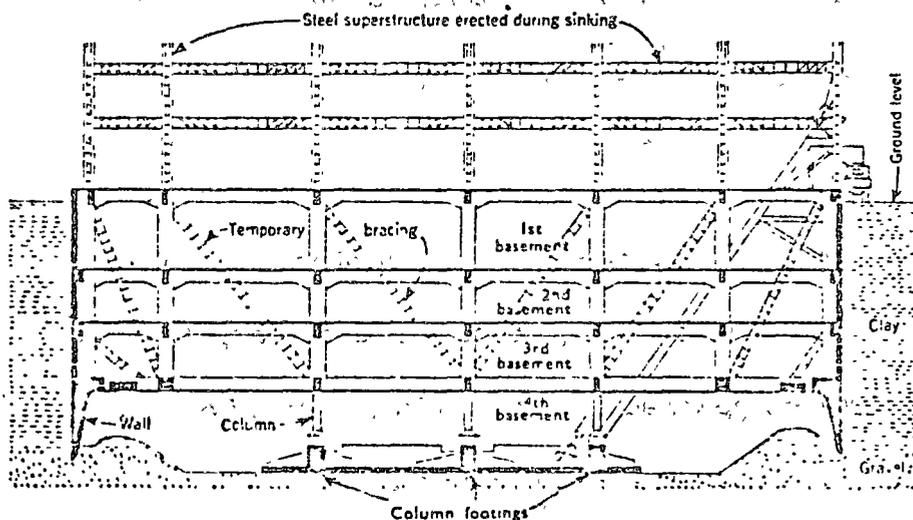
Figura 6 4
MONOLITO

TIPOS DE CAJONES

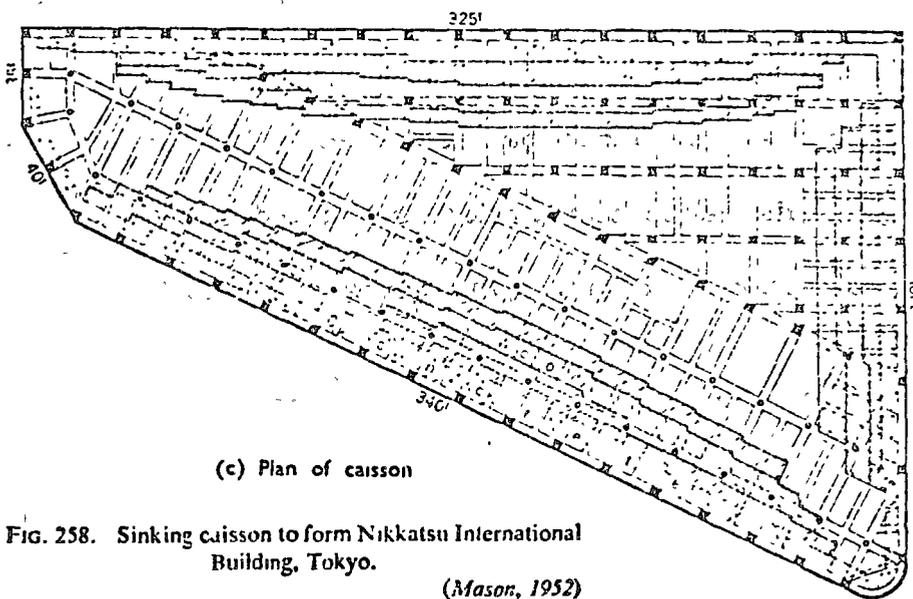
Fig. 7



(a) Commencement of caisson sinking



(b) Caisson sinking practically completed; columns about to land on prepared foundations



(c) Plan of caisson

FIG. 258. Sinking caisson to form Nikkatsu International Building, Tokyo.

(Mason, 1952)

CAJON PROFUNDO PARA EDIFICIOS

En uno y otro caso las construcciones vecinas a cuerpos que se hunden o emergen, se fracturan por efecto de asentamientos diferenciales y en muchos casos se tienen que demoler.

Esta situación prevaleciente en la ciudad aguza el ingenio de los constructores, para diseñar y construir cimentaciones que cumplan con el doble requisito de reducir a valores aceptables el hundimiento de las estructuras y evitar su emergimiento en relación al terreno vecino inmediato.

Es así como se desarrollan los Pilotes de Control, los pilotes de punta telescopiada, los pilotes entrelazados, las cimentaciones parcialmente compensadas y con pilotes fricción, etc., algunas de las cuales han dado excelente resultados.

V. CIMENTACIONES PARCIALMENTE COMPENSADAS Y CON PILOTES.

Usualmente en la Ciudad de México los edificios mayores de 5 niveles deben diseñarse con cimientos profundos a base de cajón de flotación compensado o bien con pilotes, para evitar asentamientos.

1. Compensación Parcial - Pilotes de Fricción.

Con el advenimiento de las "Torres" en México, D. F., se puso en práctica la solución combinada de compensación parcial y pilotes de fricción, la cual tiene por objeto reducir asentamientos y evitar emergimiento del conjunto.

La compatibilidad de funcionamiento entre ambas soluciones de cimentación proviene de que los pilotes trabajan por fricción casi al límite ó sea que siempre deslizan hacia abajo ligeramente permitiendo que el cajón parcialmente compensado funcione como tal, redistribuyendo las presiones en el subsuelo con miras a reducir asentamientos.

2. Compensación Parcial - Pilotes de Punta.

Cuando una cimentación basada en pilotes de punta, se combina con un cajón, no existe compatibilidad de movimientos y el suelo tiende a despegarse del cajón, por lo cual todo el peso de la estructura recae sobre los pilotes de punta que aparecen como "indeformables" en relación al suelo.

Si existe nivel freático perene, por encima del cajón, entonces es posible tomarse en cuenta en la capacidad de carga del conjunto el efecto de la flotación debida exclusivamente al agua.

Se han dado casos sin embargo que tal nivel freático aparentemente perene, se pierde por comunicación con centros de baja presión hidráulica a través de las perforaciones previas de los pilotes hincados. Es pues necesario confirmar la permanencia del NF, ya que de otra suerte, la responsabilidad de carga recaerá en los pilotes de punta.

BIBLIOGRAFIA

1. LITTLE A.L. 1961 Foundations, Edward Arnold (Publishers) Ltd London.
2. BOWLES J.E. 1968 Foundations analysis and design, Mc Graw Hill Inc. New York.
- CHELLIS R.D. 1961 Pile Foundations, Mac Graw-Hill Inc -- New York.
- LEONARDS G.A. 1962 Foundation Engineering, Mac Graw-Hill -- Inc. New York.
- MORETTO O. 1971 Cimientos profundos Síntesis escogida del estado actual del conocimiento sobre la - Interacción con el Suelo. Revista Lati--noamericana de Geotecnia Jul-Sept. 1971. Venezuela.
- TENG W.C. 1962 Foundation design, Prentice-Hall Inc. - - N.J. USA.
- TOMLINSON M.S. 1963 Diseño y construcción de cimientos, Edi - ciones Urmo. Bilbao, España.
- ZEEVAERT 1972 Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold Co. New York.

Cimientos Profundos

Síntesis Escogida del Estado Actual del Conocimiento sobre la Interacción con el Suelo

ORESTE MORETTO

Integrante de la firma consultora A. J. L. Bolognesi-O. Moretto, Ingenieros Civiles.
Profesor de Mecánica de Suelos y Fundaciones y de Construcciones de Hormigón Armado, Universidad Nacional de La Plata,
Argentina.

RESUMEN

Una síntesis escogida del estado actual del conocimiento supone un análisis del problema siguiendo una selección y ordenamiento efectuados a criterio del autor con un planteo en el que juega papel importante su experiencia y discernimiento. Con esta advertencia, 1) se analiza la interacción suelo-cimiento, poniendo de manifiesto los factores que determinan la resistencia a rotura de fricción y de punta que desarrollan los distintos suelos; 2) se estudia, en particular, la situación que se plantea cuando se desarrolla fricción negativa; 3) se exponen algunos de los procedimientos propuestos para calcular los asentamientos de pilotes individuales y de grupos de pilotes, haciendo referencia a la influencia que pudiera ejercer el método utilizado para instalarlos y su eventual precarga; 4) finalmente, se transcribe la propuesta del Centro Argentino de Ingenieros para reglamentar el proyecto y construcción de pilotes en el código de la edificación de la ciudad de Buenos Aires.

NOTACION

A_b	= sección transversal de un pilote o pilar de hormigón.
A_f	= área del fuste de un pilote o fundación profunda.
A_p	= sección transversal de apoyo de la punta de un pilote o fundación profunda.
B	= ancho o diámetro de un pilote o pilar de fundación.
\bar{B}	= ancho o diámetro de un grupo de pilotes o pilares de fundación.
c	= cohesión.
c_u	= cohesión en la condición o drenada.
c'	= cohesión efectiva no drenada.
c_a	= adherencia entre el suelo y el pilote o pilar de fundación.
C_s	= coeficiente de asentamiento de pilotes en arena.
D	= profundidad.
D_u	= profundidad relativa según fig. 9.
D_r	= densidad relativa.
d_r	= coeficiente de profundidad, según Hansen.
E	= energía de un martillo hincapilotes.
E_p	= módulo de deformación del hormigón.
E_u	= módulo de deformación del suelo no drenado.
E_z	= módulo de deformación vertical del suelo, para la consolidación unidimensional
	$E_z = \frac{1}{m_v}$
G	= peso de un pilote.
H	= altura de un estrato de suelo; fuerza horizontal.
I_s	= coeficiente de asentamiento de un pilote único en arcilla.
K	= $\frac{\delta'_h}{\delta'_v}$ = relación entre tensión horizontal y tensión vertical efectivas en una masa de suelo; relación entre la tensión efectiva principal menor y la mayor.
K_0	= valor de K de una masa de suelo en reposo no solicitada por una carga externa.

K_r	== valor de K como relación entre tensiones efectivas principales en el momento de la rotura del suelo.
L	== longitud del pilote; se considera igual a la profundidad D.
\bar{L}	== longitud de un grupo de pilotes.
N	== resistencia normal a penetración.
n	== número de pilotes por fila.
$N_{1,p}$, $N_{10,p}$ y $N_{7,p}$	== factores de capacidad de carga para fundaciones profundas.
m	== número de filas de pilotes.
m_v	== coeficiente de compresibilidad volumétrica.
M	== peso del martillo hincapilotes.
m_z	== $\frac{1}{E_z}$
q_u	== resistencia unitaria a rotura de una base situada a una profundidad D.
Q_f	== resistencia total a rotura por fricción lateral.
q_f	== resistencia lateral específica.
$q_{f\max}$	== fricción lateral específica máxima.
Q_p	== resistencia total a rotura de punta.
q_p	== resistencia específica de punta.
$Q_r = Q_f + Q_p$	== resistencia total a rotura.
q_r	== resistencia unitaria media al corte del suelo dentro de la profundidad D.
P	== carga de trabajo que actúa sobre un pilote.
\bar{p}	== perimetro de un pilote.
\bar{P}_f	== carga de trabajo por fricción lateral que actúa sobre un pilote.
$P_{f(-)}$	== fricción negativa total.
P_f	== carga de trabajo unitaria por fricción lateral que actúa sobre un pilote.
P_p	== carga de trabajo de punta que actúa sobre un pilote.
P'_p	== carga de trabajo unitaria de punta que actúa sobre un pilote.
R_z	== factor de reducción de grupo de pilotes.
s	== rechazo de un pilote == penetración bajo los últimos 10 golpes; espaciamiento de centro a centro entre pilotes.
S	== asentamiento.
S_1	== asentamiento de un pilote único.
S_z	== asentamiento de un grupo de pilotes.
s_c	== coeficiente de forma, según Hansen.
$s_c \cdot d_i$	== producto del coeficiente de forma por el coeficiente de profundidad, según figura "A".
S_p	== asentamiento de la punta.
S_r	== asentamiento de un cabezal rígido.
S_{\max}	== asentamiento máximo de un cabezal flexible.
z	== profundidad, distancia vertical.
α	== arco tangente de B/s.
γ	== peso unitario del suelo.
γ'	== peso unitario efectivo del suelo.
$t_{c,s}$	== coeficiente de rozamiento entre pilote y suelo.
ϵ	== deformación unitaria.
ϵ_z	== deformación unitaria vertical.
ϕ	== ángulo de fricción interna del suelo.
ϕ'	== ángulo efectivo de fricción interna del suelo.
η	== coeficiente de eficiencia.
δ_{11}	== tensión horizontal principal.
δ_{1v}	== tensión vertical principal.
δ'_{1h}	== tensión efectiva horizontal.
δ'_{1v}	== tensión vertical efectiva.
$\Delta\delta'_{1v}$	== variación de la tensión de vertical efectiva.

Definición de fundación profunda

Toda cimentación profunda participa de la característica de ser de forma cilíndrica o paralelepípedica y de penetrar sustancialmente en el terreno para transmitir al suelo por fricción lateral parte de la carga que recibe, mientras que la parte restante llega hasta su base y se transfiere a un nivel situado considerablemente por debajo de la superficie del terreno

circundante. No obstante, para concretar una definición que la identifique se pueden seguir dos puntos de vista: el método constructivo utilizado para instalarla o la interacción entre el suelo y el elemento estructural que le transmite los esfuerzos. Según el primer punto de vista, se identificarían como profundas todas aquellas cimentaciones en las que, durante la construcción, el acceso al plano de apoyo de su base, extremo inferior, o punta (Fig. 1) se realizase por:

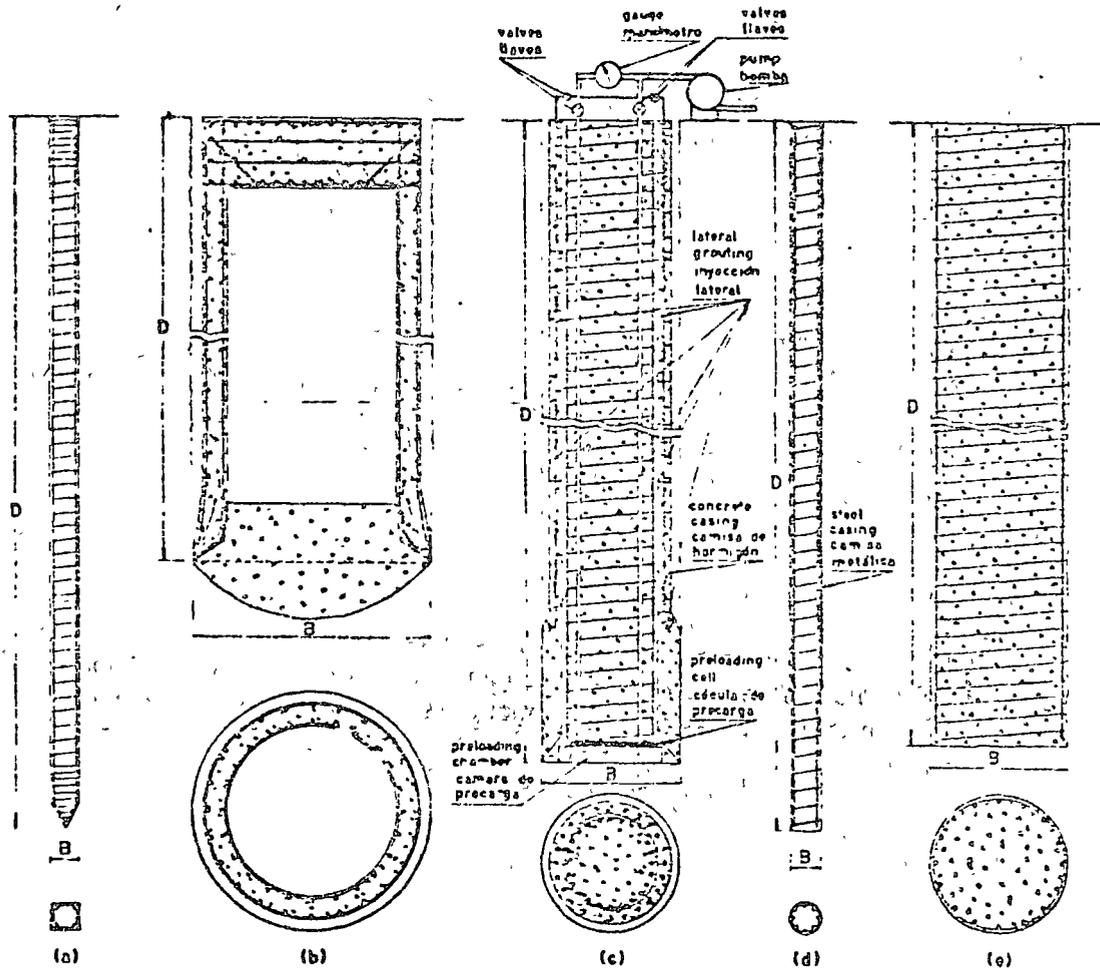


Fig. 1. — Distintos tipos de fundación profunda: a) pilotes premoldados; b) pilar de fundación; c) pilote de gran diámetro; d) pilote moldeado en sitio; e) pozo de fundación.

1. Hinca con desplazamiento del suelo penetrado.
2. Descenso por excavación, o dentro de una excavación, del elemento estructural a instalar que ha sido prefabricado.
3. Colocación previa de una camisa o molde —por hinca con desplazamiento del suelo penetrado, o por excavación— que se retira cuando se procede a vaciar el material concreto que forma la cimentación permanente.
4. Excavación de un pozo que se llena de hormigón.

El criterio basado en la interacción cimiento-suelo considera que el cimiento es profundo cuando en dicha interacción interviene, como parte significativa, la fricción lateral a lo largo del fuste de la cimentación y, además, la resistencia de punta depende de una manera sustancial del peso y de la resistencia de la cubierta de suelo en la que está embebido el cimiento (Fig. 2).

Para el propósito que se persigue en esta exposición conviene atenerse a la segunda de estas definiciones, pues, se tiene como meta analizar el comportamiento de las fundaciones profundas una vez instaladas. No por ello se pueden, ni se deben, desatender los métodos constructivos, pues éstos suelen ejercer una influencia decisiva en dicho comportamiento. Con estas limitaciones, el elemento de fundación profunda por excelencia es el pilote, de modo que en lo que sigue se hará referencia indistinta a cimentaciones profundas o a pilotes.

Condiciones límites

General

Como todo problema de ingeniería civil, su análisis estructural supone la determi-

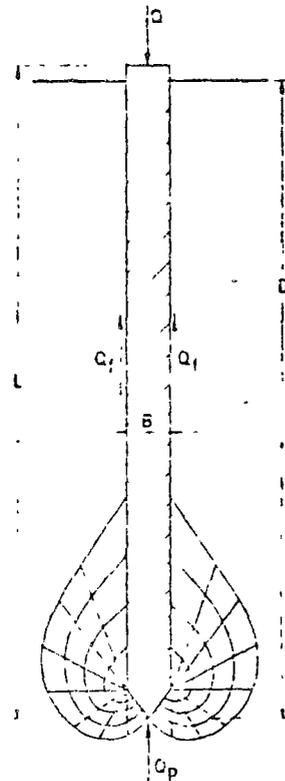


Fig. 2. — Resistencia de una fundación profunda: Suma de la resistencia por fricción lateral Q_f más la resistencia punta Q_p .

nación de las distintas condiciones límites que definen las diferentes situaciones críticas inherentes al comportamiento de la cimentación. De ellas dos son las fundamentales cuando las solicitaciones tienen carácter predominante estático y no existen acciones químicas o biológicas:

- a) La solicitación a que se ve sometido el suelo debe ser menor de aquella que provocaría su rotura y el hundimiento continuo del cimiento dentro de su masa. La diferencia entre solicitación prevista y resistencia estimada debe ser suficientemente grande como para cubrir con amplitud los errores naturales propios del proceso de proyecto, cálculo y construcción.

b) Los asentamientos que provoca la deformación que el suelo experimenta bajo el peso propio, las cargas de servicio y demás acciones externas, deben ser compatibles con un adecuado funcionamiento de la superestructura que el cimiento soporta a fin de no aminorar su eficacia.

De las dos condiciones límites fundamentales, la segunda es la más importante, pues, define la calidad de la solución adoptada. No obstante, la mayoría de los procedimientos de cálculo en uso para proyectar se basan principalmente en la primera, pues los métodos de análisis disponibles para enfrentar la segunda condición límite son todavía complejos, imperfectos e imprecisos. No sólo es el cálculo de los asentamientos difícil por la complejidad propia del problema y por la manifiesta deficiencia de soluciones que lo resuelvan adecuada y eficientemente. En la presunta posesión de la respuesta exacta, no siempre se dispone de medidas de patrón que permitan decidir con conocimiento real sobre cuáles son los asentamientos compatibles con los distintos tipos y funciones estructurales de las obras.

Por ello, con frecuencia, en los problemas prácticos relativos al proyecto de los cimientos profundos, sólo se analiza en realidad la primera de las condiciones límites. Se considera que la segunda está adecuadamente cubierta en base a la experiencia pasada, siempre y cuando el tipo de pilote o cilindro, su forma de trabajo y el coeficiente de seguridad usado encaje dentro del rango en que se extiende esa experiencia. Cuando se efectúan estudios de asentamientos, por dificultades de planteo y análisis, se simplifican e idealizan las situaciones reales para encuadrarlas dentro de soluciones elementales

que, en definitiva, sólo permiten estimar órdenes de valores respecto a su posible magnitud.

Dentro de ese cuadro, se persigue aquí como propósito esencial analizar la parte que le cabe al suelo como factor determinante de las condiciones límites que definen la carga de rotura y de aquellas que condicionan los asientos de las cimentaciones profundas.

Factores que determinan las condiciones límites de los pilotes bajo carga axial

Se define como carga de rotura a la resistencia que el suelo ofrece a la penetración continua de la cimentación dentro del terreno. Se obtiene experimentalmente haciendo ensayos de carga hasta alcanzar dicha situación o cuando ésta no se produce como un límite preciso, estableciendo su valor de una manera convencional. Para hacerlo se elige en este caso un criterio, como el de la figura 3 u otro similar, que conduzca a fijar una carga a la que le corresponde una deformación que todavía es compatible con el funcionamiento, aún cuando minorado, de la superestructura. Caso contrario, dicho criterio per-

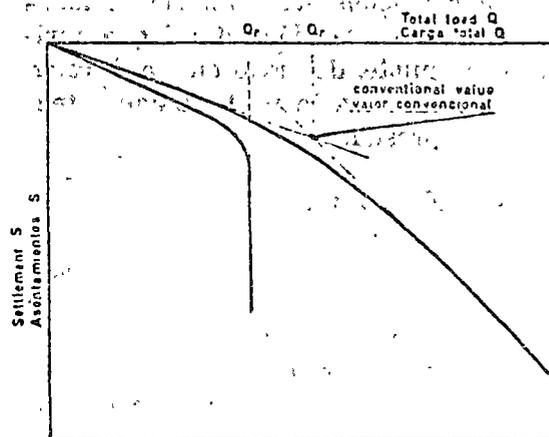


Fig. 3. — Determinación experimental de la carga de rotura de un pilote.

* Los números superiores se refieren a la bibliografía consultada indicada al final.

dería sentido ingenieril y dejaría de servir de punto de referencia para establecer la carga admisible.

Por vía de simplificación, la carga de rotura se supone compuesta de dos sumandos independientes, la resistencia por fricción lateral Q_f y la resistencia de punta Q_p , figura 2, de modo que:

$$Q_t = Q_f + Q_p = A_f \cdot q_f_{\text{medio}} + A_p \cdot q_p \quad (1)$$

en la cual A_f es el área del fuste, q_f_{medio} la fricción unitaria promedio a rotura, A_p la sección transversal de apoyo de la punta y q_p la resistencia unitaria de punta a rotura.

En la realidad, la resistencia de punta depende en parte de la fricción lateral que se desarrolla en la zona inferior del fuste de la cimentación, así que, ambas acciones, se influyen mutuamente.

Si una fundación profunda, un pilote, por ejemplo, pudiese instalarse en el terreno sin alterar para nada la distribución y magnitud de las tensiones que corresponden a su estado de reposo, el estado inicial de la interacción vendría dado por la magnitud de las tensiones que caracterizan la llamada condición K_0 , fig. 1. En particular, esta condición determinaría la magnitud de la compresión lateral que aprisionaría al pilote, de modo que la fricción lateral específica a la profundidad z tendría por expresión:

$$q_z = K_0 \cdot \gamma \cdot z \cdot t_s \delta + c_a \quad (2)$$

en la cual K_0 es el coeficiente de empuje de las tierras en reposo; γz es el peso unitario efectivo de la cubierta a la profundidad z ; $t_s \delta$ el coeficiente de rozamiento entre suelo y pilote y c_a la adherencia entre pilote y suelo, valores estos últimos que dependen de las condiciones de drenaje inherentes al tipo y perfil del suelo y a la

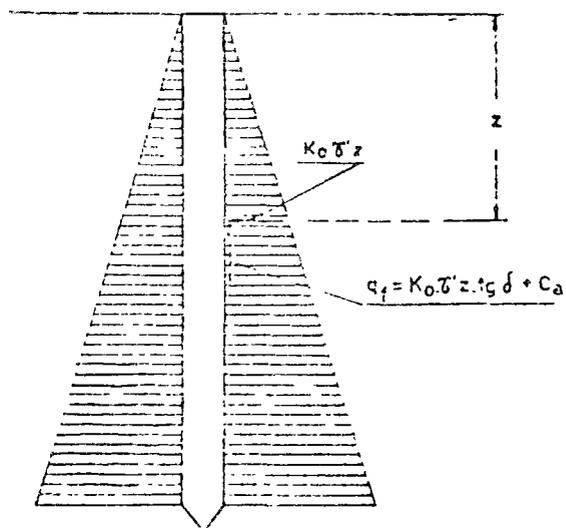


Fig. 4. — Estado teórico inicial de la interacción suelo-pilote.

velocidad con que se incrementa la carga que solicita al pilote.

En cuanto a la resistencia específica de punta, ésta se expresa por medio de la fórmula general:

$$q_p = c \cdot N_{cp} + \gamma' \cdot D \cdot N_{qp} + 1/2 \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma p} \quad (3)$$

en la cual N_{cp} , N_{qp} y $N_{\gamma p}$ son los coeficientes de capacidad de carga aplicables a las fundaciones profundas, c es la cohesión, D la profundidad alcanzada con la punta, que se supone en lo que sigue igual a la longitud L del pilote, B el diámetro o ancho de la fundación y γ' el peso unitario efectivo del suelo.

Varios factores complican este cuadro simple y obligan a un análisis más detallado que, con frecuencia, termina por conducir al recurso de las soluciones empíricas. Entre ellos los más importantes son:

1. La imposibilidad práctica de conocer con certeza el estado de tensiones del terreno en reposo y establecer con precisión las condiciones de drenaje que definen el comportamiento de cada una de las capas

que componen el perfil atravesado por la cimentación y aquél del suelo en que apoya su punta.

2. La dificultad que existe para determinar con exactitud la resistencia al corte de los suelos interesados por la cimentación.

3. La influencia que el método utilizado para instalar la cimentación ejerce sobre el estado de sollicitación y las propiedades del suelo, en particular sobre el estado de reposo y sobre su resistencia en las cercanías inmediatas a la misma.

4. La falta de simultaneidad en el desarrollo proporcional de la resistencia de fricción y la de punta. En general la resistencia de fricción se agota mucho antes que la resistencia de punta llegue a su máximo.

5. La presencia de factores externos o internos que modifican el movimiento relativo entre el suelo y la cimentación e invierten el sentido de la fricción lateral provocando fricción negativa.

Los primeros dos factores son consustanciales de la mecánica de suelos toda, en cambio, los tres últimos son específicos de las fundaciones profundas, en particular de los pilotes. A ellos nos referimos en detalle a medida que se desarrolla la exposición pues determinan los valores que adquieren la fricción lateral q_r y la resistencia de punta q_p , e influyen sobre el asentamiento S .

Los asentamientos que experimentan los cimientos profundos dependen de la estratigrafía y deformabilidad específica del terreno y de la distribución con que se realiza la transferencia de esfuerzos al suelo en régimen de servicio. Dentro del cuadro que enmarca el estado del conocimiento en este tema¹¹, su planteo no se diferencia

esencialmente del que se realiza para determinar los asentamientos provocados por cualquier otro tipo de sollicitación que requiera el estudio de la deformación y consolidación del suelo provocado por un cambio de tensiones. Se distingue, no obstante, por el hecho de que, si se excluyen las situaciones en que la punta descansa sobre roca, en régimen de servicio, la fricción lateral toma, por lo menos al principio, una proporción mayor de la carga total que en estado de rotura de modo que, en el planteo del esquema a utilizar en el cálculo debe prestarse especial atención al posible efecto de esta circunstancia. Esta distribución de esfuerzos puede, empero, cambiar con el tiempo debido a la deformación por fluencia lenta del material que rodea el fuste hasta desembocar en una situación que tiende a acercarse a una distribución de esfuerzos proporcional a la que corresponde al estado de rotura. Por ello, el análisis debe efectuarse considerando todas las situaciones probables respecto a la transferencia y distribución de esfuerzos en la masa del suelo en relación con su estratigrafía.

El asiento puede ser también afectado por las modificaciones que la instalación de la cimentación produce en el suelo, como ocurre en los suelos arenosos, con efecto contradictorio según se use hinca o excavación, o cuando se hincan pilotes flotantes en suelos blandos muy sensitivos en los cuales el amasado provocado por la hinca puede llegar a aminorar sustancialmente la deformabilidad específica de la masa de suelo que sostiene el pilotaje.

En el desarrollo de esta exposición escrita en el curso del año 1970, se consideran primero los valores que adquieren para los distintos suelos y los parámetros que definen en rotura la resistencia de fricción lateral q_r y la de punta q_p , para analizar luego el estado del conocimiento en lo que se refiere al cálculo de los asentamientos.

Fricción lateral

Su valor depende de las propiedades del suelo y del aprisionamiento lateral que sobre el pilote ejerce su masa. Como ya se ha dicho, si la hinca no produjese alteración alguna en el estado de tensiones del suelo, el aprisionamiento lateral vendría dado por el empuje en reposo: K_v y z . La hinca, empero, modifica el estado de reposo. Realizada por desplazamiento, como en la Fig. 1 a), aumenta las tensiones horizontales y mejora el aprisionamiento. Por excavación, relaja las tensiones horizontales y lo disminuye. Para un suelo dado, el grado de mejora o de deterioro depende de las particularidades del método constructivo. Así, por ejemplo, en arena poco densa, el grado de mejora es mayor cuanto más intensa es la vibración que produce el procedimiento de hinca utilizado. A su vez, el deterioro es menor en el caso de la Fig. 1 d) que en los de las Figs. 1 b) y c). Más aún, en arenas puede darse que en estas dos últimas instancias el aprisionamiento se deteriore tanto que, para obtener una fricción adecuada, sea necesario reconstruirlo por medio de inyecciones perimetrales a presión que aseguren una magnitud definida y controlada a la presión lateral. Todavía, en arcillas el amasado que produce la hinca juega un papel adicional que aumenta la complejidad.

Por las circunstancias expuestas, el conocimiento de la fricción lateral desarrollada en el terreno por los distintos tipos de suelo constituye un problema que sólo puede resolverse acotando el análisis con resultados experimentales obtenidos ensayando a rotura, en el propio terreno, pilotes instrumentados, o utilizando un procedimiento que permita, como mínimo, separar la resistencia de fricción de la de punta.

Aun cuando este concepto es de una simplicidad cristalina, la toma de conciencia respecto de su importancia ha sido muy lenta de modo que, de los muchos miles de ensayos de carga de pilotes realizados en la historia de la ingeniería, muy pocos se han planeado y conducido para separar siquiera la resistencia a fricción de la de punta. Más aún son contados los casos en que los ensayos se llevan hasta definir la carga de rotura, de modo que los datos obtenidos de su realización apenas si sirven para indicar que la sollicitación de ensayo fue menor que la de rotura y el asiento experimentado por el pilote en cuestión tolerable según cierta regla empírica, en general bastante arbitraria, que raramente tiene en cuenta la influencia de la acción del pilotaje en su conjunto.

La realización de ensayos con pilotes instrumentados, hincados en grandes masas artificiales construidas en laboratorio o en estratos naturales homogéneos simples, que permiten un análisis no empañado por complejidades propias de variaciones en las propiedades del suelo, es un hecho muy reciente que sólo ha permitido analizar algunas pocas situaciones típicas. Lo mismo ocurre con la ejecución de ensayos de carga planeados para poner de manifiesto la resistencia de punta y la de fricción. Por ello, el conocimiento cierto es todavía escaso y en muchos aspectos en apariencia contradictorio.

Hay un aspecto importante surgido de esas experiencias que conviene exponer desde un principio, antes de entrar al análisis de cada caso particular. El desplazamiento relativo suelo-pilote necesario para desamollar la fricción lateral, cualquiera sea el suelo o el diámetro del pilote es muy pequeño: del orden de 1 a 1.5 cm. para alcanzar su valor máximo de rotura. En cambio, el asentamiento necesario para movilizar un cierto porcentaje de la

carga de punta depende de la naturaleza y de las características de deformación del suelo y aumenta con el diámetro del pilote.

Arcillas blandas a medias

La parte más discutida de este conocimiento se refiere a las arcillas saturadas de consistencia blanda a mediana ($c_u < 0,5 \text{ kg/cm}^2$).

En estos tipos de suelos la hincada por desplazamiento altera por amasado el suelo que queda en contacto con el pilote y disminuye su resistencia original^{3, 4, 5, 12, 13, 14, 27, 45, 53, 60, 65, 67, 76, 77}. Mucho se ha escrito sobre la importancia, extensión y consecuencias de este amasado. Se sabe hoy que la máxima intensidad de la alteración es mucho menor de la que produce el amasado total a contenido de humedad constante que se practica en el laboratorio para determinar la sensibilidad de las arcillas y que su influencia, fuertemente decreciente con la distancia, no se extiende con efectos sensibles a más de una vez y media el diámetro o lado del pilote^{17, 59, 77}. Se sabe también que, terminada la hincada, se inicia un proceso de rápida recuperación que, por reconsolidación interna y tixotropía, restituye resistencia al material amasado^{13, 14, 22, 59, 66, 77}. El proceso es de tipo exponencial y asintótico con el tiempo, con un desarrollo inicial acelerado, de modo que a corto plazo se ha concretado en su mayor parte.

La consecuencia final de este proceso depende del tipo de arcilla. Por lo que se conoce, pareciera ser que en la gran mayoría de las arcillas saturadas blandas a medias al cabo de un mes la resistencia del suelo en inmediato contacto con el pilote es igual o mayor, en general mayor, que la resistencia no drenada de la arcilla

intacta, lo que posibilita el desarrollo de una fricción por adherencia $q_f \geq c_u$. Así lo atestigua la literatura internacional para pilotes construidos con materiales rugosos como el hormigón, que tiene buena adherencia^{10, 72, 73} y así ocurre, por ejemplo, en Argentina con las arcillas blandas de los valles del río Paraná, La Plata y Riachuelo, en la zona de Buenos Aires y alrededores, como lo han demostrado los ensayos de carga que hemos tenido oportunidad de realizar. Solo parecerían constituir una excepción a esta regla las arcillas blandas de origen marino o lacustre altamente sensitivas, en particular las arcillas laminares, para las cuales la recuperación es más lenta, sin que se llegue a restituir la resistencia inicial, cuando se restituye totalmente, sino después de un tiempo considerablemente mayor^{4, 5, 60, 77}. No existe, empero, conocimiento suficiente para establecer una diferenciación neta de modo que, toda vez que se deban hincar pilotes en un depósito desconocido, para dilucidar el dilema, es necesario recurrir a los ensayos de carga.

Para ejecutarlos resulta muy adecuado y rápido el método propuesto por Whitaker y Cooke⁴³, de utilizar una velocidad de penetración constante hasta alcanzar la rotura, procedimiento que por cargas y descargas sucesivas permite efectuar determinaciones repetidas del valor de la carga de rotura. También se gana tiempo utilizando la forma de carga propuesta por Mohan y otros⁴².

Lo expresado vale por igual para pilotes premoldeados y moldeados en sitio pues, en las arcillas donde se recupera la resistencia, la rotura por fricción se produce fuera del contacto inmediato entre hormigón y suelo en una película adyacente que no pone en juego la adherencia c_a sino la resistencia c_u , que es generalmente menor que la primera debido al intenso pro-

ceso de consolidación que se desarrolla en el inmediato contacto entre el suelo y el pilote que le sirve de vía de drenaje. El razonamiento no es necesariamente válido para pilotes de acero o de otro material liso y totalmente impermeable.

En síntesis, para pilotes de hormigón que penetran en arcillas blandas a medianas, la fricción lateral adquiere un valor que puede tornarse igual a la resistencia no drenada del suelo intacto. Hay, no obstante, excepciones en que es menor. Se refieren, en general, a algunas arcillas marinas o lacustres altamente sensitivas, en particular las arcillas laminares, pero la única manera de saber si un depósito es o no del tipo normal consiste en realizar ensayos de carga de compresión y tracción llevados hasta rotura. No existe conocimiento suficiente como para diferenciar la influencia que pudieran ejercer los distintos métodos de construcción de los pilotes, aun cuando es dable suponer que, a medida que aumenta la resistencia de la arcilla interesada, se manifieste alguna ventaja, aunque pequeña, del mayor aprisionamiento que se obtiene con los pilotes premoldeados.

Arcillas compactas saturadas

Pilotes hincados

El conocimiento que se tiene de la fricción lateral que se desarrolla en las arcillas compactas saturadas ($c_u > 0.5 \text{ kg/cm}^2$) es mucho más fragmentario y contradictorio. Para pilotes hincados por desplazamiento, los estudios de difusión más recientes son los efectuados por Kerisel^{16, 21} con motivo de la experimentación que llevara a cabo para el I.R.A.B.A. en la localidad de Bagnolet en Francia. En cambio, para pozos o pilares de fundación en los que se excava primero exponiendo las paredes del pozo, para llenarlo de hormigón una vez alcanzada la cota de su base, es de destacar la labor realizada en Londres sobre el tema, en particular las experiencias efectuada por Whitaker y Cooke^{20, 21}.

Kerisel, en base a experiencias propias y a determinaciones realizadas por otros^{16, 21, 22, 23, 24}, afirma que la fricción lateral que se desarrolla en arcillas saturadas es una fracción cada vez menor de la resistencia no drenada a medida que dicha resistencia aumenta. La fig. 5 representa los resultados de los es-

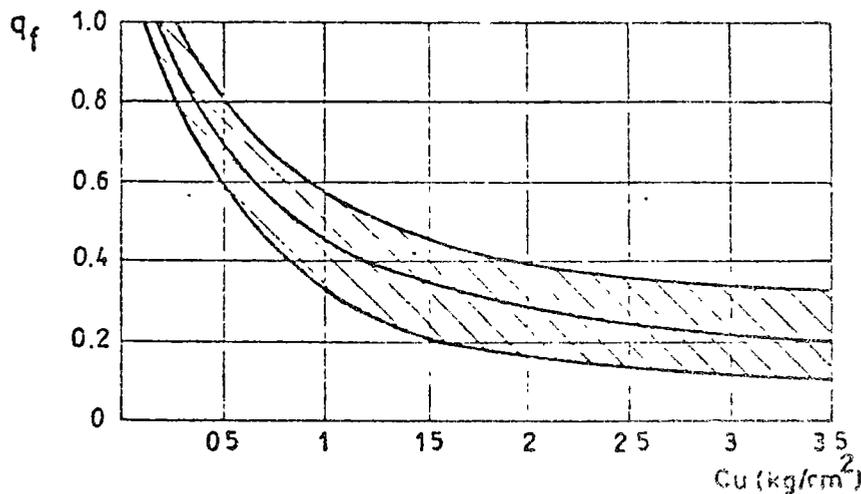


Fig. 5.—Relación entre c_u y q_f para arcillas saturadas (según Kerisel).

trabajos efectuados por dicho autor. Conducen a la conclusión de que, a partir de cierta consistencia, en los pilotes hincados por desplazamiento, la fricción lateral se hace casi independiente de la resistencia de la arcilla y no supera una magnitud del orden de 1 kg/cm^2 . Según la curva media de la fig. 5 la fricción lateral variaría en las arcillas compactas entre $q_1 = 0,4 \text{ kg/cm}^2$ para $c_u = 0,5 \text{ kg/cm}^2$ y $q_1 = 0,6 \text{ kg/cm}^2$ para $c_u = 3 \text{ kg/cm}^2$, valores estos que son menores que los obtenidos por Whitaker y Cooke en Londres para pilotes de gran diámetro vaciados en sitio^{20, 21, 22, 23} donde se determinó que $q_1 \approx 0,5 C_u$ con un máximo de 1 kg/cm^2 . La experiencia realizada en la Argentina ensayando a compresión y a tracción pilotes premoldeados de hormigón hincados y pilotes de hormigón moldeados en sitio^{24, 25} está en total discrepancia con la información recopilada por Kerisel. Estas determinaciones y otras no publicadas indican en forma sistemática que para pilotes premoldeados la fricción lateral en arcillas compactas con valores de c_u comprendidos entre aproximadamente $0,5$ y $1,5 \text{ kg/cm}^2$ adquiere, al cabo de pocos días o semanas una magnitud que es igual o superior a la cohesión no drenada obtenida con muestras inalteradas de 5 cm . de diámetro. Información reciente resultante de ensayos de carga sobre pilotes instrumentados realizados en Estados Unidos²⁶ y sobre pilotes de compresión y de tracción ejecutados en Canadá²⁷ concuerdan con esta manifestación.

Para pilotes moldeados en sitio, en los que durante el vaciado se retira la camisa metálica posibilitando un relajamiento de las presiones horizontales que aprisionan al pilote, dicha fricción lateral es algo menor que en los premoldeados.

Si se acota que es muy infrecuente colocar pilotes comunes a través de suelos com-

pactos con una cohesión no drenada superior a $1,5 \text{ kg/cm}^2$, pues resulta muy laboriosa su hincada, se concluye que, según nuestra experiencia local, dentro del rango que comprende los problemas de la práctica corriente, en arcillas compactas la fricción lateral a rotura para pilotes hincados de hormigón puede suponerse también sensiblemente igual a la cohesión no drenada del material, con un tope máximo que por ahora, por razones de seguridad, no debe superar 1 kg/cm^2 .

Insisto en la expresión "pilotes de hormigón" por la circunstancia de que no es de descartar una influencia de la permeabilidad en la recuperación de la resistencia de la arcilla, permeabilidad que podría ser uno de los motivos de la discrepancia apuntada, mientras que la lisura de la superficie del pilote podría ser la otra. Los pilotes ensayados por Kerisel en Bagnolet fueron metálicos, aun cuando no los ensayados por Tomkinson y otros con resultados similares^{20, 21, 22, 23, 24}. No obstante, cualquiera sea la influencia que pudiera ejercer la calidad de los materiales, es de hacer notar que la discrepancia mencionada implica una diferencia que puede superar el 100% . Por ello, no hay más remedio que concluir que, al estado actual del conocimiento, la fricción lateral a rotura que se desarrolla en las arcillas compactas puede variar entre un valor que es algo menor de la mitad de su resistencia no drenada y otro que es igual o ligeramente superior a dicha resistencia. Para depósitos de comportamiento desconocido o dudoso, la única manera de dilucidar la cuestión consisten en ejecutar ensayos de carga con pilotes instrumentados o bien con dos pilotes, uno de compresión y otro de tracción, hasta alcanzar las respectivas cargas de rotura, a fin de conocer, por una parte, la capacidad total y, por otra parte, la contribución proveniente de la fricción lateral.

Por el conocimiento que se tiene del problema es posible que la discrepancia en comportamiento acotada provenga también, en gran parte, de diferencias en las condiciones de drenaje interno del perfil del suelo emergentes de detalles de estratificación del depósito, que resultan muy difíciles de identificar, pero que dependerían esencialmente del origen de la formación. Por ello, en opinión del autor, la discriminación entre tipos de depósitos se hará posible únicamente en la eventualidad de llegar a relacionar comportamiento con origen y estructuración.

*Arcillas compactas saturadas
Pilotes perforados y pilares de fundación*

El análisis realizado se refiere a la fricción que se desarrolla en pilotes hincados. Para pilotes perforados y para pilares cilíndricos de fundación, construídos taladrando un agujero en la tierra que luego se llena de hormigón, se necesitan consideraciones adicionales para tener en cuenta la influencia marcada que el procedimiento constructivo puede llegar a ejercer sobre el contacto entre suelo y cimentación.

El advenimiento de poderosos equipos taladradores, que pueden efectuar en forma económica y tiempo reducido perforaciones de un diámetro igual o mayor de 1 metro en suelos compactos, muy compactos y duros, ha vuelto a poner en vigencia un tipo de cimentación que fue ampliamente utilizado en el pasado, antes del desarrollo de las máquinas hincapilotes, para alcanzar estratos resistentes atravesando otros menos compactos, pero que se mantenían estables durante la excavación a mano de pozos cilíndricos. En muchos lugares este tipo de cimentación, que aún se realiza a mano, se conoce como de pozos romanos, recordando así con esta denominación su antigüedad.

Tres son los factores constructivos que pueden influir sobre el valor de la fricción lateral que se desarrolla en pozos romanos taladrados en arcillas y limos compactos: el relajamiento de tensiones horizontales producido por la excavación del pozo, el ablandamiento de sus paredes por absorción de agua durante el colado del hormigón y el efecto que pudiera tener la contracción de este material.

La importancia del relajamiento de tensiones horizontales es una función del estado inicial de tensiones en el terreno. Las arcillas compactas son preconsolidadas y el valor $K_c = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$ que define dicho es-

tado de tensiones depende del proceso geológico que condujo a su formación pues, para un mismo grado de preconsolidación, en las arcillas altamente preconsolidadas K_c puede ser menor, igual o mayor que uno, según cuales hayan sido las características de dicho proceso: preconsolidación por carga o por desecación²¹. Parece razonable suponer que la influencia del relajamiento de tensiones aumenta con K_c y, por tanto, puede ser mayor en arcillas altamente preconsolidadas por la carga de un depósito que fue erosionado que en aquellas en que dicho proceso se produjo por desecación, pero no hay, hasta el presente, mediciones que permitan afirmarlo.

El ablandamiento de las paredes del pozo parece ser el factor más importante para reducir de la fricción lateral. Depende de las características del suelo y de su contenido de humedad, en cuanto éstos definen su avidez de absorción de agua y, además, de la fluidez del hormigón, que se utiliza para su llenado. Por razones constructivas, se usa casi siempre un hormigón bastante fluido, con un asentamiento del cono de Abrams superior a los 10 cm, que puede entregarle con facilidad agua al suelo de las paredes y provocar su ablandamiento.

Nada se conoce sobre la influencia de la contracción. No obstante, como es probable que su desarrollo tenga una magnitud reducida y aún nula, en particular cuando el endurecimiento del hormigón se produce bajo condiciones que prácticamente imposibilitan su secado, todo hace pensar en una influencia más bien menor.

La fricción lateral en los pozos romanos depende, como se ha analizado, tanto de factores inherentes a las propiedades locales de los suelos como de otros constructivos, de modo que, la única manera de determinarla fehacientemente consiste en realizar ensayos de carga sobre pilares de cimentación instrumentados para separar la carga de punta de la de fricción, o bien contruidos para poner en evidencia solo esta última. Hasta el presente se conocen únicamente dos conjuntos de ensayos de este tipo, uno de los cuales se refiere a la arcilla de Londres^{90, 91, 92} y el otro a una arcilla compacta de California del Sur en Estados Unidos⁹³. Los resultados de las investigaciones realizadas en Londres indican que en dicho suelo la fricción lateral solo alcanza en rotura un valor del orden de un medio de la cohesión c_u , obtenida en ensayos triaxiales no drenados ejecutados con probetas de 1½" de diámetro formadas con suelo intacto, con un máximo que no supera de 1 kg/cm², cualquiera sea la resistencia de la arcilla. A valores similares se llegó en la investigación más limitada efectuada en California.

La arcilla de Londres está saturada y fuertemente preconsolidada por un depósito que fue erosionado. Tiene, por tanto, características totalmente distintas a las del subsuelo de la ciudad de Buenos Aires y otras regiones del Litoral Argentino, por ejemplo, donde existe una formación preconsolidada por desecación, no saturada por encima del nivel freático. Por ello, el conocimiento mencionado no es necesaria-

mente aplicable a esta formación u a otras de diferente origen e historia geológica. Para la formación argentina es dable pensar que la reducción provocada por el relajamiento de tensiones puede ser mucho menor pero que, en cambio, el ablandamiento, que parece el factor decisivo, puede llegar a ser bastante mayor sin que haya, empero, datos para afirmarlo.

Arenas

Si la presencia del pilote y su instalación no introdujese una singularidad en el estado de tensiones de una masa de arena, la fricción lateral en un estrato uniforme aumentaría en forma lineal con la profundidad adquiriendo un valor unitario:

$$q_r = \text{tg} \delta K_0 \gamma z \quad (4)$$

siendo $\text{tg} \delta$ el coeficiente de rozamiento entre suelo y pilote, K_0 el coeficiente de empuje en reposo, γ el peso unitario efectivo de la arena y z la profundidad.

La singularidad citada cambia, empero, esta situación pues introduce un efecto de arco que modifica el estado de tensiones en la inmediata cercanía del pilote^{51, 52, 54} y lo asemeja, al que se produce en los silos de almacenaje de granos, Fig. 6. La fricción, por tanto, aumenta con la profundidad siguiendo una forma aproximadamente parabólica, hasta alcanzar un máximo y luego permanecer más o menos constante.

En cuanto a la magnitud que adquiere la fricción lateral, ésta depende de la influencia que el método de instalación del pilote ejerce sobre las presiones de aprisionamiento. Cuando la instalación se efectúa por desplazamiento, como ocurre con los pilotes premoldeados, la hincia favorece el aprisionamiento y en la expresión (4) K se hace mayor que K_0 , adquiriendo valores

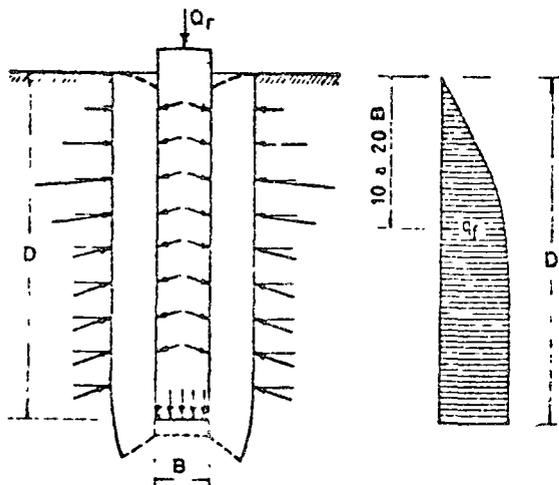


Fig. 6.—Efecto de arco en pilotes en arena y distribución de la fricción lateral (según Vésic).

que dependen de la relación entre longitud y diámetro o lado del pilote y que varían entre 1 y 3^{15, 40, 55}. Para un mismo emplazamiento, la magnitud del aprisionamiento aumenta con el número de pilotes que constituyen un grupo.

En cambio, cuando la instalación se realiza practicando un pozo dentro del cual se hace descender un cilindro, o bajando una camisa por excavación para luego llenar vaciando hormigón, K puede llegar a descender hasta el valor que corresponde al empuje activo y con muy mala construcción llegar, en el límite, al del empuje activo de la arena suelta. La inyección de agua también produce una disminución de la fricción lateral respecto a la que se obtiene cuando se hince sin recurrir a su ayuda. Para pilotes moldeados en sitio con la hince de una camisa metálica que se retira al hormigonar, es dable visualizar una situación intermedia entre los extremos expuestos.

El conocimiento general al respecto es antiguo¹⁷ y la experimentación que fundamenta estas aseveraciones muy extensa. La más reciente y mejor acotada ha sido

realizada principalmente por Kerisel^{16, 20, 21, 22, 23} en Francia, por Vésic^{24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33} en Estados Unidos y por el B.C.P. Committee en el Japón³, quienes determinaron por ensayo de pilotes instrumentados el valor que adquiere la fricción lateral en medios arenosos homogéneos artificiales y naturales con densidades relativas variables. Las conclusiones arribadas son las siguientes:

1. — La fricción lateral aumenta en forma parabólica, continua y aproximadamente lineal hasta una profundidad variable entre diez veces el diámetro o lado del pilote para arenas muy sueltas y 20 veces el diámetro o lado para arenas muy densas. Para profundidades mayores permanece constante.

2. — La magnitud de la fricción lateral depende de la densidad relativa de la arena. No obstante, para pilotes hincados no supera valores unitarios máximos del orden de 1 kg/cm², siendo menor para pilotes moldeados en sitio. Para dicho máximo, Vésic²⁷ ha avanzado las siguientes expresiones, en las cuales D_r es la densidad relativa:

Pilotes Hincados

$$q_{f \max} = 0,08 (10)^{15 D_r} \text{ en kg/cm}^2 \quad (5)$$

En la práctica esta fricción lateral máxima no excede valores del orden de 0,8 kg/cm², correspondiente según la fórmula 5 a una intensidad relativa D_r del orden de 0,90, pues, para densidades mayores, sin inyección, la penetración de los pilotes es muy laboriosa.

Pilotes perforados y pilares de fundación

$$q_{f \max} = 0,025 (10)^{15 D_r} \text{ en kg/cm}^2 \quad (6)$$

Se indica, asimismo, que la máxima fricción lateral en pilotes hincados reales puede

de tomarse aproximadamente igual a dos veces la fricción determinada por medio del ensayo del cono holandés. Como una primera aproximación puede también adoptarse "4.5'":

Para pilotes hincados

$$q_{f \text{ max}} = 0,02 N \text{ (en kg/cm}^2\text{)} \leq 1 \text{ kg/cm}^2 \text{ (5')}$$

siendo N la resistencia normal a penetración.

Para pilotes perforados y pilares de fundación

$$q_{f \text{ max}} = 0,006 N \text{ (en kg/cm}^2\text{)} \leq 0,40 \text{ kg/cm}^2 \text{ (6')}$$

El uso práctico de fórmulas como la (5) y (6) está naturalmente condicionada por la exactitud que es posible obtener en la determinación de la densidad relativa D_r de la arena en el terreno. Como esta exactitud es relativamente precaria, pues en la gran mayoría de los casos D_r se estima en función de la resistencia a penetración N , las fórmulas sirven esencialmente para visualizar la influencia que D_r ejerce sobre q_f y poner límite a sus valores máximos, como se ha hecho aquí en las fórmulas (5') y (6').

Los valores expresados por las fórmulas 5 y 5' vienen a acotar con mayor precisión un conocimiento que para los pilotes hincados ya era amplio, de modo que es simplemente normal que durante la precarga del suelo situado debajo de la punta de los pilotes hincados de gran diámetro, ejecutados en los viaductos de acceso al puente sobre el río Paraná entre Chaco y Corrientes, Argentina, se obtuvieran por reacción valores de la fricción lateral sensiblemente concordantes con los indicados por dichas expresiones. No ha ocurrido así, empero, con los pilotes perforados del puente prin-

cipal en el río, los que fueron instalados siguiendo el procedimiento de construcción indicado en la fig. 1 c. Se obtuvo una fricción media $q_f \approx 0,7 \text{ kg/cm}^2$, que de ninguna manera justifica las fórmulas 6 y 6', pues el valor de N varía de 50 a 100 con un término medio del orden de 60 a 70. Pareciera, por tanto, que en el caso de pilotes perforados y pilares de fundación los valores que arrojan las fórmulas citadas deben tomarse como estimaciones preliminares que proveen probables mínimos. Es, igualmente, de observar que en las situaciones corrientes de la práctica, de pilotes hincados en estratos de arena de densidad relativa creciente con la profundidad, la fricción lateral contribuye con menos de la mitad de la resistencia total, siendo su participación en general menor del 30 %. Esta participación puede ser mayor en pilotes muy largos introducidos con procedimientos especiales, como ser equipos vibradores o hincados con la ayuda de inyección. Por consiguiente, para propósitos prácticos es suficiente suponer que, independientemente de la densidad relativa, la fricción lateral aumenta en forma lineal hasta una profundidad $15 B$ donde alcanza un valor dado por las fórmulas (5), (5') o (6), (6') y luego permanece constante.

La puesta a punto de la excavación de materiales no cohesivos con el uso de barro bentonítico y el desarrollo de las excavadoras por circulación invertida ha introducido un nuevo método de ejecución de pilotes de gran diámetro en tal tipo de material que evita la binca previa de una camisa metálica que queda enterrada o se retira al hormigonar, fig. 1 c. Este método deja en el contacto inmediato entre concreto y suelo una película de lubricante de bentonita sobre cuya influencia en disminuir la fricción lateral no hay, a conocimiento del autor, información cierta disponible. Se mejora notablemente la situación tomando medidas para posibilitar una

inyección lateral de cemento que desplaza la bentonita o se mezcla con ella. La presión de inyectado, por otro lado, aumenta el aprisionamiento en forma controlada. Para disponer de los medios que permitan aplicar esta inyección, se necesita recurrir al sistema constructivo ilustrado por la fig. 1 c. que supone el descenso de una camisa de hormigón armado o de acero que lleva embebidos o soldados los conductos y conexiones necesarias para aplicarla.

Suelos friccionales cohesivos

Poco se conoce sobre la fricción lateral que desarrollan los suelos que en su comportamiento exhiben tanto cohesión como fricción interna. La única información acotada que se dispone se ha realizado en Argentina¹¹ e indica que, en suelos dilatantes, para explicar las cargas de fricción lateral, deducidas como diferencia entre las resistencias que arrojan ensayos de compresión y de tracción llevados a rotura, es necesario suponer que la fricción lateral unitaria es igual a la suma de una adherencia c_n más un frotamiento $K\gamma/2 \operatorname{tg} \phi_n$, con K variable entre 1 y 3, según el caso. En tanto c_n y ϕ_n son los parámetros de resistencia del suelo obtenidos en ensayos triaxiales no drenados de muestras intactas.

Resistencia de punta

Para pilotes y otras fundaciones profundas esbeltas, el último término de la expresión¹¹ resulta despreciable, de modo que la misma puede reducirse a:

$$q_p = c N_{cp} + \gamma' \cdot D N_{qp} \quad (7)$$

Como es sabido, los factores de capacidad de carga N_{cp} y N_{qp} dependen del ángulo de fricción interna del suelo que soporta

la carga de punta y de la relación profundidad: diámetro. Para analizar los valores que adquieran se tratan por separado los distintos tipos de suelos considerados al estudiar la fricción lateral.

Arcillas blandas a medias

Para las situaciones usuales de la práctica, estos materiales se comportan en la condición $\phi = 0$, en cuyo caso $N_{qp} = 1$, de modo que la fórmula (7) se reduce a:

$$q_p = c N_{cp} + \gamma' \cdot D \quad (8)$$

Más aún, considerando que $\gamma' \cdot D$ es sensiblemente igual al peso sumergido del pilote, la contribución neta de la punta en resistir la carga externa puede tomarse igual a:

$$q_p \text{ neto} = c N_{cp} \quad (9)$$

El valor de N_{cp} ha sido objeto de numerosos análisis teóricos y experimentales, los que fueron oportunamente estudiados por Skempton¹², quien llegó a la conclusión que, como estimación ponderada, podía adoptarse $N_{cp} = 9$, evaluación ésta que ha sido aceptada en forma universal.

En pilotes hincados totalmente en depósitos uniformes de arcillas blandas a medias la carga punta contribuye poco a la resistencia total del pilote.

Arcillas compactas saturadas

La resistencia de punta que desarrollan puede variar entre aquella que se deduce con la fórmula (8) para $N_{cp} = 9$ y la que se deriva con la fórmula (7), utilizando los factores de capacidad de carga N_{cp} y N_{qp} que se obtienen para el ángulo ϕ' arrojado por ensayos triaxiales drenados.

Así, por ejemplo, las experimentaciones realizadas con la arcilla de Londres ^{10, 10'}, indican $N_{cp} = 9$, $N_{qp} \cong 1$. En cambio, las ejecutadas por Kerisel ^{10, 10', 10''} en Bagnolet, Francia, conducen a la conclusión que, suponiendo $N_{qp} = 1$, el coeficiente N_{cp} puede variar entre 6 y 20, con un aparente efecto de escala que provocaría una disminución en el valor de dicho coeficiente con el tamaño del pilote, hasta reducirse al límite inferior indicado, hecho éste que parece no concordar con los extensos y detallados ensayos realizados en Londres por distintos investigadores con pilotes de tamaños muy diversos sin detectar aparentemente tal efecto de escala ^{10, 10', 10'', 10''', 10''''}. Por otra parte, algunos ensayos ejecutados en la Argentina ¹⁰ dan resultados mayores, que sólo se pueden explicar introduciendo en la fórmula (7) los parámetros c' y ϕ' que corresponden a la condición drenada. En este caso como $c' \cong 0$, la resistencia unitaria de punta viene dada, esencialmen-

te, por el segundo término de la expresión (7). Para determinar los factores de capacidad de carga se utilizaron los gráficos de Hansen - ¹⁰, Fig. 7.

Es dable imaginar que las diferencias puestas en evidencia por los ensayos mencionados dependen de las propiedades del suelo, en particular sus condiciones de drenaje y de su tendencia a la dilatancia. No obstante, resulta imposible acotar en este momento la influencia que dichos factores ejercen de modo que, en depósitos desconocidos, no queda otra alternativa que efectuar ensayos de carga sobre pilotes instrumentados o, en su defecto, de compresión y de tracción, llevados hasta rotura, que permitan separar la carga de fricción de la punta. De cualquier manera, en opinión del autor, suponer para los depósitos desconocidos $N_{cp} = 9$ provee de una estimación segura que puede, eventualmente, resultar muy conservadora sin que, en

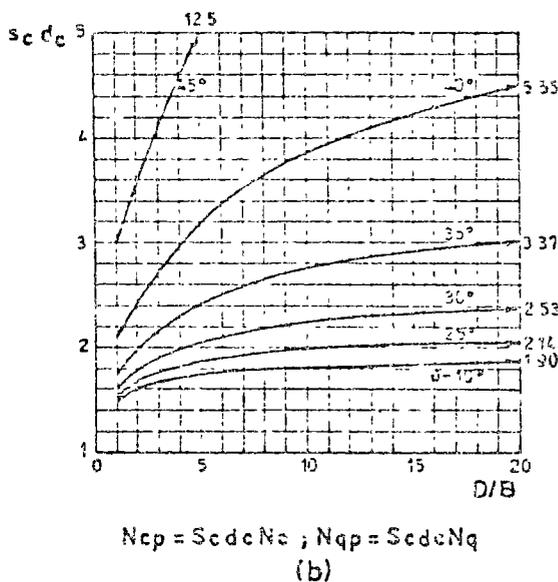
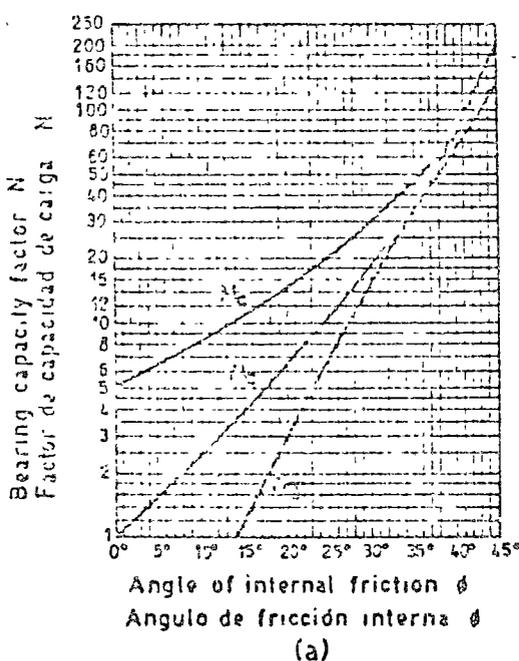


Fig. 7. — Factores de capacidad de carga (según Hansen).

los casos en que dicho valor sea en la realidad menor, el error que se cometa afecte en forma significativa la magnitud de la carga admisible de pilotes que penetran dentro de arcillas compactas.

Arenas

La resistencia que la arena desarrolla por la punta ha sido motivo de extensas investigaciones teóricas y experimentales que se han traducido en una gran variedad de expresiones respecto al valor que adquiere el coeficiente de capacidad de carga N_{qp} , como se deduce de la figura 8, transcripta de una publicación de Vésic⁶⁴. La observación de esta figura, que tiene escala logarítmica para las ordenadas, indica, empero, que la disparidad entre las curvas propuestas es tan grande que las estimaciones derivadas de las mismas pueden diferenciarse hasta en diez veces. Por ello, el gráfico está lejos de representar lo que se llama un conocimiento cierto. Basadas en deducciones teóricas o en evidencias experimentales, éstas en su mayoría en laboratorio, por ensayos sobre modelos de tamaño reducido, sólo deben considerarse como representativas del rango probable dentro del cual puede estar situado el valor de N_{qp} . Si se reflexiona sobre la gran importancia relativa que adquiere la carga de punta en pilotes instalados en o llevados hasta la arena, se concluye que la elección del valor de N_{qp} resulta decisiva para predecir por cálculo la capacidad de carga calculada de dichos pilotes.

Estas circunstancias conducen a ponerlas temporariamente en tela de juicio y a guiarse de preferencia por experiencias más recientes, realizadas con pilotes de tamaño natural, tanto en laboratorio como en el terreno, dentro de estratos uniformes o con variación controlada. Por ahora, la más importante de las experimentaciones de este tipo son las que llevarán a cabo

Kerisel⁶⁵ y⁶⁶ en Francia, Vésic⁶⁴ y⁶⁷ en Estados Unidos y el C.E.P. Committee en el Japón⁶⁸. En ellas hay bastante coincidencia en cuanto a los aspectos principales que condicionan y determinan la resistencia de punta. Las dos primeras han sido evaluadas conjuntamente hace muy poco por Vésic⁶⁷ de la siguiente manera:

1. — En semejanza con lo que ocurre con la fricción lateral, la resistencia de punta no aumenta indefinidamente con $\gamma' D$, sólo lo hace hasta una profundidad del orden de 10 veces el diámetro del pilote para arena muy suelta y de unas 20 veces el diámetro para arena muy densa.

Por ello la fórmula:

$$q_p = \gamma' D N_{qp} \quad (10)$$

es sólo aplicable cuando la arena soporta una sobrecarga provista por una cubierta de otro material, como podría ser un estrato de arcilla blanda, donde no se desarrolla un efecto de arco o de silo.

2. — Para pilotes embebidos en arena solamente, la resistencia unitaria de punta a rotura puede determinarse con las siguientes fórmulas:

Pilotes limados

$$q_p = 4 (10)^{24} D \gamma \quad \text{en kg/cm}^2 \quad (11)$$

La resistencia a penetración de la punta que provee el ensayo del cono holandés representa razonablemente bien este valor^{66, 67}.

Pilotes perforados y pilotes de fundación

$$q_p = 1.5 (10)^{24} D \gamma \quad \text{en kg/cm}^2 \quad (12)$$

La diferencia entre las fórmulas (11) y (12) pone en evidencia la importancia que el método constructivo tiene sobre la re-

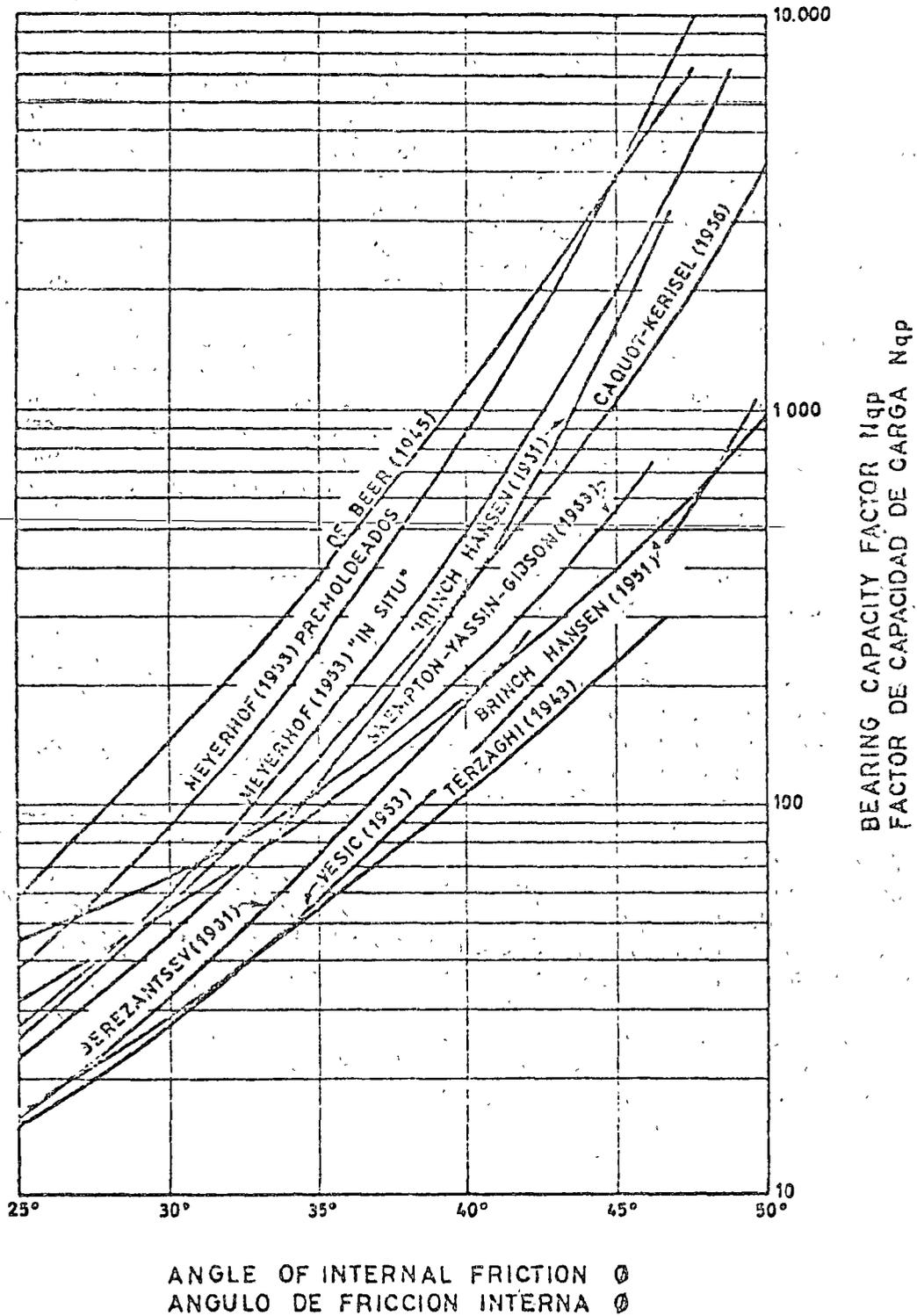


Fig. 8.—Valores del factor de capacidad de carga N_{qp} propuestos por distintos autores (según Vésic).

sistencia de punta en arenas. La hincada mejora en general las condiciones originales del terreno; la excavación, en cambio, las empeora.

Pareciera que, hasta que se tenga más información, estos valores debieran considerarse como máximos que limitan la validez de la fórmula (10). En primera aproximación pueden estimarse también con las expresiones:

Pilotes hincados:

$$q_p = 4 \text{ N en kg/cm}^2 \quad (11')$$

Pilotes perforados y pilotes de fundación:

$$q_p = 1,5 \text{ N en kg/cm}^2 \quad (12')$$

en las cuales N es el número de golpes obtenidos del ensayo normal de penetración.

El conjunto de ensayos realizados por Kerisel, Vésic y el C.B.P. Committee de ninguna manera termina el problema de la resistencia de punta que desarrollan los pilotes en arena. Sólo acerca la visión en ciertos aspectos del amplio espectro que condiciona el comportamiento de la arena y que de alguna manera está reflejado en la diversidad de curvas de la Fig. 8. Lo mismo vale para la fricción lateral, con la única diferencia de que el entorno de su posible variación es considerablemente menor. En efecto, y como ejemplo, los ya mencionados ensayos de pilotes perforados de gran diámetro ejecutados en el puente Chaco-Corrientes, sobre el río Paraná, plantean una importante discrepancia en lo que respecta a la fricción lateral que se puede desarrollar con tal tipo de construcción. A su vez, Tavenas¹⁷ anuncia una serie de ensayos en los cuales los valores de resistencia a fricción son mayores que los que se deducirían con las fórmulas expuestas, y lo que es más importante, llama la

atención sobre un efecto del tiempo, similar al que se desarrolla en arcillas blandas, que provocaría un aumento de la resistencia con el tiempo, para alcanzar su máximo después de unos 20 días, un fenómeno no considerado específicamente en las tres investigaciones a que se ha hecho especial referencia.

Para un perfil del suelo formado de arcilla blanda seguida de arena, el valor de N_{sp} a aplicar en la fórmula (10) depende del grado de penetración relativa del pilote dentro de la arena y de la participación de la arcilla en la configuración de rotura de la punta. Cuando se ignora esta participación, se obtiene un valor inferior de la resistencia punta aplicando la fórmula de Hansen^{17, 18}:

$$N_{sp} = s_c d_c N_s \quad (13)$$

en la cual $s_c d_c$ es una función de la penetración relativa D_{sp} del pilote dentro de la arena, Fig. 9, y que se deduce de la Fig. 7, haciendo $D_{sp} = D/B$. Por su parte no existe conocimiento acotado sobre la

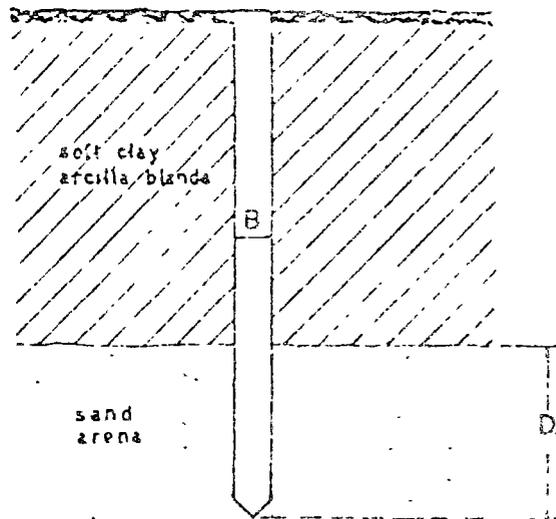


Fig. 9 — Penetración relativa de un pilote que atravesando arcilla blanda penetra en arena.

influencia de la participación de un estrato de arcilla superior, de modo que la única manera de obtenerlo para un caso dado consiste en realizar ensayos de carga a rotura.

La fórmula (10) puede usarse también para determinar la resistencia de punta de pilotes hincados totalmente en arena adoptando por ahora $D=10 B$ a $20 B$, según la densidad relativa del material, o, como una primera aproximación $D=15 B$, independientemente de la densidad relativa.

Suelos friccionables cohesivos

Poco se conoce al respecto desde el punto de vista experimental. En estudios realizados en la Argentina²⁷, se encontró que la carga experimental de punta coincidía con la obtenida en la fórmula (7) aplicando los coeficientes de capacidad de carga que se deducen de los gráficos de la Fig. 7, con los parámetros de la resistencia a rotura arrojados por ensayos triaxiales drenados del suelo en que estaba apoyada la punta (tosca) ($c=0$, $\phi' \neq 0$). Para limos compactos de naturaleza semejante a las toscas, Kerisel y Adam²⁸ han encontrado en sus experimentos que, si se supone $\phi=0$, se necesita considerar $N_{cp}=35$.

Para el caso general en que el comportamiento del suelo estuviese definido por una condición $c \neq 0$ y $\phi \neq 0$, la carga de punta se puede calcular con la fórmula (7) la que, de utilizar los gráficos de Hansen de figuras 7 a) y 7 b), conviene expresar de la siguiente manera:

$$q_p = (c N_c + \gamma' D N_q) s_c d_c \quad (14)$$

Fricción negativa

Desarrollo y mecanismo

La fricción negativa es un fenómeno que aparece toda vez que el movimiento relativo entre suelo y pilote en lugar de pro-

veer resistencia para ayudar a soportar las cargas externas, se invierte y recarga al pilote sumándose a dichas cargas. Este arrastre puede derivar de tres causas, cada una de las cuales requiere, en general, soluciones diferentes²⁹.

1. — Hundimiento regional, como el que puede producirse en las arcillas blandas normalmente consolidadas, o ligeramente preconsolidadas, por un aumento de su peso efectivo originado en una depresión general del nivel freático.

2. — Consolidación de una capa blanda bajo su propio peso como consecuencia del amasado que produce la hincada de pilotes, en particular cuando está en juego un grupo grande con pilotes poco espaciados entre sí.

3. — La consolidación de una capa blanda por el peso de un relleno reciente o de un depósito de mercaderías.

La primera de estas tres causas se desarrolla sólo en muy pocos lugares, de los cuales la ciudad de México constituye el ejemplo más espectacular. Tiene particularidades que exigen soluciones singulares, con frecuencia opuestas a las que se utilizan en el caso más general, pues en lugar de tratar de limitar los asentamientos se construye para que éstos sigan lo más ajustadamente posible el hundimiento regional^{27, 28}. Por ello no va a ser tratada en lo que sigue.

La segunda causa ha sido durante mucho tiempo y es todavía motivo de muchas controversias^{14, 15, 19, 20, 29}. Mientras algunas mediciones recientes en pilotes instrumentados^{15, 29} parecieran afirmar la idea de que por el efecto de amasado que produce la hincada se puede desarrollar una fuerte fricción negativa, otras indican lo contrario¹⁴ y el comportamiento de muchas fundaciones flotantes sobre un gran número de pilotes, que sólo han experimentado asentamientos relativamente pequeños,

puede explicarse únicamente suponiendo que la fricción negativa debida al amasado es despreciable. Por ejemplo, nuestras mediciones en la Argentina indican que en las formaciones blandas de origen fluvial, que cubren la boca del Riachuelo en la zona de la ciudad de Buenos Aires y sus alrededores, las presiones de poros que se producen en su masa hincando pilotes pre-moldeados de hormigón, son, término medio, muy pequeñas como para transformar la fricción negativa en un efecto de algún cuidado, aun cuando se trate de instalar un verdadero bosque de pilotes⁵⁶. Como sin presión neutra no hay consolidación del suelo, se concluye que tampoco hay fricción negativa. Esta aseveración pareciera, por otro lado, estar avalada también por el comportamiento conocido de múltiples fundaciones flotantes construidas en diversas partes del mundo.

La mayoría de estas fundaciones está calculada tomando un coeficiente de seguridad del orden de 2 sobre la carga de rotura determinada multiplicando la superficie del fuste del pilote por la resistencia no drenada del suelo inalterado con su contenido natural de humedad. Si se hubiera desarrollado una fricción negativa de significación que invirtiese el signo de la fricción lateral, el coeficiente de seguridad se habría tornado peligrosamente pequeño y los asentamientos adquirido valores muchas veces superiores a los medidos.

Las circunstancias expuestas puntualizan que es éste un problema no resuelto que no tiene una contestación única. Es probable que la magnitud del efecto que produce el amasado por hinca sea una función de las características del suelo blando en el que penetran los pilotes, en particular de su sensibilidad, y de pequeños detalles geológicos: las arcillas marinas de origen glaciario pueden conducir a situaciones totalmente distintas de los depósitos deltaicos de origen fluvial. Más aún, el número de

pilotes en un grupo, su distribución y secuencia de hinca pueden llegar a jugar un papel muy importante y decisivo. Como la única manera de aprender respecto a la significación de cada uno de estos efectos es por mediciones realizadas en el terreno, hasta tanto se produzca el cúmulo de información necesaria, seguirá la controversia y cada caso particular habrá que considerarlo a la luz de sus propias características con el criterio que haya provisto la experiencia acumulada en el lugar.

La fricción negativa que proviene de la consolidación de una capa de suelo blando, provocada por el peso de un relleno, una carga permanente o una sobrecarga temporaria, constituye, en cambio, un fenómeno bien conocido y claro que puede analizarse con detalle y amplitud. Para hacerlo hay una premisa que debe tenerse presente desde un principio:

Como ya se ha manifestado, la información existente, derivada principalmente de ensayos de carga realizados en forma similar a la que detalla la referencia⁵⁷, indica de manera sistemática que el desplazamiento relativo entre pilote y suelo, necesario para movilizar íntegramente la fricción, es muy pequeño. Sólo llega a unos pocos milímetros y raramente excede de un centímetro.

Para facilitar la visualización del mecanismo del desarrollo de la fricción negativa que se está analizando, conviene hacer uso del enfoque concreto que posibilita la referencia a un caso simple. Supóngase un pilotaje instalado atravesando un estrato uniforme de arcilla blanda con un espesor H para penetrar dentro de un material más consistente, del cual los pilotes van a derivar su resistencia de punta, o de punta y fricción en la parte inferior de su fuste. Fig. 10. La arcilla blanda sostiene un relleno, el que a su vez debe soportar una

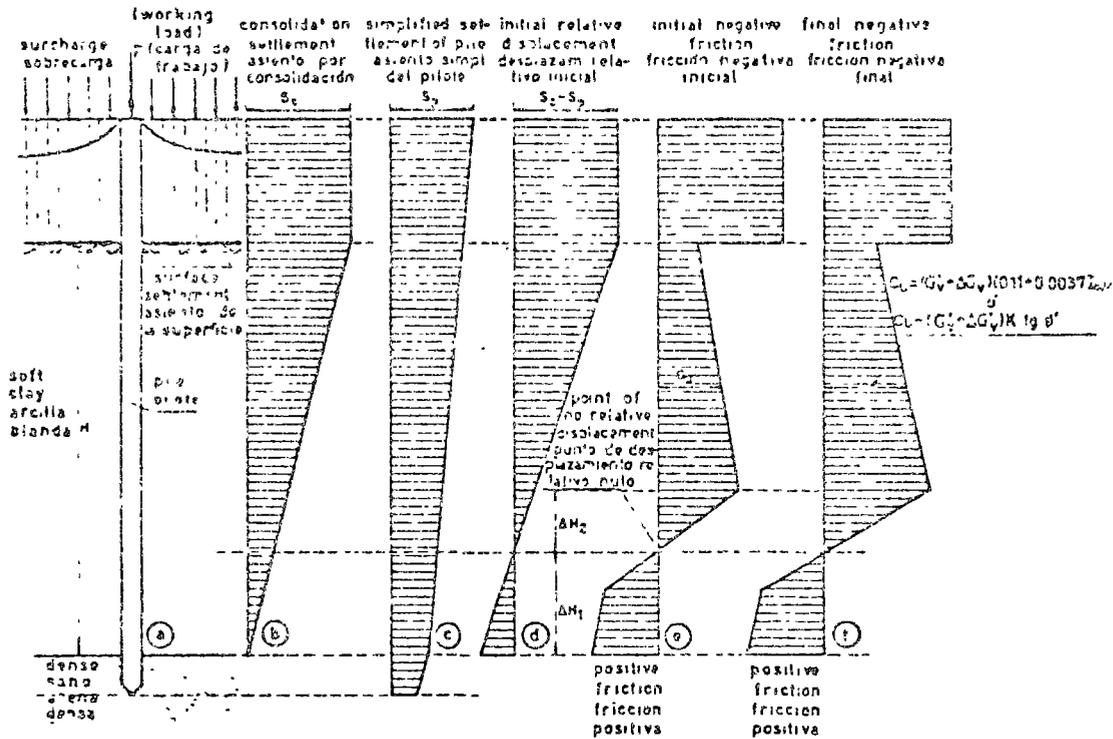


Fig. 10. — Desarrollo y mecanismo de la fricción negativa.

pesada sobrecarga proveniente del depósito de mercadería terminada.

La fricción negativa creada por el movimiento relativo inverso resultante de la consolidación del material blando producido por el relleno y el peso de la mercadería proviene de dos fuentes:

- a) El contacto entre pilotes y relleno.
- b) El contacto entre pilotes y el suelo blando que se consolida.

La fuerza de fricción negativa transmitida por el relleno depende de la geometría del problema y también de las propiedades del suelo que lo forma. Para un conjunto grande de pilotes, la geometría indica que no puede ser mucho mayor que el peso del volumen del relleno más la sobrecarga que encierra el conjunto de pilotes. Para situaciones intermedias hay que estudiar el

problema y proceder con criterio, pero, de cualquier manera, no puede ser mayor que la superficie de los fustes en contacto con el relleno multiplicada por la fricción unitaria a rotura entre los pilotes y el suelo que constituye el relleno.

En la capa blanda, en cambio, en todos aquellos niveles en que el desplazamiento relativo entre pilotes y suelo que se consolida, alcanza o supera el mínimo necesario para desarrollar la máxima fricción negativa, se produce un esfuerzo de arrastre hacia abajo que por unidad de superficie es igual a la resistencia no drenada, c_u , de la arcilla a dicho nivel. Si se supone que la capa de arcilla blanda descansa sobre un estrato totalmente indeformable, la distribución de las tensiones de fricción negativa progresa hacia abajo y después de cierto tiempo adquiere forma trapezoidal, con un valor igual a cero en el borde superior

del estrato indeformable. Sin embargo, como los estratos indeformables no existen, la punta también se mueve hacia abajo. Como consecuencia, el nivel de fricción negativa nula se desplaza hacia arriba y en la parte inferior del estrato blando la fricción se mantiene como positiva. Por esta circunstancia, la distribución real de la fricción en el estrato blando adquiere la forma indicada en la Fig. 10 e). Cambia de negativa a positiva en el punto en que el asentamiento inducido por la consolidación es igual al desplazamiento vertical de la parte inferior del pilote embebida en el material consistente que provee la resistencia de punta.

Se comprende fácilmente que en un instante dado la posición del plano de desplazamiento relativo nulo y por tanto el espesor de suelo blando que provee fricción positiva, depende de: 1) del módulo de deformación volumétrica del suelo blando; 2) de la presión de consolidación que actúa en la parte inferior de la capa blanda; 3) de las condiciones de borde; 4) del porcentaje de consolidación alcanzado, y 5) del asentamiento de la punta de los pilotes.

Supóngase, por ejemplo, que el suelo blando tiene en la parte inferior un módulo de deformación volumétrica $E_v = \sim 1/m_v = 100 \text{ kg/cm}^2$, que la tensión de consolidación es de 1 kg/cm^2 , que se acepta que la punta de los pilotes desciende 2 cm, valor éste muy moderado cuando la fricción negativa es importante, y que la base de la capa blanda es un estrato firme. Después de completada la consolidación, el espesor de suelo blando que se asienta menos de 2 cm es igual a:

$$\Delta H_1 = \frac{S}{\sigma'_v \cdot m_v} = \frac{100 \times 2}{1} = 2 \text{ metros}$$

Supóngase, además, que se requiere un desplazamiento relativo de 1 cm para desarro-

llar en toda su magnitud la fricción negativa. Significa ello que, recién un metro más arriba (ΔH_1) del punto de desplazamiento relativo nulo alcanza la fricción negativa todo su valor, es decir 3 m de la base de la capa blanda. Fig. 10 d).

Para condiciones de borde con la indicada en la Fig. 10 a), la parte inferior de la capa de suelo blando consolida primero, de modo que, para el estado inicial puede considerarse que se ha completado la consolidación en todo el espesor ΔH_1 . Por el contrario, si las condiciones de borde proveen drenaje sólo en la parte superior de la capa blanda, el plano de fricción nula está al principio más arriba y ΔH_1 es la condición final.

Teniendo en cuenta el razonamiento realizado, se concluye que la fricción negativa inicial puede tornarse igual a la resistencia media no drenada c_u del suelo blando multiplicada por el perímetro p del pilote o del grupo de pilotes, según corresponda, y por la altura reducida $(H - \Delta H_1 - \Delta H_2)$ de la capa blanda, es decir

$$P_f(-) = c_u \cdot p \left(H - \Delta H_1 - \frac{\Delta H_2}{2} \right) \quad (15)$$

Es práctica suponer que la fricción negativa inicial en el contacto entre pilote y suelo blando es igual a la superficie correspondiente del fuste del pilote o del grupo de pilotes por la resistencia media no drenada del suelo malterado. La fórmula 15 muestra que dicho valor puede, en circunstancias favorables, ser considerablemente menor, con la parte inferior de la capa blanda proveyendo importante ayuda por fricción positiva.

La fricción negativa aumenta a medida que adelanta la consolidación y se incrementa la resistencia de la arcilla. No obstante, la disposición general de su distribución puede o no cambiar, según cuáles

sean las condiciones de drenaje. Para el caso que muestra la Fig. 10 a), no habría modificación sustancial. En cambio, si el drenaje sólo opera por la parte superior, el plano de fricción negativa nula desciende con la consolidación hasta alcanzar la posición ΔH_1 como condición final.

Para determinar cómo aumenta la fricción negativa con el avance de la consolidación, se puede recurrir a la relación empírica propuesta por Skempton¹⁰, entre c_u y el peso efectivo de la cubierta $\sigma'_v = \gamma' \cdot z$ en las arcillas normalmente consolidadas. Basta para ello sustituir σ'_v por $\sigma'_v + \Delta \sigma'_v$, igual al peso de la cubierta más el relleno más la sobrecarga, Fig. 10 f). Un buen conocimiento de la variación de c_u con σ'_v para la capa blanda en consideración, puede permitir un mejor ajuste que la expresión aproximada de Skempton. De aquí la ventaja de un buen y detallado estudio de suelo.

Para el valor final de la fricción negativa puede también utilizarse una expresión en término de presiones efectivas²⁰, como lo indica la Fig. 10 f).

Efecto de la fricción negativa sobre la resistencia de punta

La resistencia de punta o de la parte inferior del fuste requiere una consideración especial a cuyo efecto se tratan por separado los pilotes que llegan a un estrato de arena y aquellos que deben embeberse en arcilla compacta.

En el caso de los pilotes cuya punta llega a un estrato de arena, la incertidumbre respecto al valor de la resistencia de punta es grande debido a la influencia que la fricción negativa puede tener sobre el estado de tensiones al nivel de la punta. Como el suelo blando se cuelga del pilote, alrededor de su punta hay una reducción

de la presión efectiva respecto de la zona circundante²¹, y por tanto se puede achicar el valor de γD que entra en la expresión (10) de la capacidad de carga.

En opinión del autor, la influencia real que ejerce esta reducción en el peso efectivo de la cubierta es muy incierta, su valoración cuantitativa resulta muy difícil y su consideración apenas se justifica al estado actual de nuestro conocimiento sobre los problemas creados por la fricción negativa originada por la consolidación de suelos blandos. En efecto, la influencia que la reducción de peso efectivo pueda ejercer sobre el valor q_p va a depender grandemente de la penetración de la punta del pilote dentro de la arena, de la posición del plano de fricción negativa nula y de la posible acción de arco que se desarrolle en la arcilla cerca del pilote, un fenómeno éste respecto al cual nada se sabe.

A pesar de dichas incertidumbres, del punto de vista práctico la situación es mucha más clara. Las soluciones a adoptar en estos casos conducen con frecuencia al uso de pilotes con punta ensanchada, fig. 11, y lo mejor que se puede hacer para ser cauteloso es ignorar cualquier posible efecto resultante del sostén del suelo por parte del pilote y aplicar la fórmula (10) utilizando uno de los valores más conservadores para el factor de capacidad

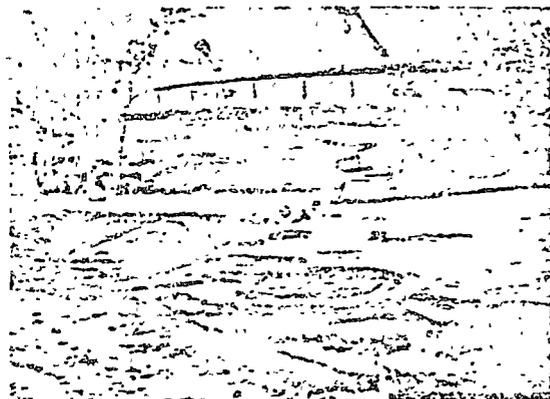


Fig. 11. — Pilote con punta ensanchada.

de carga N_{qm} . La experiencia realizada en la Argentina indica que los proyectos concretados sobre estas bases, usando pilotes con un fuste de sección reducida, calculados, por ejemplo, para que trabajen, siendo de hormigón armado, a una tensión admisible de 100 kg/cm^2 , proveen una solución segura, económica y eficiente⁵⁵.

Los pilotes que derivan su resistencia de punta por embebimiento en arcilla firme plantean un problema respecto al valor que adquiere la fricción lateral y a cómo debe calcularse la resistencia de punta, sobre cuyos puntos existe una importante discrepancia, según se explica en este trabajo al tratar estos temas. De cualquier manera, la resistencia de punta requiere, aparte, un comentario adicional. En efecto, mientras la acción provocada por la fricción negativa inicial debe considerarse tomando en cuenta la resistencia de punta a corto plazo, cualquiera ella sea, para la fricción final los parámetros del suelo a hacer intervenir dependen del tiempo que se requiera para consolidar la capa blanda causante de la fricción negativa. No obstante, como este tiempo es generalmente largo, lo normal es que resulten aplicables los parámetros drenados.

Absorción de fuerzas horizontales

Toda vez que existe fricción negativa, la absorción de fuerzas horizontales requiere consideraciones especiales debido a que el uso de pilotes inclinados puede involucrar el peligro de su rotura por flexión. Pareciera que el amasado por hinca y la supuesta fricción negativa que se desarrollaría no impone tal tipo de limitación pues es práctica usual emplear pilotes inclinados sin miramientos por la acción de amasado, un hecho de experiencia a tomar muy en cuenta en cualquier análisis de este efecto como una aparente confirma-

ción de que en estos casos no se produce fricción negativa.

Por el contrario, la consolidación de una capa blanda cargada involucra un peligro real de rotura originada por el desplazamiento del suelo que consolida. Debido a ello, para absorber las fuerzas horizontales es indispensable valerse de otros recursos, como ser la propia resistencia a flexión de la parte superior de los pilotes, para cuyo efecto hay que armarlos adecuadamente, la fricción entre cabezal y suelo y/o el empuje pasivo neto que pudiera desarrollarse contra las caras del cabezal sin deformación excesiva.

Asentamiento de pilotes individuales

Sólo se considera el caso en que el pilote está embebido en una masa de suelo uniforme. El conocimiento específico del mecanismo, según el cual se desarrolla el asentamiento de pilotes individuales es muy magro y de análisis reciente. Proviene, separadamente, de un estudio teórico basado en la teoría de la elasticidad y del análisis empírico de ensayos de carga sobre pilotes instrumentados. El primero es aplicable, esencialmente, a pilotes hincados en arcilla; el segundo, se refiere a pilotes embebidos en arena.

Conviene, no obstante, recordar una vez más que el movimiento relativo suelo-pilote necesario para desarrollar la fricción lateral es siempre muy pequeño, del orden de 1 a 1.5 cm, para llevar al valor máximo de rotura, y prácticamente independiente de la naturaleza del suelo y del diámetro del pilote. En cambio, la deformación necesaria para movilizar un porcentaje dado de la carga máxima de punta es una función de las características del suelo y, para un suelo dado, aumenta con el diámetro.

En principio, el asentamiento de un pilote en cualquier suelo puede calcularse siguiendo el camino formal de determinar la distribución de tensiones $\Delta\sigma_z$ en la masa de suelo que se extiende por debajo de la punta del pilote para computar su comprensión vertical con la expresión:

$$S_v = \int_0^z -\frac{1}{E_s} \Delta\sigma_z dz \quad (16)$$

Las tensiones $\Delta\sigma_z$ pueden obtenerse recurriendo a las soluciones gráficas y numéricas (20' y 21') desarrolladas por integración de la fórmula de Mindlin²². En cuanto a E_s es el módulo de deformación vertical del suelo para el tipo y/o camino de la sollicitación triaxial impuesta por el pilote, teniendo debida cuenta de la influencia que su instalación pudiera ejercer sobre las propiedades originales del suelo en las cercanías de la punta.

La aplicación general de la fórmula (16) presenta, por ahora, algunas dificultades que obstaculizan su acotación y tornan inciertos sus resultados. No obstante, imponiendo limitaciones, tiene posibilidades de desarrollo en un tratamiento teórico más detallado. El que se describe a continuación se basa en la hipótesis de suponer que la masa de suelo en que está embebido el pilote es uniforme y elástica y que, además, se dispone de un conocimiento adecuado y pertinente del módulo E_s a utilizar.

Fue iniciado en España y Estados Unidos y completado en Australia poroulos y sus colaboradores^{23, 25, 29, 32}. Del mismo se escoge para sintetizar aquí sólo la parte que arranca de la hipótesis de que el pilote es indeformable, tiene forma cilíndrica de diámetro B y está embebido en un medio elástico uniforme que descansa a una profundidad H , mayor que la longitud $L=D$ del pilote, sobre una base rígida también indeformable. Para obte-

ner la distribución de presiones transmitidas al suelo y calcular el asentamiento provocado, se divide el pilote en n elementos de longitud $\frac{L}{n}$ (fig. 12), de modo que la carga P que actúa sobre el mismo puede expresarse como igual a:

$$P = \sum p_f \pi B \frac{L}{n} + p_b \pi \frac{B^2}{4} \quad (17)$$

en la cual p_f es la fricción unitaria que, para cada elemento, se adopta como uniformemente distribuida en la periferia del elemento y p_b la carga unitaria transmitida a la punta, que también se supone uniformemente distribuida.

Recurriendo a las ecuaciones de Mindlin²², por integración se obtiene en definitiva, para un pilote embebido en una masa semi-infinita, un factor de influencia del asentamiento I_s , el que es función de la relación $\frac{L}{B}$ entre longitud y

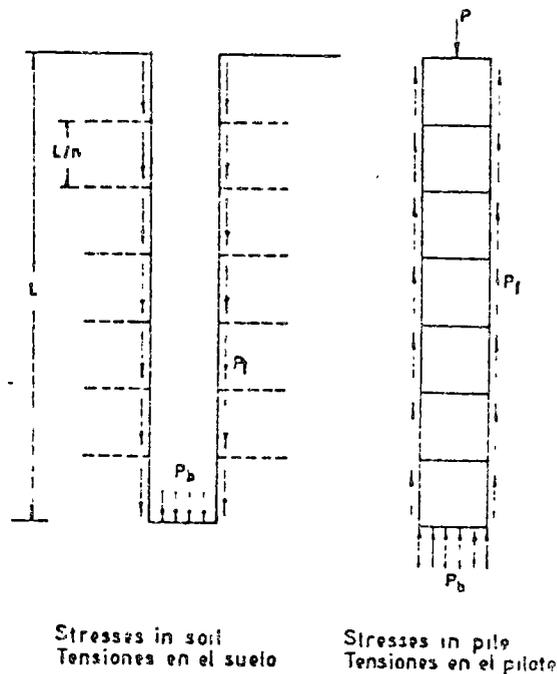


Fig. 12.—Esquema teórico de transferencia de tensiones entre suelo y pilote en arcilla saturada, (según Poulos).

diámetro del pilote. Para pasar a la masa de espesor finito H que descansa sobre una base rígida se apela a la aproximación propuesta por Steinbrenner²² en el sentido de que el factor de influencia para un espesor finito H puede considerarse igual a la diferencia entre el factor de influencia para un punto en la superficie de la masa semi-infinita y el que le correspondía a la misma masa para un punto situado a una profundidad H .

Finalmente, se llega a establecer que el asentamiento del pilote puede expresarse como:

$$S_1 = \frac{P}{LE_2} I_1 \quad (18)$$

en la que P es la carga de trabajo, L la longitud del pilote, E_2 , el módulo de deformación del suelo e I_1 es una función de $\frac{L}{h}$ que adquiere los valores que indica la fig. 13 para pilotes cilíndricos. Se hace, además, un estudio de la influencia que sobre los asentamientos ejerce una base ensanchada, llegándose a la conclusión de que para pilotes esbeltos con $L/B > 25$ su efecto se torna insignificante. Para obtener el asentamiento total de la cabeza del pilote, al valor arrojado por la expresión (18) hay que agregarle la deformación propia del pilote, la que se puede tomar aproximadamente igual a:

$$S_p = \frac{P \cdot 0.6 L}{A_0 E_0} \quad (19)$$

en la cual A_0 , sección transversal del pilote y E_0 , módulo de deformación del hormigón de que está hecho el pilote.

Otra importante conclusión derivada del estudio y que parece concordar con cierta magna evidencia existente conduce a afirmar que, en un pilote aislado, para las cargas admisibles de trabajo, el asentamiento inmediato predomina fuertemente

sobre el asentamiento por consolidación, el que en la mayoría de los casos sería, por comparación, de magnitud despreciable.

Por la naturaleza de las hipótesis adoptadas, los factores de influencia de la fig. 13 y demás conclusiones de este estudio, sólo pueden resultar aplicables, como ya se ha dicho, a pilotes hincados en depósitos de arcillas uniformes donde la resistencia proviene esencialmente de la fricción lateral y la contribución de la punta es pequeña. Para calcular S_1 se necesita una correcta evaluación del módulo E_2 a aplicar en la fórmula (16). De ser cierta la afirmación del párrafo precedente correspondería utilizar el valor E_2 obtenido para la condición no drenada, aunque sólo la experimentación puede señalar como debe determinarse, resultando evidente que el acierto en la elección de E_2 constituye la parte más difícil en la aplicabilidad de la fórmula (18).

Para pilotes que resisten de punta, Poulos y Matess²³ calcularon también coeficientes de influencia similares a I_1 en la hipótesis de que el suelo que se extiende por debajo de los mismos es homogéneo, elástico e isótropo. Utilizados conjuntamente con los de la solución aquí expuesta, proveen procedimientos de cálculo que solos o combinados permiten, con las limitaciones que les son inherentes, determinar órdenes de valores del asentamiento probable para todos los casos de pilotes cuya punta descansa en arcilla, incluido el caso en que exista fricción negativa.

Para arena, Vésic²⁴, analizando el desarrollo de ensayos de carga de pilotes instrumentados, hincados o ensablados en dicho material, ha llegado a la conclusión de que el asentamiento de la punta del pilote es una función casi exclusiva de la parte de carga que recibe la punta, pues el desplazamiento que ésta experimenta por el efecto que ejerce la fricción lateral

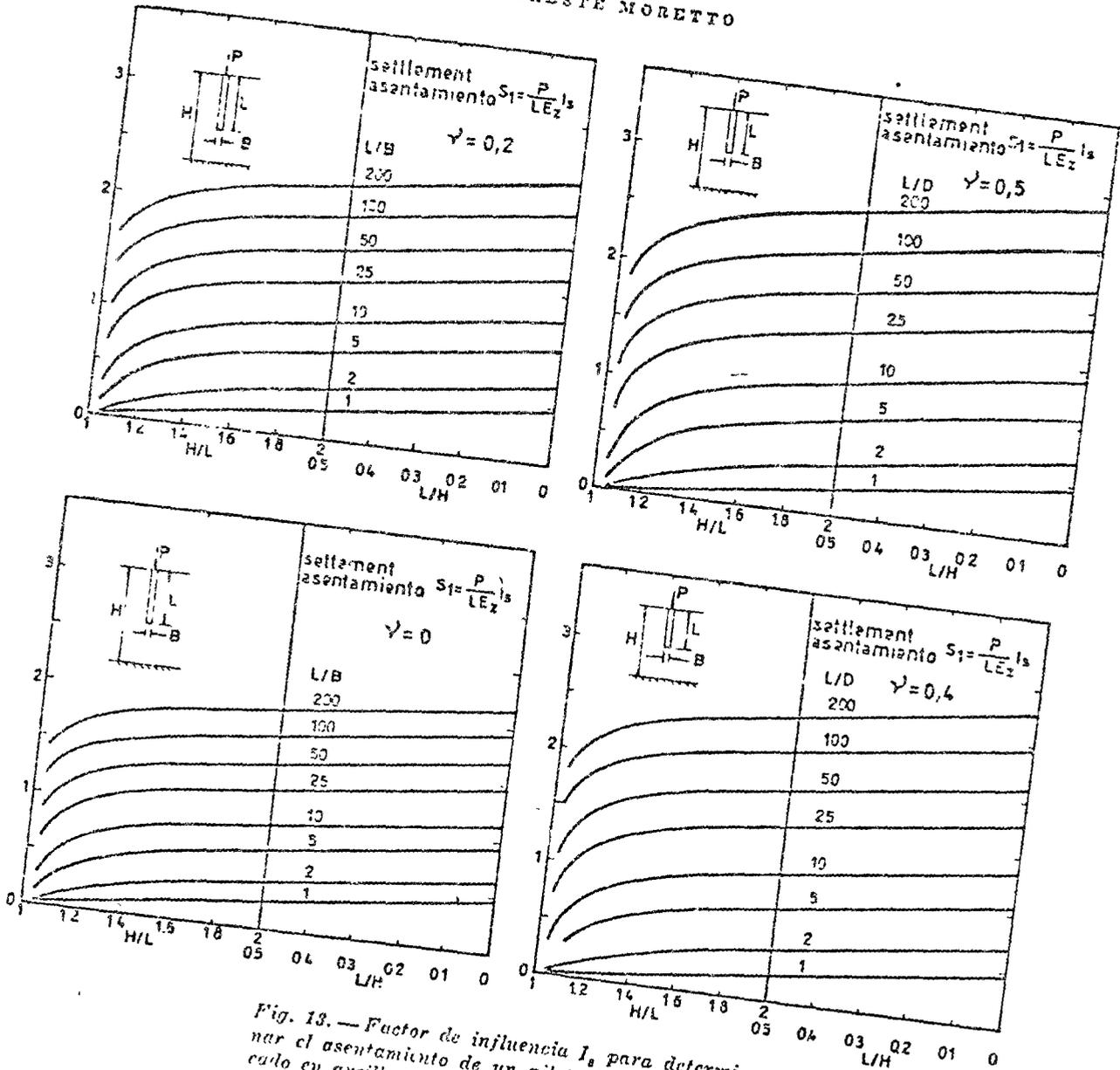


Fig. 13. — Factor de influencia I_s para determinar el asentamiento de un pilote individual hincado en arcilla saturada homogénea (según Poulos y Davis).

es despreciable: no alcanza al 5% de la primera. La solución, por tanto, puede usarse también para pilotes que cruzando arcilla blanda penetran en arena densa, incluidos los que se ven sometidos a fricción negativa.

$$S_1 = \frac{C_r P_p}{(1 + D_r) B q_p} \quad (20)$$

en la cual P_p es la parte de la carga de trabajo que el pilote toma de punta; B =diámetro o ancho del pilote; D_r =densidad relativa; q_p =resistencia a rotura por la punta y C_r un coeficiente que depende del método de instalación del pilote.

Vésic propone la siguiente expresión empírica para calcular dicho asentamiento:

Para arenas normalmente consolidadas, los ensayos en que se basa el análisis han arrojado los siguientes valores para C_s :

Para pilotes hincados	$C_s = 0,04$
Para pilotes introducidos por empuje por gastos	$C_s = 0,05$
Para pilotes enterrados o pilotes perforados sin alterar la arena	$C_s = 0,18$

Como variante a la fórmula (20), Bolognesi ha propuesto utilizar la expresión:

$$S_1 = 1,25 B \epsilon_{23} \quad (20')$$

en la cual ϵ_{23} es la deformación específica vertical de la arena, a una profundidad $0,75 B$ por debajo de la base del pilote, determinada considerando en un diagrama $\sigma'_b - \sigma'_v$, un camino de tensiones que recorra una línea recta que una la con-

dición inicial $\frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} = K_0$ con la de rotura

$\frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} = K_c$. Para calcular ϵ_{23} propone utilizar diagramas $m_2 - \sigma'_v$ que relacionan la tensión vertical σ'_v con el coeficiente de deformación para distintos valores de

$$K = \frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} \quad (7')$$

En la práctica, tanto la fórmula 20 como la 20' son de difícil aplicación, pues requieren una estimación del porcentaje de la carga total que, para las cargas de servicio, el pilote toma de punta, valor éste que puede ser considerablemente menor que la parte proporcional que le correspondería en base a la división de carga que se produce en rotura por la circunstancia repetidamente explicada de que la fricción se desarrolla rápidamente para una deformación muy pequeña, mientras que la resistencia de punta puede incre-

mentarse a un ritmo distinto que depende del suelo, de la forma de instalación del pilote, de su diámetro y de la precarga en los pilotes no hincados.

En cuanto a la influencia que ejerce la deformación propia del pilote sobre el asentamiento de su cabeza, se aconseja calcularla tomando para la parte de la carga que se transmite por fricción lateral una longitud equivalente a $0,6 L$, con lo cual resulta para el asentamiento total de la expresión:

$$S_T = S_1 + S_2 = \frac{C_s P_p}{(1 + D_r) B q_p} + \frac{(P_f + 0,6 P_f) L}{A_p \cdot E_p} \quad (21)$$

siendo P_f la carga de trabajo que el pilote toma por fricción, L la longitud, A_p la sección transversal y E_p el módulo de deformación lineal del material que forma el fuste del pilote.

A través de la variación del coeficiente C_s , las observaciones realizadas por Vesic ponen énfasis en la importancia que tiene la práctica de precargar la punta de los pilotes de gran diámetro instalados por perforación, con o sin la hincada de una camisa perdida, dentro o hasta llegar a un estrato de arena, que fuera introducida por primera vez con motivo de la construcción del puente sobre el lago de Maracallo en Venezuela², y que está siendo aplicada extensamente en la construcción del puente Chaco-Corrientes sobre el río Paraná, utilizando para ello una célula de precarga como la que muestra la fig. 11. Este dispositivo consistente en una célula metálica y una cámara de distribución de presión de grava ha dado óptimos resultados, como lo demuestran los ensayos de carga durante los cuales se ha observado que, después de la precarga se produce una reducción de los asentamientos a un cuarto del valor obtenido antes de practicarla. En pilotaje

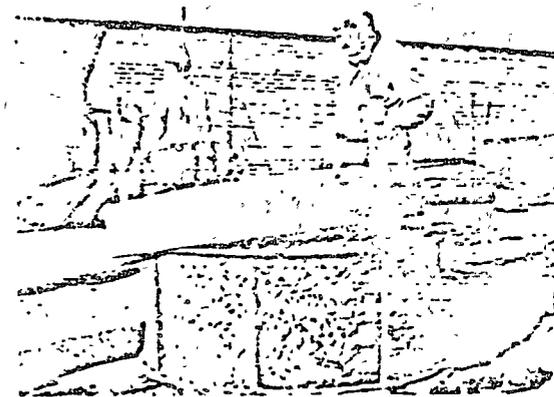
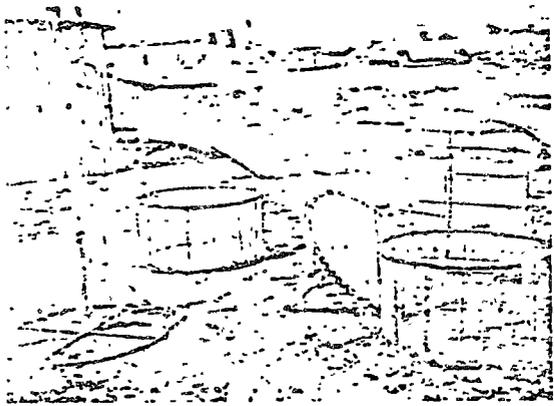


Fig. 14. — Célula de precarga y cámara de grava de distribución de presiones: a) y b) partes y conjunto armado para un pilote de 90 cm de diámetro; c) para un pilote de 2 m de diámetro.

corrientes, la hınca constituye una forma muy eficiente de precarga que es continuamente llevada hasta la rotura a medida que el pilote penetra. Al suspender la hınca, se produce automáticamente una descarga, limitada sólo por el impedimento que oponga la fricción lateral, de modo que la acción de la superestructura origina un asentamiento que se desarrolla dentro del lazo de histéresis que corresponde a la recarga, fig. 15.

En pilotes perforados, en cambio, la forma de instalación tiende más bien a aflojar el fondo, de modo que, a menos que practique una precarga artificial, el asentamiento se produce a lo largo de la curva de primera carga, pudiendo alcanzar, en particular en pilotes de gran diámetro, magnitudes considerables y nocivas para la superestructura. La precarga artificial, inyectando la punta a través de una cámara especial, fig. 14, hasta alcanzar una presión igual o superior a la que le induce la carga de trabajo modifica ese estado, pues pone a los pilotes perforados en situación semejante a los hincados, con lo cual el asentamiento se reduce a menos de la cuarta parte. Por ello es que la precarga se ha tornado en un paso importante en la instalación de pilotes de gran diámetro en arena y otros suelos permeables. Practicada utilizando la fuerza de fricción lateral como reacción total o parcial, constituye un medio eficaz y económico de probar cada pilote y asegurar que la toma de carga se producirá para una deformación situada dentro de los límites compatibles para la superestructura. Por otro lado, como la fricción lateral se desarrolla en todos los suelos rápidamente, para una deformación muy pequeña, que apenas alcanza valores del orden de 1 cm, y es independiente del diámetro del pilote, sólo a través de la precarga se asegura una intervención inicial simultánea de fricción y punta en proporciones que, sin ser iguales, son al me-

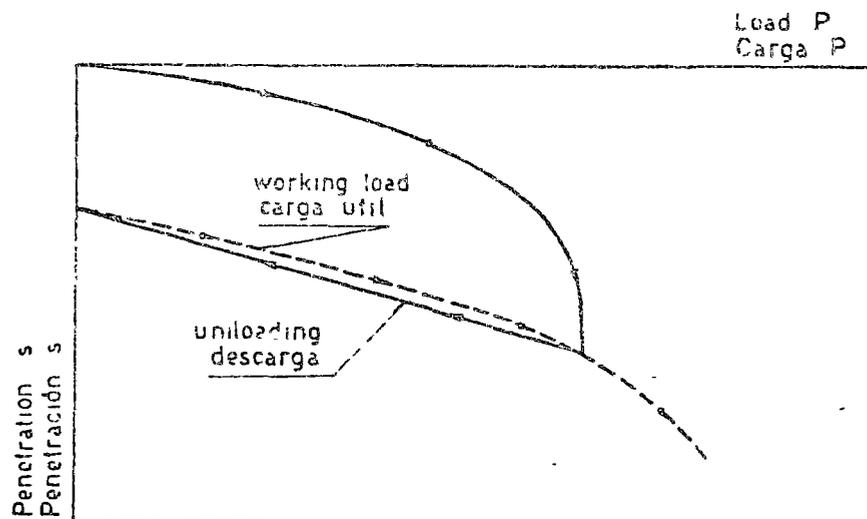


Fig. 15.— Efecto de precarga provocado por la hinca.

nos más parecidas a las que definen la resistencia a rotura. En caso contrario, se agotaría totalmente la fricción antes de que la punta llegase a participar en forma significativa, pues, para que ello ocurra, la deformación necesaria aumenta con el diámetro del pilote.

Tanto la hinca como la precarga dejan en la masa de suelo que rodea el pilote un esfuerzo de fricción remanente que proviene en el primer caso de la recuperación elástica del pilote y del suelo en la que penetra la punta y, en el segundo, de la deformación originada dentro del lazo de histéresis. La fricción se opone a la recuperación y queda remanente un esfuerzo negativo equilibrado en la punta del pilote por una reacción igual y contraria. Por ello, es posible que exista en la fórmula (21) un efecto de escala, función de la relación entre la longitud y el tamaño de la sección transversal del pilote, cuya importancia sólo puede ponerse de manifiesto ensayando pilotes instrumentados de gran diámetro. Asimismo, es dable visualizar que en régimen de trabajo la división de la

carga total entre fricción y punta depende de la magnitud de la fricción remanente y que la fricción total varíe con el tiempo por relajamiento provocado por la fluencia plástica del suelo que rodea el fuste del pilote. También es posible que la disipación lenta de este estado de tensión interna sea responsable del aumento progresivo de resistencia observado por Tavenas¹⁵, al que se hizo referencia al tratar de la resistencia a rotura de pilotes individuales en arena. En ese caso, con el correr del tiempo se aminoraría la acción de silo indicada en la fig. 6 y cambiarían los estados de tensiones que definen tanto la resistencia de fricción lateral como la de punta, las que tenderían a alcanzar, sin llegar necesariamente, a un aumento local con el embebimiento del pilote en la arena. Por ello, es que en ningún tipo de suelo, incluida la arena limpia, los ensayos de carga deben practicarse antes de los 30 días después de instalado el pilote, pues se corre el riesgo de obtener resistencias menores que las que desarrollará la cimentación con el correr del tiempo.

Grupos de pilotes

Lo expuesto hasta ahora se refiere al comportamiento de pilotes individuales. Para extenderlo a grupos de pilotes es necesario estudiar el efecto que sobre la carga de rotura y el asentamiento, ejerce la superposición de solicitaciones provenientes de la interferencia mutua entre pilotes. En este estudio el comportamiento de un pilote único sirve de patrón comparativo. La información experimental existente al respecto no es muy amplia, pues se ve limitada por la complejidad y el costo de las instalaciones necesarias para llevar a cabo experimentos que posibiliten una comprensión cierta del problema. Por ello, el conocimiento es en muchos aspectos más incierto que el que se dispone para los pilotes individuales. La poca evidencia cierta que existe proviene, en parte, de ensayos sobre modelos en escala reducida.²³ Se describe a continuación considerando por separado las arcillas saturadas y las arenas.

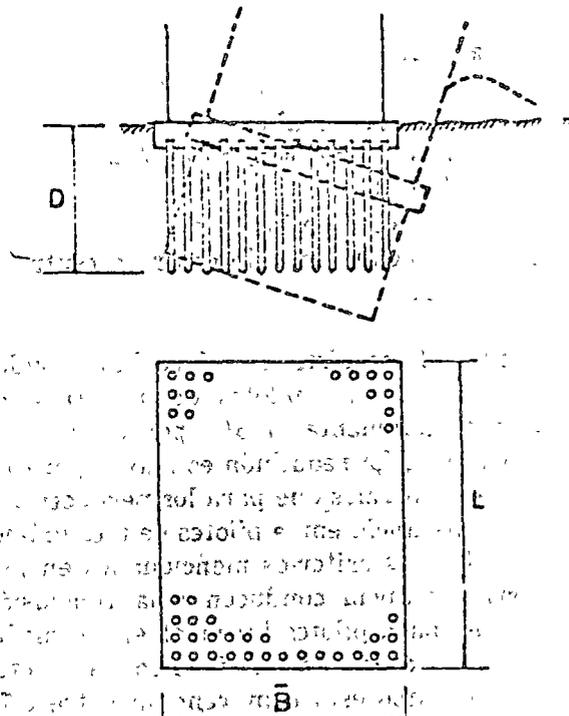


Fig. 16.—Criterio de Terzaghi-Peck para determinar la capacidad de carga de un grupo de pilotes en arcilla.

Arcillas saturadas

La capacidad de rotura de un grupo de pilotes hincados en una masa homogénea de arcilla, puede ser menor que la suma de las capacidades individuales. Para estimarla se han seguido dos procedimientos:

1. — Considerar que el grupo de pilotes con el suelo que encierran constituye un bloque rígido \bar{V} , que se comporta como un cilindro o cajón de fundación. En tal caso, la capacidad de carga a rotura del grupo se calcula como la suma de la resistencia de punta de la base ficticia de tamaño $\bar{B} \times \bar{L}$ más la fricción en el fuste imaginario que corresponde al perímetro del conjunto de los pilotes, fig. 16. Resulta:

$$Q_r = \bar{B} \cdot \bar{L} q_0 + (2\bar{B} + 2\bar{L}) q_1 \quad (22)$$

\bar{B} = Ancho del grupo de pilotes.

\bar{L} = Longitud del grupo de pilotes.

q_0 = Resistencia a rotura de la base de tamaño $\bar{B} \times \bar{L}$ situada a la profundidad \bar{D} .

q_1 = Resistencia unitaria media al corte del suelo dentro del espesor \bar{D} .

2. — Recurrir a las llamadas fórmulas de eficiencia, de naturaleza netamente empírica, de las cuales una de las conocidas es la de Converse-Labarre²³. Introduce un coeficiente η , reductor de la capacidad de carga individual e igual a:

$$\eta = 1 + \frac{\alpha}{90} \left\{ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \cdot n} \right\} \quad (23)$$

en la cual:

- m = Número de filas.
- n = Número de pilotes por fila.
- α = Arco de la tangente de B/s.
- B = Diámetro de los pilotes.
- s = Espaciamiento de centro a centro de pilotes.

Otra regla consiste en reducir la capacidad de carga de los pilotes de un grupo en aproximadamente el 5% por cada pilote adyacente. La reducción es mayor para los pilotes centrales que para los perimetrales. Para distancia entre pilotes de tres diámetros, los dos criterios mencionados en primera instancia conducen a la conclusión de que, para pilotes hincados en un medio homogéneo, la capacidad de carga a rotura del grupo está comprendida entre 0,75 y 0,8 de la suma de las capacidades individuales. Aumenta a medida que lo hace dicha distancia. Para el primero de los criterios γ , la eficiencia llega a uno para una distancia entre pilotes de 3,6 diámetros; para el segundo, el aumento es más paulatino, fig. 17.

La eficiencia sube en medios heterogéneos que aumentan la resistencia con la profundidad, como es sumamente frecuente en los perfiles del suelo que requieren el uso de pilotes. Por ello, a menos que la

distancia entre ejes de pilotes sea menor de 3 B, en tales situaciones la eficiencia suele situarse en las cercanías de la unidad y la capacidad de carga del grupo de pilotes puede tomarse como igual a la suma de las capacidades individuales. Esto es en particular cierto cuando la punta de los pilotes penetra en arcilla compacta o dura. El asentamiento de grupos de pilotes ligados totalmente en arcilla saturada homogénea ha sido motivo de un análisis teórico realizado por Poulos⁶¹, como aplicación del que se describirá anteriormente para un pilote individual. Partiendo del asentamiento de un pilote aislado, por integración obtuvo el asentamiento teórico de distintos grupos de pilotes para dos situaciones extremas: cabezal perfectamente flexible y cabezal perfectamente rígido. Este estudio se describe sin dejar de puntualizar que es siempre posible recurrir a la ecuación (16), determinando $\Delta\sigma_z$ como suma de la acción que ejercen los pilotes individuales que constituyen un cabezal y que solicitan al suelo situado por debajo de sus puntas.

Para cabezal rígido y carga centrada, todos los pilotes se asientan por igual y el asentamiento medio se calcula con la expresión:

$$S_g = R_g \cdot n \cdot m \cdot S_1 \quad (24)$$

en la cual:

- S_g = Asentamiento del grupo de pilotes.
- R_g = Factor de reducción de grupo.
- $n \cdot m$ = Número de pilotes que forma el grupo.
- S_1 = Asentamiento de un pilote aislado, determinado efectuando ensayos de carga o bien calculado con la fórmula (18), para cuya aplicación el factor de influencia I_1 puede obtenerse de la fig. 18 o de la tabla I.

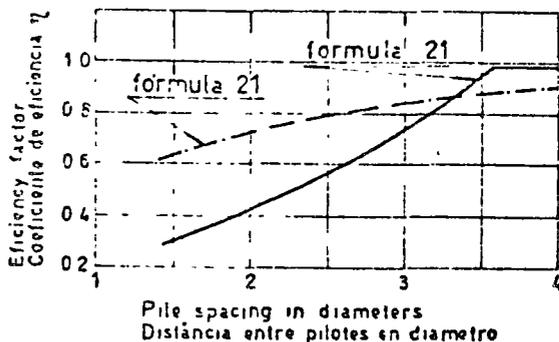


Fig. 17. — Coeficiente de eficiencia para grupos de pilotes en arcilla saturada en función de la distancia entre pilotes.

TABLA I
FACTORES DE INFLUENCIA I, PARA UN PILOTE INDIVIDUAL (según Poulos y Davis)

$H/L \setminus B$	$\nu = 0,5$			$\nu = 0$		
	10	25	100	10	25	100
∞	1,41	1,86	2,54	1,16	1,47	1,95
5	1,31	1,76	2,44	1,07	1,37	1,86
2,5	1,20	1,64	2,31	0,96	1,27	1,75
1,5	0,98	1,42	2,11	0,80	1,11	1,58
1,2	0,72	1,18	1,89	0,62	0,94	1,44

proporcionado por la tabla II multiplicado por el coeficiente aproximado que se indica en la tabla III.

TABLA III
COEFICIENTES DE AJUSTE PARA LA RELACION L/B Y ν (según Poulos)

Distancia entre ejes de pilotes	Para $\nu = 0,5$		Para $L/B = 25$ $\nu = 0$
	$L/B = 10$	$L/B = 100$	
2,5 d	0,82	1,2	1,10
5 d	0,77	1,3	1,15
10 d	0,74	1,45	1,20

En cuanto al coeficiente R_2 ha sido calculado para una relación $L/B = 25$ y $\nu = 0,5$ arrojando los valores que proporciona la tabla II.

La influencia que ejerce la relación L/B y el valor de ν puede estimarse observando que para una distancia entre pilotes comprendida entre 2,5 y 10 diámetros, el factor de reducción n resulta igual al valor

Para un cabezal simétrico perfectamente flexible el asentamiento es máximo en el centro y mínimo en los bordes o en los vértices. En el análisis realizado por Poulos, el asentamiento máximo, S_{max} , se ha referido al asentamiento S_r que experimentaría el grupo si su cabezal fuese rígido, proporcionando la relación que existe entre S_{max} y S_r para $L/B = 25$ y $\nu = 0,5$ como lo indica la tabla IV.

TABLA II
VALORES DE R_2 PARA GRUPOS DE PILOTES CON CABEZAL RIGIDO PARA $L/B = 25$ y $\nu = 0,5$ (según Poulos)

$H/L \setminus B$	$n \cdot m = 2 \times 2$					$n \cdot m = 3 \times 3$				
	∞	5	2,5	1,5	1,2	∞	5	2,5	1,5	1,2
2,5	0,672	0,608	0,629	0,550	0,443	0,541	0,495	0,479	0,387	0,283
5	0,547	0,519	0,501	0,422	0,348	0,415	0,383	0,350	0,256	0,195
10	0,425	0,408	0,385	0,323	0,291	0,303	0,245	0,220	0,165	0,141

$H/L \setminus B$	$n \cdot m = 4 \times 4$					$n \cdot m = 5 \times 5$				
	∞	5	2,5	1,5	1,2	∞	5	2,5	1,5	1,2
2,5	0,460	0,409	0,388	0,296	0,206	0,403	0,349	0,325	0,235	0,160
5	0,334	0,277	0,250	0,176	0,128	0,231	0,220	0,194	0,129	0,091
10	0,227	0,166	0,143	0,100	0,083	0,180	0,119	0,100	0,067	0,055

TABLA IV
VALORES DE S_{max} , S_1 , PARA $L/B=25$ Y $\nu=0.5$ (según Poulos)

Grupo L/H B	n . m = 3 × 3			n . m = 4 × 4			n . m = 5 × 5		
	∞	1.5	1.2	∞	1.5	1.2	1.5	1.2	
25	1.13	1.17	1.16	1.14	1.20	1.17	1.19	1.30	1.24
5	1.13	1.18	1.13	1.15	1.20	1.15	1.21	1.30	1.23
10	1.14	1.15	1.10	1.16	1.16	1.11	1.21	1.20	1.11

En cuanto al asentamiento diferencial en los pilotes para los espaciamientos corrientes, hasta 10 diámetros, y cabezal perfectamente flexible, puede estimarse de la siguiente manera:

Grupo de pilotes	asentamiento diferencial	
	asentamiento máximo	
2 × 2	0	
3 × 2	0,10	
3 × 3	0,15	
4 × 4	0,20	
5 × 5	0,25 a 0,30	

Poulos demuestra también que, teóricamente, para las condiciones que corresponden a pilotes hincados en un medio homogéneo formado de arcilla saturada uniforme y una carga de trabajo alejada de la punta, la mayor parte del asentamiento se produce en forma inmediata, como si se desarrollara en la condición no drenada. La proporción de asiento diferido aumenta a medida que lo hace el número de pilotes que forman el grupo, pero, para las distancias entre pilotes corrientes, para un cabezal de 25 pilotes, no supera el 30% del asentamiento total.

El método de cálculo del asentamiento expuesto requiere un conocimiento del módulo de deformabilidad E_2 del medio en que están hincados los pilotes. Si efectivamente la mayor parte del asentamiento es instantáneo, correspondería utilizar de preferencia el módulo E_2 que se obtiene la

condición no drenada. Empero, no está dada todavía todas las pruebas necesarias para asegurarlo.

Independientemente del valor práctico que pueda tener el análisis y método de cálculo comentado, resulta evidente que su parte más escabrosa la constituye la determinación del valor del módulo E_2 a aplicar en sus fórmulas. Por ello, la forma más efectiva de evitar dicha indeterminación consiste en efectuar ensayos de carga para deducir una relación entre carga y asentamiento y obtener directamente el asentamiento S_1 que corresponde a la sollicitación que soporta cada pilote individual. Obtenido S_1 , se calcula S_2 con la fórmula (21).

Armas

La capacidad de carga a rotura de un grupo de pilotes hincados en arena es mayor que la suma de las capacidades individuales. Factor determinante en este aumento lo constituye el incremento de la densificación del suelo que se origina con la multiplicación de la línea. Depende, por tanto, de la densidad relativa inicial de la arena y del procedimiento utilizado para hacer penetrar el pilote. Para pilotes hincados por acción dinámica el aumento de resistencia puede llegar a ser mayor del doble; en cambio, para pilotes instalados por empuje estático, no alcanza a 1,5". En ningún caso es menor de uno, cualquiera sea el procedimiento de línea, razón

por la cual, desde el punto de vista práctico, resulta de interés secundario, pues es costumbre generalizada suponerla igual a uno. No hay experiencia conocida con pilotes perforados.

El cálculo del asentamiento de un grupo de pilotes en arena, debe considerar de manera muy especial el efecto de precarga o bien de aflojamiento de la arena situada debajo de la punta de los pilotes, producido durante el proceso de su instalación. La línea dinámica modifica el módulo de deformación de la arena en la zona influenciada por la vibración que ésta origina y, en particular, dentro del bulbo de las presiones significativas emergentes de la carga de punta resultante de la penetración del pilote; la precarga, en pilotes instalados por un procedimiento diverso, ejerce el mismo efecto, con la diferencia de que, en este caso, la medición de las presiones aplicadas en la punta permite un mejor conocimiento de la acción ejercida y posibilita la determinación con cierto grado de exactitud del volumen de arena interesado por el respectivo bulbo de presiones significativas, es decir de presiones mayores o de valor similar a las que producirá el pilotaje bajo la carga de servicio, fig. 18. La introducción de pilotes en el terreno por excavación sin posterior precarga da lugar a una indeterminación, resultante del relajamiento de tensiones por debajo de la punta, que es difícil de estimar.

Una vez estimada con suficiente certeza la situación descripta, es necesario determinar el cambio de presiones resultante de la carga de servicio que transmiten los pilotes, para cuyo objeto se dispone como ayuda de cálculo los gráficos y las tablas de las referencias 21 y 22. Para aplicarlas es indispensable realizar una nueva estimación, referente a la proporción de la carga total que, en régimen de servicio, se transfiere al suelo por fricción y por la punta. Por las razones repetidamente ex-

puestas relativas a la diferencia en deformación necesaria para desarrollar la resistencia de fricción y la de punta, en régimen de servicio, la proporción mencionada puede ser muy distinta que en estado de rotura. La incertidumbre respecto a una estimación fehaciente obliga, como se ha dicho al principio de esta exposición, a calcular para varias distribuciones de carga posibles.

Obtenidas las distintas distribuciones de tensiones presuntivamente probables, por medio de ensayos triaxiales que sigan el camino de las tensiones o utilizando, por ejemplo, las curvas de la referencia 7, se pueden determinar las variaciones de los módulos de deformación con la profundidad en forma similar a como se realiza cuando se calcula el asentamiento de fundaciones directas. Para las zonas que han sido precargadas, el módulo a tomar es de un tercio a un cuarto del valor que le corresponde al suelo virgen.

El procedimiento esquematizado es complejo y para su aplicación requiere buena experiencia y criterio maduro. Por ello, la predicción del asentamiento de grupos de pilotes en arena ha sido objeto de diversas observaciones experimentales que han producido otras tantas fórmulas empíricas para relacionar el asentamiento S_g del grupo con el asentamiento S_1 de un pilote individual. De ellas se elige aquí la más reciente, realizada con grupos de pilotes penetrados por empuje estático en una masa uniforme de arena artificial normalmente consolidada. Llamando \bar{B} al ancho o diámetro del pilote individual y B a la distancia menor entre ejes de pilotes extremos, la relación de asentamiento estaría dada por la expresión:

$$\frac{S_g}{S_1} = \sqrt{\bar{B}/B} \quad (25)$$

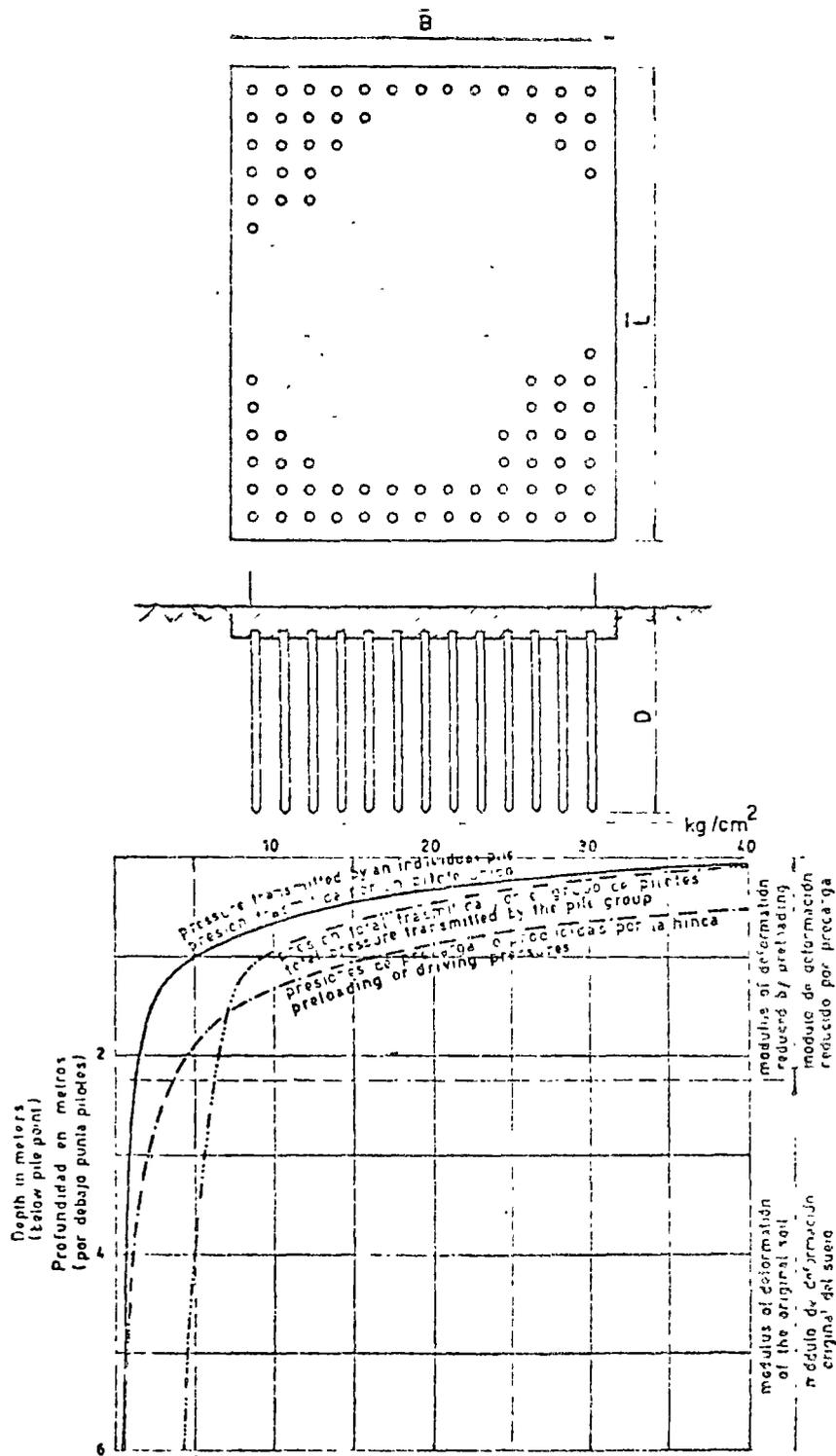


Fig. 18. — Cálculo formal del asentamiento de un grupo de pilotes. Distribución de presiones y módulos de deformación.

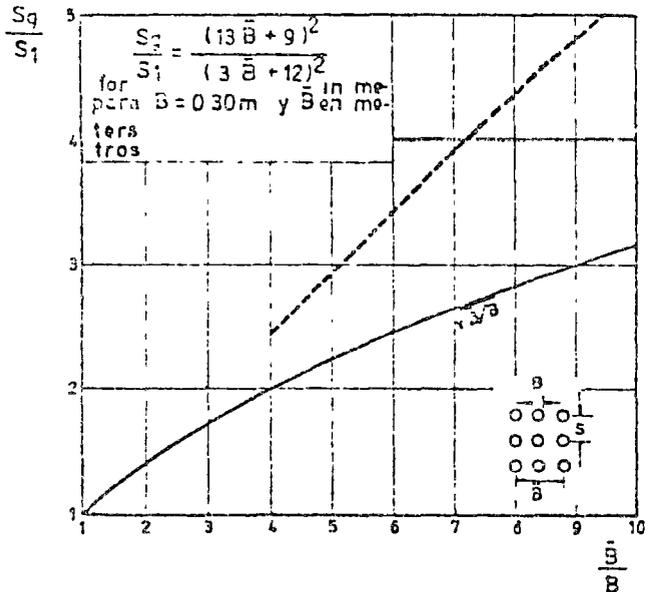


Fig. 19. — Relación entre el asentamiento de un grupo de pilotes en arena y el asentamiento de un pilote único.

según se representa en la fig. 19, donde se incluye también otra de las fórmulas empíricas propuestas.

Esta relación no puede tomarse sino como una estimación preliminar en la cual de ninguna manera están representadas todas las variables que intervienen en el problema. Es dable pensar que la relación mencionada pudo haber sido distinta si los pilotes hubiesen tenido otra longitud que la ensayada, la arena variado de densidad relativa o la instalación practicada por hincada dinámica en lugar de empuje estático.

Fórmulas de hincada

La posibilidad de relacionar la energía utilizada en la hincada con la resistencia que el suelo ofrece a la penetración en una fórmula que sirva de medida de la capacidad de carga de un pilote instalado a golpes de martillo no deja de alimentar la esperanza de quienes quisieran reducir la interacción

pilote-suelo a la medida de la dificultad con que el primero penetra en el terreno o al rechazo que éste ofrece al llegarse al final de su hincada (15, 18, 39, 58, 65, 71, 72, 91). Si la esperanza puede abrigar alguna posibilidad de éxito en pilotes instalados en arena limpia muy permeable y otros suelos que reaccionan en forma drenada aún para cargas aplicadas rápidamente, con velocidad similar a la que se produce durante la hincada, la manera en que se desarrolla en otras instancias la interacción suelo-pilote torna totalmente imposible el llegar a una solución del tipo buscado que no esté limitada empíricamente a las circunstancias particulares de una formación, un tipo de pilote y un martillo de hincada dados.

No obstante, el gran cúmulo de experiencia cualitativa, arrastrada por tradición como parte de una técnica constructiva, no hace aconsejable descartar totalmente por ahora las fórmulas de hincada, pero el conocimiento de su inconsistencia requiere que su utilización se realice con debida cuenta de sus limitaciones. Proveen una valoración indirecta, puramente empírica y en la mayoría de los casos por defecto (21, 26) de la posible carga de rotura. Con las excepciones del caso, lo corriente es que, en pilotes instalados en arcillas saturadas, resulten exageradamente conservadoras. En cambio, en algunos suelos limosos y arenas finas pueden llegar a convertirse en peligrosas, pues adjudican mayor resistencia que la real. Por ello, a menos que se tenga la experiencia necesaria para saber con certeza dónde encaja la situación que se considera, las fórmulas de hincada deben reservarse para usarse sólo en el cálculo del rechazo de pilotes cuya punta penetra en arena limpia y otros suelos no cohesivos muy permeables. Para hacerlo conviene elegir una fórmula simple, avalada por una amplia experiencia, ya que las complejas no proveen, por ser-

lo, mayor exactitud. Siguiendo este criterio el Centro Argentino de Ingenieros (8) ha propuesto, para la modificación del Código de la ciudad de Buenos Aires, el uso de la fórmula holandesa, de amplia aplicación en nuestro medio, modificada para involucrar los martillos a explosión, como se indica más adelante al transcribir dicha propuesta que hoy forma parte del código mencionado.

En los casos en que las fórmulas de hincado se completan fuera de lugar, la fijación del rechazo como medio de control de obra debe hacerse hincando el primer pilote en las cercanías de una de las perforaciones o auscultaciones que han servido para definir su longitud eligiendo con criterio el lugar de ensayo. Los pilotes restantes deben alcanzar la misma profundidad y/o un rechazo similar.

Coefficiente de seguridad

Como se afirmó al principio de esta exposición, la gran mayoría de los pilotajes se proyectan dividiendo la carga de rotura por un coeficiente de seguridad adecuado que asegure contra una eventual falla y que, además, a una cimentación que asegure un asentamiento compatible con el funcionamiento de la superestructura. Cuando la carga de rotura se define como lo indica la figura 3 el asentamiento que desarrolla un pilote hincado, para cargas que llegan hasta valores cercanos al de rotura, es pequeño y, a menos que se sea fuertemente incrementado por la influencia de un grupo grande de pilotes, de valor compatible con las deformaciones que aceptan las estructuras comunes. Por eso, para pilotes hincados, el coeficiente de seguridad puede disminuirse sin detrimento para el comportamiento de la cimentación al mínimo que se exige la cobertura de una posible falla.

Uniendo a la circunstancia expuesta el hecho de que la medición del rechazo constituye una verificación pilote por pilote del grado de uniformidad del terreno y, en cierta forma, de la capacidad de carga relativa de cada pilote, resulta evidente que el grado de incertidumbre, en cuanto se refiere a variaciones, respecto a lo previsto en el cálculo, del tipo y valor de la interacción entre la estructura de fundación y el suelo, es mucho menor en un pilotaje hincado que en una fundación directa. Siendo que el coeficiente de seguridad que se usa universalmente para fundaciones directas cuando sólo se consideran las fuerzas principales (peso propio más sobrecarga sin incluir el viento o la fuerza sísmica) es de tres, para pilotes hincados dicho coeficiente puede reducirse a 2.5 como lo ha entendido la reglamentación propuesta por el Centro Argentino de Ingeniero como parte del Código de la Ciudad de Buenos Aires que se transcribe a continuación (8). Los pilotes perforados no se diferencian, en cambio, de las fundaciones directas y requieren un coeficiente de seguridad similar al de éstas, salvo que se los someta a una precarga, en cuyo caso participan de las condiciones de los pilotes hincados.

Reglamentación del código de edificación de la ciudad de Buenos Aires

Con las limitaciones que corresponden a una reglamentación técnica sobre un tema en constante evolución, contempla el estado del conocimiento al instante de su redacción, el que resulta concordante con la exposición realizada en este trabajo. Se transcribe para referencia inmediata.

Pozos de fundación y pilotes perforados

Los pozos de fundación y los pilotes perforados se calcularán de modo que la tensión

máxima transmitida por fricción lateral y por la punta sea igual o menor que las respectivas tensiones admisibles de los suelos interesados y que los asentos provocados por la deformación de los mismos sean compatibles con la función a que está destinada la estructura que soportan.

Cuando la carga admisible se determine en función de los parámetros que definen la resistencia a rotura de los suelos interesados, para las cargas principales (peso propio y sobrecarga), las fórmulas de capacidad de carga serán afectadas de un coeficiente de seguridad igual o mayor de tres. Este valor podrá disminuirse hasta 2,5 siempre que en la determinación de la carga que solicita la fundación se considere la acción del viento. En la estimación de la fricción lateral se tendrá en cuenta el efecto del relajamiento de tensiones horizontales provocado por la excavación del pozo o la perforación y el eventual ablandamiento de las paredes debido al método de excavación o perforación empleado y/o a la absorción de agua al entrar las mismas en contacto con el hormigón fresco durante su vaciado. A menos que se apruebe lo contrario con ensayos de carga adecuadamente instrumentados, la resistencia específica de fricción lateral en rotura no podrá tomarse mayor de 1 kg/cm².

Los coeficientes de seguridad mencionados más arriba sólo podrán disminuirse cuando el estudio de suelos se complementa con un adecuado programa de ensayos de carga. No obstante, en ningún caso podrá el coeficiente de seguridad para las cargas principales más el viento ser menor de 2*.

Pilotes hincados

Los pilotes hincados se calcularán de modo que la tensión máxima transmitida por fricción lateral y por la punta sea igual

o menor que las respectivas tensiones admisibles de los suelos interesados y que los asentos provocados por la deformación del suelo resulten compatibles con la función a que está destinada la estructura que soportan.

Cuando la carga admisible se determine en función de los parámetros que definen la resistencia a rotura de los suelos interesados, las fórmulas de capacidad de carga serán afectadas de un coeficiente de seguridad igual o mayor de 2,5. Este valor podrá disminuirse a dos cuando en la determinación de la carga que solicita la fundación se considere la acción del viento.

Los coeficientes de seguridad mencionados sólo podrán disminuirse cuando el estudio de suelos se complementa con un adecuado programa de ensayos de carga. No obstante, en ningún caso podrá el coeficiente de seguridad para las cargas principales más el viento ser menor de 1,6.

La profundidad a alcanzar con la punta de los pilotes será determinada en función del estudio de suelo, las características de los pilotes a usar y de la carga a resistir. Será controlada en obra mediante la obtención de un rechazo adecuado resultante del perfil del suelo. Para pilotes cuya punta penetre dentro de suelos no cohesivos, este rechazo podrá determinarse utilizando la siguiente fórmula de hincá:

$$s = \frac{2 E}{P} \frac{M}{M+G} \quad (26)$$

s= rechazo en la cual: medido como penetración del pilote en cm. debido a los últimos 10 golpes.

E=energía del martillo en tonelada-centímetros.

P=capacidad de carga admisible del pilote en toneladas.

M=Peso del martillo en toneladas.

G=Peso del pilote más el capacete en toneladas.

* No hay acción sísmica en Buenos Aires.

24. Hansen Brinch. "Some stress - strain relationships for soils". *Proc. VI Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Montreal, Canada, 1965.
25. Hansen B. "A revised and extend formula for bearing capacity". *Geoteknisk Institut. Bulletin* N° 28. Copenhagen, 1970.
26. Housel W. S. "Pile load capacity: estimates and tests results". *Journ. Soil Mech. and Found. Div. A S C E.*, julio, 1966.
27. Holz W. G y Lovitz C. A. "Effects of driving displacement piles in lean clay". *Journ. Soil Mech. and Found. Div. A S C E.*, set., 1965.
28. Iceland H. O. "Pulling tests on piles in sand". *Proceed. IV Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Londres, 1957.
29. Johannessen I. J. y Ejlertsen L. "Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay". *Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Montreal, Canadá, 1965.
30. Kersel J. "Fondations profondes en milieux sableux". *Proceed. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Paris, 1961.
31. Kersel J. "Deep foundations basic experimental facts". *Congreso de Cimientos Profundos*, México, 1964.
32. Kersel J. L. "Vertical and horizontal bearing capacity of deep foundations in clay". *Proceed. bearing capacity and settlement of foundations*, Duke University, 1967.
33. Kersel J. y Adam M. "Fondations profondes" *Annales Inst. Tech. du Bat. et des Trav. Publiques*, Paris, nov., 1962.
34. Kersel J. y Adam M. "Charges limites d'un pieu en milieux argileux et limoneux". *Proc. Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Mexico, 1969.
35. Kersel J. L'Hermite R. y Tchong Y. "Resistance de pointe milieux polyvulents de serrages divers". *Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Montreal, Canada, 1965.
36. Kozdi A. "Bearing capacity of piles and piles groups". *Proceed. IV Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Londres, 1957.
37. Kozuma Y., Kojima I. "Field tests with regards to pile driving and bearing capacity of tied foundations". *Soil and Foundation*, Tokio, 1967.
38. Lo K. J. y Storaas, A. G. "Induced pore pressures during pile driving operations". *Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Montreal, Canadá, 1965.
39. Lee I. K. *Soil Mechanics-Selected Topics*, Butterworth, Londres, 1968.
40. Mansur C. I. y Focht, J. A. "Pile loading tests, Morganza way control structure". *Trans. A S C E.* Vol 121, 1956.
41. Mansur C. I. y Hunter A. H. "Pile tests. Arkansas river project". *Journ. Soil Mech. and Found. Eng.* A.S.C.E. Set., 1970.
42. M. Clelland D., Focht, J. A y Enrich, W. S. "Problems in design and installation of off bore piles". *Journal Soil Mech. and Found. Div. A S C E.* Nov., 1969.
43. Maerhofer G. G. "An investigation of the bearing capacity of some bored and driven piles in London clay". *Geotechniques*, Londres, 1952-53.
44. Maerhofer G. G. "Recherches sur la force portante des pieux". *Annales Inst. Tech. du Bat. et des Trav. Publiques*, 1953.
45. Maerhofer G. G. "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils". *Proceeding A S C E.* Vol. 82, Separate N° 866-15-56.
46. Maerhofer G. G. "Compaction of sands and bearing capacity of piles". *Journ. Soil Mech. and Found. Eng.*, A S C E. dic., 1959.
47. Maerhofer G. G. "The design of Franki piles with special reference to groups in sands". *Proceed. Symposium on Design of Pile Foundations*, 6th Int. Cong. Bridge and Struct. Eng. Espritano, 1960.
48. Mandha R. D. "Force at a point in the interior of a semi-infinite solid". *Physics*, 1955.
49. Mohan D., Jain C. S y Kumar V. "Load bearing capacity of piles". *Geotechnique*, Londres, 1963.

49. Mohan D., Jain G. S. y Jain M. P. "A New approach to load tests", *Geotechnique*, Londres, 1967.
50. Moretto O. "An Investigation of the effect of certain factors on the strenght and comprensibility of clays". Tesis doctoral. Univ. of Illinois, 1946.
51. Moretto O. Soil properties--Shear strength and consolidation. Informe General. División 2. *II Conf. Int. Soil Mech. and Found. Eng.* Montreal, Canada, 1965.
52. Moretto O. "Rotura y deformación". *La Ingeniería* N° 1000, Bs. As. 1968.
53. Moretto O. Development and mechanism of negative skin friction. Sesión Especial. Fricción negativa y asentamientos de cimentaciones sobre pilotes. *VII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* México, 1969.
54. Moretto O. "Estado inicial de tensiones en los suelos preconsolidados por desecación". *La Ingeniería* N° 1006, Buenos Aires, dic., 1969.
- 54'. Moretto O. The allowable settlement of structures. Panel discussion. *IV Panam. Conf. on Soil Mech. Found. Eng.*, Vol. III. Puerto Rico, U.S.A., 1971.
- 54". Moretto O. "Posibilidades prácticas del planteo probabilista en la determinación del coeficiente de seguridad de las estructuras de hormigón armado". *Sesiones Científicas de ingeniería*. Academia Nac. de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Bs. As. 1971.
55. Moretto O. y Bolognesi A.J.L. "Cimentaciones con pilotes solicitados por fricción negativa". *Primer Congreso Panam. de Mec. de Suelos y Cimentaciones*, México, 1969.
56. Nordlund R. L. "Bearing capacity of pile in cohesionless soil", *A.S.C.E. J. Soil Mec.* 89., N° SM3, pp. 135; 1963.
57. Núñez E., Vardé O. A., Bolognesi A. J. L., Moretto O. "Algunas Relaciones entre los métodos de cálculo de la carga permisible y el comportamiento real de pilotes de hormigón". *III Congreso Panam. de Mec. de Suelos e Ingeniería de Fund.*, Caracas, 1967.
58. Olson R. E. y Flaate K. S. "Pile - driving formulas for friction piles in sand", *Journ. Soil Mech. and Found.* Div. A.S.C.E., nov., 1967.
59. Orrje O. y Broms B. "Effects of pile driving on soil properties". *Journ. Soil Mec. and Found.* Div. A.S.C.E., set., 1967.
60. Peck R. B. "A study of the comparative behaviour of friction piles". *Special Report 36*, Highway Research Board, 1958.
61. Poulos H. G. "Analysis of the settlement of pile groups", *Geotechnique*, Londres, dic., 1968.
62. Poulos H. G. y Davis E. H. "The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers", *Geotechnique*, Londres, set., 1968.
63. Poulos H. G. y Mattes B. E. "The behaviour of axially loaded end-bearing piles", *Geotechnique*, Londres, 1969.
64. Salas J. A. S. y Belzunce S. A. "Résolution théorique de la distribution des forces dans des pieux". *Procced. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Montreal, Canadá, 1965.
65. Scanlan R. H. "Dynamic prediction of pile static bearing capacity", *Journ. Soil Mech. and Found.* Div. A.S.C.E., marzo, 1969.
66. Seed H. B. y Reese L. C. "The action of soft clay along friction piles", *Trans. A.S.C.E.*, 1957.
67. Sherman F. A. "The anticipated and observed penetration resistance of some friction piles in clay", *Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* Paris, 1961.
68. Sherman, W. C. "Instrumented pile tests in a stiff clay". *Proc. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, México, 1969.
69. Skempton, A. W. "Cast *m-situ* bored piles in London clay". *Geotechnique*, Londres, 1959.
70. Skempton, A. W. Discussion: "The planning and design of the new Hong Kong airport". *Proc. Inst. Civil Engrs.* Londres, 1957.
- 70'. Skempton, A. W. "Summing up". *Symp. large bored piles.* Londres, 1966.
71. Skempton, A. W.; Yassin, A. A. y Gibson, R. E. "Theorie de la force portante des pieux". *An. Inst. Tech. du Bat. et des Trav. Publics*, 1953.
72. Smith, E. A. L. "Pile-driving analysis by the wave equation". *Journ. Soil Mech. and Found. Eng.*, A.S.C.E. Agosto, 1960.
73. Sodeberg, L. O. "Consolidation theory applied to foundation pile time effects". *Geotechnique*. Londres, 1962.

74. *Stewart, A. G., Selby, W. G. y Derata, M.* "Behaviour of various types of piles in a stiff clay Proceed". VII Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. México, 1969.
75. *Stuart, J. G.; Hanna, T. H. y Naylor, A. H.* "Notes on the behaviour of model pile groups in sand". Proc. Symp. on Pile Foundations. Estocolmo 1960.
76. *Tateos, F.* "Discussion Tests on instrumented piles, Ogeechee river site". Journ. Soil Mech. Found. Eng. A.S.C.E. Nov 1970
77. *Touler.* Fundamentals of soil mechanics. John Wiley & Sons, 1948.
78. *Terzaghi, K.; Peck, O.* "Soil Mechanics in Engineering Practice" 2nd Ed John Wiley and Sons, 1967.
79. *Thurman, A. G. y D'Appolonia, L.* "Computed movement of friction and end bearing piles embedded in uniform and stratified soils". Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Montreal, Canada, 1965
80. *Tomlinson, M. J.* "The adhesion of piles driven in clay soils". Proceed IV Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Londres, 1957.
81. *Varela O. A., Núñez, E., Bolognesi, A. J. L.; Morotta, O.* "Behaviour of large tanks piled foundations on clay" Progress report. Sesión Especial "Fricción negativa y asentamientos de cimentaciones sobre pilotes". VII Int. Congr. on Soil Mech. and Found. Eng. México, 1969.
82. *Vesic, A. S.* "Bearing capacity of deep foundations in sand" National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, N° 59, 1963
83. *Vesic, A. S.* "Investigations of bearing capacity of piles in sand". Proceed Congreso sobre cimientos Profundos. México 1964.
84. *Vesic, A. S.* "Model investigations of deep foundations and scaling laws". Congreso sobre Cimientos Profundos México, 1964.
85. *Vesic, A. S.* "Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand". Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Proceedings of a symposium, Duke University, 1965.
86. *Vesic, A. S.* "A study of bearing capacity of deep foundations". Final Report, Project R-189, Georgia Institute of Technology, Atlanta, U.S.A., 1967.
87. *Vesic, A. S.* "Experiments with instrumented pile groups in sand". Symposium on deep foundations, Spec. Tech. Publ. N° 444, San Francisco, California, ASCEM Spec. Techn. Publ. June 24, 1968.
88. *Vesic, A. S.* "Tests on instrumented piles, Ogeechee River site". Journ. Soil. Mech. and Found. Div. A.S.C.E. Marzo, 1970
89. *Whitaker, T.* "Experiments with model piles in groups" Geotechnique, Londres, 1957
90. *Whitaker, T. y Cooke, R. W.* "A new approach to pile testing" Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. París, 1961.
91. *Whitaker, T. y Cooke, R. W.* "Bored piles with enlarged bases in London clay". Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Montreal, Canada, 1965.
92. *Whitaker, T. y Cooke, R. W.* "An investigation of the shaft and base resistances of large bored piles in London clay" Proc. Symp. Large bored piles. Londres, 1966.
93. *Williams, G. M. S. y Colman, R. P.* "The design of piles and cylinder foundations in stiff, fissured clay". Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Montreal, Canada, 1965.
94. *Woodward, R. S.; Lundgren, R. y Bottono, S. D.* "Pile loading tests in stiff clays". Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. París, 1961.
95. *Yang Nai-Chen.* "Redriving characteristics of piles" Journ. Soil Mech. and Found. Eng. A.S.C.E. Julio, 1956.
96. *Zeccacert, L.* "Compensated friction - pile foundation to reduce the settlement of buildings on the highly compressible volume clay of Mexico City". Proceed IV Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Londres, 1957.
97. *Zeccacert, L.* "Reduction of point bearing capacity of piles because of negative friction" Proc. I Conf. Pan. de Mec. de Suelos y Cimentaciones. México, 1959.
98. *Zeccacert, L.* "Consideraciones generales sobre problemas relacionados con cimentaciones de pilotes y pilas". Congreso de Cimientos Profundos. México, 1964.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
PROFUNDAS



ING. JOSE VARGAS CASTRO
Febrero, 1976

Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 512-31-23

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. This is essential for ensuring the integrity of the financial statements and for providing a clear audit trail.

2

3

4

EJEMPLOS DE CIMENTACION

A BASE DE PILOTES

EJEMPLO NO. 1 CIMENTACION A BASE DE PILOTES DE FRICCION.

EJEMPLO NO. 2 CIMENTACION A BASE DE PILOTES DE APOYO EN LA PUNTA.

ING. JOSE VARGAS CASTRO.

I N T R O D U C C I O N

La mayor parte de los núcleos urbanos se asienta y desarrolla sobre zonas planas y cercanas a abastecimientos de agua; en algunos sitios las zonas planas pertenecen a antiguos lagos que a través del tiempo se secaron y depositaron sus sedimentos hasta formar una planicie; tal es el caso de las ciudades de Boston, Tokio, Londres y México.

La depositación de sedimentos lacustres dió lugar a la formación de mantos de arcilla compresibles que plantean serios problemas de capacidad de carga y asentamientos.

En la Ciudad de México se han empleado diferentes técnicas de cimentación para las estructuras a través del tiempo. Comenzando con las pirámides y templos aztecas que se cimentaron sobre bloques de piedra puestos a volteo hasta alcanzar cierta estabilidad.

Posteriormente parte de los grandes templos y edificios coloniales fueron cimentados sobre los restos de los templos aztecas (Catedral, Palacio Nacional) y otros se cimentaron sobre una serie de estacones de madera entrelazados para darle cierta rigidez a la

cimentación; este tipo de cimentación en algunas zonas trajo como consecuencia asentamientos diferenciales.

Los edificios coloniales ligeros (1 a 3 niveles) se cimentaron sobre zapatas de mampostería, observando un comportamiento satisfactorio.

Posteriormente se utilizó para edificios y monumentos pesados, una cimentación a base de pilotes de madera apoyados por punta; tal es el caso del Monumento a la Revolución y la Columna de la Independencia; el gran inconveniente de esta solución es que debido al crecimiento de la ciudad y a la explotación del agua del subsuelo, los mantos arcillosos se consolidan provocando un hundimiento general en el Valle de tal suerte que las estructuras cimentadas sobre pilotes de punta parecen emerger del suelo sin embargo esta solución se sigue empleando actualmente, principalmente para estructuras muy pesadas.

Después aparece una solución por sustitución en la cual mediante la excavación del terreno a cierta profundidad, queda compensado parcial o totalmente el peso del edificio; como ejemplo de cimentaciones de este tipo tenemos el edificio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, La Antigua Embajada Americana y el Edificio de la Lotería Nacional.

Finalmente debido a que el peso de algunos edificios es tal que pa-

na alcanzar una compensación parcial aceptable, las excavaciones -
necesarias para tal efecto llegarían a profundidades impracticables,
se ha adoptado una cimentación combinada a base de compensación
parcial y pilotes de adherencia tomando la carga en exceso de la -
compensación.

Con el propósito de ilustrar la tendencia actual de cimentaciones -
profundas a base de pilotes en la Cd. de México, se presentan 2 ..
ejemplos de ellos.

1er. Ejemplo. - Cimentación a base de pilotes de fricción de un ..
edificio para estacionamiento de 9 niveles.

2o. Ejemplo. - Cimentación a base de pilotes de apoyo en la punta
para un edificio de 23 niveles.

EJEMPLO NO. 1

EDIFICIO PARA ESTACIONAMIENTO ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

I. ANTECEDENTES.

Se proyecta la construcción de un Edificio para Estacionamiento ubicado dentro del 1° Cuadro, en México, D. F.

En el presente informe se determinan las características de cimentación, de tal manera de garantizar su buen comportamiento.

En la Figura 1 se muestra una planta de proyecto y sus colindancias.

II. PROYECTO.

De acuerdo con los datos que se nos han proporcionado, el edificio ocupará todo el predio de forma irregular, con una superficie de 3140 m²; constará de un sótano, planta baja, 9 niveles y azotea. El nivel del piso terminado en sótano se localizará a -3.15 m medidos a partir del nivel de banqueteta y, por la construcción de losas y contratraves se piensa que el nivel de piso de excavación a -6 m apro-

ximadamente.

El edificio estará estructurado por muros de cortante y columnas, como se muestra en la Figura 2. Según la información proporcionada, las cargas indicadas en dicha figura son aproximadamente 20% mayores que la carga que debe considerarse, para el análisis de la cimentación desde el punto de vista de asentamientos. Se consideró por lo tanto una carga del edificio de 11 ton/m^2 la cual incluye el peso propio de la cimentación.

El centro del área y centro de cargas coinciden, prácticamente como se muestra en la Figura 2 y por lo tanto no existe problema de excentricidad.

III. TRABAJOS DE CAMPO.

Se efectuaron 2 sondeos tipo mixto M-1 y M-2 a profundidades de 38.9 y 15.6 m respectivamente. La localización de los sondeos se muestra en la Figura 1.

En los sondeos se recuperaron muestras continuas inalteradas y alteradas, las primeras utilizando tubo Shelby y las alteradas mediante el método de penetración estándar (ASTM-1586-64T).

Aproximadamente en el 30% de la longitud perforada se recuperó en forma inalterada y en el 70% restante en forma alterada. Adema

más se efectuó un sondeo de avance a 3 m de profundidad para localizar el nivel freático.

Todas las muestras recuperadas debidamente identificadas y protegidas, se transportaron a nuestro laboratorio para realizar las pruebas necesarias.

Los trabajos de campo se llevaron a cabo del 12 al 15 de Agosto del año en curso.

IV. PRUEBAS DE LABORATORIO.

A todas las muestras recuperadas se les realizaron las siguientes pruebas de laboratorio.

1. Prueba Índice.
 - a. Clasificación visual y al tacto en húmedo y en seco.
 - b. Contenido natural de agua.
 - c. Límites de consistencia, líquido y plástico.
 - d. Porcentaje de finos que pasa por la malla número 200.

En base a los resultados de dichas pruebas se clasificaron los suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.). En las Figuras 3 y 4 se presentan las columnas estratigráficas de los sondeos mostrando los resultados de las pruebas de clasificación, perfil del contenido natural de agua y de la

resistencia a la penetración estándar.

Además de las pruebas anteriores, a las muestras inalterada seleccionadas se les sometió a las siguientes pruebas de peso volumétrico al corte y deformabilidad.

- a). Peso Volumétrico. En las Figuras 3 y 4 y en la tabla de la figura 5 se presentan los resultados.
- b). Resistencia al corte con torcómetro (velera de laboratorio). En las Figuras 3 y 4 se presentan los resultados.
- c). Compresión simple. Los valores de la resistencia a la compresión simple se grafican en las Figuras 3 y 4.
- d). Compresión triaxial no drenada. Los resultados se presentan en las Figuras 6 a 9.
- e). Consolidación normal. Los resultados se presentan en las figuras 10 y 11.

V. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES.

De acuerdo con la zonificación estratigráfica de la Ciudad de México¹ el predio en estudio se localiza dentro de la llamada Zona del Lago. El hundimiento regional en la zona del predio, según la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México², fué del orden de 15 cm durante el período del mes de Junio de 1966 al mes de Marzo de 1970, lo que implica una velocidad de hundimiento de 4 cm/año aproximadamente.

De acuerdo con las lecturas de una estación piezométrica, ubicado cerca del predio (P. 247 Ref. 2) las pérdidas de las presiones en el subsuelo en Marzo de 1970 fueron del orden de 1 y 4 ton/m² a profundidades de 20.4 y 36.4 metros respectivamente.

El subsuelo del sitio está constituido por formaciones típicas de la zona del lago que son: manto superficial, formación arcillosa superior y primera capa dura, cuya estratigrafía y propiedades se describen a continuación:

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION
-------------	-------------

0.0 - 9.0 m	Manto superficial.
-------------	--------------------

Constituido primeramente por una capa de relleno artificial de compactación media, formada por arena limosa y limo arenoso con pedacitas de tabique y poca grava. El espesor de relleno fué de 1.2 metros en el sondeo M-1 y 3.5 metros en el sondeo M-2. El peso volumétrico del material es del orden de 1675 Kg/m³.

Subyaciendo al material de relleno, se encontró limo poco arenoso y limo arcilloso con poca arena, clasificado como MH de acuerdo al S.U.C.S., color gris oscuro y gris verdoso, de consistencia media a firme con valores de cohesión entre 0.3 y 0.8 Kg/cm², - peso volumétrico entre 1450 y 1700 Kg/m³ y contenido natural de agua entre 50 y 100%. A una profundidad aproximada de 6 metros se encontró una capa de arena pumítica, limosa, compacta, con un espesor del orden de 0.70 metros.

9.0 - 36.0 m Formación arcillosa superior.

Subyaciendo al manto superficial y hasta una profundidad de 36 metros se localiza la formación arcillosa superior constituida por arcilla volcánica CH, color gris verdoso, de consistencia con valores de cohesión (c_u) entre 0.35 y 0.45 Kg/cm² hasta 15 metros de profundidad, entre 0.45 y 0.7 Kg/cm² hasta 34 m y 0.8 Kg/cm² entre 34 y 36 metros. El contenido natural de agua es del orden de 300% hasta 15 metros, 275% entre 15 y 23 metros y 300% entre 33 y 36 metros de profundidad. El valor medio de peso volumétrico es de 1150 Kg/m³ hasta 15 metros y 1200 Kg/m³ de 15 a 36 metros. La relación de vacíos, tiene valores entre 4 y 6.00. Se encontraron fósiles en la arcilla hasta 25 metros de profundidad, tiene poco vidrio volcánico a diferentes profundidades, lentes muy pequeños de ceniza volcánica y limo arcilloso con arena fina, MH.

36.0 m Primera capa dura.

A partir de la profundidad de 36 metros y hasta la profundidad máxima explorada que fué de 38.9 metros se encontró la primera capa dura constituida por materiales muy compactos de limo arenoso, MH, color gris verdoso.

De acuerdo con la información que se tiene³ respecto al subsuelo en la zona, se sabe que la primera capa dura se extiende hasta una profundidad aproximada de 39.5 metros, le subyace la formación arcillosa inferior hasta 48 metros y a continuación los depósitos profundos.

Nivel Freático.

El nivel freático se localizó a una profundidad de 1.7 m con respecto al nivel del terreno actual.

VI. ANALISIS DE RESULTADOS.

La estratigrafía y propiedades del subsuelo del sitio presenta las condiciones más favorables que se pueden obtener en la zona de lago, para la cimentación del edificio en cuestión, por lo siguiente:

1. El espesor de 9 m de manto superficial implica que la excavación propuesta hasta 6 m se efectuará totalmente en dicho manto, además tendrá una capa de 3 m de espesor del manto bajo del fondo de la excavación, lo cual ayudará a la estabilidad de las paredes y del fondo de la excavación.

La presencia de un estrato compacto a 6 m en el manto superficial, implica que el fondo de la excavación será una superficie razonablemente estable que facilitará mucho la construcción de la cimentación.

2. La formación arcillosa superior tiene cohesiones altas lo que implica capacidad muy razonable para pilotes trabajando por adherencia.

En resumen la estratigrafía presenta condiciones apropiadas para una cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción, que es

la solución adoptada para edificios altos en la zona del lago.

En la figura 12 se muestra la distribución de presiones totales neutrales y efectivas en el subsuelo. Las curvas de presión neutral y efectiva se dibujaron tomando en cuenta una pérdida de presión de 1 ton/m^2 a 20 m y 4 ton/m^2 a 36 m indicando por una estación piezométrica en la zona.

Como puede observarse de la curva de presión total, con cada metro de excavación en el manto superficial se logrará una compensación de 1.5 ton/m^2 .

VII. SOLUCION DE CIMENTACION.

Considerando las características del edificio y las condiciones del subsuelo el tipo de cimentación más adecuado, como se mencionó anteriormente, es una cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción como se muestra en la figura 13, que consiste en un cajón de cimentación bajo del sótano (-3.15 m) hasta -6 m , en combinación con pilotes de fricción hincados hasta -31 m , dejando un colchón de 5 m arriba de la primera capa dura para absorber los hundimientos regionales de la zona.

Compensación.

Con la excavación a 6 m de profundidad se logrará una compensación de $6 \times 1.5 = 9 \text{ ton/m}^2$.

Carga sobre Pilotes.

Considerando el peso del edificio, incluyendo del cajón de cimentación, de 11 ton/m², la presión en exceso de la compensación al nivel de desplante del cajón será 11 - 9 ton/m² = 2 ton/m², que deberá tomarse por medio de un grupo de pilotes.

Considerando el área del edificio de 3140 m² la carga total sobre los pilotes será de 2 x 3140 = 6280 ton.

Capacidad de carga de pilotes.

Los pilotes serán de concreto precolado trabajando por fricción, - hincados a 31 m de profundidad medidos con respecto al nivel del terreno actual. La capacidad de carga por fricción de los pilotes se calculó utilizando la expresión

$$Q_a = \frac{A_s \times f}{F.S.}$$

donde:

Q_a = Capacidad de carga admisible en fricción.

A_s = Area lateral del pilote. Para el cálculo se consideró una longitud friccionante de 22 m o sea de 9 a 31 m de profundidad.

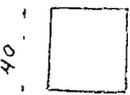
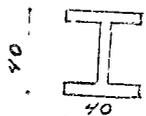
f = Adherencia media pilote - suelo, que se tomó como 2/3 c_u, donde c_u es la cohesión obtenida en la prueba de compresión

simple. Se consideró un valor medio de c_u igual a 4 ton/m².

F.S. =Factor de seguridad igual a 1.5.

Substituyendo valores, se obtuvo un valor de capacidad de carga admisible en fricción de 40 ton para un pilote con área lateral de 22 m² o se con un perímetro de 1 m.

Utilizando dicho valor, la capacidad de carga admisible en fricción para diferentes secciones del pilote se presenta a continuación.

cm	Perímetro efectivo P (m)	Capacidad de carga Admisible Qa (ton)
	1.6 m	64
	1.2 m	48
	1.6 m	64

La capacidad de carga admisible Q_a para cualquier sección puede calcularse en base a la expresión.

$$Q_a = P \times 40 \text{ ton}$$

Donde P es el perímetro efectivo del pilote en metros.

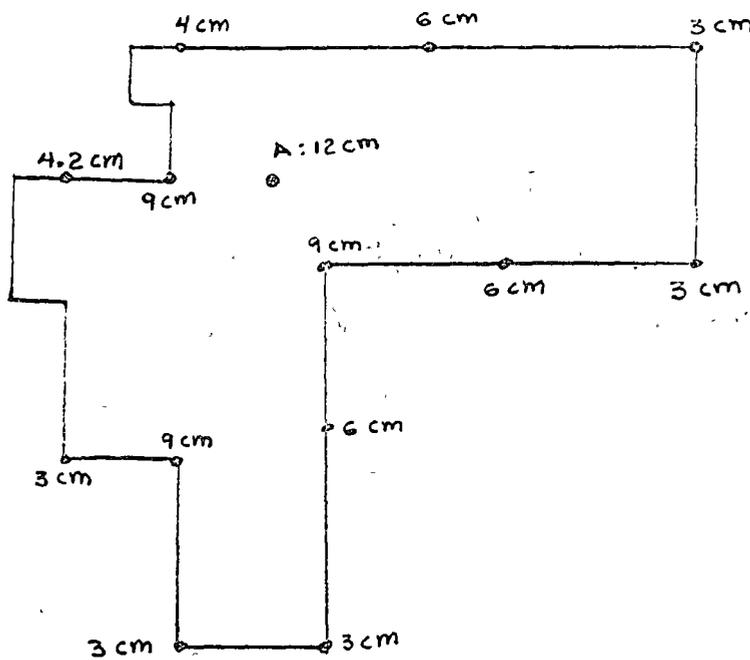
Capacidad de Carga del grupo de Pilotos.

Dando que la arcilla a 31 m de profundidad tiene una capacidad de carga del orden de 8 ton/m² la cual es mucho mayor que la carga de 2 ton/m² transmitida por el grupo de pilotes, no existe problemas de

capacidad de carga del grupo de pilotes.

Asentamientos.

Se calcularon los asentamientos en diferentes puntos del edificio - utilizando el criterio de Peck⁴, basándose en la teoría de consolidación de Terzaghi⁴. En la siguiente figura se presentan los asentamientos teóricos suponiendo que la estructura y cimentación es - flexible.



Como se puede observar el asentamiento máximo de 12 cm ocurrirá en el punto A y los asentamientos diferenciales variarán de 3 a 9 cm.

El efecto de rigidez del edificio y del cajón de cimentación en los asentamientos será reducir el asentamiento en el centro por un 6 a 12% e incrementar los asentamientos en las orillas por un 4 a 8% de

los valores calculados para el caso flexible, lo que redundará en una reducción de los asentamientos diferenciales.

VIII. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACION.

El hecho de que el predio está localizado en el centro de la Ciudad con edificaciones colindantes, impone la necesidad de emplear procedimientos de construcción de la cimentación tendientes a asegurar la estabilidad de las excavaciones, de las colindancias y rapidez en la construcción.

1. Colindancias.

En la Figura 1 se muestran las colindancias al predio que son:

- a. 4 edificios altos de 7 y 9 niveles, dos de ellos con un sótano y dos sin sótano que colindan con el predio aproximadamente 100 metros del perímetro total de predio de 330 m. Suponiendo que se emplearon cajones de cimentación sin pilotes en todos los edificios se estima que la carga neta sobre el suelo sería entre 2 y 2.75 ton/m² con nivel de desplante entre 2 y 4 m de profundidad.
- b. Aproximadamente 110 m de las colindancias son calles y avenidas donde también la estructura de retención es imperativa para evitar agrietamientos y hundimientos del pavimento y de la banqueta.
- c. Aproximadamente 120 m de las colindancias son patios y terrenos

balídos utilizados para estacionamiento y jardines, donde no existirán problemas importantes de la estabilidad de la pared de la excavación.

2. Estructura de retención.

Las estructuras de retención de las paredes de la excavación podrán ser las siguientes:

a. Muro ademe de concreto colado bajo lodo bentonítico.

Los muros de concreto armado colados en el lugar, por su rigidez e impermeabilidad son los más efectivos para detener las paredes de la excavación y confinar la influencia del abatimiento de nivel freático -- dentro del área de trabajo, además pueden construirse de modo que -- constituyan parte de la subestructura. En las zonas de excavación colindantes con los edificios el muro ademe funcionará efectivamente como estructura de retención. Es recomendable utilizar muro ademe con patas que se prolonguen 2 m por debajo de la profundidad de excavación o sea a una profundidad de 8 m con respecto al nivel del terreno natural.

b. Tablestacas de concreto hincadas.

Con un sistema eficiente de troquelamiento las tablestacas de concreto-hincadas, son efectivas para detener las paredes de la excavación sin permitir movimientos importantes; pueden impermeabilizarse mediante inyecciones en las juntas.

Las tablestacas deberán llegar a una profundidad de 8 m, hincadas en perforaciones realizadas previamente a la misma profundidad de 8 m.

El diagrama de presión de tierras para el diseño de la estructura de retención se muestra en la Figura 14.

3. Abatimiento del nivel freático.

El abatimiento del nivel freático se podrá realizar mediante la instalación de pozos de bombeo de gravedad, empleando pozos de 1.20 metros de diámetro con ademe ranurado de 0.80 m, separados 20 metros aproximadamente como se muestra en la Figura 14. La profundidad de los pozos será de 10 m, con la bomba a 9 m y el nivel dinámico a 8 m de profundidad.

Las bombas serán de tipo sumergible con capacidad máxima de 2 lts/seg.

Se deberán instalar piezómetros (ver figura 15) para controlar el abatimiento del nivel freático.

4. Excavación y Construcción de Cimentación.

El procedimiento para la excavación y la construcción de cimentación será el siguiente:

1. Se efectuará primero una excavación preliminar en toda el área por construir, a una profundidad de 1.5 m, con paredes verticales.

2. Se hincará o construirá la estructura de retención que podrá ser muro ademe o tablestaca de concreto en todo el perímetro.

Se hincarán los pilotes en una perforación previa efectuada hasta 7 m de profundidad. La profundidad de hincado será de 31 m con respecto al nivel de terreno actual. Se aconseja que la cabeza de los pilotes quede a 5 m de profundidad con el objeto de evitar demoliciones inútiles. Lo anterior plantea la utilización de un "seguidor".

Se instalarán los pozos de bombeo como se especificó anteriormente y se iniciará el abatimiento de nivel freático.

3. Se efectuará la excavación y construcción de cimentación en etapas como se muestra en la Figura 16, que consiste en:

- La excavación en la zona central con taludes 1:1 dejando las bermas indicadas.
- Se construirá la parte de la cimentación correspondiente a la zona central dejando previstas las juntas de colado.
- La excavación de los tramos perimetrales se hará de acuerdo con dimensiones y en el orden indicado en la Figura 16 apuntando previamente contra la parte ya construida.
- No se deberá atacar una etapa, si no se tiene colado cuando menos la losa de piso de la etapa anterior.

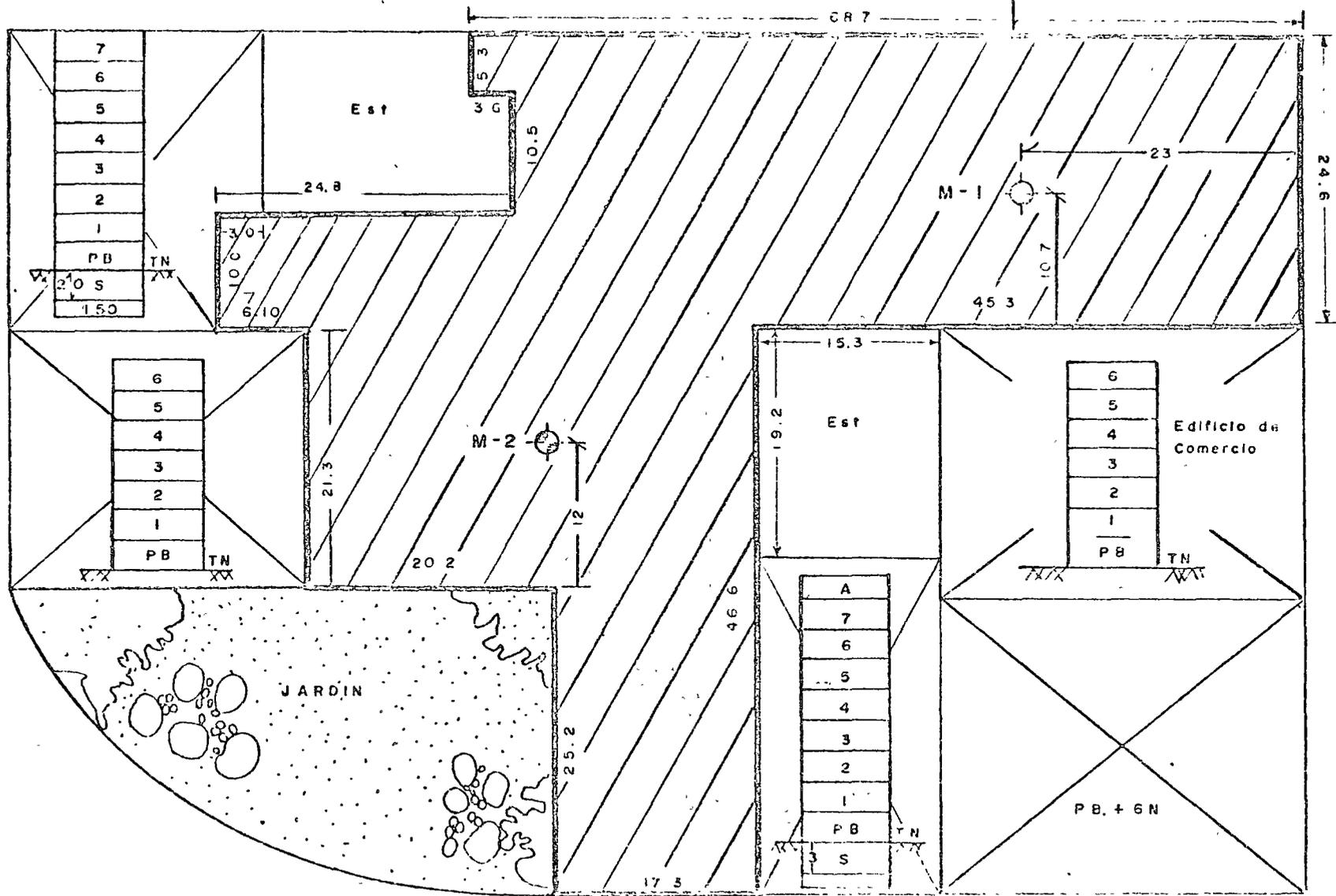
- Los puntales se retirarán conforme avance la construcción de la cimentación y subestructura.
- El nivel freático deberá permanecer abatido durante la excavación y construcción de la cimentación, sótano y planta baja, posteriormente se podrá retornar cuidadosamente de acuerdo con el peso que adquiera la estructura durante la construcción. El elemento de juicio para elevar el nivel freático será las nivelaciones de procción.

4. Control durante la construcción.

Se llevará un estricto control de la obra instalando los siguientes elementos:

- Banco de nivel profundo (uno)
- Banco de nivel superficial (uno)
- Referencias superficiales en colindancias y banquetas a cada 10 m
- Bancos flotantes en el fondo de la excavación (uno por cada 500 m²)
- Referencias en la cimentación ya construida.
- Piezómetros abiertos tipo Casagrande.

Durante la excavación y construcción de la cimentación será necesario llevar un registro continuo (diario) de movimientos del fondo de excavación, cajón de cimentación construida, puntos en colindancias y de niveles piezométricos. Las nivelaciones podrán espaciarse a una semana después de construida la cimentación y sótano, una mensual hasta la terminación de la estructura y un año posteriormente.



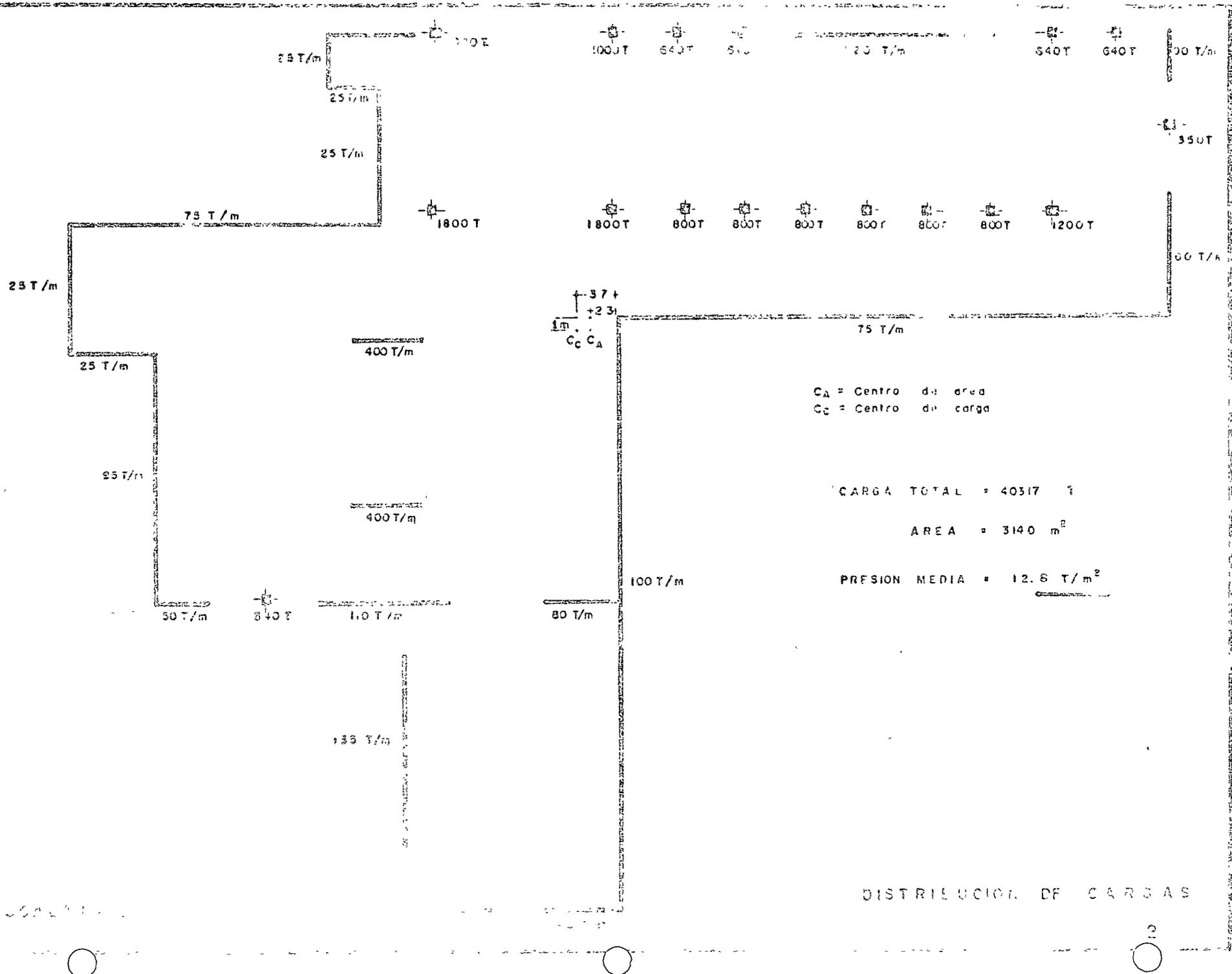
Escala 1'500

Anotaciones en metros

Est - Estacionamiento

☉ Sondeo

ORGANISMO DE LOCALIZACION DE SERVICIOS



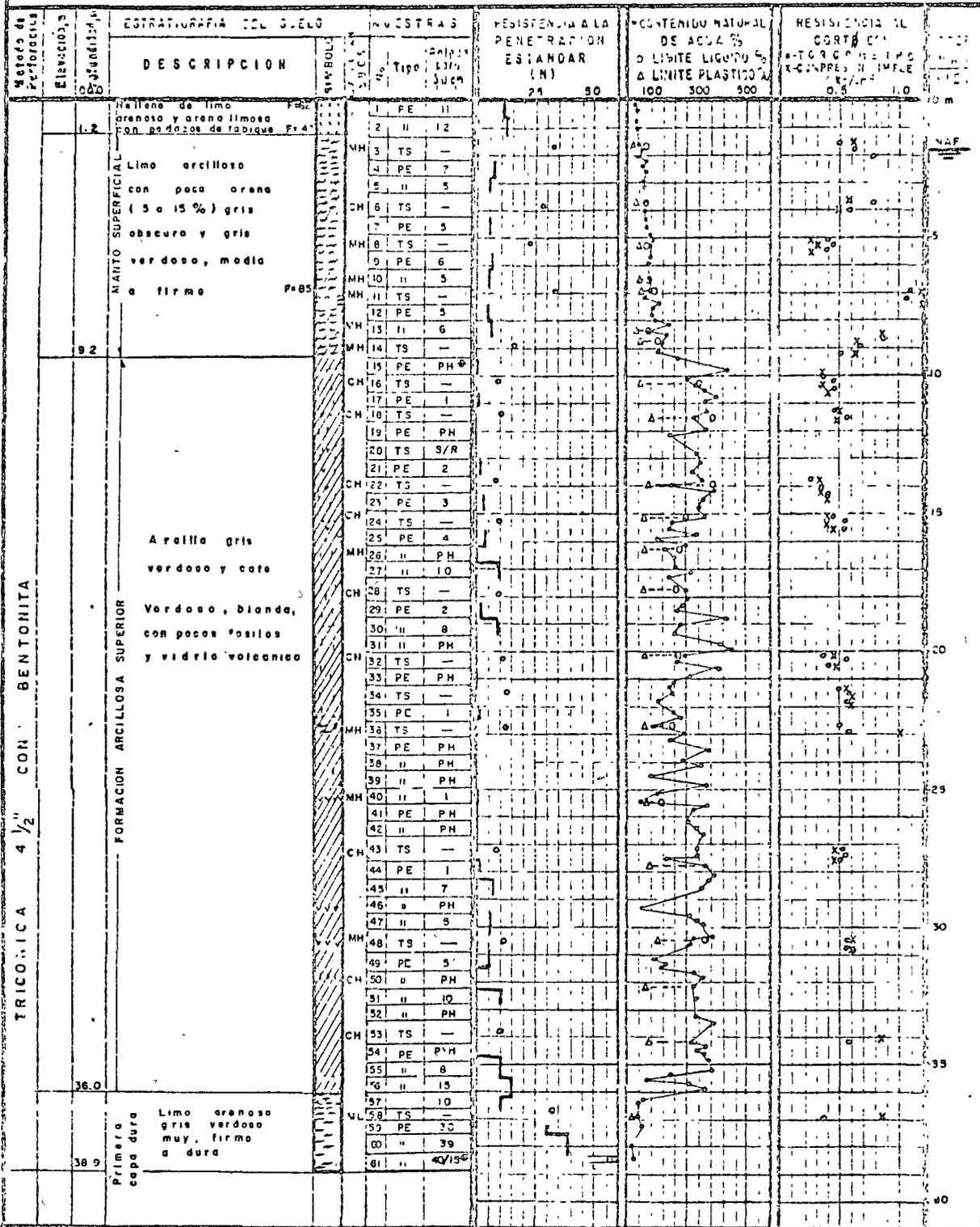
SONDEO M-1

LOCALIZACION VER FIGURA 1

FECHA DE PERFORACION 12-14-02

T.S Tubo Shelby } Muestreo inalterado
 SD Barril Seneca }
 P.E Penetracion Estandar } Muestreo alterado
 S/R Sin recuperacion de muestra

Banco de nivel _____
 Elevacion del brocal del sondeo _____



PH - Peso Herramienta
 40/15 representa 40 golpes para penetrar 15 cm
 PH - Peso Volumetrico natural Ton / m³
 Penetracion estandar
 Peso del martillo 64 Kg
 Altura de cada 75 cm

- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA
- FOSILES
- VIDRIO VOLCANICO

SONDEO N-2

LOCALIZACION VER FIGURA 1

FECHA DE PERFORACION 14-15 De Agosto De 1973

- T.S. Tapa Sello
- BD Barril Desecho
- P.F. Penetracion Detallada
- A Ancho Sin Muestreo
- MR Muestra Representativa

Banco de nivel _____
Elevacion del brocal del sondeo _____

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO	DESCRIPCION	SIMBOL	MUESTRAS		RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR (N)	CONTENIDO NATURAL DE AGUA % O LIMITE LIQUIDO % A LIMITE PLASTICO %	RESISTENCIA COMPRESION
			Numero	Profundidad (cm)			
<p style="text-align: center;">FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR</p> <p style="text-align: center;">TRONCICA 4/2</p>	relleno de arena, poca grava y limo, pedacitos de tabique	XX	1	PE 12			
	Relleno de limo arenoso pedacitos de tabique	XX	2	II 10			
	Limo poco arenoso gris claro, duro y pedacitos de tabique	XX	3	TS —			
		XX	4	PE 12			
	Limo arcilloso gris verdoso, media a firme	MH	5	TS —			
		MH	6	PE 4			
	Arcilla, gris verdoso, gris y cafe verdoso, blanda, con fosiles, vidrio volcanico y ceniza volcanica	MH	7	TS/VR —			
		MH	8	PE 30			
	PH peso...	MH	9	II 60			
		MH	10	II 60			
	PH peso...	MH	11	TS/P —			
		MH	12	PE 4			
	PH peso...	MH	13	II 7			
		MH	14	TS —			
	PH peso...	CH	15	PE 1			
		CH	16	II PH			
	PH peso...	CH	17	II PH			
		CH	18	TS —			
	PH peso...	CH	19	PE 2			
		CH	20	II 2			
	PH peso...	CH	21	TS —			
		CH	22	PE 1			
	PH peso...	CH	23	II PH			
		CH	24	TS —			

1.0 1.4 1.6 1.8 2.0 2.2

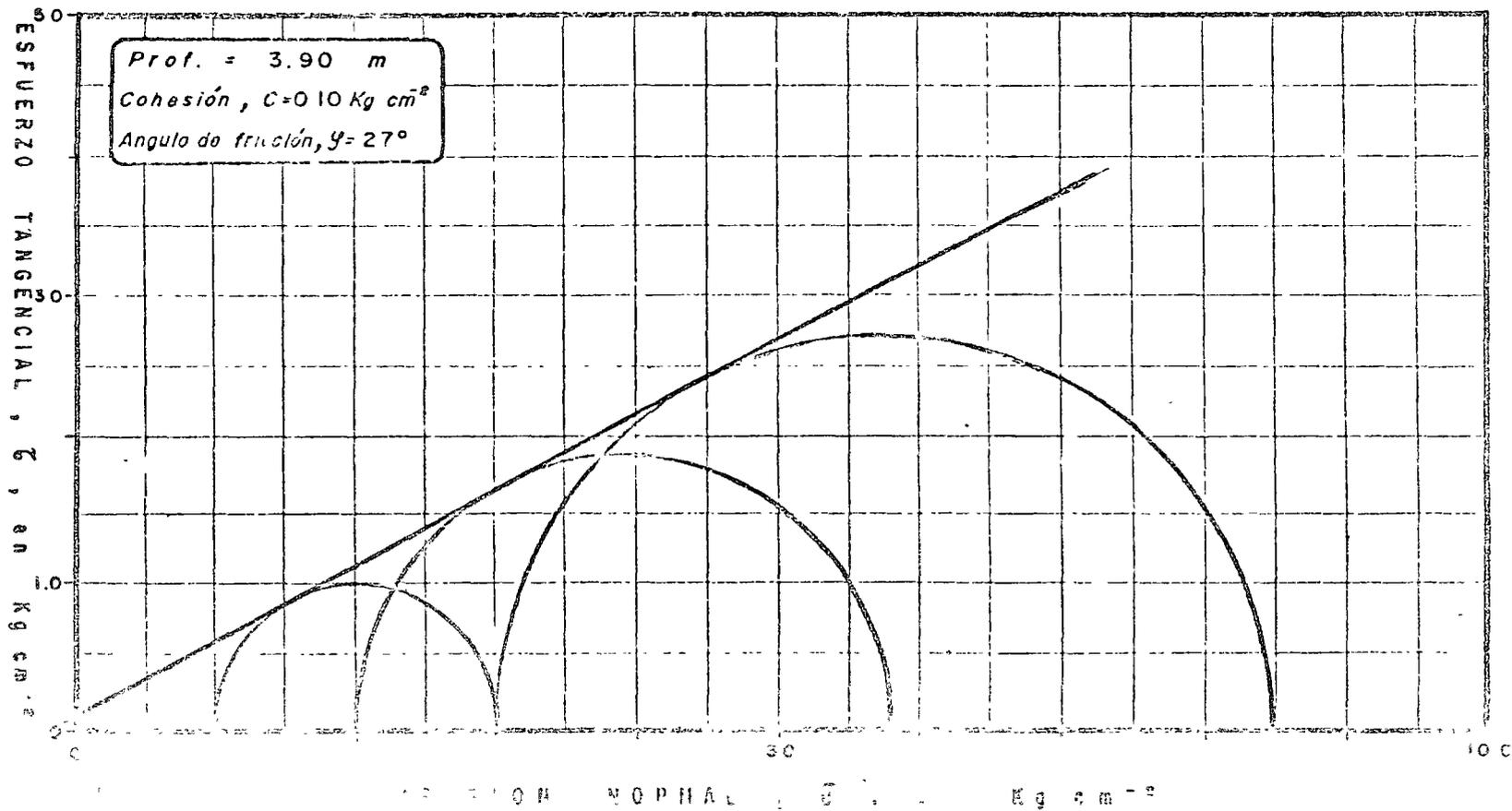
o Foso Volumetrico natural Ton./m³
Penetracion...
Peso del...
Altura de...

- SIGNOS CONVENCIONALES:**
- ARELLENC
 - ARCILLA
 - LIMO
 - ARENA
 - GRAVA
 - FOSILES
 - VIDRIO VOLCANICO
 - CENIZA VOLCANICA

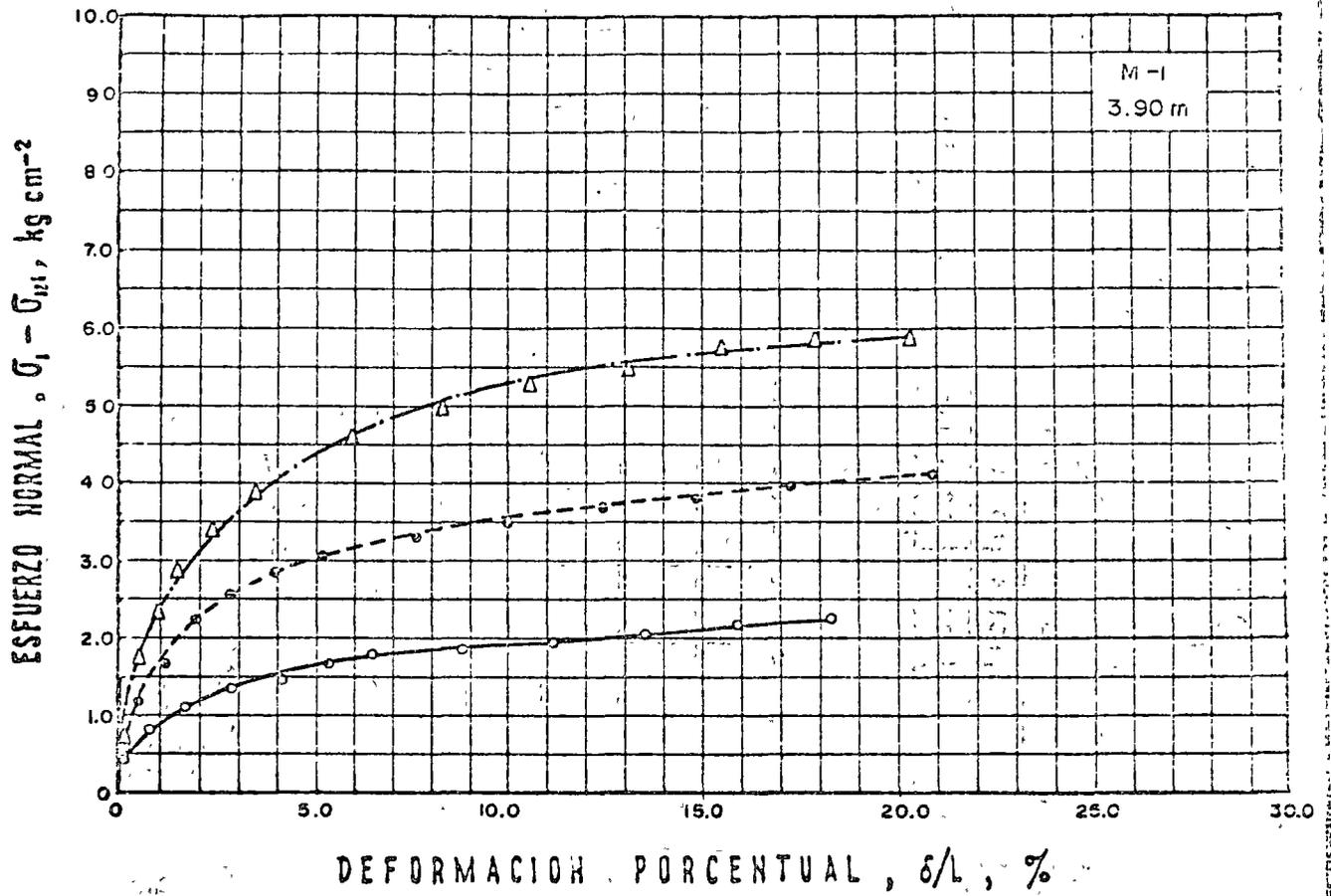
TABLA DE PESOS VOLUMETRICOS

SONDEO	PROF (m)	PESO VOLUMETRICO HUMEDO $\gamma_h \text{ Kg/m}^3$	CONTENIDO DE AGUA W. %	PESO VOL SECO $\gamma_s \text{ Kg/m}^3$	DENSIDAD DE SOLIDOS S_s	RELACION DE VACIOS e	CLASIFICACION
M-1	1.60	1651	364	1210	2.19	0.81	Limo arcilloso
	3.90	1550	65.7	935	2.30	1.46	Arcilla Limosa
	5.30	1452	89.8	765	2.36	2.10	Limo arcilloso
	6.80	1695	63.4	710	2.30	1.22	Limo arcilloso
	8.90	1303	137	550	2.17	2.95	Limo arcilloso
	10.20	1176	337	269	2.10	6.80	Arcilla con fosiles
	11.60	1207	260	335	2.10	5.15	Arcilla con fosiles ceniza volcanica
	13.90	1144	284	298	2.02	5.78	Arcilla con fosiles
	15.00	1183	254	334	2.08	5.23	'' ''
	18.10	1184	271	319	2.18	5.83	'' ''
	20.10	1230	246	356	2.19	5.15	'' ''
	21.60	1261	189	436	2.19	4.02	'' ''
	22.80	1220	200	407	2.12	4.22	'' ''
	27.20	1146	296	289	2.27	6.85	Arcilla
	30.70	1202	291	307	2.08	5.77	Arcilla con fosiles
34.20	1188	262	328	2.21	5.73	Arcilla	
37.00	1626	42	1143	2.44	1.14	Limo arenoso	
M-2	1.90	1675	43	1171	2.37	1.03	Relleno arena limosa
	8.70	1266	153	500	2.24	3.48	Arcilla limosa
	13.50	1181	293	300	2.03	5.75	Arcilla con fosiles

SONDEO	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO I _p	DENSIDAD DE SÓLIDOS S _s	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESOS VOLUMETRICOS NATURAL γ_h	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		DIFERENCIA ENTRE LAS FUERZAS EN LA FALLA σ	CLASIFICACION S.U.C.S.
	NATURAL W _i	FINAL W _f				NATURAL e _i	FINAL e _f	NATURAL G _i	FINAL G _f		MEJOR σ_{III}	PEOR σ_I		
PROF	%	%	%	%	—	—	—	%	%	Kg m ⁻³	Kg cm ⁻²	Kg cm ⁻²	%	
m	73.4	67.0	65	35	2.25	1.59		103.9	104.0	1504	1.0	3.00	110	CH
3.90	60.7	53.0			2.37	1.40		102.8	103.0	1587	2.0	5.80	140	
	63.1	52.3			2.29	1.40		103.2	104.1	1559	3.0	8.50	120	



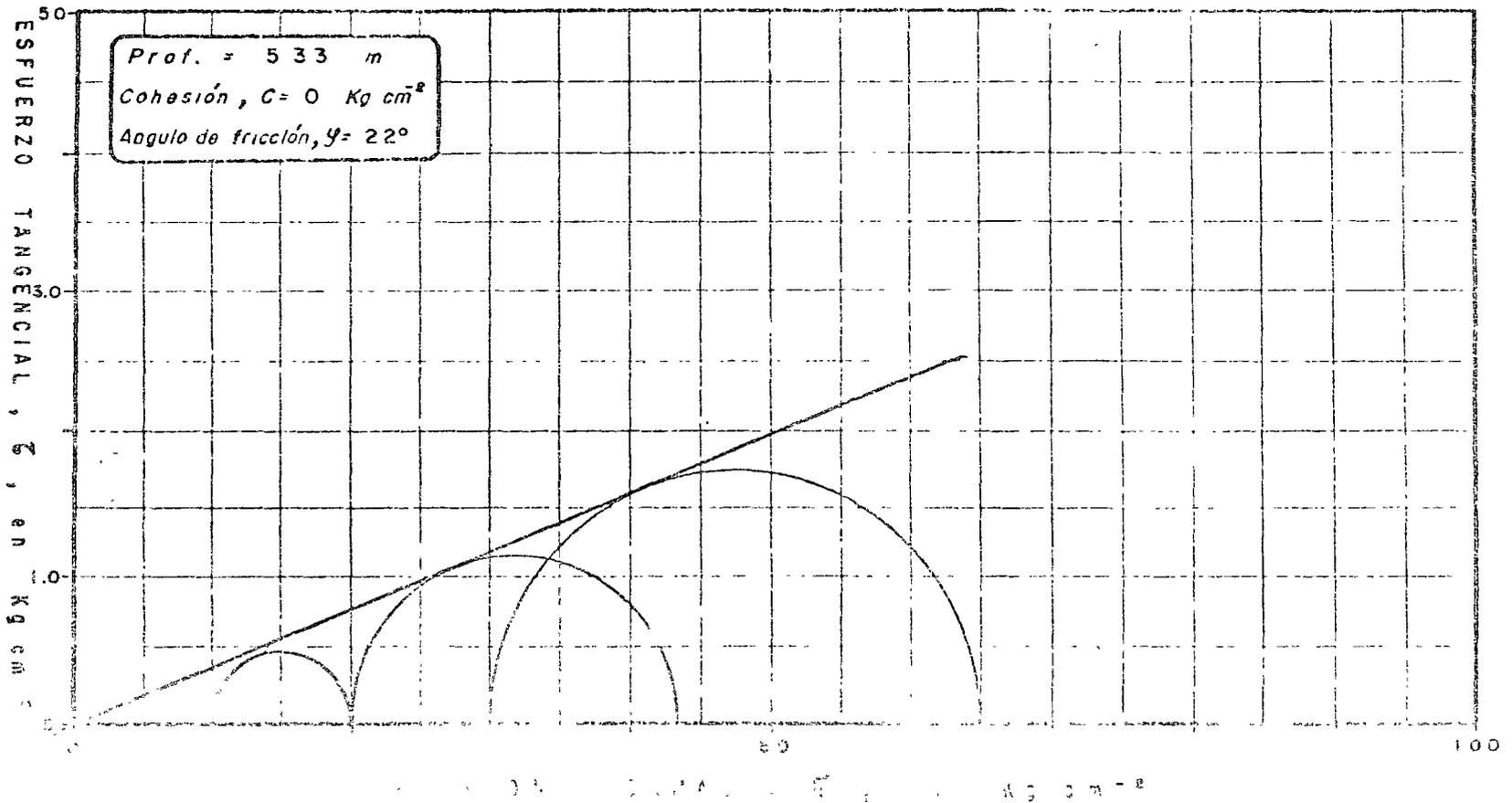
COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA



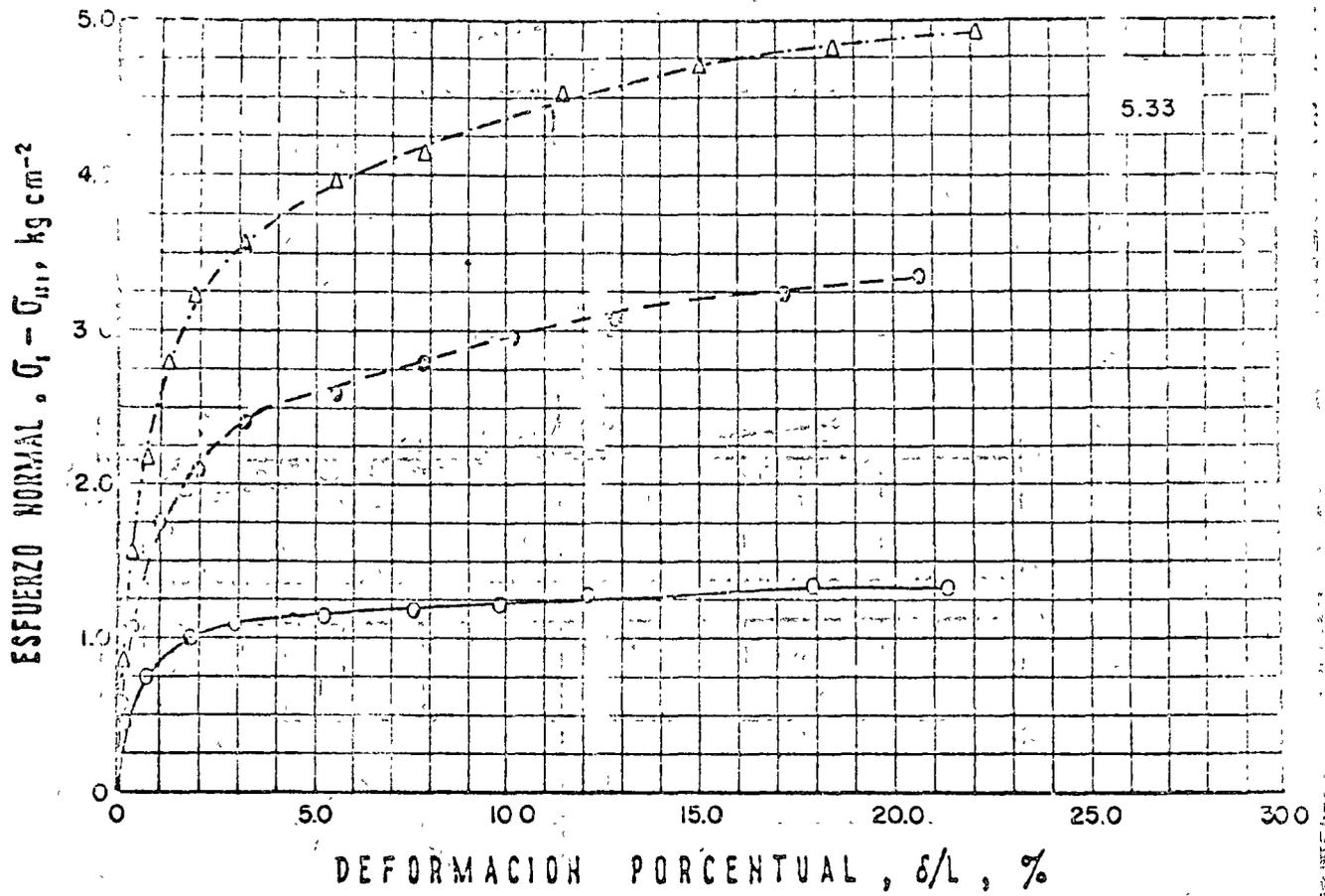
TRIAxIAL CONSOLIDADA RAPIDA

SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE	$\sigma_1 - \sigma_3, \text{Kg/cm}^2$	$\delta/L, \%$
○	1.0 Kg/cm ²	2.00	11.0
⊙	2.0 "	3.80	14.0
△	3.0 "	5.50	12.0

SONDEO	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE	INDICE	DENSIDAD DE	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRIC	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		TEORÍA DE DEFORMACIONES EN LA FALLA	CLASIFICACION S.U.C.S.
	NATURAL	FINAL	LIQUIDO	PLASTICO	SOLIDO	NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL	NATURAL	MEJOR	PEOR	EN LA FALLA	
M-I	W_i	W_f	LL	I_p	S_s	e_i	e_f	G_i	G_f	γ_n	σ_{III}	σ_I	σ	
PROF	%	%	%	%	—	—	—	%	%	$Kg\ m^{-3}$	$Kg\ cm^{-2}$	$kg\ cm^{-2}$	%	
m	91.7	82.9	76	32	2.30	2.16		97.6	95.8	1396	1.0	2.00	2.0	MH
533	89.3	73.9			2.44	2.15		101.3	101.9	1468	2.0	4.35	3.0	
	88.4	69.1			2.35	1.97		105.5	107.5	1493	3.0	6.50	3.0	



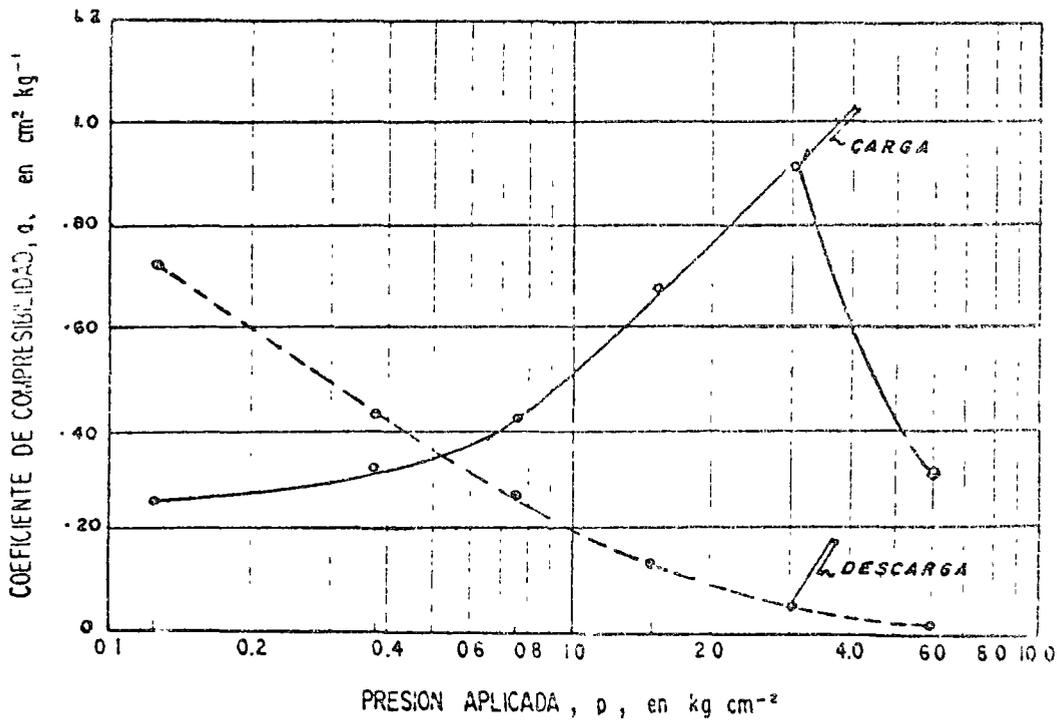
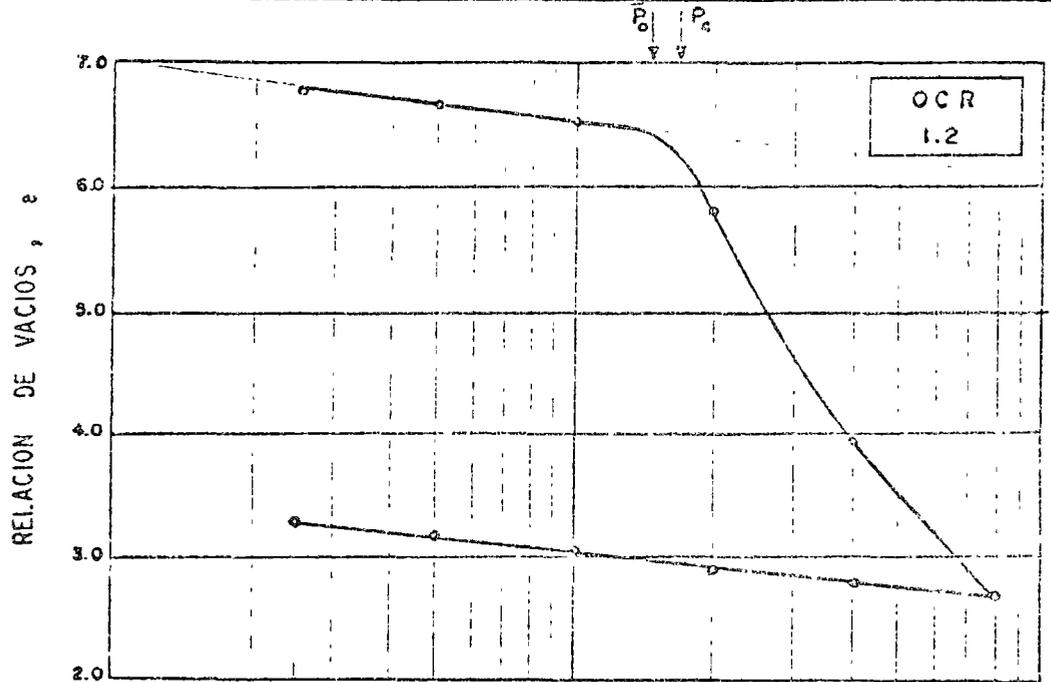
COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA



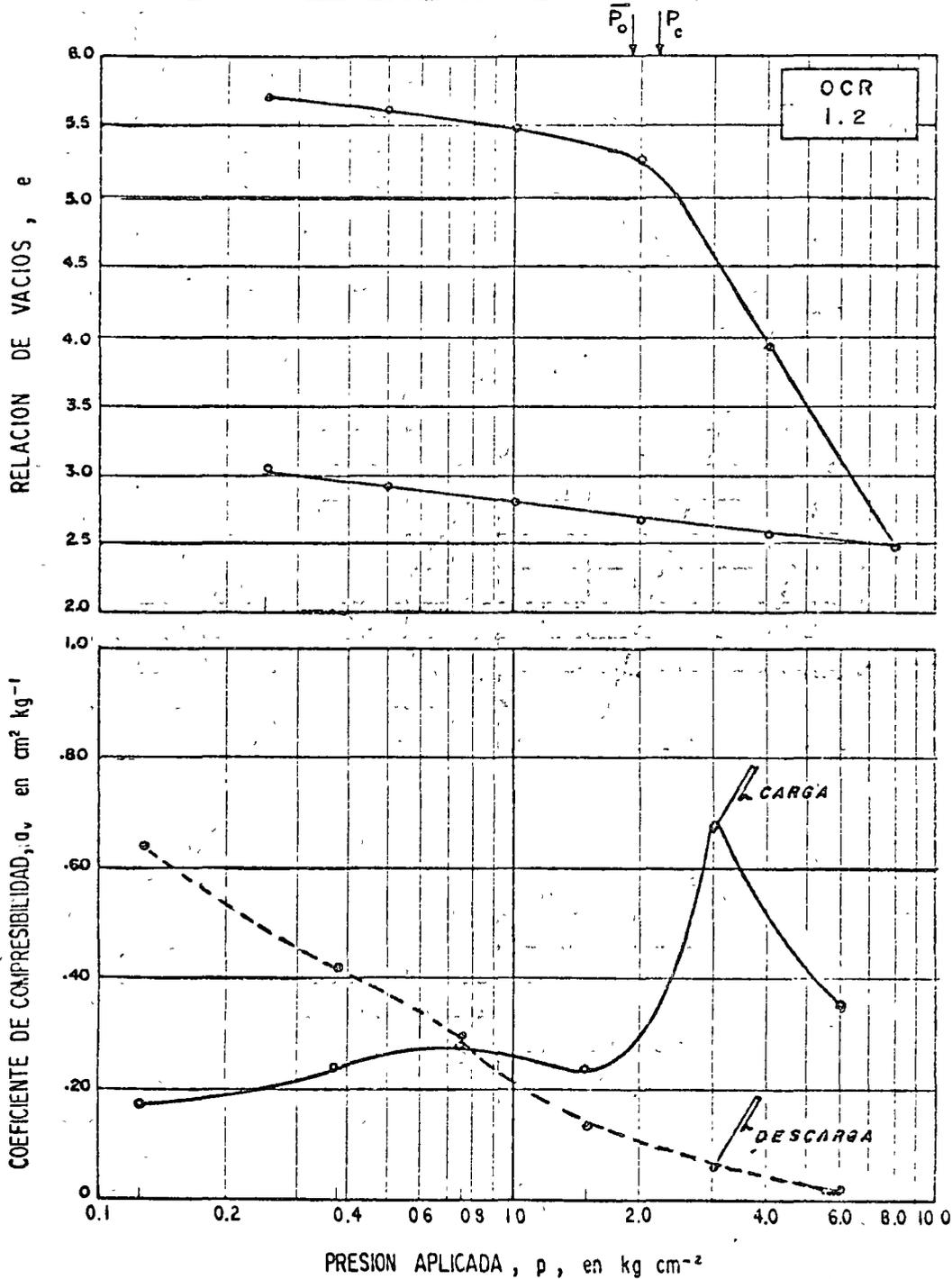
TRIAxIAL CONSOLIDADA RAPIDA

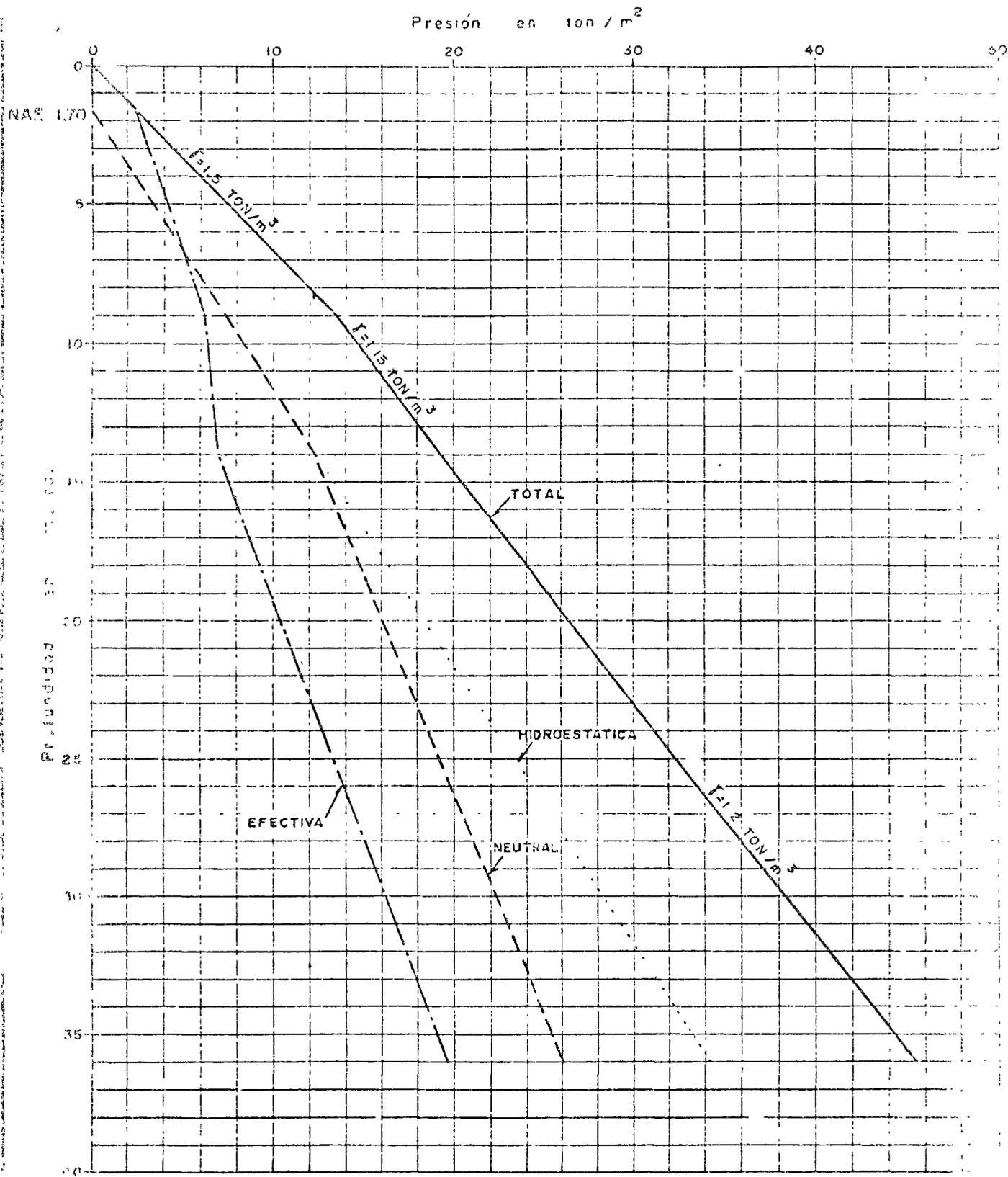
SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE	$\sigma_1 - \sigma_3$, Kg/cm ²	δ/L , %
O	1.0 Kg/cm ²	1.00	2.0
□	2.0 Kg/cm ²	2.35	3.0
Δ	3.0 Kg/cm ²	3.50	3.0

SONDEO	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITES		INDICES DE COMPRESION		PRESION CALAR (E) EFECTIVA PRECARGO		PESO VOLUMETRICO	CLASIFICACION
	SOLIDOS	VACIOS	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	LIQUIDO	PLASTICO	C_r	C_c	P_0	P_c		
PROF. m.	s_s	e_i	W_i	W_f	G_i	G_f	LL	LP	%	%	K_0 / cm^2	kg cm^{-2}	kg m^{-3}	
2715	2.27	6.35	296.4	164.8	98	100	287	90	0.5	5.1	1.45	1.7	1146	CH



SONDEO M-1	DENSIDAD RELACION DE SOLIDOS DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITES		INDICE DE COMPRESION		PRESION CARGA DE EFECTIVA PRECONSO LIDACION		PESO VOLUME-TRICO γ_h	CLASIFICACION SUCS
	s_s	e_i	INICIAL W_i	FINAL W_f	INICIAL G_i	FINAL G_f	LIQUIDO LL	PLASTICO LP	C_r	C_c	\bar{P}_0	P_c		
PROF m	—	—	%	%	%	%	%	%	—	—	kg/cm^2	kg cm^{-2}	kg. m^{-3}	
34.15	2.21	5.73	261.7	167.0	100	100	272	88	0.32	4.6	1.87	2.2	1180	CH

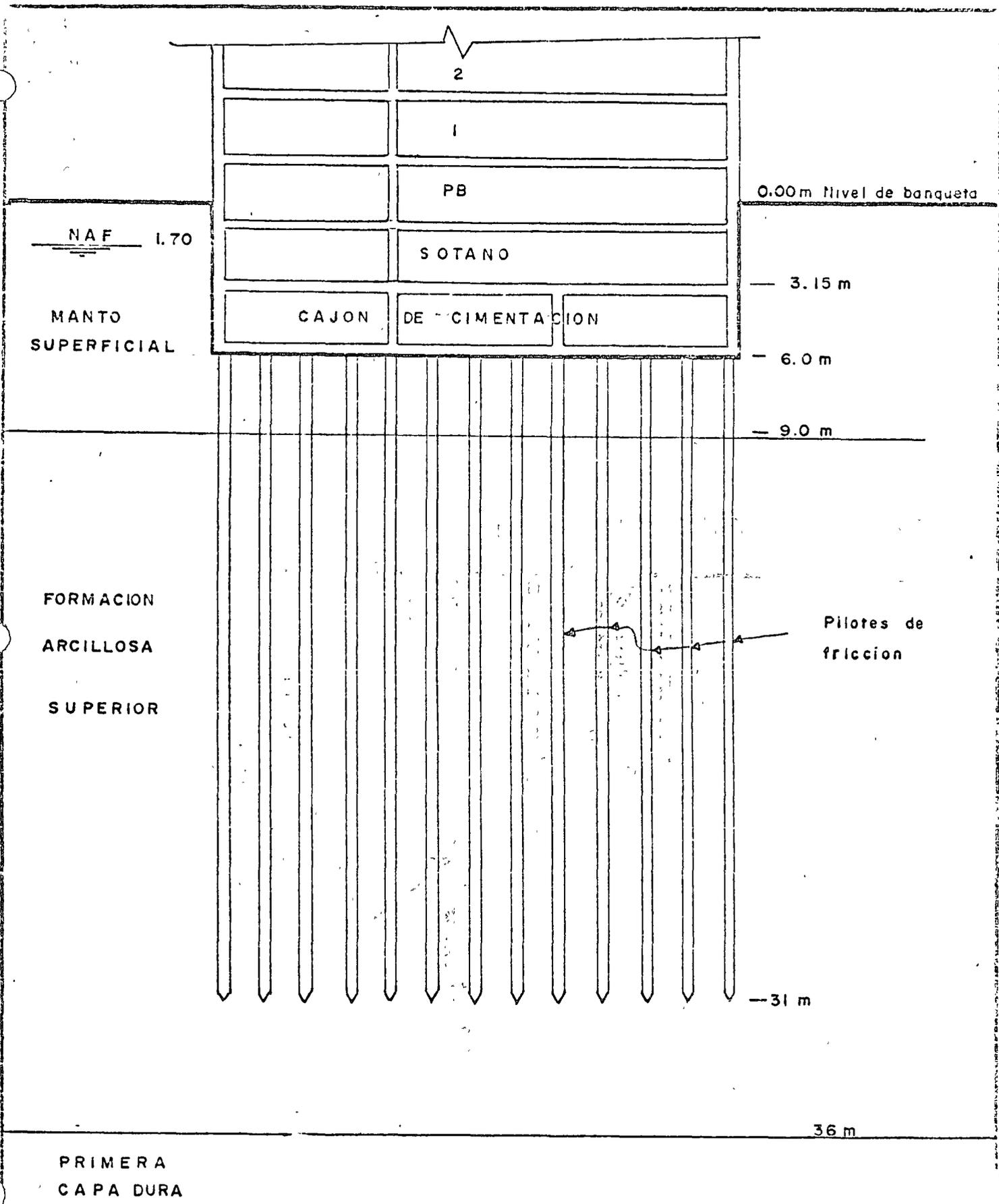




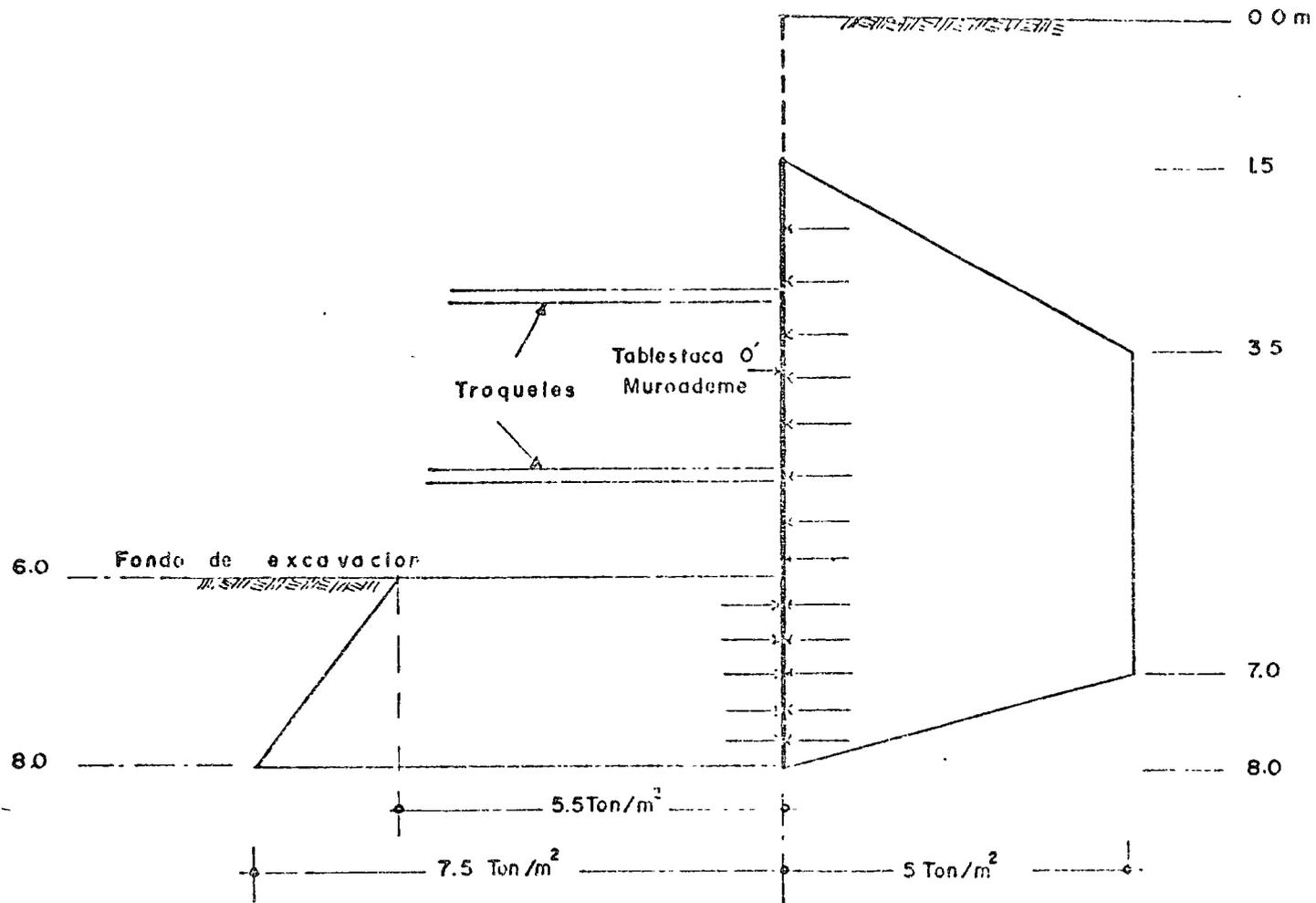
NOTA:

SE DIBUJARON LAS CURVAS DE PRESION
 NEUTRAL Y EFECTIVA TOMANDO EN
 CUENTA LA PERDIDA DE PRESION
 NEUTRAL EN EL SUBSUELO EN LA ZONA.
 ESTACION PIEZOMETRICO P 247 EN LA REF: 2

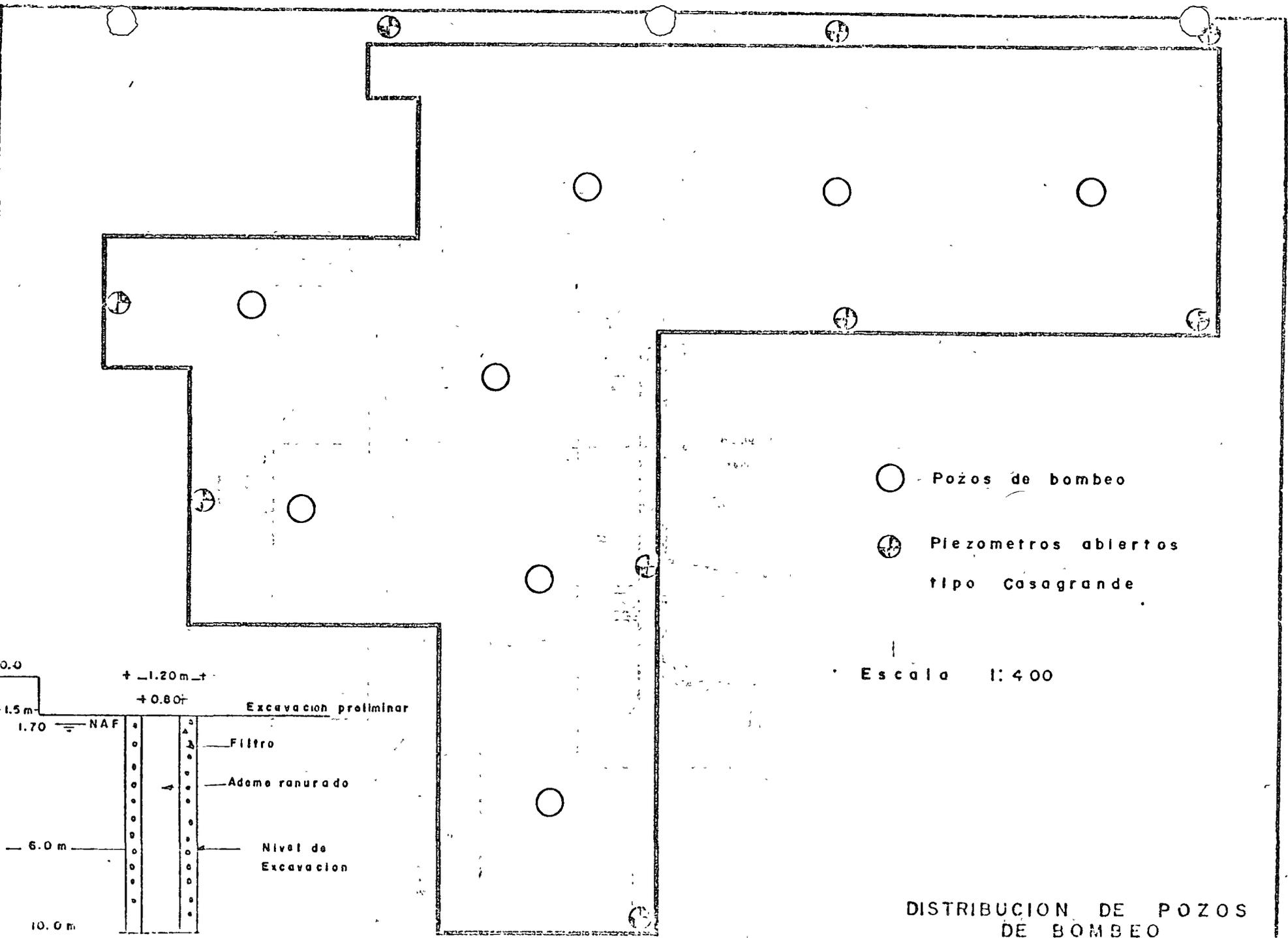
PRESIONES EN SUBSUELO



SOLUCION DE CIMENTACION

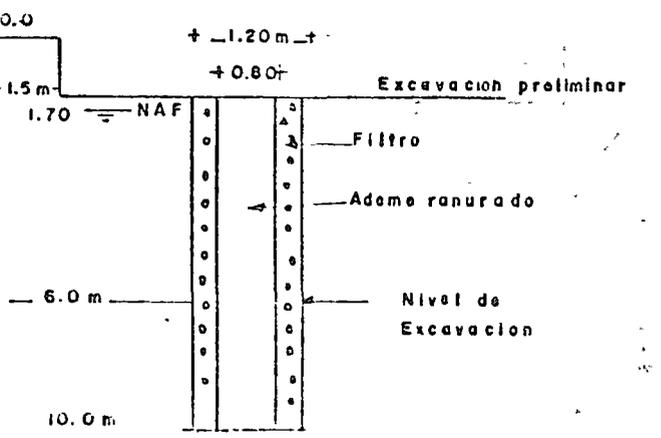


PRESIÓN DE TIERRA EN LA ESTRUCTURA DE TIENCIÓN



- Pozos de bombeo
- ⊕ Piezómetros abiertos tipo Casagrande

Escala 1:400



SECCION DEL POZO DE BOMBEO

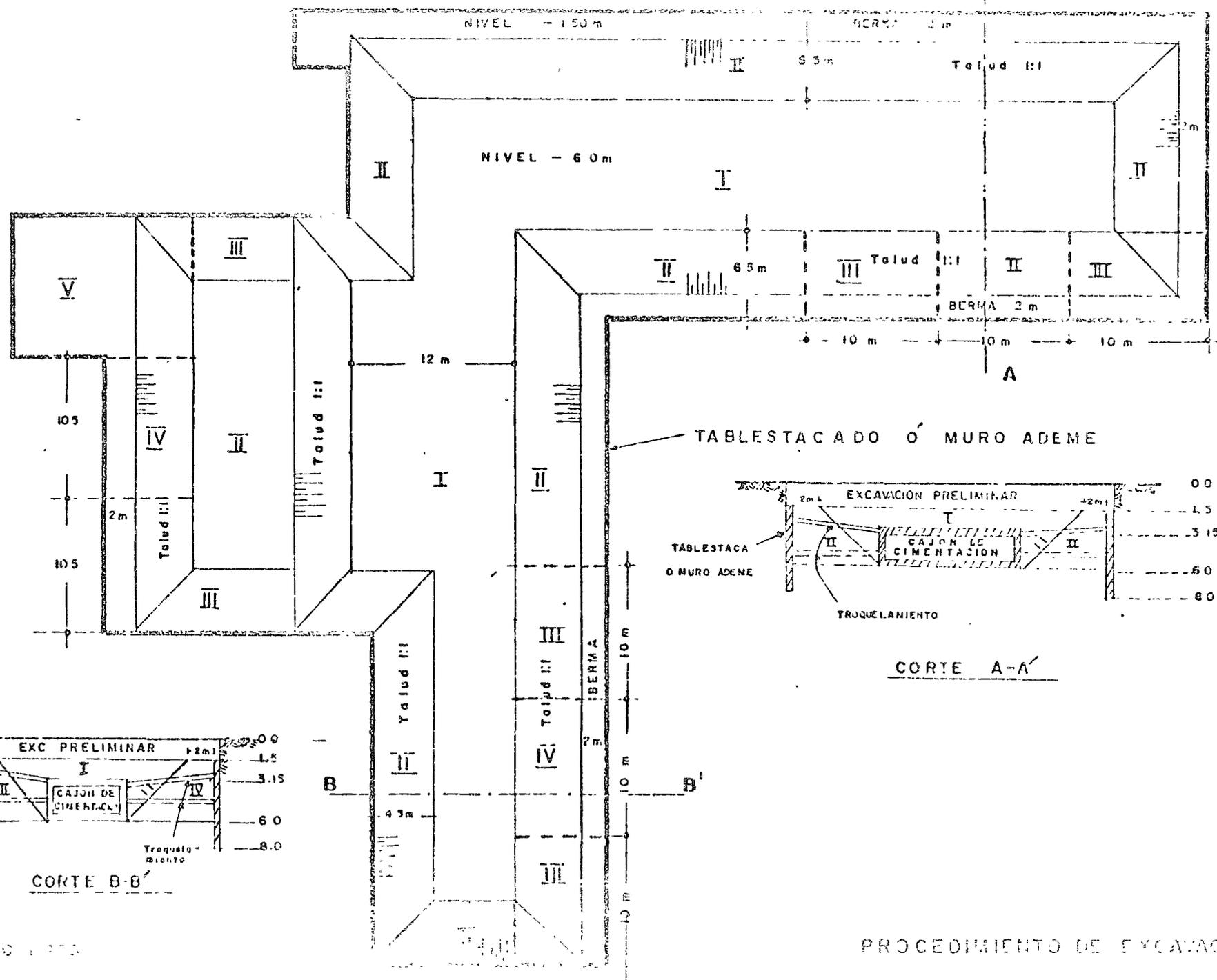
DISTRIBUCION DE POZOS DE BOMBEO

NIVEL 00-

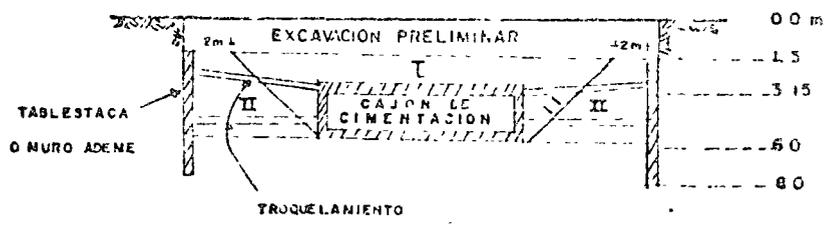
NIVEL -150m

BERMA 2m

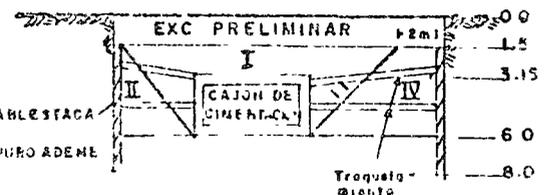
A'



TABLESTACADO O MURO ADEME



CORTE A-A'

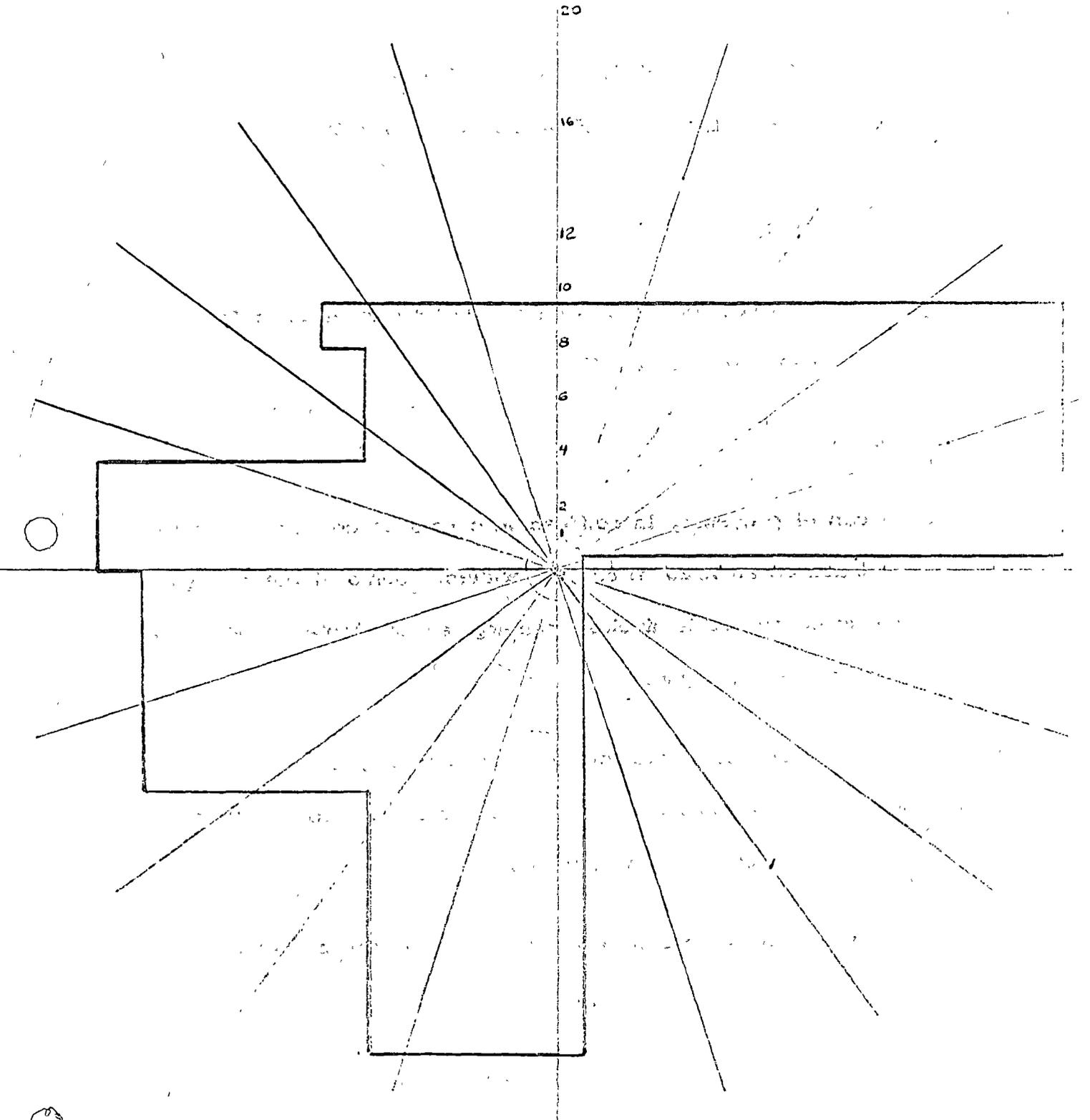


CORTE B-B'

PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION

E 1:500

CENTRO DE AREA



EJEMPLO NO. 2

EDIFICIO PARA OFICINAS ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

I. ANTECEDENTES.

Se proyecta la construcción de un Edificio de 23 niveles para Oficinas, en la Col. Condesa, México, D. F.

II. PROYECTO.

De acuerdo con el proyecto, la edificación consta de una Torre Central de base cuadrada de 25 x 25 m con 23 niveles. Junto al pie de la torre existirá un cuerpo de 2 niveles, rectangular en planta de 30 x 45m según se muestra en la Figura 1.

Debajo de ambos cuerpos y extendiéndose en todo el predio de 3785 m² de superficie, se construirá un sótano de un sólo nivel con 3.50 m de profundidad bajo el nivel del piso terminado.

Por requisitos arquitectónicos no deberán existir juntas constructivas entre los distintos cuerpos del conjunto.

En el sitio en estudio existió una construcción de 1 nivel la cual fue demolida.

III. EXPLORACION DEL SUBSUELO.

Se efectuarón 3 sondeos mixtos (M-1 a M-3) con obtención de muestras alteradas e inalteradas, cuya ubicación se muestra en la Figura 1.

Además con el propósito de determinar las presiones neutrales en el sub suelo se instalarón dos piezómetros abiertos tipo casagrande de 15 y 25 metros, cuya localización se muestra en la Figura 1.

IV. PRUEBAS DE LABORATORIO.

A las muestras obtenidas se les efectuaron las pruebas necesarias para su clasificación tales como: clasificación visual y al tacto, límites de consistencia, contenido de agua y granulometrías.

Además a las inalteradas se les efectuaron las pruebas necesarias para la determinación de los parámetros de resistencia y deformabilidad, tales como: peso volumétrico, húmedo y seco, densidad de sólidos, tornómetro, compresión simple, compresión triaxial consolidada rápida, compresión triaxial consolidada lenta, consolidación unidimensional, ensaye de expansibilidad.

Los perfiles estratigráficos y las pruebas efectuadas se presentan en las Figuras 2 a 11*.

* En este escrito se presentan únicamente las pruebas representativas para cada estrato, con el propósito de reducir el volumen de estos apuntes.

V. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES.

El predio en estudio se localiza en la Zona de Transición¹, cuya estratigrafía se resume como sigue:

Manto superficial: 0.5, 1.0 a 6.3, 7.8 m.

Constituido por intercalaciones de estratos limosos, arenosos y arcillosos. El número de golpes N en la prueba de penetración estándar varió de 1 a 10 en la arcilla y el limo y en los estratos arenosos de 7 a 30. El contenido natural de agua varía de 50 a 80%. El peso volumétrico promedio es de 1.65 ton/m^3 . Los valores de la cohesión determinada con torcómetro y en la prueba de compresión simple variaron de 0.15 a 0.5 kg/cm^2 .

En las pruebas de compresión triaxial $C = 0.3 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi = 24^\circ$

Formación arcillosa superior: 6.3, 7.8 a 14.5, 15.0 m.

Arcilla con fósiles CH con un lente de arena limosa entre 12 y 13 m, muy blanda (N varía de 0 a 2).

Contenido de agua muy variable: De 6.3 a 7.0 m; de 100 a 200%; de 7.0 a 10.0 m; de 200 a 300%; de 10 a 12 m; de 100%; de 12 a 13 m, 50%; de 13.00 a 14.5 m, 55 a 160%. Peso volumétrico medio de 1.3 ton/m^3 , relación de vacíos de 2 a 4 cohesión de 0.3 a 0.7 kg/cm^2 en torcómetro y compresión simple y $C = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi = 15^\circ$ en triaxial consolidada rápida.

El coeficiente de compresibilidad A_v para las presiones efectivas existentes en el suelo varía de 0.10 a 0.3 cm^2/kg . Los valores del coeficiente de expansibilidad A_{vd} para las presiones efectivas existentes varía de 0.02 a 0.09 cm^2/kg .

Primera capa dura: 14.5, 15.0 a 16.7, 17.2.

Constituida por suelos principalmente limo arenosos ML. El espesor de esta capa es de 2.50 m.

El número de golpes N en la prueba de penetración estándar vario entre 10 y 50. El contenido de agua varió entre 40 y 75%. En prueba consolidada rápida se obtuvo $C = 0.55 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi = 33^\circ$.

Formación arcillosa inferior: 16.7, 17.2 a 18.0, 19.0 m constituida por arcilla CH, blanda en un espesor promedio de 2 m. El contenido de agua varía de 100 a 180%. Peso volumétrico de 1300 kg/m^3 con relación de vacíos de 3 a 4. El valor de la cohesión con torcómetro y compresión simple varió de 0.4 a 0.6 kg/cm^2 .

En prueba de consolidación unidimensional se obtuvo $a_v = 0.5 \text{ cm}^2/\text{kg}$ y $a_{vd} = 0.01 \text{ cm}^2/\text{kg}$.

Depósitos profundos: 18.0, 19.0 en adelante.

Constituidos por arena limosa y limo arenoso, muy compactos. En el sondeo M-2 que se llegó a 35 m de profundidad continuaban encontrándose los depósitos profundos.

El contenido de agua varió de 25 a 40%. El número de golpes N en la prueba de penetración estándar fue mayor de 60.

En prueba de compresión triaxial consolidada rápida se obtuvo: $C = 2.4$ y $\phi = 36^\circ$.

Nivel Freático.

El nivel freático se localizó a una profundidad de 2.5 m, con respecto al terreno natural.

VI. DISCUSION DE RESULTADOS.

De acuerdo a las lecturas piezométricas se observan pérdidas de presión en la primera capa dura y en los depósitos profundos, lo cual se presenta en la gráfica de distribución de presiones de la Figura 12.

De acuerdo con la información proporcionada la profundidad de la infraestructura llegará a 6.0 m de profundidad, con una presión de contacto de 10 ton/m^2 .

De acuerdo con la curva de presiones totales la descarga por excavación a 6.0 m es de 9.6 ton/m^2 por lo que se compensará prácticamente el total de la carga impuesta.

VII. SOLUCION DE CIMENTACION.

A). Compensación.

Una solución de cimentación a base de cajón sin emplear pilotes, aún

cuando es técnicamente factible presentará los siguientes problemas:

1. Debe tenerse un cajón de altura mayor que el requerido cuando se usan pilotes, afín de rigidizar la cimentación y tener una distribución uniforme de las cargas. Esto implica más de los 6 metros de excavación contemplada para la solución de pilotes.
2. Como las cargas del edificio y la descarga producida por excavación están balanceadas para 6 m de excavación, mayor profundidad implica una cimentación sobrecompensada y por lo tanto será necesario utilizar lastre para nulificar la sobrecompensación y evitar expansiones indeseables.
3. Es muy difícil controlar movimientos diferenciales del inmueble por lo siguiente:
 - a). Dada la forma de triángulo rectángulo del sótano del edificio, con una torre muy alta en el centro y un cuerpo bajo a un lado de la torre, es muy difícil hacer coincidir el centro de las cargas en el centroide del área de cimentación, por lo que existe la posibilidad de ocurrir movimientos diferenciales, en ascenso o descenso, dependiendo de la compensación.
 - b). Debido a que la arcilla baja del edificio existente tiene una mayor preconsolidación que la del resto del área, los movimientos serán diferentes aún cuando se pudiera lograr una distribución uniforme de las cargas.

B). Pilotes.

El tipo de cimentación más adecuada para el inmueble será mediante pilotes trabajando por punta, apoyados en los depósitos profundos constituidos por limo arenoso muy compacto. Se considera una mínima de 3 m dentro de los depósitos profundos, es decir aproximadamente 22 m de profundidad.

Para calcular la capacidad de carga de los pilotes se utilizará el criterio de Meyerhof, de acuerdo con:

$$q_u = CNcp + \gamma' DfNqp$$

En donde:

q_u = Capacidad de carga última, ton/m²

C = Cohesión del estrato de apoyo, ton/m²

Df = Presión efectiva existente al nivel de apoyo, ton/m²

Ncp y Nqp = Factores de capacidad de carga, que dependen del ángulo de fricción interna y la penetración del pilote en el estrato del apoyo.

Para fines de calculo se tomo una cohesión de 2.0 Kg/cm² y un ángulo de fricción interna de 30°.

$\gamma' Df$ a 22 m de profundidad, tomando desde 6 m a 22 m es de 18 ton/m².

Los valores de Ncp y Nqp para una penetración mínima de 5 veces el ancho del pilote (superando pilotes de 0.50 m de lado) son de 350 y 53, respectivamente.

Substituyendo valores se obtuvo:

$$q_u = 1650 \text{ ton/m}^2$$

Aplicando un Factor de Seguridad de 3 se tiene:

$$q_a = 550 \text{ ton/m}^2 \text{ (cap. carga admisible)}$$

Calculando la carga útil para pilotes de diferente sección:

Sección del Pilote	Carga Util Ton.
Circular	
Dm.	
40 cm	69
50 cm	108
Cuadrado	
40 x 40 cm	88
50 x 50 cm	137

Para obtener el número de pilotes, se restará del peso total del edificio la flotación provocada por las presiones naturales y se dividirá el peso neto - obtenido por la capacidad de carga de un pilote.

Para calcular la flotación se recomienda utilizar una subpresión de la mitad que existe actualmente.

Deberá revisarse además el número de pilotes considerando que trabajen a - un factor de seguridad de 2.5 en el caso de que la subpresión desaparezca - completamente.

Ejemplo de calculo de número de pilotes de sección cuadrada de 50 x 50 cm.

Profundidad de losa de cimentación = 6 m

Carga del edificio = 10 ton/m²

Area = 3785 m²

Peso total del edificio = 3785 x 10 = 37850 ton.

Flotación = 3785 x 1.75 = 6600 ton.

Carga neta del edificio = 31,250 ton.

No. de Pilotes = 31250/137 = 228 pilotes.

Es decir se requiriran 228 pilotes de sección 50 x 50 cm y 16 m de longitud.

Revisando sin subpresión con un F.S. = 2.5

Capacidad del pilote = $\frac{137 \times 3}{2.5} = 164.4$ ton

No. de Pilotes = 37850/164.4 = 230 pilotes.

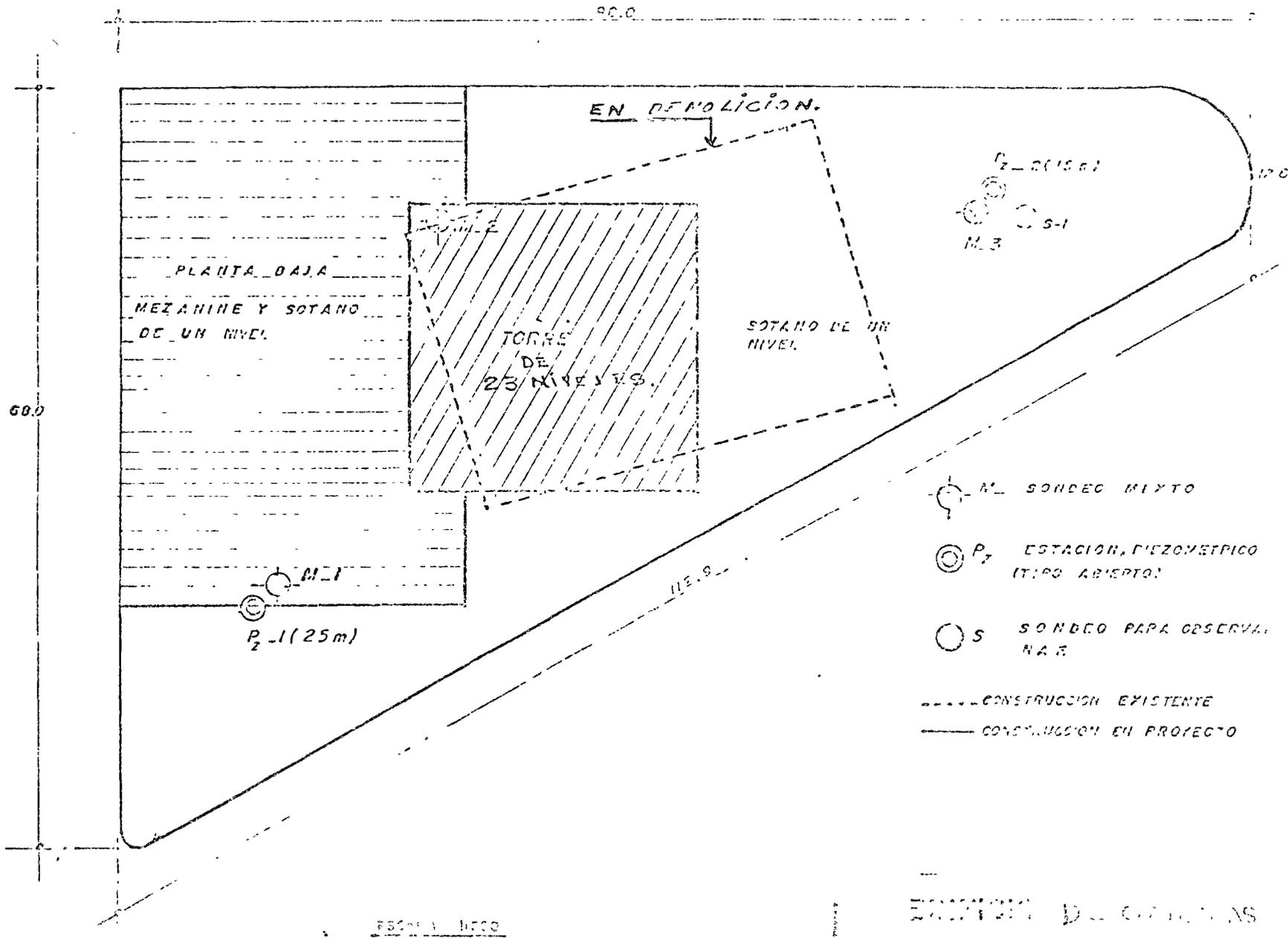
La ubicación de los pilotes podrá ser relacionada por el calculista en función de la posición de las cargas y rigideces de la reticula de cimentación cuidando que la separación centro a centro de pilotes no sea menor a 3 diámetros o 3 veces el lado del pilote.

Para combinación de cargas muertas + vivas + efectos de sismo, las cargas se podrán incrementarse en 50% de las calculadas.

Se considera que para calcular la capacidad de carga admisible se puede despreciar la fricción negativa, debido a que los valores de cohesión y ángulo

gulo de fricción interna utilizados para calcular la capacidad de carga de punta son valores conservadores y el suelo tiene en realidad mayor capa cidad de carga.

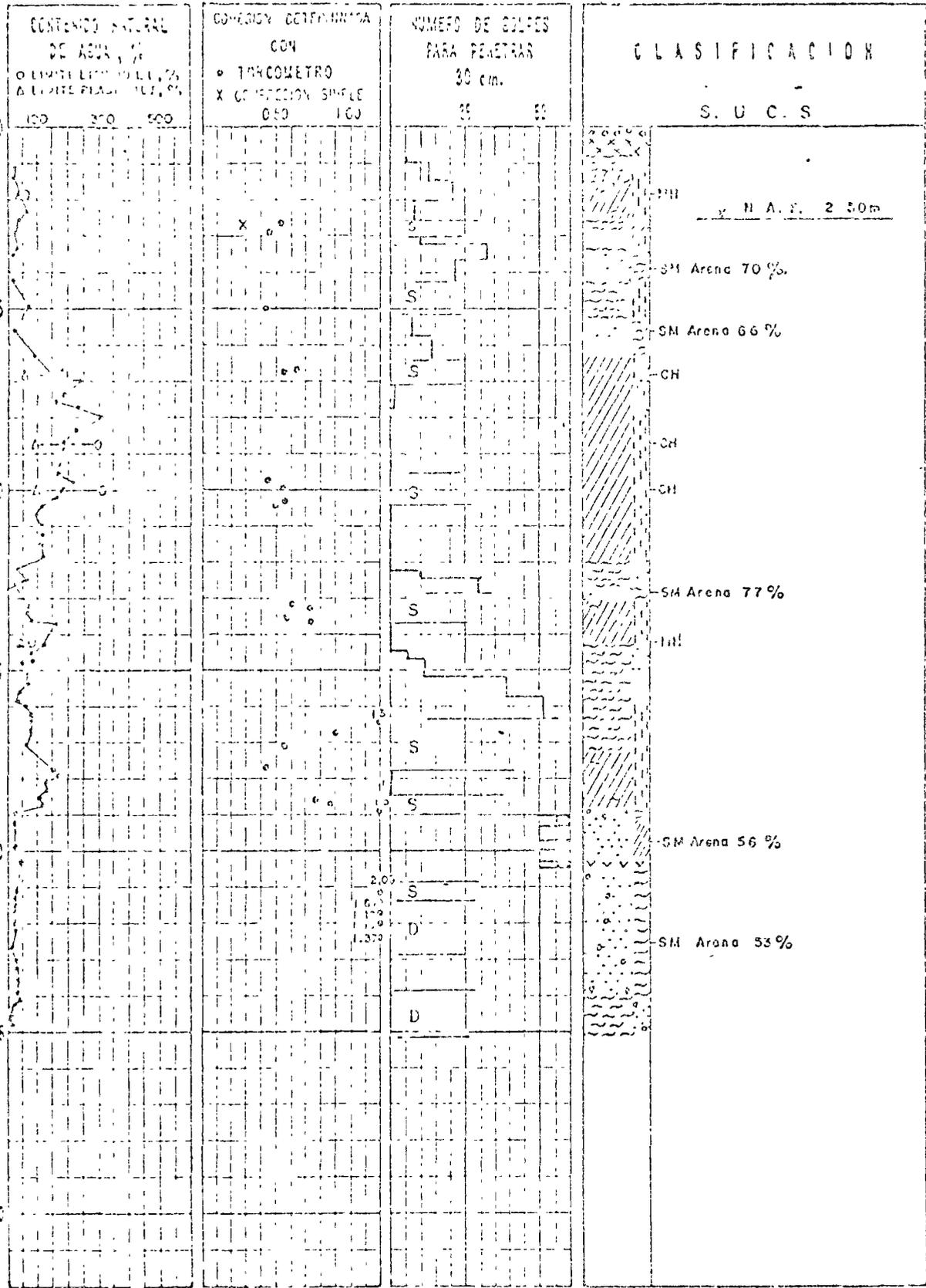
Sin embargo para el diseño estructural del pilote se recomienda utilizar una carga 30% mayor de la carga admisible del suelo.



PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL EDIFICIO

ESTADO DE AVANCE

P R O F U N D I D A D , M E T R O S



Símbolos convencionales: COHESION EN Kg/cm^2
 2.1 Mas de 60 golpes
 S Tulo Shelby
 D Tulo Dupison

- [Symbol] arena
- [Symbol] arcilla
- [Symbol] limo
- [Symbol] arena
- [Symbol] arcilla

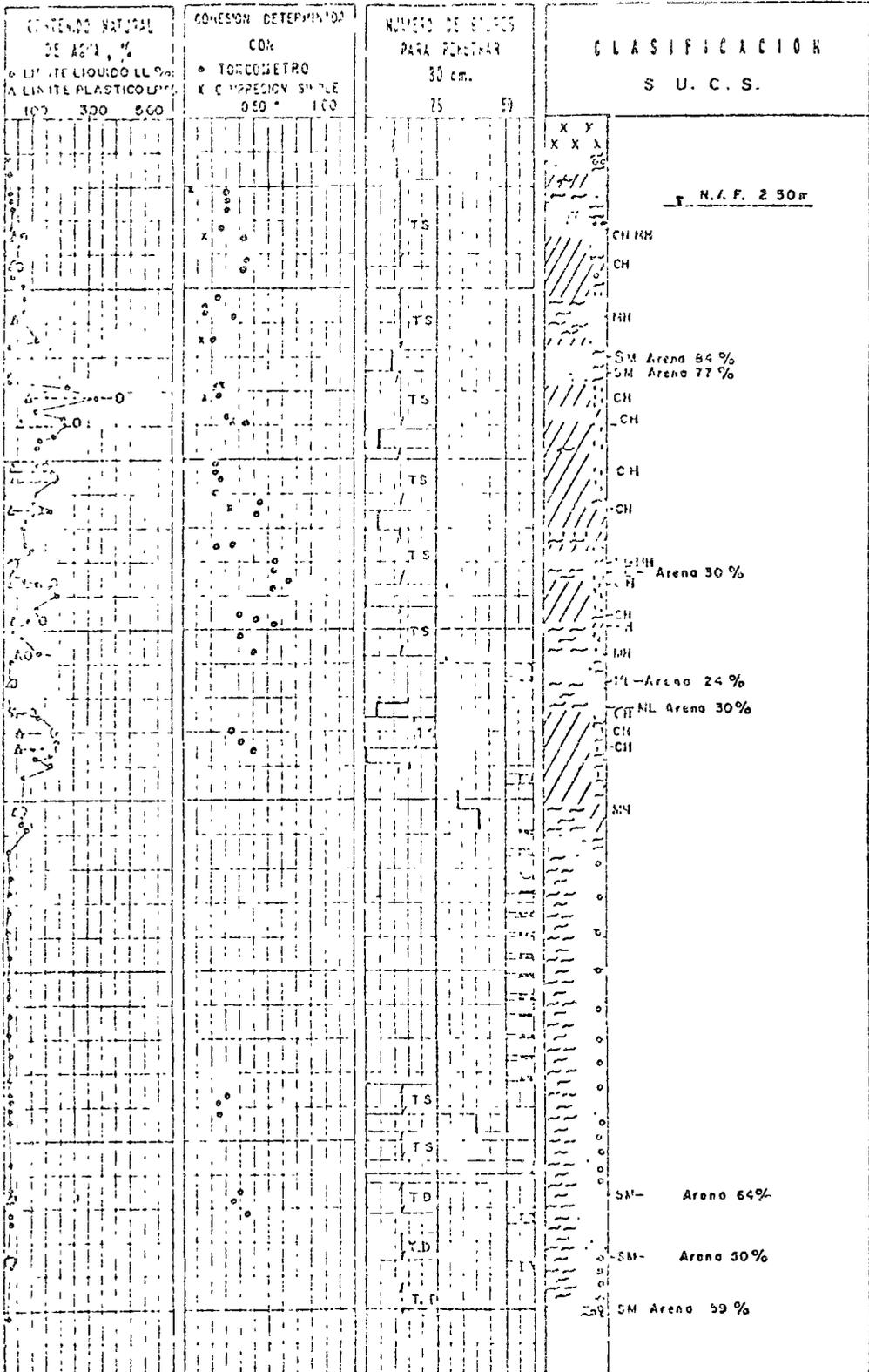
NOTA:
 Peso del martillo: 64 kg.
 Altura de caída: 75 cm.

EDIFICIO DE OFICINAS

SONDEO M-1

PRESENTACION GRAFICA DE LOS ENSAYOS

P R O F U N D I D A D , m e t r o s



S. Tubo Shelby
 D. Tubo Parison

NOTA.
 Peso del martillo = 64 kg.
 Altura de caída = 75 cm.

LEYENDA CONVENCIONAL:

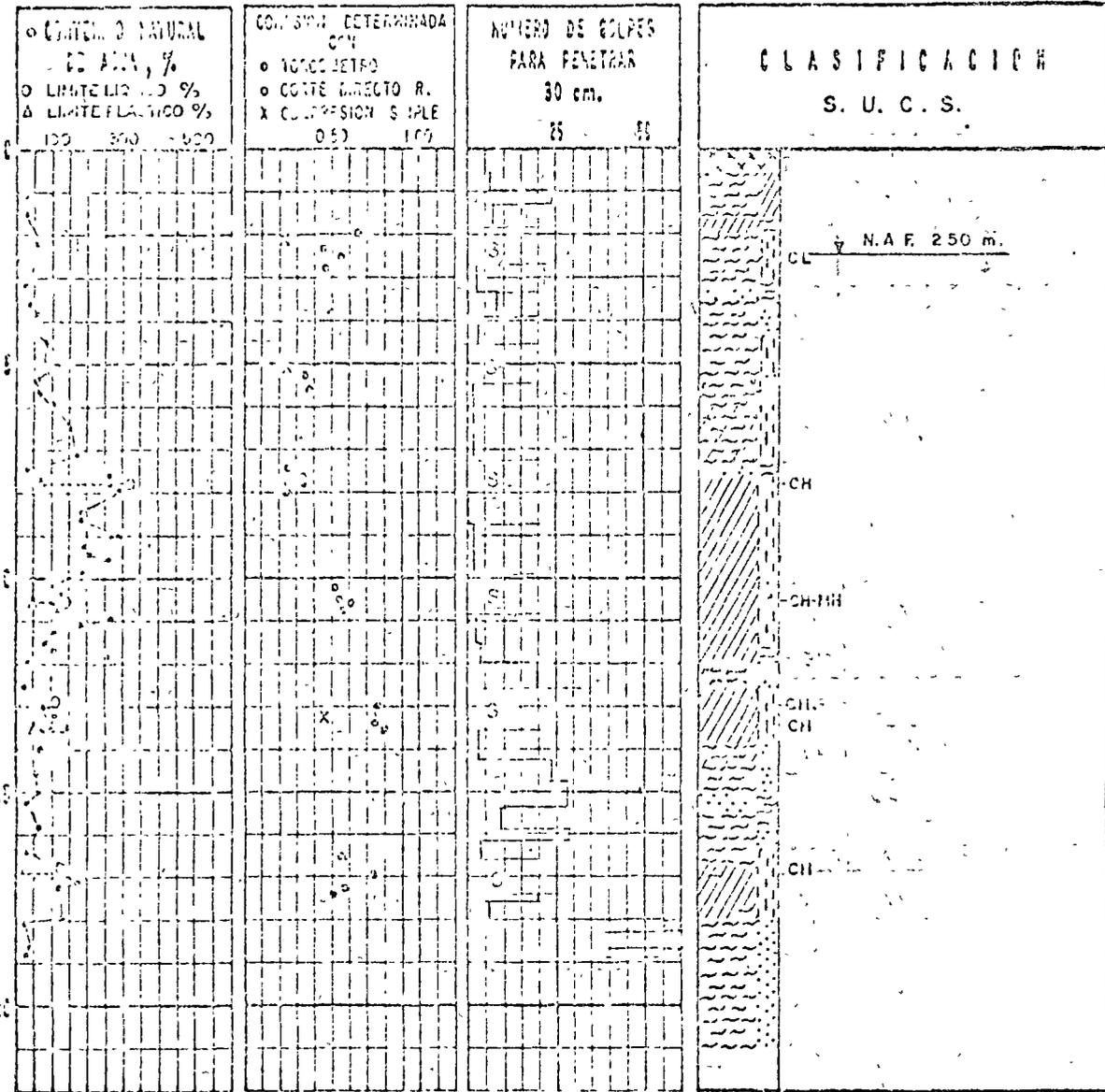
- GRUVA
- ARENA
- LIMO
- ARGILA
- LIMO ORGANICO
- ARGILA ORGANICA
- FOSILES

EDIFICIO DE OFICINAS

SONDED M-2

PRESENTACION GRAFICA DE LOS ENSAYOS
 México, D.F. MAR de 1974 | FIG. 3

PROFUNDIDAD, en metros



COHESION - EN Kg/cm^2
 25 50
 25 50 golpes
 S Tubo Shelby

SOLUCIONES CONVENCIONALES:

-  ARENOS
-  ARCILLA
-  LHO
-  ARENA
-  SAMA

NOTA:
 Peso del martillo: 63 kg.
 Altura de caída: 75 cm.

EDIFICIO DE OFICINAS.

SONDEO M-3

PRESENTACION GRAFICA DE LOS ENSAYES

México, D.F. MAR de 11 1971 Fig. 4

S O R D E O	ELEVACION m.	CONTENIDO DE LIGEROS SUELOS S _L	RELACION DE LIGEROS SUELOS O _L	CONTENIDO RELATIVO DE AGUA W %	CONTENIDO RELATIVO DE SUELOS G _L %	INDICE DE CONSOLIDACION U _C kg cm ⁻²	COMPRESION A LA RAPIGUA δ _r %	PESO VOLUMETRICOS		CLASIFICACION
								γ _s	γ _t	
								kg m ⁻³	kg m ⁻³	
M-2	2.10	2.52	1.04	27.9	69.5	0.12	0.7	1625	1270	Limo arenoso
M-3	2.20	2.43	1.45	52.2	57.5	0.43	1.5	1507	990	Limo
M-1	2.30	2.43	1.04	44.6	104.2	0.56	3.0	1726	1194	Limo arcilloso
M-2	3.40	2.41	1.46	56.2	82.0	0.33	2.6	1531	980	Arcilla arenosa
M-3	5.10	2.53	1.37	45.2	66.8	0.48	1.3	1612	1110	Limo
	6.50	2.57	0.67	25.6	102.0	0.23	2.2	1251	1541	Arcilla arenosa
M-2	6.70			29.4				1825	1453	Arena limosa
	7.50			29.0				1918	1497	
M-3	7.80	2.50	7.49	294.5	98.3	0.57	3.8	1162	295	Arcilla
	7.90	2.32	5.37	232.2	100.2	0.50	3.2	1210	564	
M-2	8.10	2.29	7.45	332.1	101.6	0.37	2.3	1165	270	
	9.00	2.34	4.21	160.0	100.0	0.71	4.0	1257	449	
M-3	10.50	2.27	3.58	159.4	101.1	1.16	2.3	1266	496	
	11.40	2.28	2.85	123.7	103.0	0.65	2.3	1354	592	
M-2	13.03			57.1				1594	1015	Limo arenoso
	13.40	2.24	2.33	110.6	106.3	1.46	2.1	1417	673	Arcilla
	14.70	2.37	2.71	117.8	103.0	1.39	3.6	1392	639	
M-3	16.90	2.41	3.92	164.9	101.4	1.67	3.4	1298	498	
M-2	18.00	2.40	4.24	176.6	100.0	0.66	4.5	1208	458	
	18.20	2.30	3.60	158.4	101.2	1.05	5.0	1293	500	
M-3	13.40	2.23	3.57	157.7	101.2	0.98	2.0	1292	501	

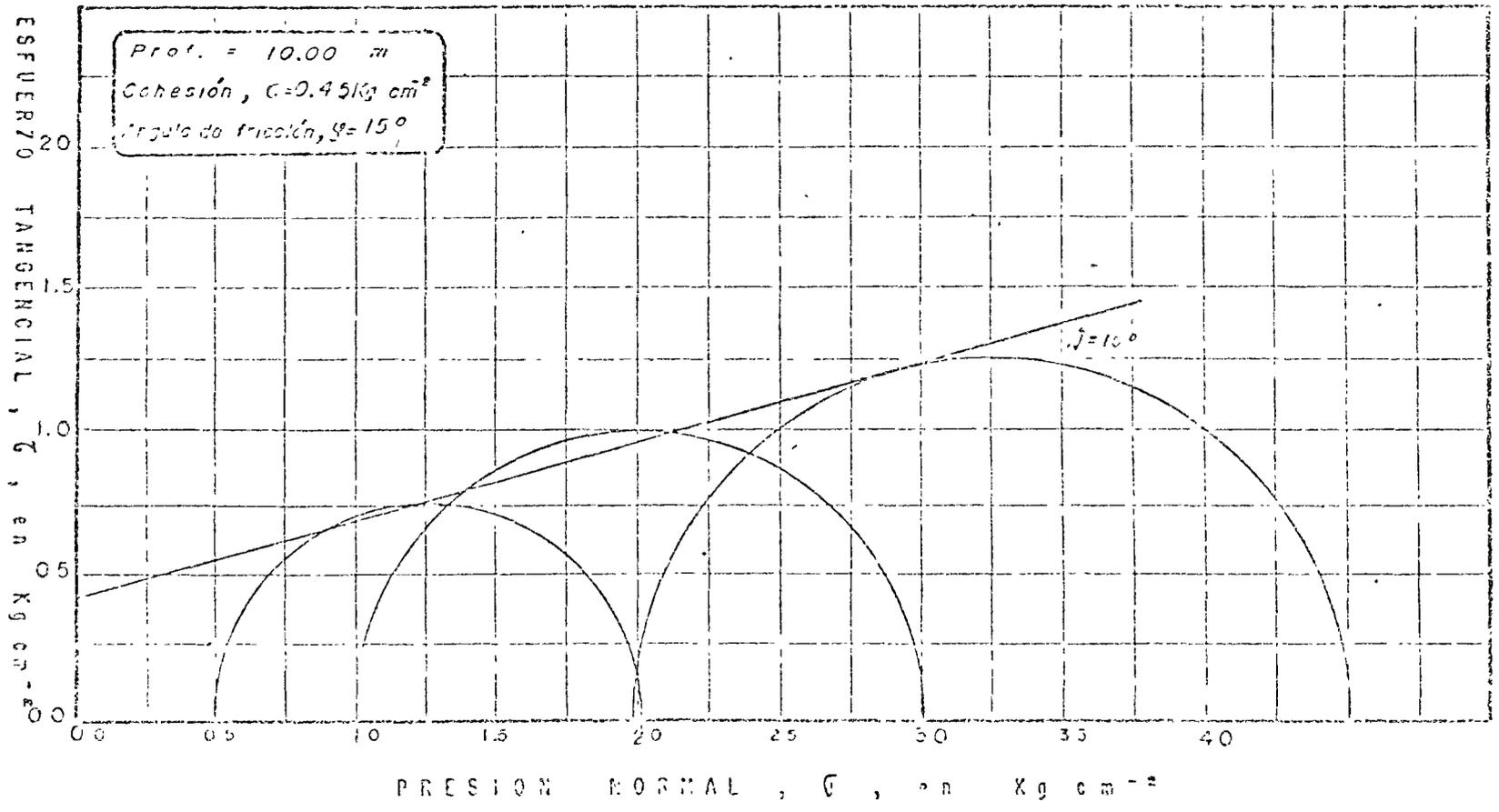
EDIFICIO DE OFICINAS

RESULTADOS DE ENSAYOS
EN COMPRESION SIMPLE

México, D.F. MARZO 1974

Hoja 5

PROF	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO I _p	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRIC NATURAL γ _s	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		OTRO MODO DE FALLA EN LA FALLA E	CLASIFICACION S.U.C.S
	NATURAL W _i	FINAL W _f				NATURAL e _i	FINAL e _f	NATURAL G _i	FINAL G _f		MINOR σ _{III}	MAJOR σ _I		
m	%	%	%	%	—	—	—	%	%	Kg m ⁻³	Kg cm ⁻²	Kg cm ⁻²	%	
10.00	219.7	228.8	310	224	2.23	4.83	5.05	100	100	1219	0.50	2.00	3.5	CH
	215.0	218.8			2.14	4.54	4.58	100	100	1227	1.00	3.00	5.7	
	221.7	193.2			2.19	4.78	4.16	100	100	1218	2.00	4.50	5.0	



EDIFICIO DE OFICINAS

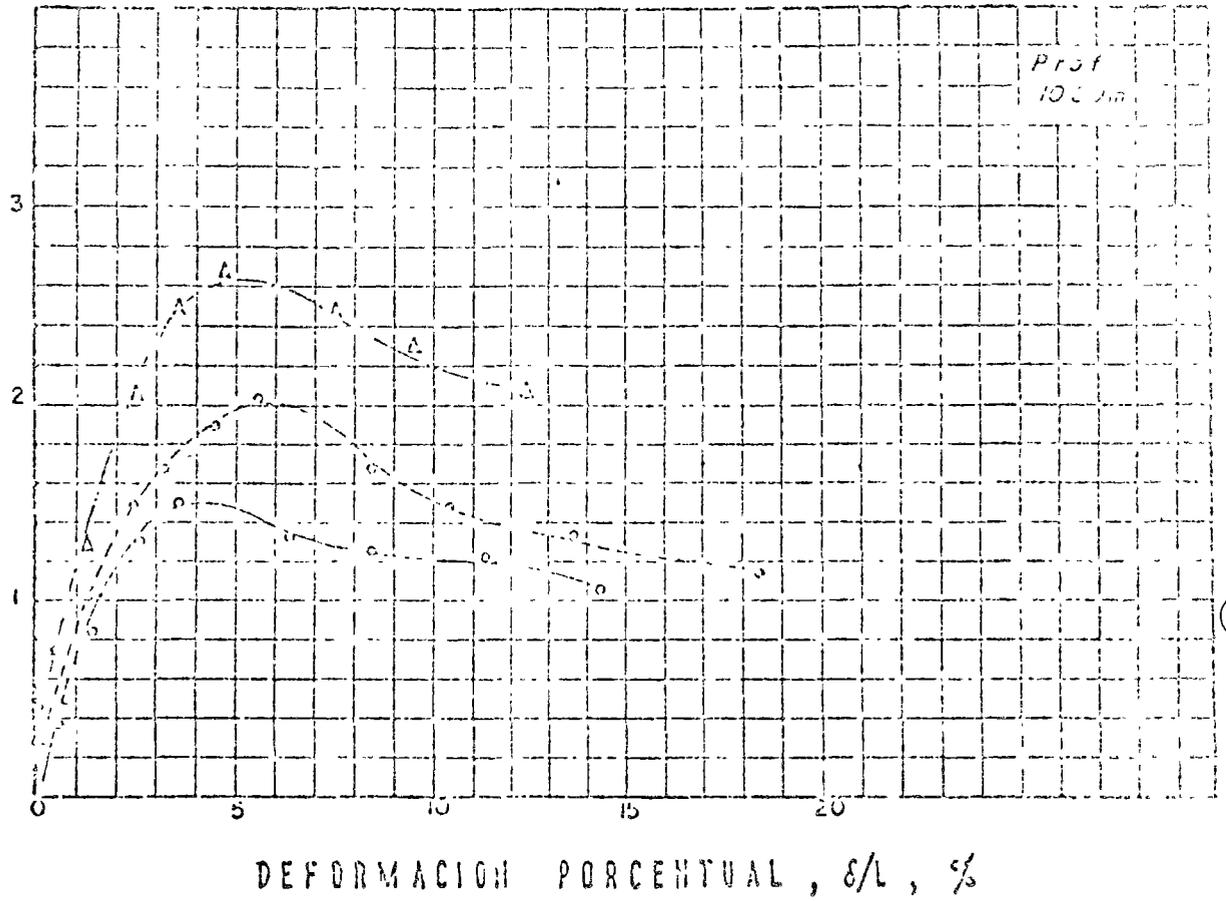
SANJO M-1

CONEXION TERMINAL CONSOLIDADA

15.03.1974

Fig. 6

ESFUERZO CONFINANTE, $\sigma_1 - \sigma_{11}$, Kg/cm²



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE	$\sigma_1 - \sigma_{11}$, Kg/cm ²	δ/L , %
○—○	0.50 Kg/cm ²	1.5	3.5
□—□	1.00 Kg/cm ²	2.0	5.7
△—△	2.00 Kg/cm ²	2.5	5.0

EDIFICIO DE OFICINAS

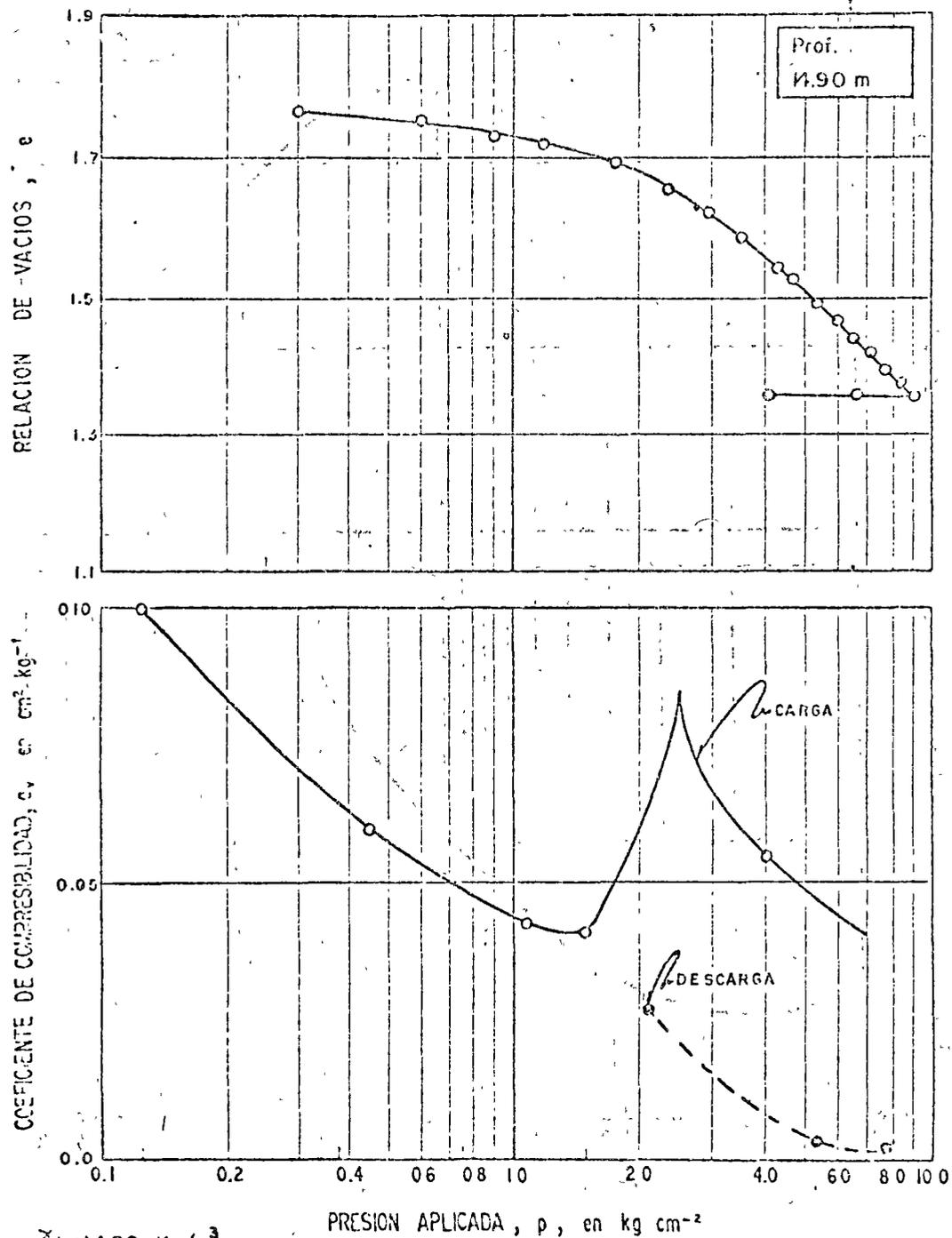
SERIE N-1

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

México, D.F. MAR de 1974

FIG 7

PROF.	DENSIDAD RELACION DE		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITES		COTICIENTE DE COMPRESIBILIDAD	PRESION PARA PRECONSO	CARGA DE PRECONSO	CLASIFICACION S. U. C. S.
	DE SOLIDOS	DE VACIOS	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	LIQUIDO	PLASTICO				
	s_s	c_v	W_i	W_f	G_i	G_f	LL	LP				
m				%	%	%	%	a_v indx	p_{av} indx	p_c		
									$cm^3 kg^{-1}$	$kg cm^{-2}$	$kg cm^{-2}$	
14.90	2.37	1.80	75.1	65.6	98.9	100	63.9	40.6	—	—	2.5	MH



$\gamma_h = 1482 \text{ Kg/m}^3$
 $\gamma_s = 847 \text{ "}$

EDITICION DE OFICINAS.

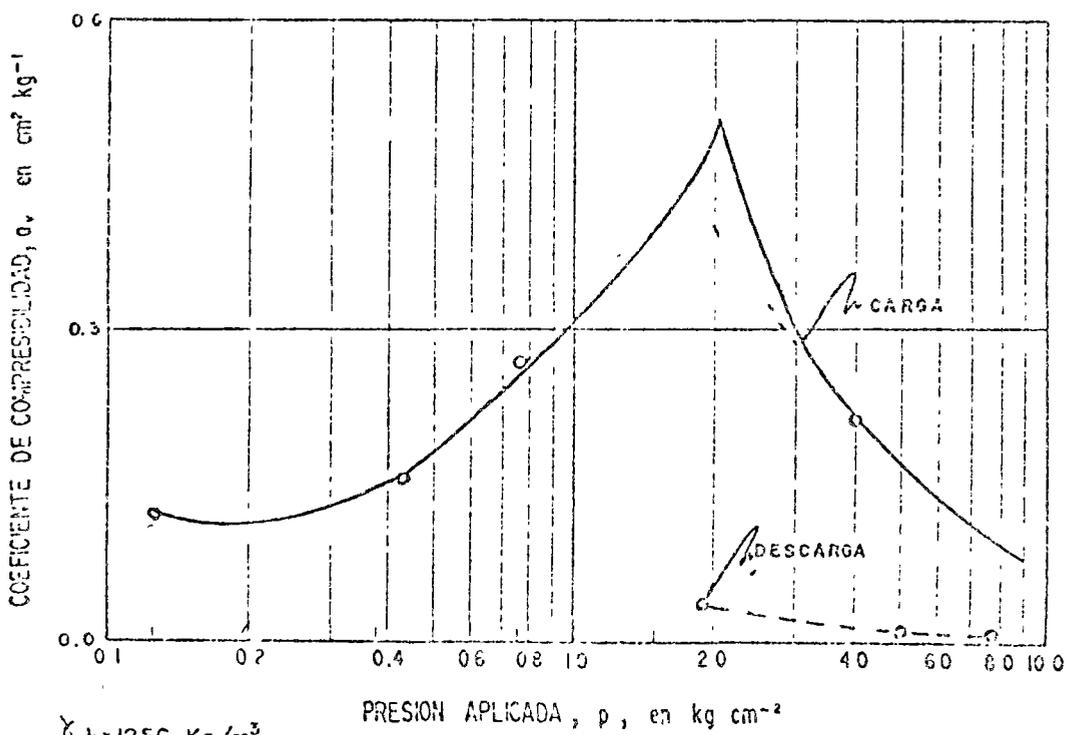
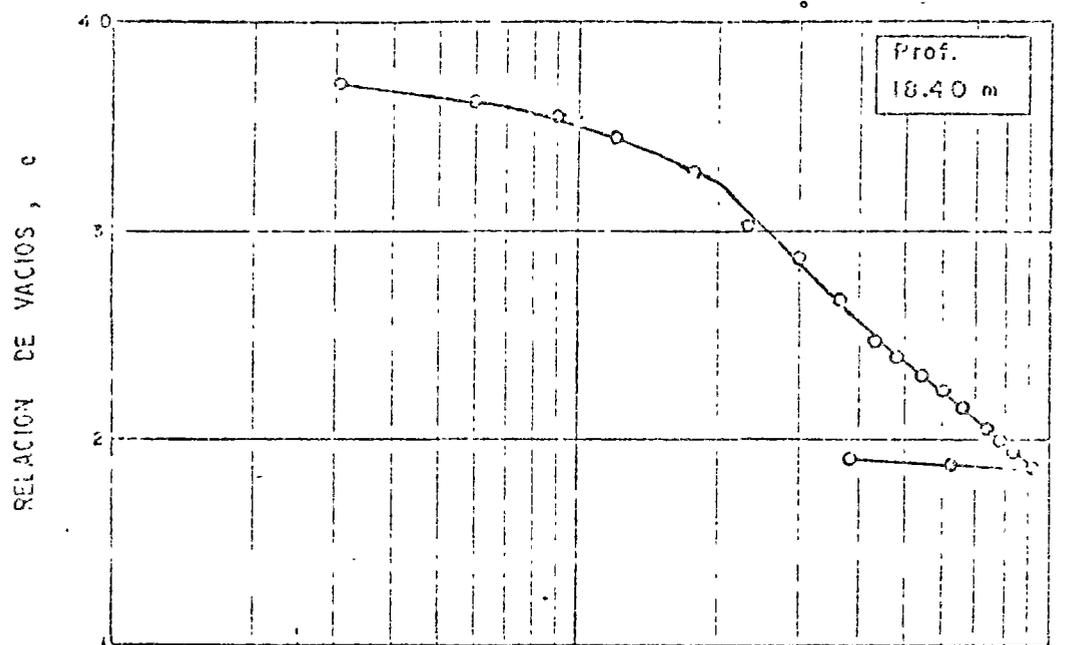
SONDEO M-2

ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

México, 02 MAR de 1974

Fig 8

No.	RELACION DE SOLIDOS VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE		COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD	PRESION PARA RECCUSO	CARGA DE LIBERACION	CLASIFICACION
	s_s	e_i	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	LIQUIDO	PLASTICO				
			W_i	W_f	G_i	G_f	LL	LP				
		%	%	%	%	%	%	σ_v máx	σ_{ov} máx	P_c		
									$\text{cm}^2 \text{kg}^{-1}$	kg cm^{-2}	kg cm^{-2}	
18.40	2.18	3.76	174	112	100	100	176	55	—	—	2.10	CH

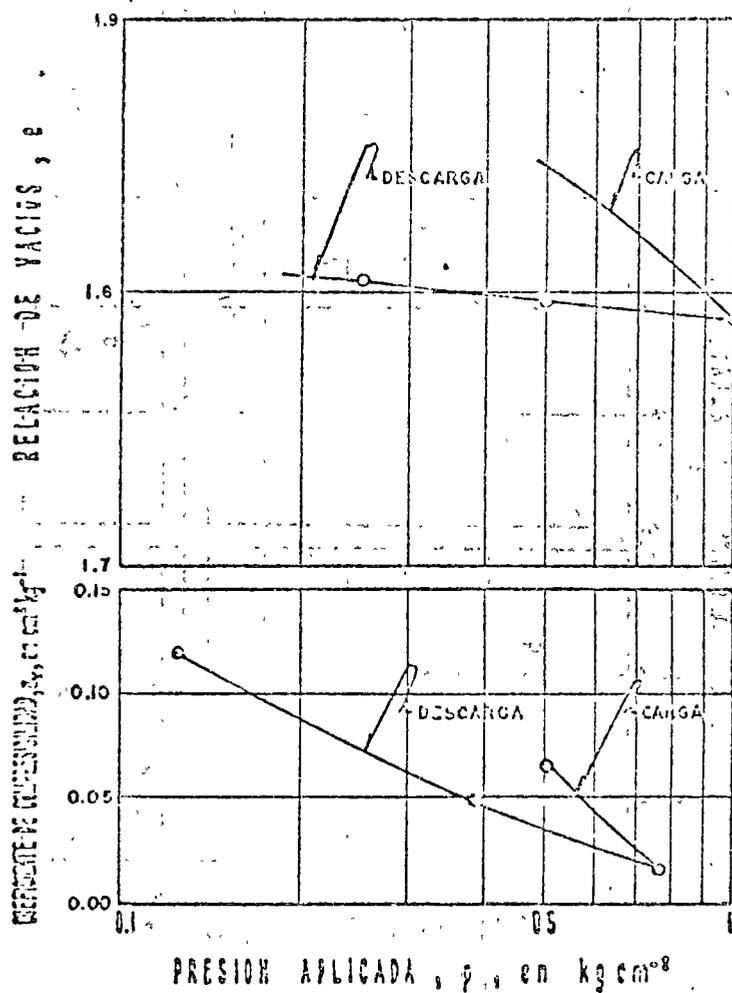


$\gamma_{li} = 1250 \text{ Kg/m}^3$
 $\gamma_s = 458 \text{ "}$

EDIFICIO DE OFICINAS
 SOEDCO N-2
 ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD
 México, D.F. MAR de 1974 | Fig. 9

ELEVACION MEDIA	DENSIDAD DE LOS SÓLIDOS S_s	RELACION DE VACIOS e	CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	LIMITE PLASTICO LP	INDICE DE PLASTICIDAD Ip	COEFICIENTE DE COMPRESION		GRADO DE CONSOLIDACION P_c	CLASIFICACION
			INICIAL W_i	FINAL W_f	INICIAL G_i	FINAL G_f				C_{v1}	C_{v2}		
m.			%	%	%	%	%	%		cm^2/kg^2	kg/cm^2	kg/cm^2	
13.10	2.40	1.85	76.8	77.7	99.5	100.0	40.1	32.0	14.1				TL

$\delta_h = 1.88 \text{ Kg/m}^2$
 $\delta_s = 842 \text{ Kg/m}^3$



EDIFICIO DE OFICINAS

SONDEO M-1

ENSAYES DE EXPANSIBILIDAD

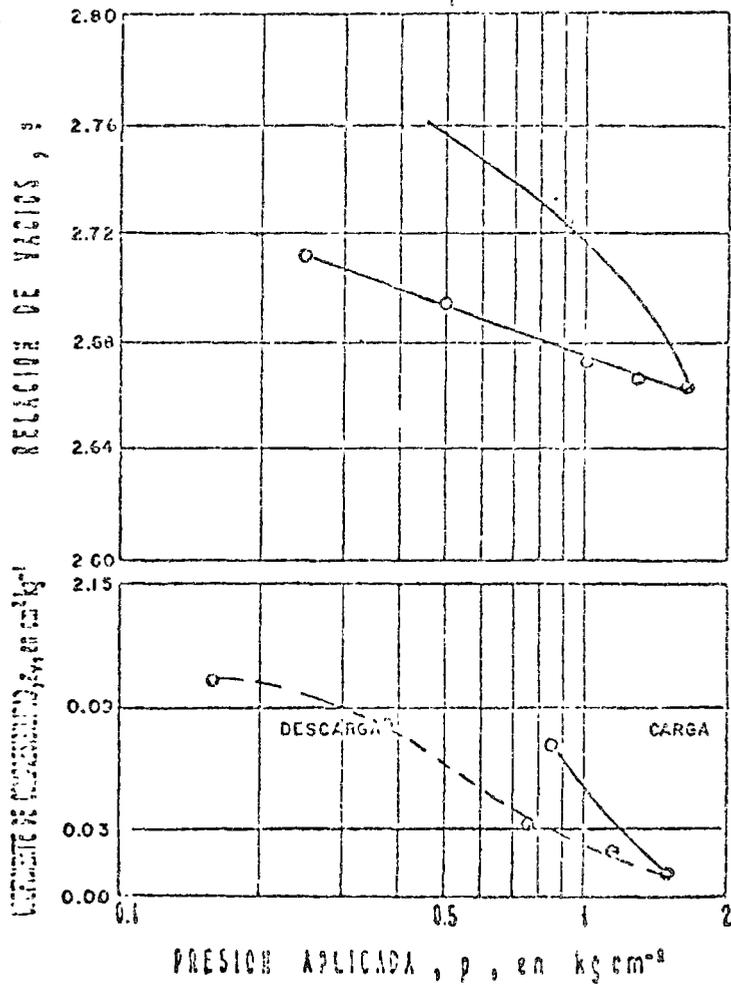
México, D.F. FEB de 1974

Fig. 10

CANTIDAD MUELA	GRANDE DE SOLUCION	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE DE PLASTICIDAD	DENSIDAD			CLASIFICACION
			INDICE	FINAL	INDICE	FINAL				DE SOLUCION	DE PARTICULAS	DE SOLUCION	
			W_i	W_f	G_i	G_f				ρ_{sol}	ρ_{partic}	ρ_c	
13.	S_0	C_1	%	%	%	%	%	%	$\text{cm}^3/\text{kg}^{-1}$	kg/cm^3	kg/cm^3		
19.50	2.28	2.79	124.5	124.9	100	100	176.0	54.7	121.3				C II

$\delta h = 1351 \text{ Kg/m}^3$

$\delta s = 602 \text{ "}$



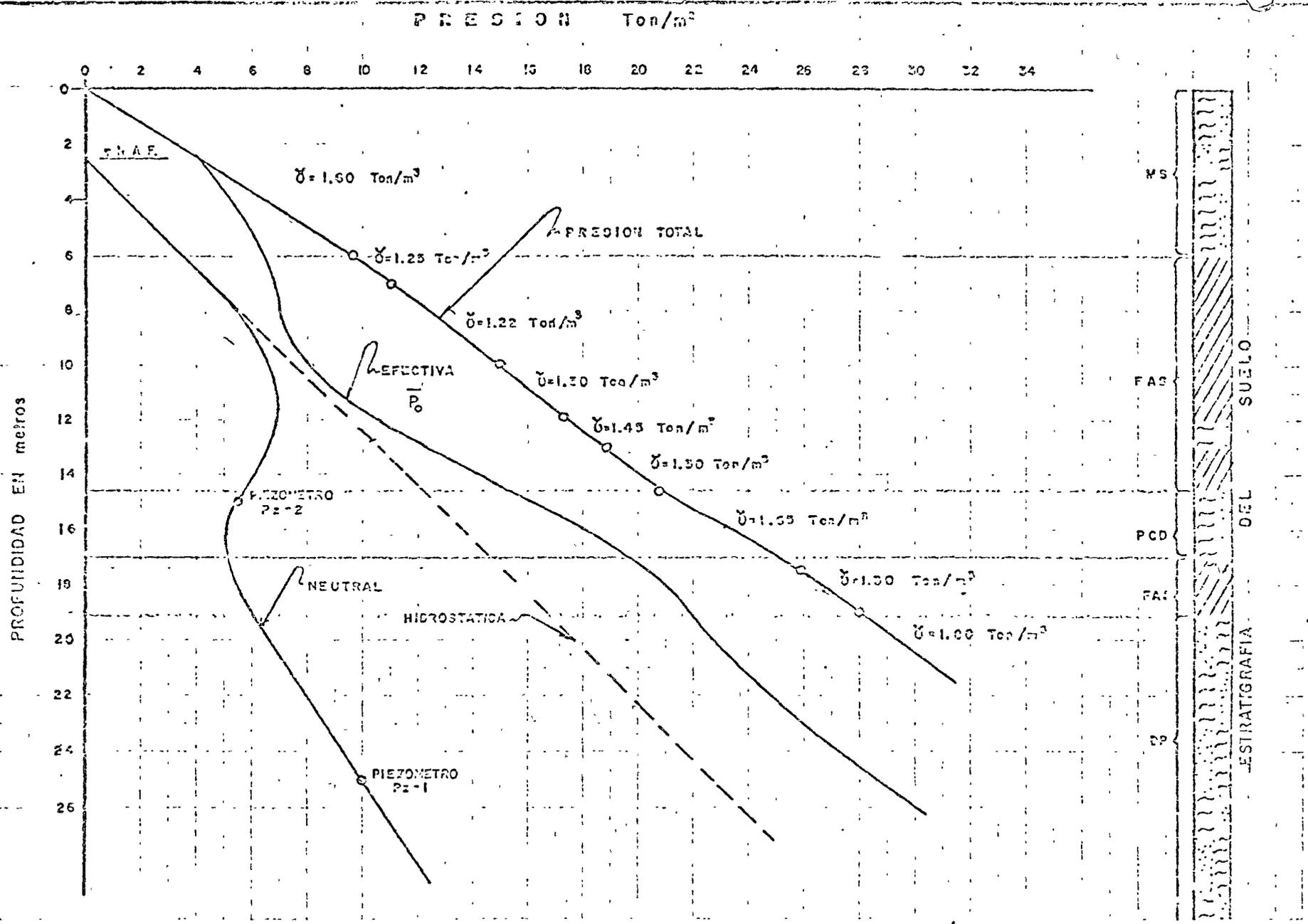
EDIFICIO DE OFICINAS

SONDEO M-1

ENSAYES DE EXPANSIBILIDAD

Mayo, D.E. FEB 21 1979

Fig. 48



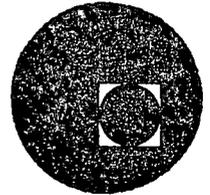
M.S. - MANTO SUPERFICIAL
 F.A.S. - FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR
 P.C.D. - FORMACION CAPA DURA
 F.A.I. - FORMACION ARCILLOSA INFERIOR
 D.P. - DEPOSITOS PROFUNDOS

EDIFICIO DE OFICINAS.

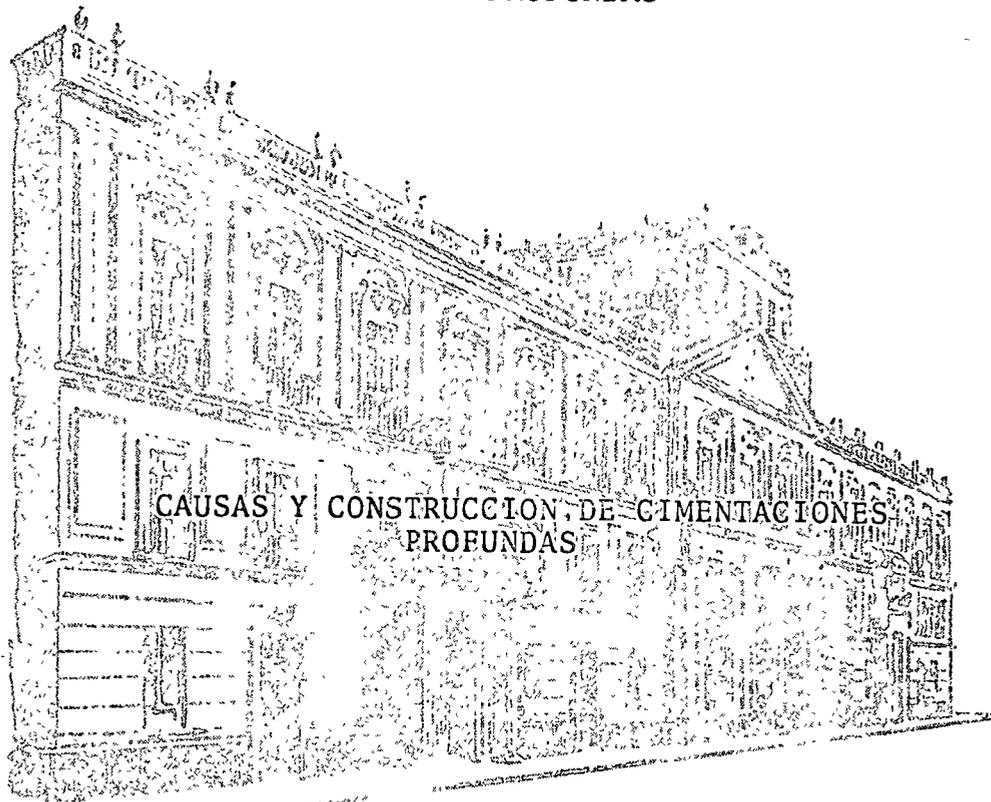




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
PROFUNDAS



CAUSAS Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
PROFUNDAS

DR. PABLO GIRAULT
Febrero, 1976

Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 512-31-23

Centro de Estudios e Investigaciones
Division de Estudios e Investigaciones
Managua, Nicaragua



Informe de la Comision de la Verdad

Informe de la Comision de la Verdad

Informe de la Comision de la Verdad

Informe de la Comision de la Verdad
Fondo de Estudios e Investigaciones
Managua, Nicaragua

DR. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLCAN 120

MEXICO 10, D. F.

540-43-29
TELS. 520-57-44
520-44-08

PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Causas Eventuales de Fallas

y Recimentaciones.-

México D. F., Marzo 3, 1976

6 - 9 pm

DR. ING. PABLO GIRAULT

DR. PABLO GIRAULT
INGENIERO CONSULTOR
AV. VOLCAN 120 MEXICO 10. D. F.

TELS. 540-13-
520-57-14
520-44-08

P R O L O G O

Al tratar el tema de fallas de cimentaciones se pensó que resultaría interesante incluir descripciones de casos de fallas dentro de la República Mexicana pues los casos fuera del país no resultan tan interesantes como los locales.

Al describir estos casos no se pretende hacer crítica alguna de personas ni de procedimientos de diseño o constructivos y por este motivo se han mantenido anónimos.

Dr. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLCAN 120

MEXICO 10. D. F.

540-4 1-20
TELS. 520-57-14
520-44-08

ANTECEDENTES

Las causas de las fallas de cimentaciones son muy numerosas y están involucrados gran cantidad de factores: Las causas de las fallas pueden ser imputables al diseño, a procedimientos constructivos o a materiales defectuosos.

Dentro de las fallas de diseño es común que el mal comportamiento se deba a no tener en cuenta la posibilidad que ocurrán ciertos tipos de falla, es decir, no se prevee que cierto fenómeno pueda ocurrir en la vida de la cimentación. Por este motivo es interesante y se describen a continuación varios mecanismos de falla que ocurren comúnmente.

FALLAS DEL SUBSUELO EN ESTADO NATURAL

En un subsuelo en estado natural las cimentaciones pueden fallar fundamentalmente en dos formas:

Como falla de cortante, cuando los esfuerzos cortantes en el subsuelo inducidos por la cimentación sobrepasan las resistencias al corte de los suelos. Estas fallas

- 2 -

se producen a lo largo de superficies críticas y se considera comportamiento plástico del suelo y a volúmen constante. La falla de cortante se produce muy rápidamente, por lo general, es sumamente aparatosa, catastrófica y es evidente y notoria a simple vista.

En otra alternativa de modo de falla la estructura puede sufrir deformaciones excesivas y generalmente los desplazamientos son hundimientos en el sentido vertical; son causados por cambios volumétricos de los suelos. En estos casos los valores permisibles para los desplazamientos varían según el tipo de edificio e inclusive su localización geográfica. El que esté o no fallada una estructura es una apreciación subjetiva en muchos casos.

En algunos casos la falla ocurre por levantamientos excesivos y en otras por desplazamientos horizontales que se consideran demasiado grandes, o por oscilaciones que se repiten cíclicamente con amplitudes excesivas.

a) Falla de cortante; Cimentación superficial, (Fig. N° 1).- Este tipo de falla es catastrófica, la estructura por lo general se inclina hacia algún lado pues es difícil mantener la simetría perfecta que es necesaria para

DR. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLOAN 120

MEXICO 10. D. F.

540-43-29
TELS. 520-57-44
520-44-08

- 3 -

que la estructura se hunda verticalmente. El subsuelo se rompe cuando se exceden los esfuerzos cortantes a lo largo de una superficie de falla. La falla ocurre muy rápido, en algunos minutos u horas y se levanta un montículo de suelo de grandes dimensiones junto.

Este tipo de falla es poco común en la Ciudad de México y se conocen pocos casos debido a que las presiones en el subsuelo se limitan por razones de hundimientos.

Sin embargo se han hecho fallar zapatas en pruebas de carga para determinar capacidad de carga. El Palacio de Bellas Artes con su presión de contacto (7.3 Ton/m^2), no llegó a producir una falla de cortante.

Las pirámides aztecas en la parte central de la ciudad tampoco produjeron falla de cortante debido a la lentitud de su proceso constructivo.

En la Fig. N° 2 se representa el caso de una cimentación apoyada en pilotes de fricción que falló a cortante. En este caso se provocó la falla de bloque, es decir, del grupo; se hundió todo el cilindro comprendido entre

los pilotes. La falla ocurrió a lo largo de una superficie tangencial a los pilotes al excederse la resistencia al corte. El suelo bajo la junta de los pilotes se desplazó hacia los lados y un poco hacia arriba por lo que los montículos que aparecieron a los lados de la estructura, debido a la falla, son de mucho menor altura que para cimentación superficial.

Esta falla se produjo para un tanque de almacenamiento de líquido de 30 metros de diámetro y doce metros de altura cimentado en pilotes trabajando de fricción. La estratigrafía es típica de la zona del Lago de la Ciudad de México. El diseño de la cimentación se hizo utilizando resultados de pruebas de carga en pilotes aislados.

La falla se produjo durante la prueba hidrostática, es decir, al empezar a llenar el tanque con agua. Cuando el agua tenía una altura de cinco metros se produjeron asentamientos inmediatos de 40 cms. que se incrementaron a 55 cm de un lado y 70 cm del otro en el mismo día. Nótese que la falla se produjo para presiones netas sobre el terreno piloteado de cerca de 5.5 Ton/m^2 . Calculando el área lateral del cilindro limitada por los pilotes y multiplicando por la resistencia al corte de las arcillas en dicho lugar, se

obtiene un factor de seguridad de aproximadamente uno para la carga a que falló.

En la Fig. N° 3 se observa la falla de cortante debido a la penetración de un pilote dentro de una capa dura.

La capacidad de carga última puede excederse debido al desconocimiento de las propiedades mecánicas del suelo, la fricción negativa gravitando sobre el pilote, la sobrecarga por sismo o por cargas reales mayores que las consideradas en el diseño. Este tipo de fallas se ha presentado en mayor o menor grado en muchas cimentaciones en la Ciudad de México, principalmente por el efecto de la fricción negativa. Debido a que los pilotes también trabajan por fricción, positiva en estos casos, las fallas de este tipo no han sido catastróficas pues los edificios únicamente descienden lentamente.

b) Falla por Desplazamientos Excesivos

Hundimientos. - El tipo de falla más común es la

que se manifiesta como hundimientos, es decir, deformación vertical hacia abajo. Esta falla ocurre en su mayor parte en arcillas y limos a velocidades lentas. Los edificios en arcillas se hunden a través de los años y sufren daños que

DR. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLCAN 120

MEXICO 10. D. F.

TELS. 540-43-29
520-57-44
520-44-08

- 6 -

pueden ser desde pequeños hasta enormes. En la Fig. N° 4 se presenta un edificio apoyado en pilotes de punta que sufre hundimientos debido a la consolidación de las capas del subsuelo que se encuentran abajo de la capa de apoyo. En la Ciudad de México han habido edificios que se han hundido apenas construídos para posteriormente "emerger" debido a los hundimientos de zona.

Los hundimientos tolerables, es decir, los hundimientos que puede sufrir el edificio sin considerar que haya fallado, dependen de muchísimos factores. Si el edificio es muy rígido y se hunde uniformemente pueden tolerarse hundimientos muy grandes. Sin embargo si los inmuebles vecinos se encuentran muy cerca y estos a su vez no pueden soportar hundimientos diferenciales es necesario limitar los hundimientos permisibles a valores mucho menores. A su vez la esbeltez del edificio también limita los hundimientos permisibles, dado que debido a la heterogeneidad del subsuelo los hundimientos son diferentes aún para presiones uniformes en distancias horizontales cortas: cuando el edificio es muy esbelto un hundimiento diferencial pequeño se traduce en desplomes considerables. Se han medido desplomes hasta de un metro en edificios altos en la Ciudad de México.

DR. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLCAN 120

MEXICO 10. D. F.

540-43-29
TELS. 520-57-44
520-44-08

- 6 -

Las características del edificio y su destino final y acabados también tienen una influencia notable en los valores de hundimientos permisibles. Existen acabados y materiales de construcción sumamente frágiles que no soportan hundimientos diferenciales y por el contrario otros materiales o estructuras, como las de acero, soportan hundimientos diferenciales mucho mayores. Algunas estructuras industriales requieren que se mantengan a nivel las máquinas en su interior y las tolerancias a hundimientos son mucho más estrictas.

Aún de un país a otro difieren las normas de asentamientos. Hundimientos que en otras ciudades no son permisibles son perfectamente aceptables en la Ciudad de México.

Dentro de los hundimientos deben distinguirse los causados por el peso propio de la estructura y los causados por hundimientos generalizados de la zona como en el caso de la Ciudad de México. Por lo general estos últimos son bastante uniformes como ocurre en el centro de la Ciudad de México que ha sufrido asentamientos de zona del orden de siete metros.

Los hundimientos son más notorios para el caso de cargas asimétricas (Fig. N° 5): el edificio sufre desniveles y desplomes importantes y se considera falla un hundimiento total menor, que si hubiese sido uniforme.

El desplome de un edificio, Fig. N° 6, es muy crítico cuando se encuentra otro inmueble junto de él pues los daños empiezan a ser muy fuertes al entrar en contacto los dos edificios. En los lugares donde la estratigrafía varía notablemente bajo la estructura como lo es en zonas donde existen afloramientos de roca de un lado de la estructura y suelos compresibles bajo el resto, se pueden provocar hundimientos diferenciales muy espectaculares como es el caso de la Basílica de Guadalupe y el Convento de las Capuchinas donde han ocurrido hundimientos diferenciales de más de dos metros. Los hundimientos diferenciales en estos casos han sido producidos por el asentamiento generalizado de la zona debido al bombeo de agua de pozos profundos. Esto ocurre también en otros lugares de la Ciudad de México por ejemplo junto al Cerro Chapultepec y en varios lugares en zonas de transición.

Existe un caso notable de un acueducto de mampostería (Fig. N° 8) en la Zona con estratigrafía de transición en el Valle de México que empezó a destruirse hace

Dr. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLCAN 120

MEXICO 10. D. F.

540-43-29
TELS. 520-57-44
520-44-08

- 8 -

unas decenas de años debido a los hundimientos diferencia les causados por el hundimiento de zona. Los daños que ha sufrido han sido muy aparatosos y no se explican en función de su peso propio el cual es despreciable y había gravitado ya por muchos años.

Otro problema que provoca el hundimiento de zona ocurre alrededor de edificios sobre pilotes apoyados de punta. La compresión de las capas del subsuelo a lo largo de la longitud de los pilotes provoca que estos aparentemente emerjan formando lomas alrededor de ellos. La falla en este caso es relativa y por ejemplo para el Monumento de la Independencia, que se encuentra aislado en todo su perímetro, el haber "emergido" más de dos metros no se considera falla. Sin embargo un edificio que "emerja" una cantidad mucho menor puede dañar seriamente a otro edificio vecino que se encuentre cimentado por superficie pues la fricción negativa actuando de un lado disminuye los hundimientos del terreno bajo dicha parte del edificio mientras que el resto del edificio tiende a seguir los hundimientos de zona (Fig. N° 9). Hay numerosos casos de este tipo en la Ciudad de México y algunos edificios han tenido que ser demolidos por haber sufrido daños enormes. Este tipo de falla también afecta a edificios más retira dos pues la loma alrededor del edificio piloteado provoca

DR. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLCAN 120

MEXICO 10, D. F.

TELS. 546-43-29
520-57-44
520-44-08

- 9 -

la inclinación del edificio inmediato y este a su vez se inclina sobre los otros (Fig. N° 9) pudiendo causar daños a varios edificios de distancia.

Un caso muy curioso y aparatoso se logra cuando únicamente los muros de la construcción se apoyan en pilotes de punta y los pisos del edificio continúan hundándose a la velocidad del hundimiento de zona. Existe una construcción industrial que actualmente tiene hundimientos diferenciales entre las puertas en los muros y los pisos en los cuartos de más de 70 cm dificultando los movimientos de los montacargas dentro de la planta. Ha sido necesario construir rampas para pasar a través de las puertas. (Fig. N° 10).

El hundimiento generalizado de la Ciudad también provoca daños enormes a edificios que tienen algún pilote hincado a mayor profundidad (Fig. N° 11). En este caso el pilote apoyado a mayor profundidad se hunde menos que el edificio piloteado y tiende a penetrar dentro de la cimentación causando roturas o desniveles importantes. Varios edificios han tenido que ser demolidos en la Ciudad de México por este motivo.

DR. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLCAN 120

MEXICO 10, D. F.

540-43-29
TELS. 520-57-44
520-44-08

- 10 -

El hundimiento generalizado de la Ciudad de México ha provocado hundimientos diferenciales importantes de las orillas de los edificios debido a que una mayor fricción negativa actúa sobre los pilotes perimetrales causando su penetración dentro de la capa dura o un desplazamiento en caso de que sus tramos no estén perfectamente axiales. Esto último es más común en los pilotes de madera. Si el edificio consiste de varios cuerpos independientes tiende a abrirse la junta entre cuerpos lo cual resulta en problemas cuando existe comunicación en los distintos niveles (Fig. N° 12).

Levantamientos.- En algunos casos las fallas pueden producirse por movimientos hacia arriba, por ejemplo cuando un pilote anclado en la cimentación falla a tensión.

En el caso de un tanque elevado, durante un sismo pueden producirse tensiones en algunos pilotes y estos fallar ya sea en la junta o en su varilla, provocando el levantamiento de la cimentación y el desplome o colapso de la estructura.

Una estructura puede sufrir levantamientos (Fig. N° 14) por varios motivos, por flotación cuando la subpresión del agua es mayor que el peso de la estructura, por que existan suelos expansivos, o cuando el subsuelo sufre un levantamiento por expansión elástica o diferida debido a una descarga.

Aun cuando este tipo de fallas es más común para cimentaciones superficiales, podría producirse también para cimentaciones profundas si las capas del subsuelo problema se encontrasen abajo de la punta de los pilotes o pilas.

FALLAS EN SUBSUELO ALTERADO POR EL HOMBRE

Cuando el hombre altera el subsuelo antes o después de que se construya un inmueble pueden presentarse fallas también:

Fallas por excavaciones cercanas

En la Fig. N° 15 se muestra una excavación profunda junto a un edificio. Cuando no se toman precauciones pa-

DR. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLCAN 120

MEXICO 10. D. F.

540-43-20
TELS. 520-57-44
520-44-08

- 12 -

ra evitar los movimientos horizontales del talud vertical de la excavación, se puede producir la falla a cortante inmediata o bien hundimientos diferidos de la zona del edificio que se encuentra localizada sobre una cuña limitada por la superficie de falla crítica.

De este tipo de falla se conocen varios ejemplos en la Ciudad de México que han resultado en daños considerables a edificios y casas. Los daños por hundimientos diferidos pueden ser de varios tipos: para el caso de edificios rígidos la falla se ha traducido en desplazamientos considerables. En estructuras ligeras se han llegado a tener daños enormes al grado que en una ocasión hubo que demoler cerca de cuatro casas habitación inmediatas a una excavación de cerca de once metros de profundidad en la Ciudad de México.

En un edificio industrial se produjeron desniveles muy importantes debido a excavaciones para un tanque profundo que quedaba inmediato al edificio.

Aún cuando en la mayoría de los casos las construcciones afectadas han estado cimentadas por superficie,

también puede ocurrir este tipo de falla para longitudes cortas de pilas o pilotes.

En la Fig. N° 16 se muestra un esquema de una falla muy peculiar de una serie de edificios que sufrieron un hundimiento brusco debido a la excavación de una zanja de 200 metros de largo. La distancia de la orilla de los edificios al borde de la excavación era de 20 metros, la profundidad de la excavación de 6.70 metros y la estratigrafía típica de la zona del Lago de la Ciudad de México. Los edificios estaban cimentados por superficie y sufrieron hundimientos bruscos de cerca de 30 cm a medianoche, y máximos de cerca de 80 cms en el curso del día siguiente, y a la vez, movimientos horizontales hacia la excavación. Se estima que el suelo suave fue extruído en parte bajo la costra superficial más dura y de escaso espesor y se produjeron grietas verticales a distancias hasta de 50 metros de la excavación. Este tipo de falla es sumamente aparatosa y aparentemente la distancia de los edificios a la zanja era suficiente para impedir la falla de cortante. Sin embargo se encuentra en una zona donde las arcillas son muy suaves en la Ciudad de México y los edificios imponían presiones de contacto grandes para esa zona.

Dr. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLCAN 120

MEXICO 10. D. F.

540-43-29
TELS. 520-57-44
520-44-08

- 14 -

Cuando se hincan pilotes en un predio y posteriormente se excava a una profundidad importante, se pueden provocar levantamientos del fondo de la excavación que tienden a hacer fallar a tensión a los pilotes ya hincados. El punto más débil generalmente es la junta entre tramos y el pilote puede llegar a separarse en dicho lugar (Fig. N° 17). Obviamente este tipo de falla es indeseable por perderse la continuidad de la junta y provocar asentamientos posteriores inmediatos al cerrarse la junta de nuevo.

En una excavación profunda para colocar un colector de drenaje se produjo una falla del talud. La cuña de falla afectó un predio donde se habían hincado pilotes y estos fueron desplazados horizontalmente y muchos fueron rotos a flexión (Fig. N° 18). En el caso de que ya hubiese estado el edificio construido el comportamiento hubiese sido distinto debido a la restricción en la cabeza de los pilotes pero probablemente hubiera producido daños fuertes a la cimentación del edificio.

Fallas en Rellenos Artificiales

Ha habido varios casos de estructuras apoyadas sobre cimentaciones profundas que a su vez descansaban sobre

- 15 -

rellenos artificiales. Debido a que muchas veces es muy difícil distinguir entre los rellenos y el terreno natural sus pilotes no tuvieron la suficiente longitud para descansar en suelos naturales firmes. La compresión de los rellenos no compactados produjo hundimientos diferenciales de estas estructuras (Fig. N° 19)

Fallas por oquedades en el subsuelo

En ciertas zonas de la ciudad existen galerías artificiales de antiguas minas. Se han producido varias fallas de construcciones cimentadas por superficie sobre de ellas. Es posible que algún elemento de una cimentación profunda descansa sobre el techo de una oquedad y se produzca la falla por rotura de este techo. La exploración necesaria para que no pasen inadvertidas oquedades que pudiesen perjudicar la cimentación resulta muy costosa debido al gran número de perforaciones que es necesario hacer. Los métodos geofísicos de exploración en este tipo de rellenos no han dado resultados confiables hasta la fecha, debido sobre todo a la gran heterogeneidad de las formaciones donde se encuentran las oquedades.

Fallas por Sustancias Químicas

El suscrito conoce algunos casos, en que se han infiltrado sustancias químicas al subsuelo, provocando reacciones que a su vez han causado hundimientos de las cimentaciones. En algunos casos se han producido también levantamientos por reacciones químicas en el subsuelo. Cuando existe la probabilidad de derrame de sustancias químicas al subsuelo conviene verificar en el laboratorio si se producen reacciones con cambios volumétricos.

FALLAS POR SISMO

El sismo puede provocar problemas muy serios a las cimentaciones. En edificios esbeltos el incremento de carga en las orillas durante un sismo puede hacer fallar los pilotes. Se tiene evidencia de que un edificio apoyado en pilotes de fricción en la Ciudad de México durante un sismo osciló casi dos metros en su parte superior debido a fallas en los pilotes. Otro caso de falla espectacular durante un sismo en la Ciudad de México, es el de un edificio apoyado en pilotes de punta que había formado una pequeña loma a su alrededor durante un sismo intenso. El subsuelo alrededor se hundió súbitamente cerca de 30 cms. debido a que la fricción negativa durante el temblor excedió la resistencia al corte del suelo alrededor de los pilotes. El edificio tiene una planta triangular y probablemente

sufrió oscilaciones torsionales intensas. El hundimiento brusco puede explicarse debido a la combinación de esfuerzos en el subsuelo y a la generación de presiones de poro momentáneamente.

Las fallas más espectaculares de cimentaciones durante un sismo han sido en suelos granulares. En Niigata, Japón, en 1964, varios edificios sufrieron inclinaciones hasta de cerca de 80° con la vertical al grado que la gente al finalizar el sismo pudo salir de un edificio por las ventanas caminando sobre la fachada (Fig. N° 24); esta falla se debió a la licuación del subsuelo durante el sismo. Este edificio se encontraba desplantado por superficie. En el temblor de Alaska de 1964 numerosas cimentaciones profundas sufrieron hundimientos y desplazamientos horizontales por licuación de las capas de suelo granulares subyacentes.

En Coatzacoalcos, Edo. de Veracruz, durante el sismo de Jáltipan de 1959 se produjeron hundimientos súbitos de zapatas apoyadas en suelos arenosos que se licuaron durante el sismo (Fig. N° 25) y en Niigata el edificio del aeropuerto se hundió 30 cm por el mismo motivo.

Dr. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLCAN 120

MEXICO 10. D. F.

540-43-29
TELS. 520-57-44
520-44-08

- 18 -

En Niigata debido a la licuación del subsuelo (Fig. N° 26) varios tanques enterrados flotaron varios metros fuera del suelo al aumentar la subpresión del suelo licuado y algunos camiones quedaron enterrados en el suelo licuado cerca de un metro.

Este aumento de presión del suelo licuado por un sismo produjo movimientos horizontales de los muelles de ataguías de acero en Coatzacoalcos, Veracruz (1959) y Niigata (1964) y de los muelles de pared de concreto en Puerto Montt (Chile 1960, Fig. N° 27).

El sismo puede producir hundimientos tectónicos muy grandes del terreno natural tanto de la roca basal como sucedió en Alaska donde en algunos lugares se hundió 60 cm, como de la superficie del terreno que se hundió 75 cm por compactación de cerca de 130 metros de suelos arenosos en Homer.

También en Niigata, Japón, y en Valdivia, Chile, se han hundido grandes áreas costeras que resultaron sumergidas después del temblor. Para este tipo de problemas no es posible diseñar con la tecnología actual. Tampoco es posible diseñar para efectos del sismo en zonas como el Puerto

- 19 -

de Valdez en Alaska donde durante el temblor de 1964 desaparecieron las instalaciones portuarias durante un deslizamiento submarino gigantesco en suelos granulares.

Durante el sismo de Alaska la licuación de lentes de arena y limo dentro de estratos gruesos de arcillas, bajo taludes en zonas costeras, provocó el hundimiento de masas enormes de suelos hacia el mar formando grabens y destruyendo las construcciones sobre de ellas.

Un caso muy especial de este problema ocurrió en las Lomas de Turnagain en Anchorage, Alaska donde todo un fraccionamiento fue destruido por deslizamientos sucesivos de los taludes hacia el mar y deslizamientos horizontales posteriores que propiciaron deslizamientos subsecuentes tierra adentro terminando las áreas relativamente planas con desniveles hasta de siete metros.

Vibraciones de Máquinas

La vibración excesiva en cimentaciones de máquinas ha producido asentamientos debido a compactación de suelos granulares (Fig. N° 28).

Otro tipo de falla en cimentaciones de máquinas es cuando estas sufren oscilaciones excesivas en el plano horizontal debido a la respuesta dinámica de las cimentaciones profundas a esfuerzos horizontales.

Fallas por esfuerzos Horizontales

También las cimentaciones profundas pueden fallar cuando están sujetas a esfuerzos horizontales producidos por centros de marcos rígidos o fuerzas horizontales provenientes de anclajes de puentes, atraque de barcos o sismo. (Fig. N° 30). El diseño de las cimentaciones profundas para soportar fuerzas horizontales debe hacerse dentro del rango elástico pues no es suficiente adoptar un factor de seguridad con respecto a la falla total.

FALLA POR SOCAVACION

En el caso de apoyos de puentes sobre cimentaciones profundas el agua puede erosionar los suelos alrededor de las cimentaciones y provocar su hundimiento y por tanto debe especificarse una longitud mínima de pilote o pila en suelos que permitan que se tenga suficiente capacidad de carga aún después de producida la socavación (Fig. N° 31).

DR. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLCAN 120

MEXICO 10, D. F.

TELS. 540-43-29
520-57-44
520-44-08

- 21 -

FALLAS POR DEFECTOS CONSTRUCTIVOS

Puede presentarse fallas por el uso de procedimientos constructivos incorrectos o por el uso de materiales débiles o defectuosos. Además pueden existir fallas por corrosión de elementos metálicos o ataque de pilotes de madera por insectos, (Limnoria, Teredo, Chelura, etc.) o productos químicos.

En el caso de hincado de pilotes puede presentarse fallas por rotura de las cabezas o de las puntas por hincado demasiado fuerte; en caso de pilotes metálicos puede dañarse las puntas por hincado muy fuerte en boleos y los pilotes de madera son los más propicios a dañarse por martillos pesados.

Para el caso de pilas o pilotes colados en el lugar debe verificarse que no se incluya arcilla dentro del concreto o que se segregue o deslave este durante el colado y que la varilla tenga el recubrimiento adecuado. Hace unos años en México se tuvo un problema de deslave del cemento al colar unas pilas utilizando camisas de acero recuperables.

DR. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLCAN 120

MEXICO 10, D. F.

TELS. 540-43-29
520-57-44
520-44-08

- 22 -

También debe verificarse que no queden sedimentos suaves en el fondo de la pila antes de efectuar el colado, y que no se contamine el concreto cuando se cuele bajo lodos bentoníticos.

Los pilotes precolados pueden dañarse durante el manejo por aceleraciones excesivas al levantarlos, o momentos flexionantes mayores que los de diseño.

Un pilote puede fallar al no quedar sus distintos tramos alineados entre sí debido a falta de rigidez en las juntas. Los pilotes de madera que se hincaban en México adolecían de este defecto y se cuenta de un caso en que los tramos del pilote tomaron tal curvatura que la punta empezó a salir de la superficie del terreno durante el hincado.

RECIMENTACIONES

Una vez que se produce una falla en una cimentación es necesario seguir una serie de investigaciones y estudios para conocer las causas y comprender el fenómeno que la produjo antes de repararla o efectuar la recimentación. De otra forma el daño puede proseguir, aún después de la recimentación.

DR. PABLO GIRAULT

INGENIERO CONSULTOR

AV. VOLCAN 120

MEXICO 10, D. F.

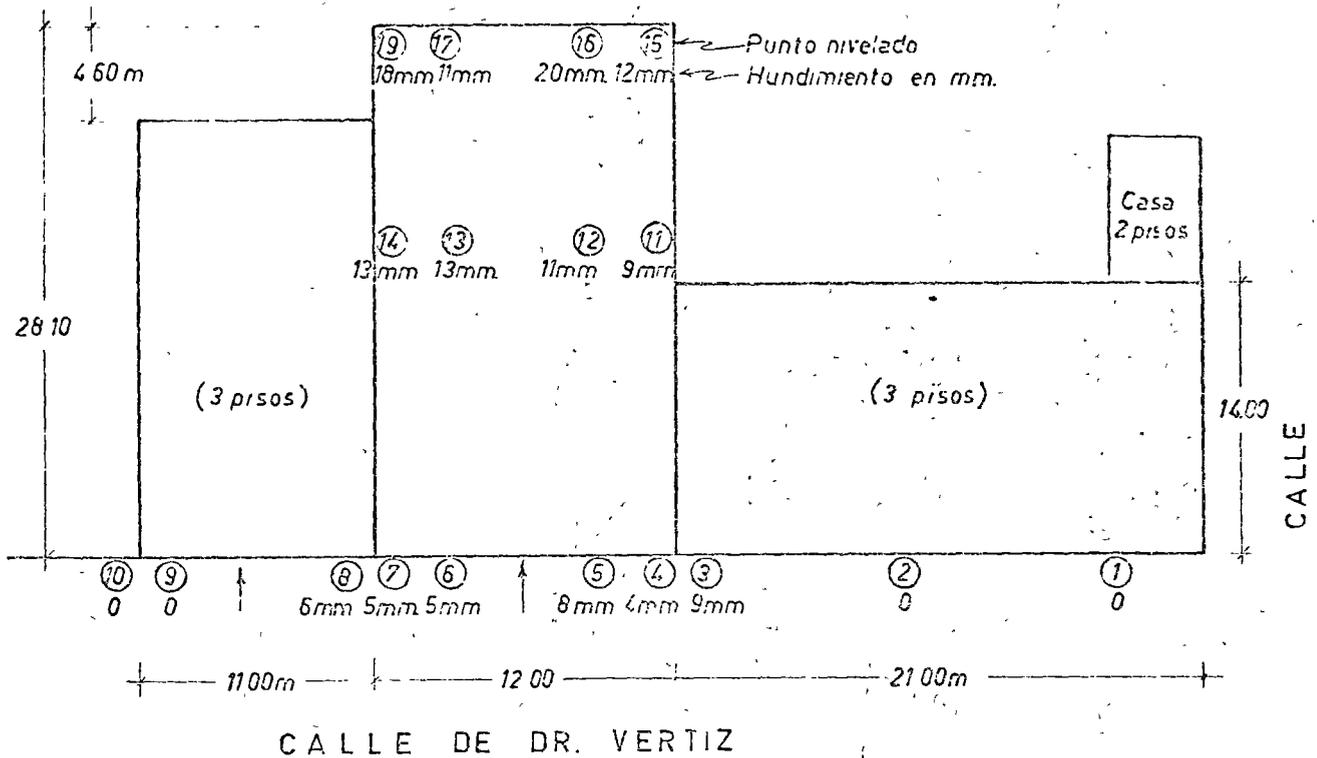
540-43-20
TELS. 520-57-44
520-44-08

- 23 -

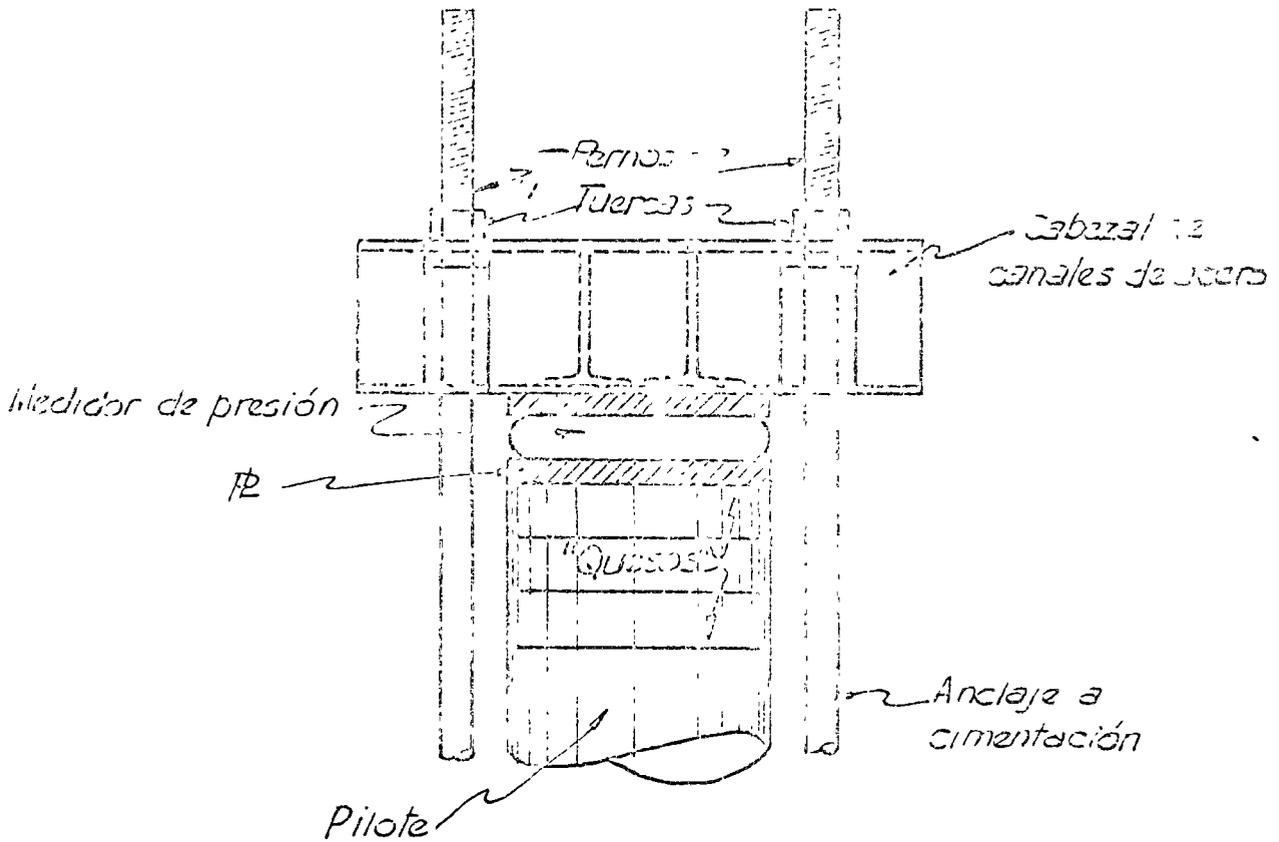
Como parte de estos estudios se hacen investigaciones del subsuelo por medio de sondeos y pruebas de laboratorio para determinar la estratigrafía y las propiedades de los suelos. Se estudian los planos arquitectónicos y estructurales y se obtienen cargas. Se pasan nivelaciones y se hacen visitas de inspección. Se investigan los procedimientos constructivos y calidad de materiales usados.

En muchos casos la recimentación de un edificio resulta más costosa que la construcción de la cimentación inicial.

En la conferencia el día 3 de Marzo se presentarán once casos de recimentaciones que por las razones expuestas en el prólogo no se presentan en este texto. En la conferencia se discutió también un proyecto para la recimentación de la Torre de Pisa.

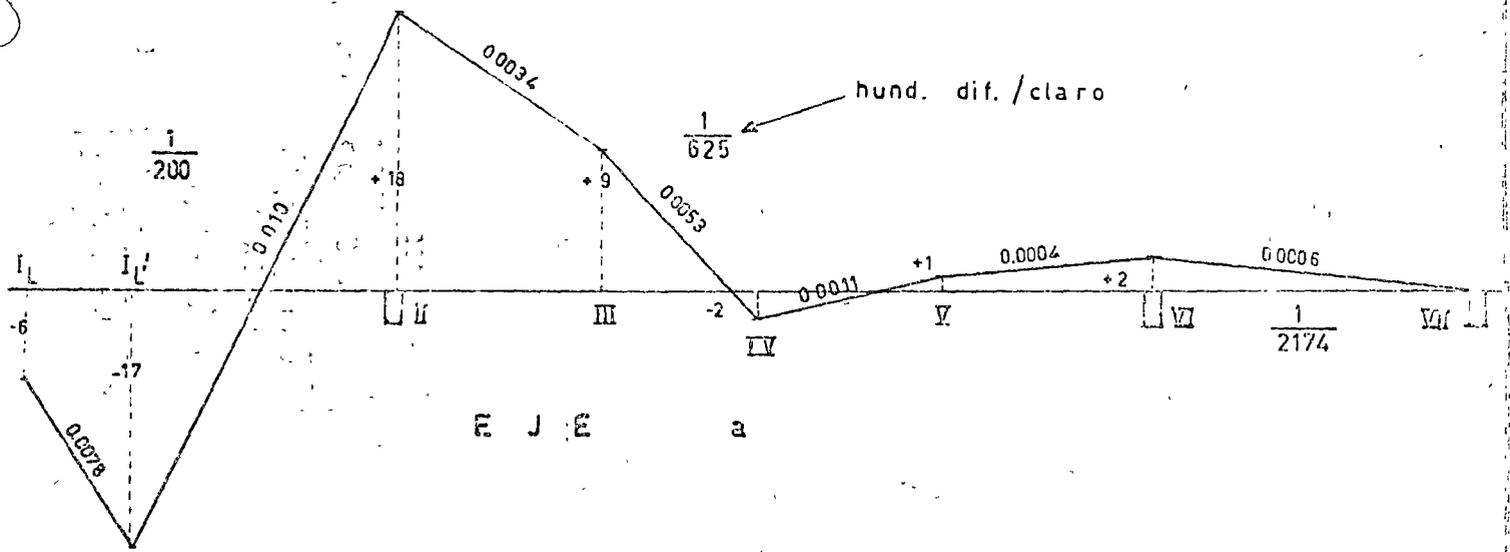


CALLE DR. VERTIZ	
HUNDIMIENTOS	
DE AGOSTO 27 A DICIEMBRE 27 1900	
Dr. P. Gault Ing. consultor	
México, D. F.	FIG. N° 10
d i b d s g.	DIC. 14 1900

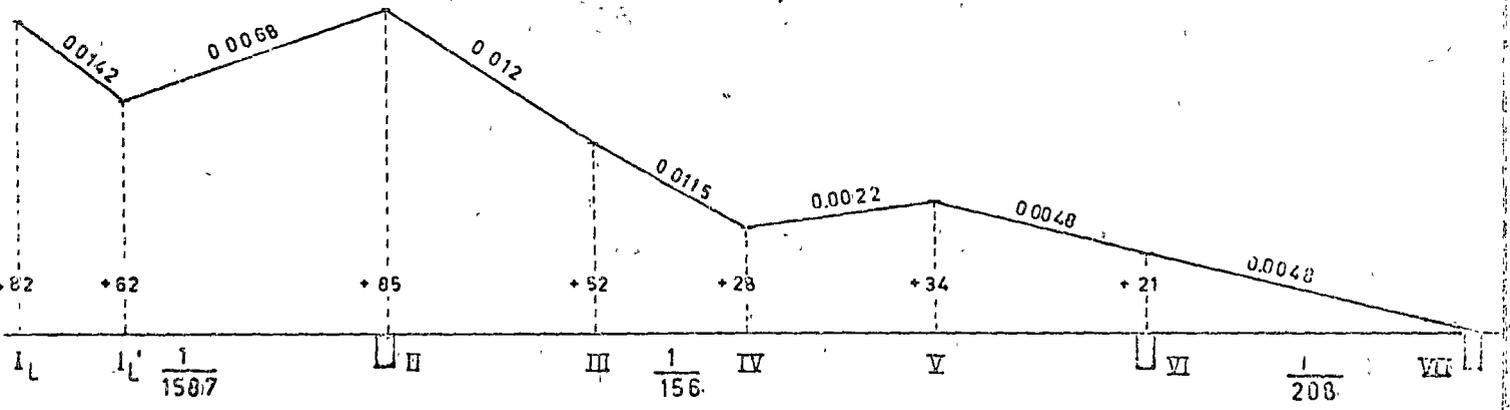


2º ESTUDIO DE MECANICA (1933)	
DETALLE DE APOYO DE P. STES.	
DR. PABLO GIRAUDE ING. CONSULTOR	5ª Clase, B.º 2016.
México, D.F.	FIG No 3.
Dib.: J. B. S.	Agosto 1933

E S T E →

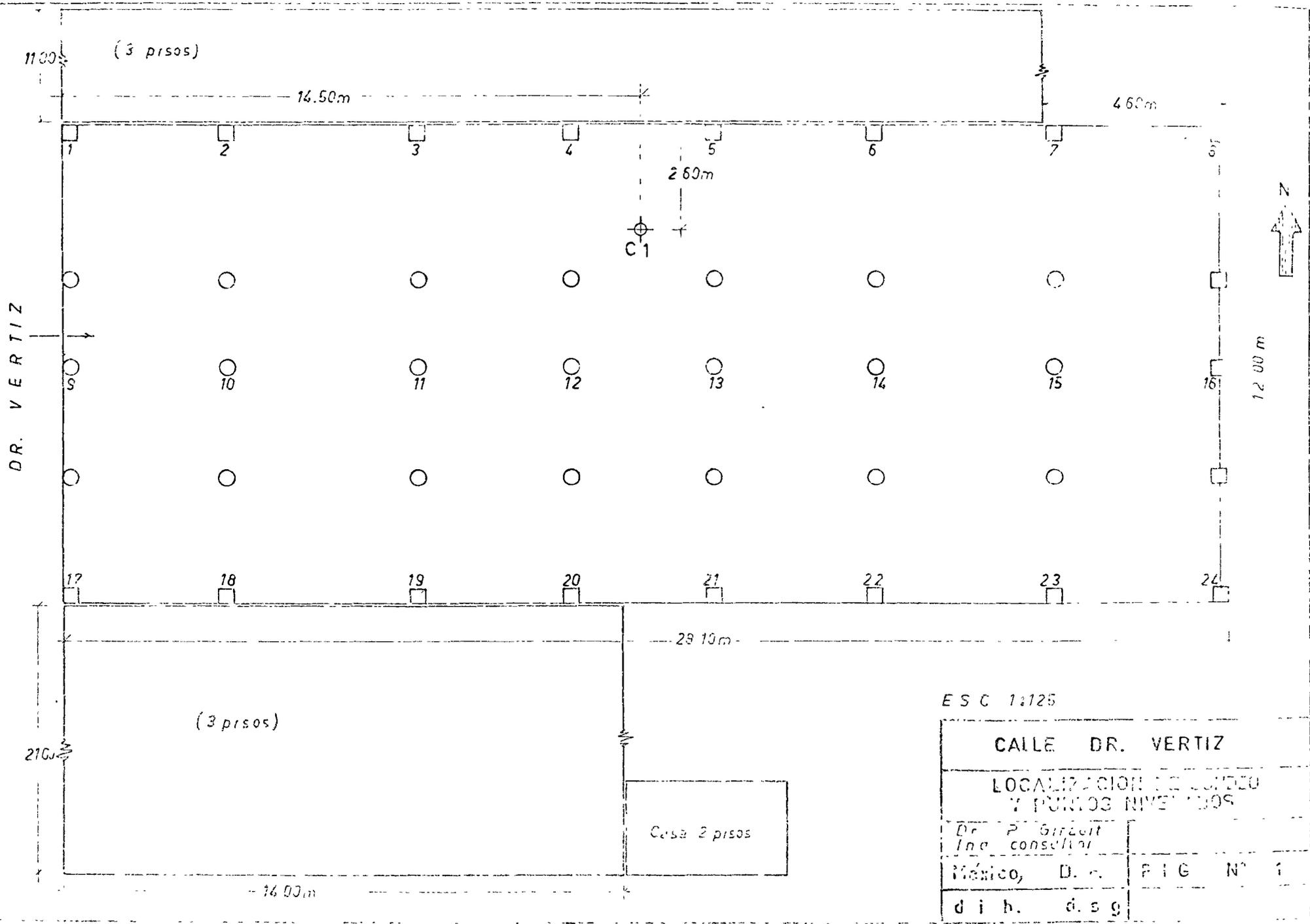


E J E a



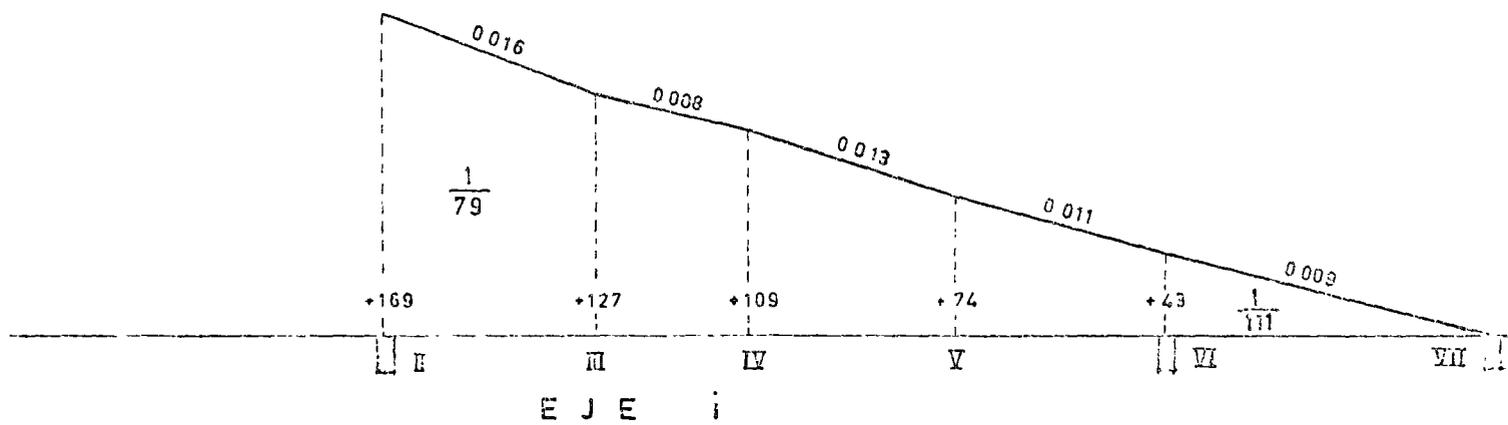
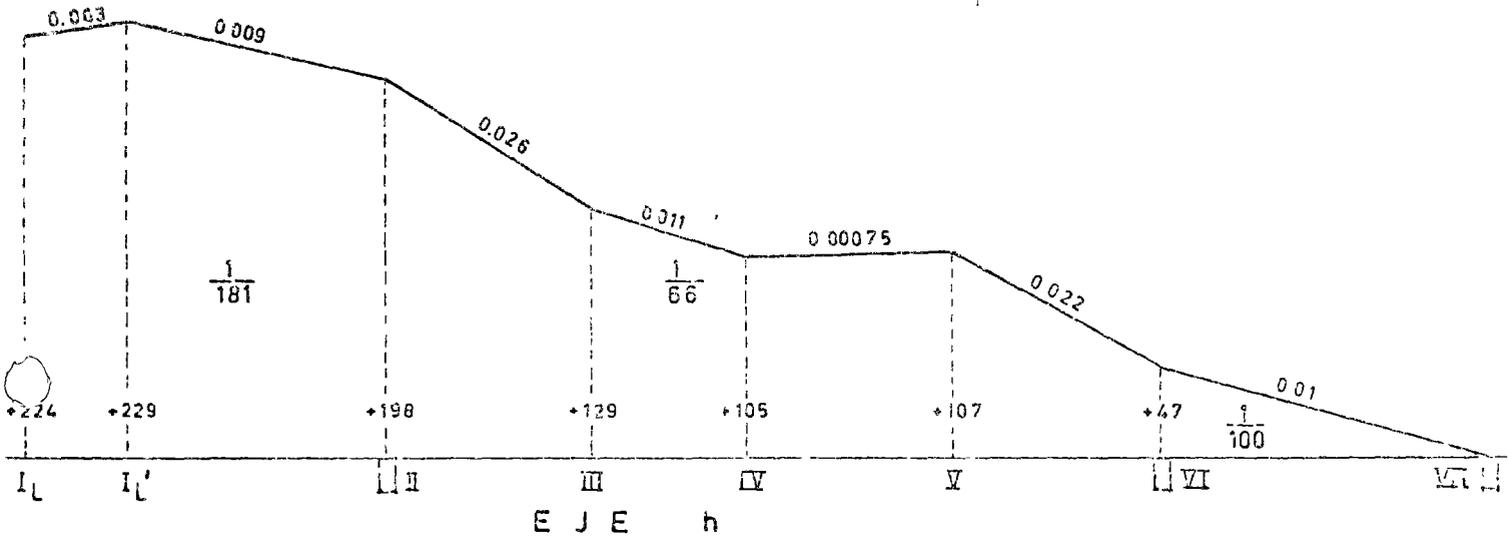
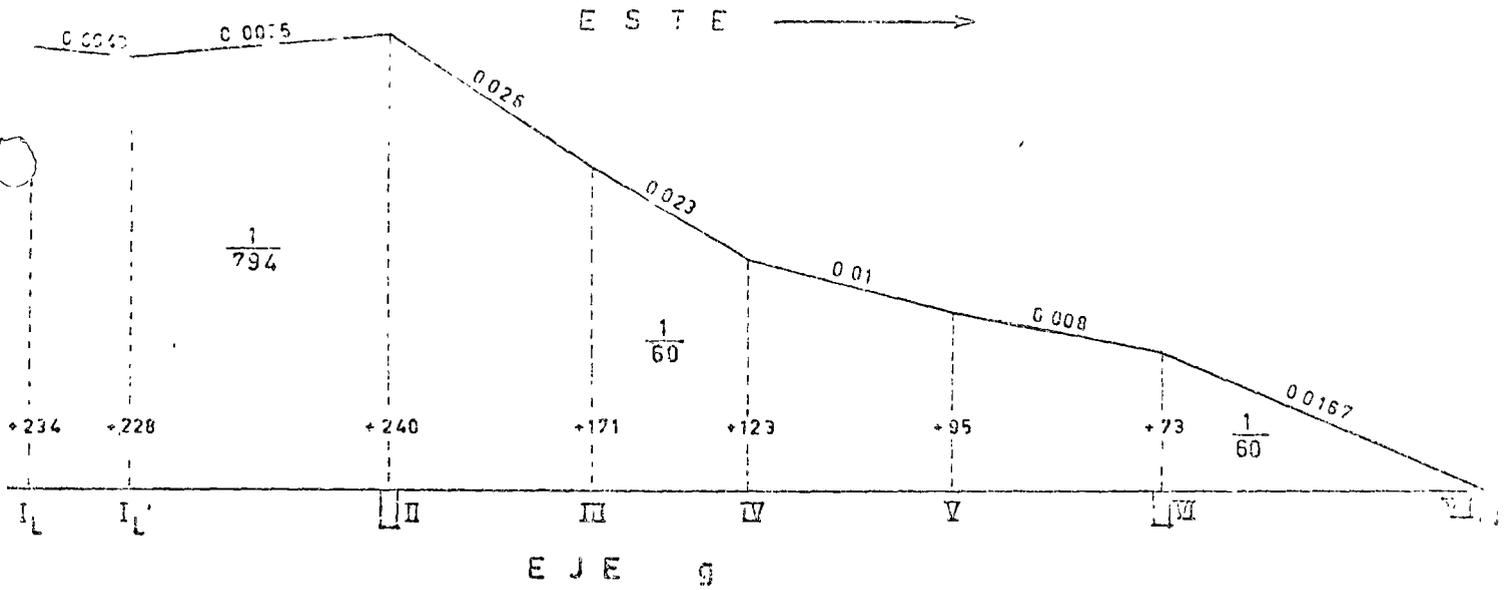
E J E b

CALLE DE PUEBLA	
PERFIL LONGITUDINAL LOSA RETICULAR	
Dr. P. Girault	Ing. Consultor
México, D.F.	FIG. N° 8
dis. i. -



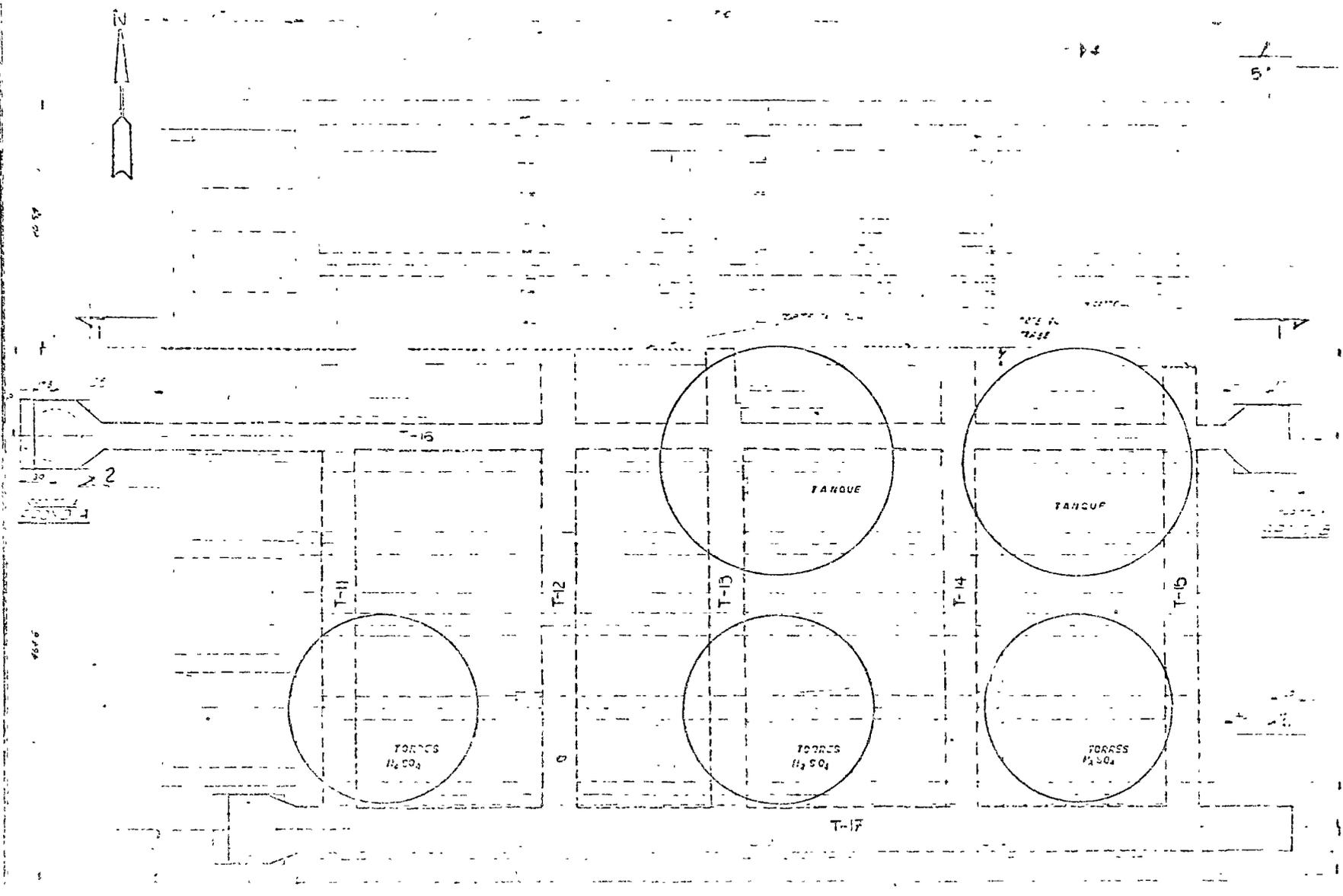
ESC 1:125

CALLE DR. VERTIZ	
LOCALIZACION DE LINDERO Y PUNTOS NIVELADOS	
Dr. P. Girault Ingeniero	
México, D. F.	FIG. N° 1
d i h.	d e s g

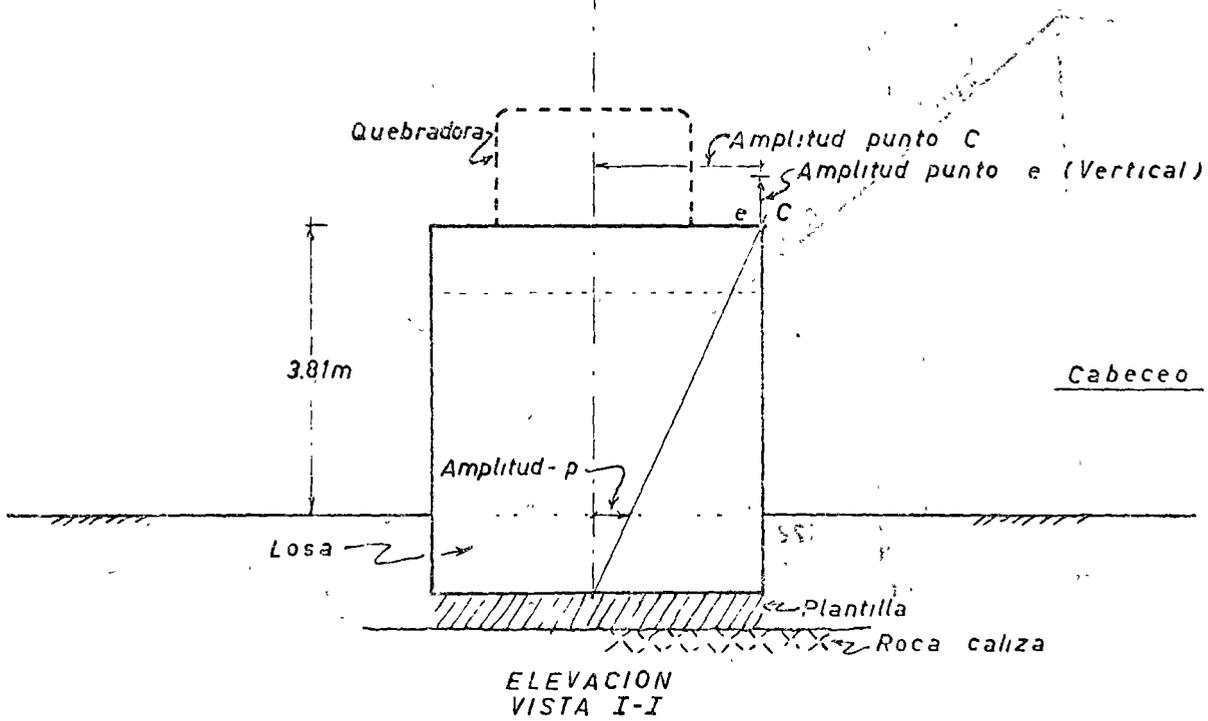
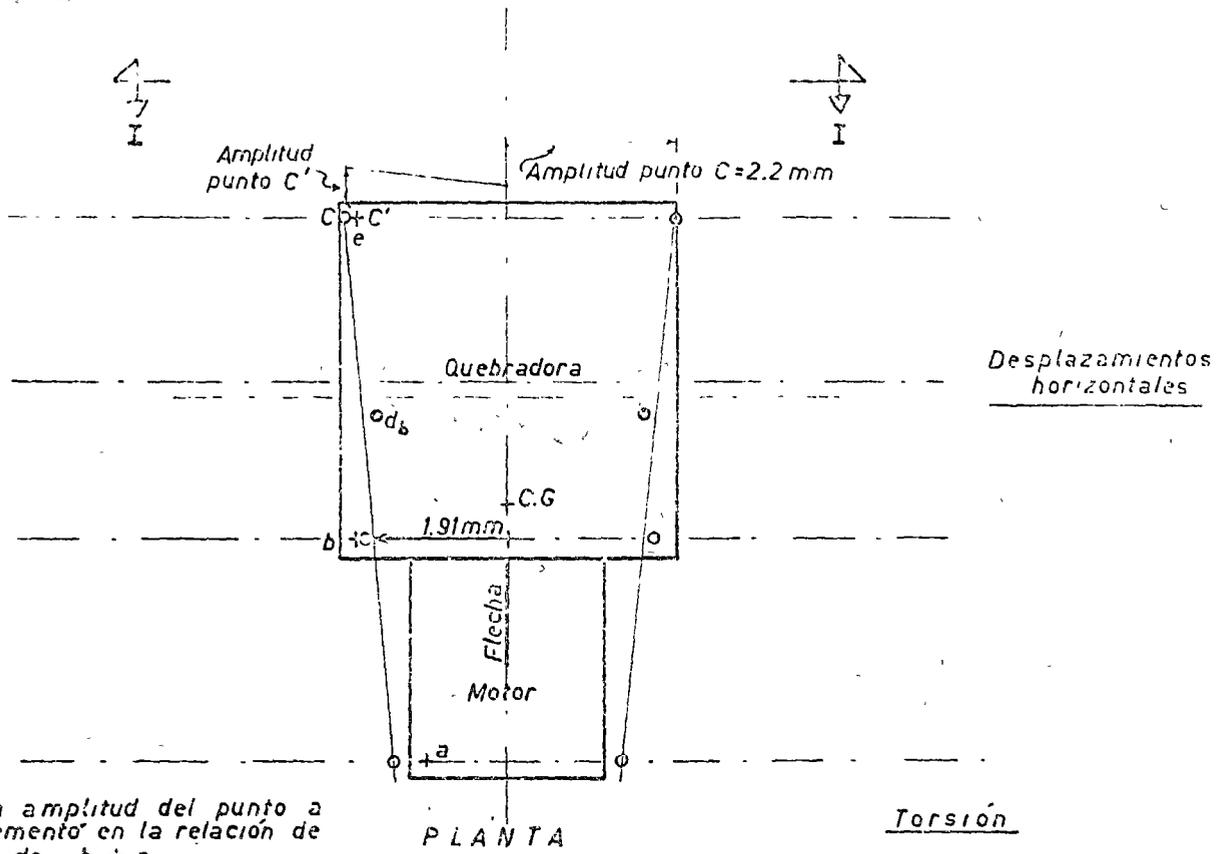


CALLE DE PUEBLA	
CORTE LONGITUDINAL LOSA RETICULAR	
Dr. P. Girault	
Ing. Consultor	
México D.F.	P. G. N°

TORNES DE ABRIDO A NITRATO



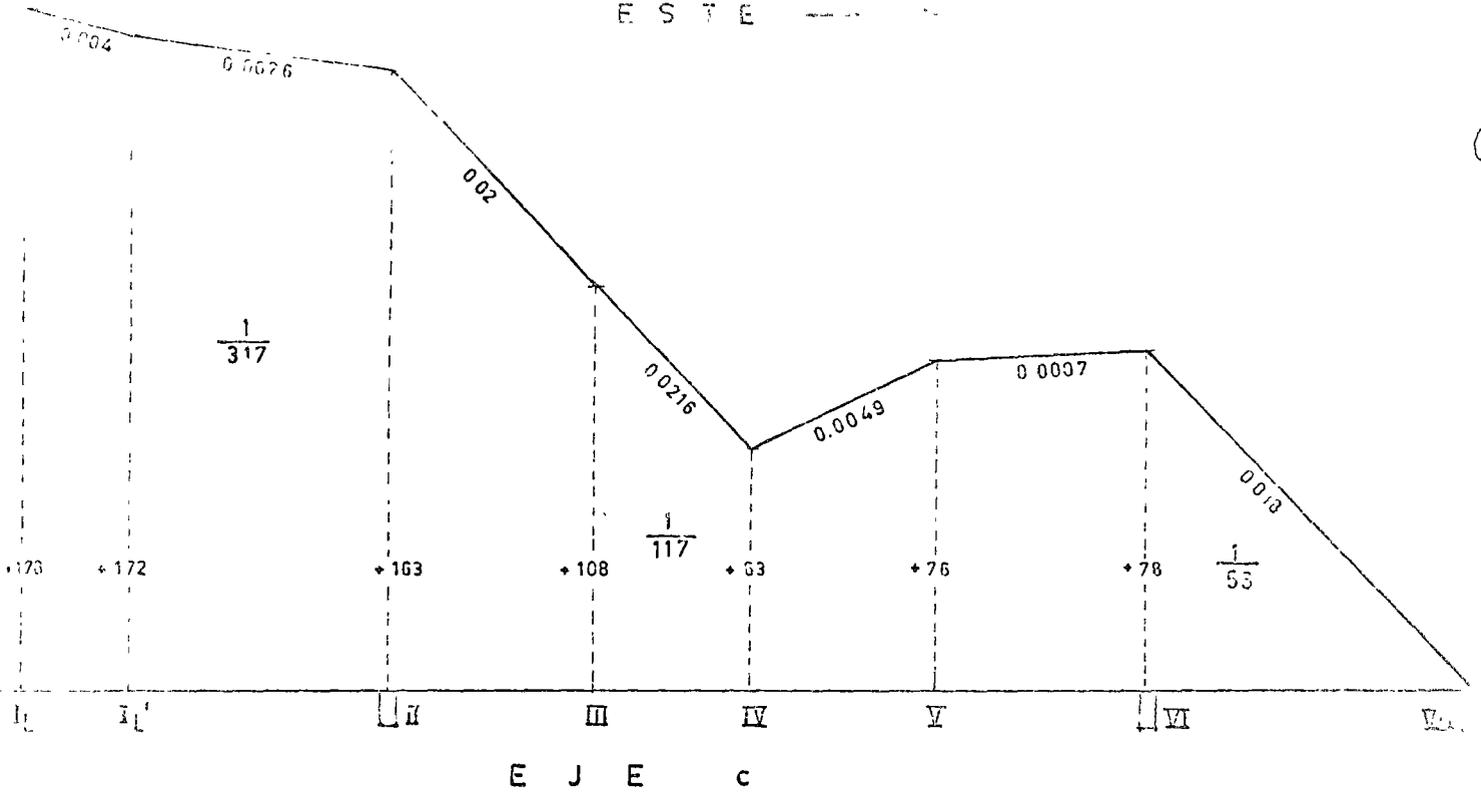
PLANTA DE ARRIGLO - FIG. 1



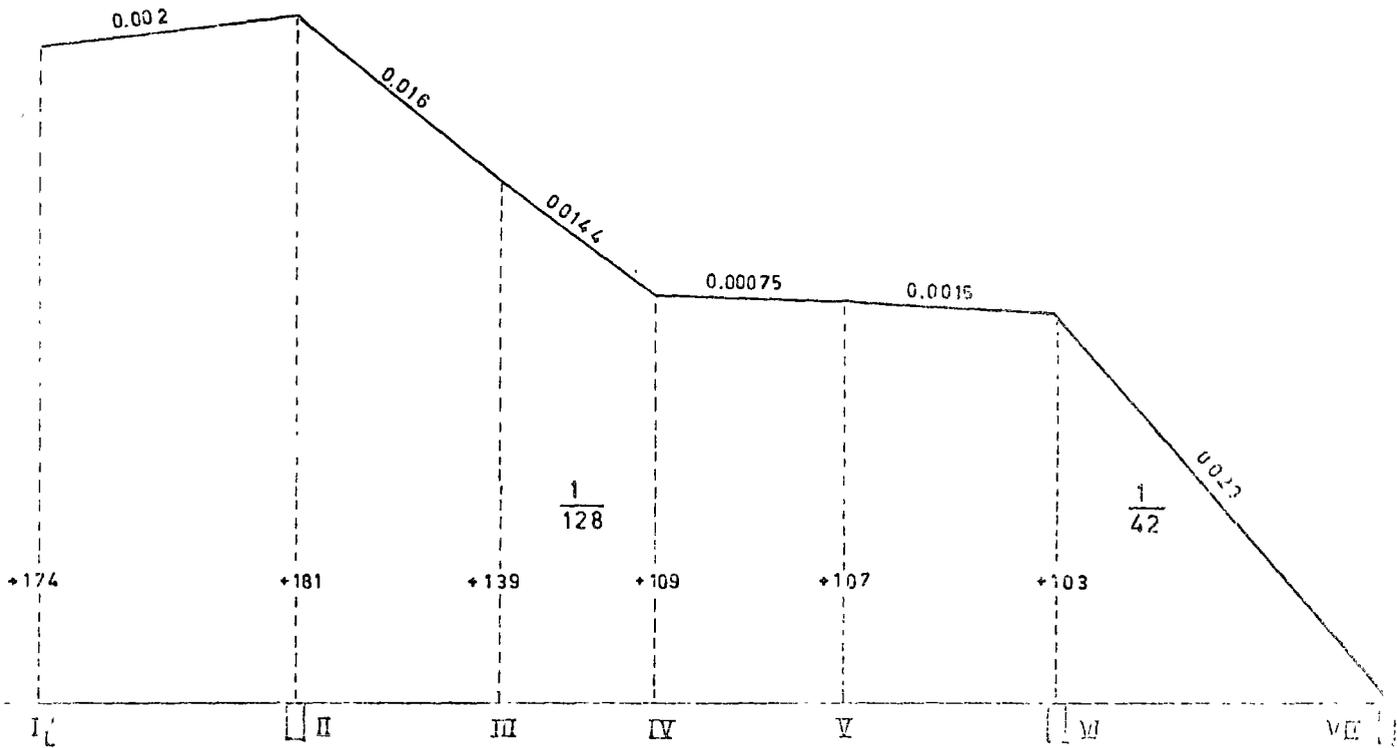
REPRESENTACION GRAFICA DE DESPLAZAMIENTOS

QUEBRADORA SECUNDARIA	
Dr. P. Girault Ing. consultor	
Mexico D.F.	FIG. N° 2

ESTE



E J E c



E J E d

CALLE DE PUEBLA

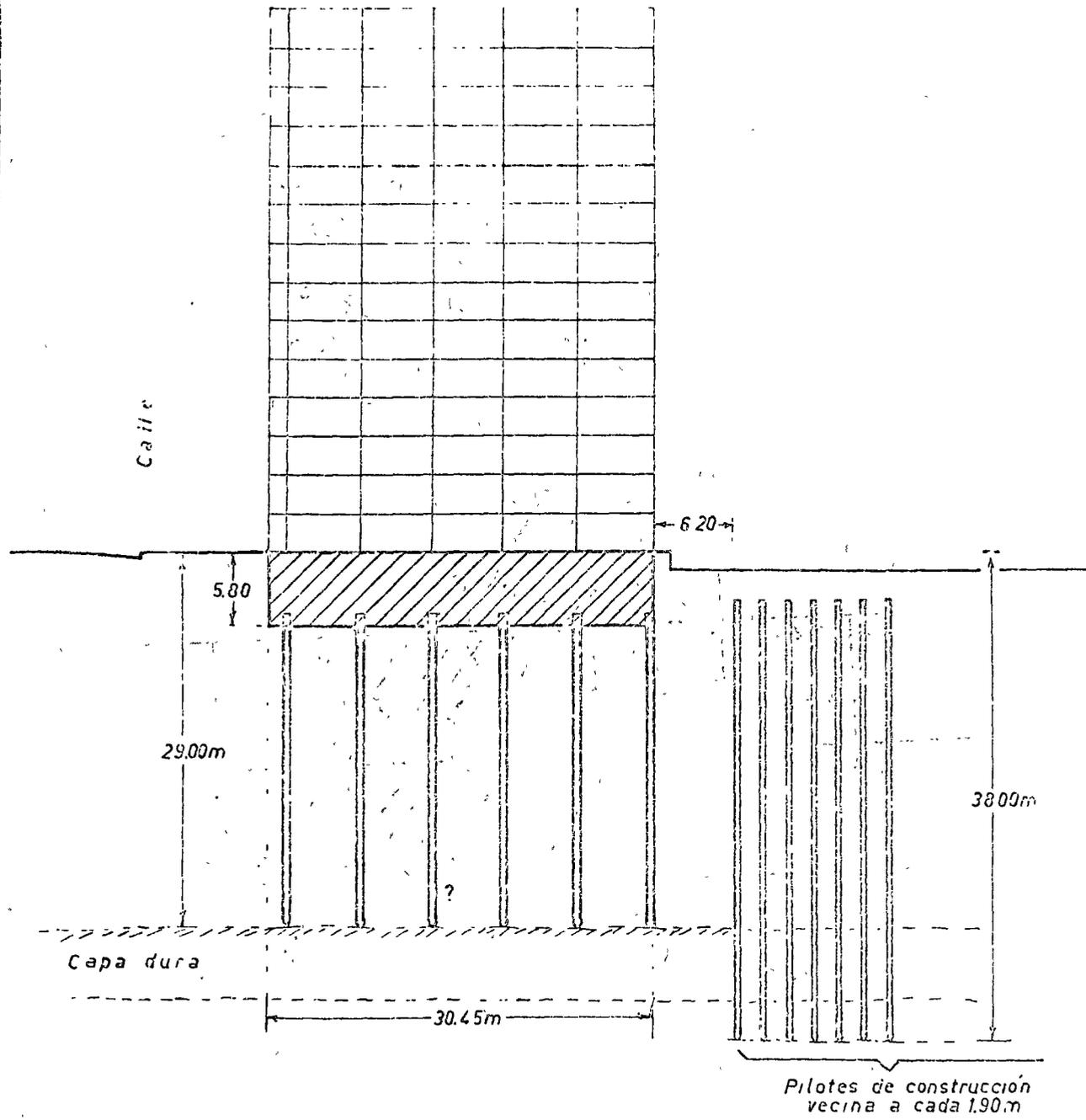
PERFIL LONGITUDINAL
LOSA RETICULAR

Dr. P. Girault
Ing. Consultor

México, D.F. F.C. N° 7

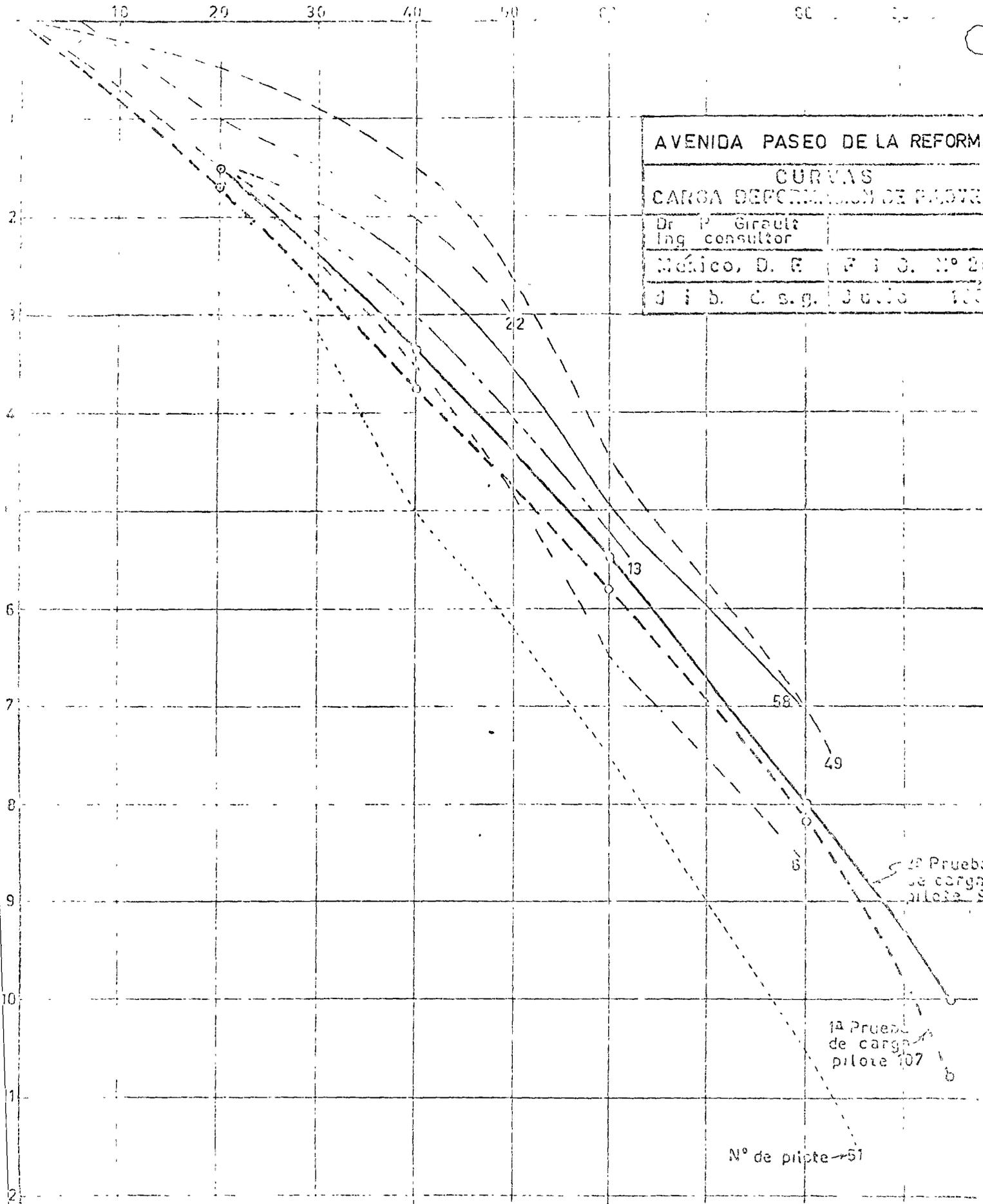
dib. por v. 11/2/52

Paseo de la Reforma



ESC 1:500

AVENIDA PASEO DE LA REFORMA	
CROQUIS DE EDIFICIO Y PILOTES	
Dr P Girault Ing consultor	
México D. F.	FIG. N° 11



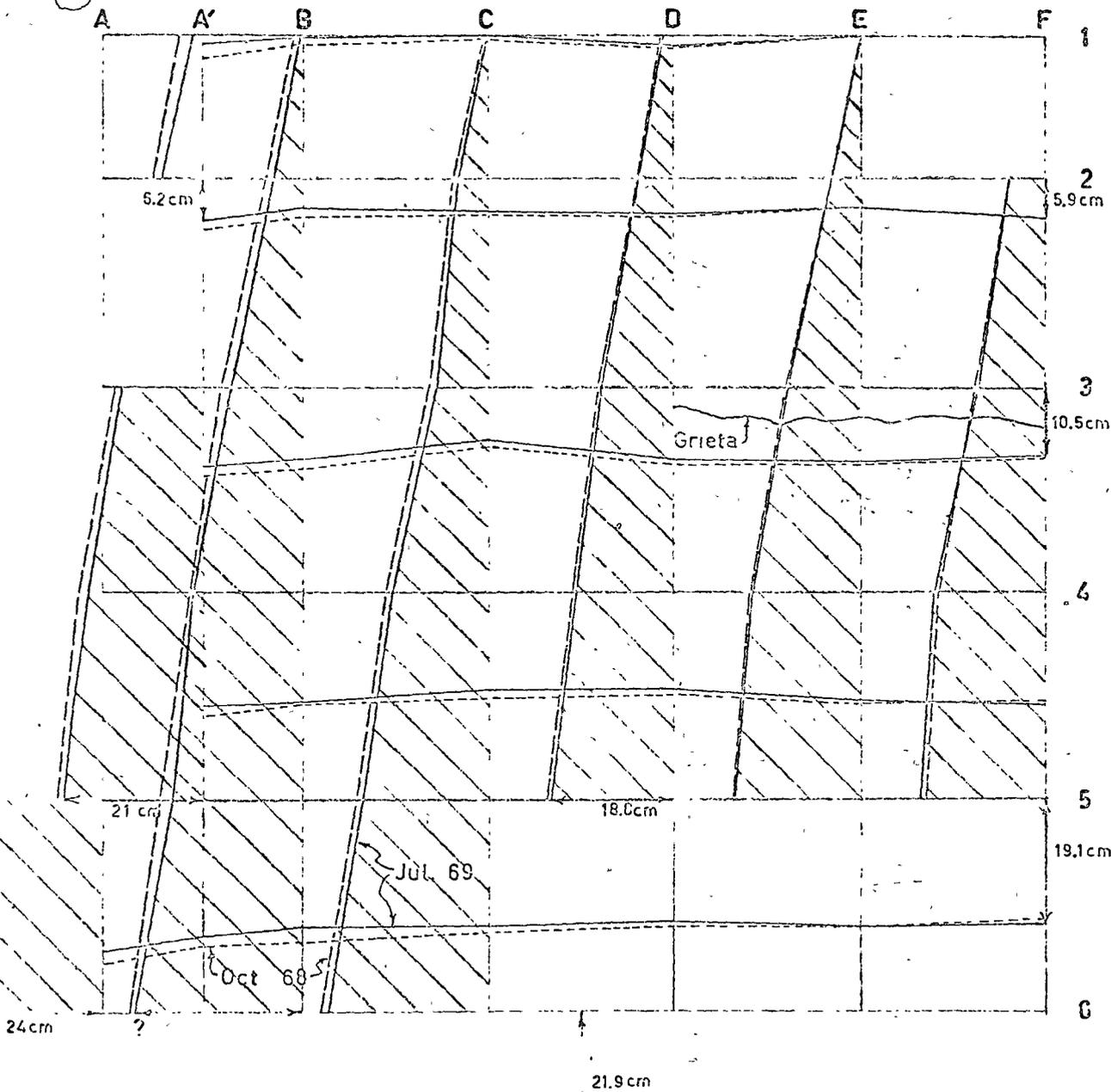
AVENIDA PASEO DE LA REFORMA
CURVAS
CARGA DEFORMACION DE PAVES
Dr. P. Girault
Ing. consultor
México, D. F. F. I. O. N° 20
d. i. b. c. s. g. Julio 1955

1ª Prueba
de carga
pilote 50

1ª Prueba
de carga
pilote 107

Nº de pilote → 51

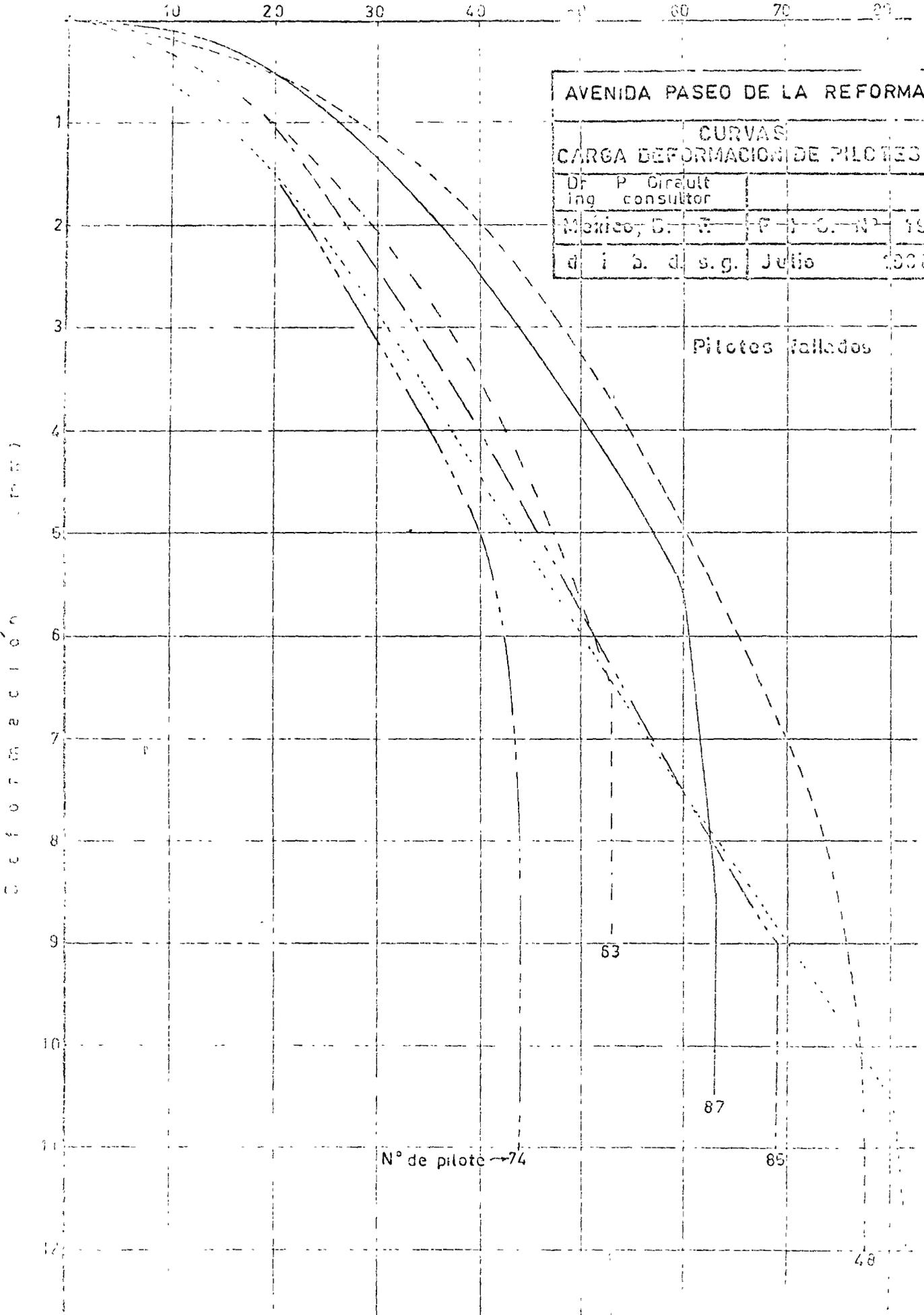
PASEO DE LA REFORMA



CALLE

Escalas.
 Hundimientos 1:10
 Dimensional 1:200

AVENIDA PASEO DE LA REFORMA	
NIVELACIONES DIFERENCIALES 9 oct. 1968 y 19 jul. 1969	
Dr P Girault Ing consultor	
México, D. F.	F I G. N° 12
d i b. d. s. g	Julio 1969



AVENIDA PASEO DE LA REFORMA

CURVAS
CARGA DEFORMACION DE PILOTES

DF	P. Girault		
ing	consultor		
México, D. F.		P. I. C. N.º	19
d. i. b. d. s. g.	Julio		1900

Pilotes fallados

Nº de pilote → 74

83

87

85

48

MOVIMIENTO HORIZONTAL

395

228

(Sur)

0.56×10^{-6}

H

G

(E)

(W)

Agujero

0.62×10^{-6} rad

P

Q

D

B

C

0.15

Flecha del motor

Base de motor

O

N

M

L

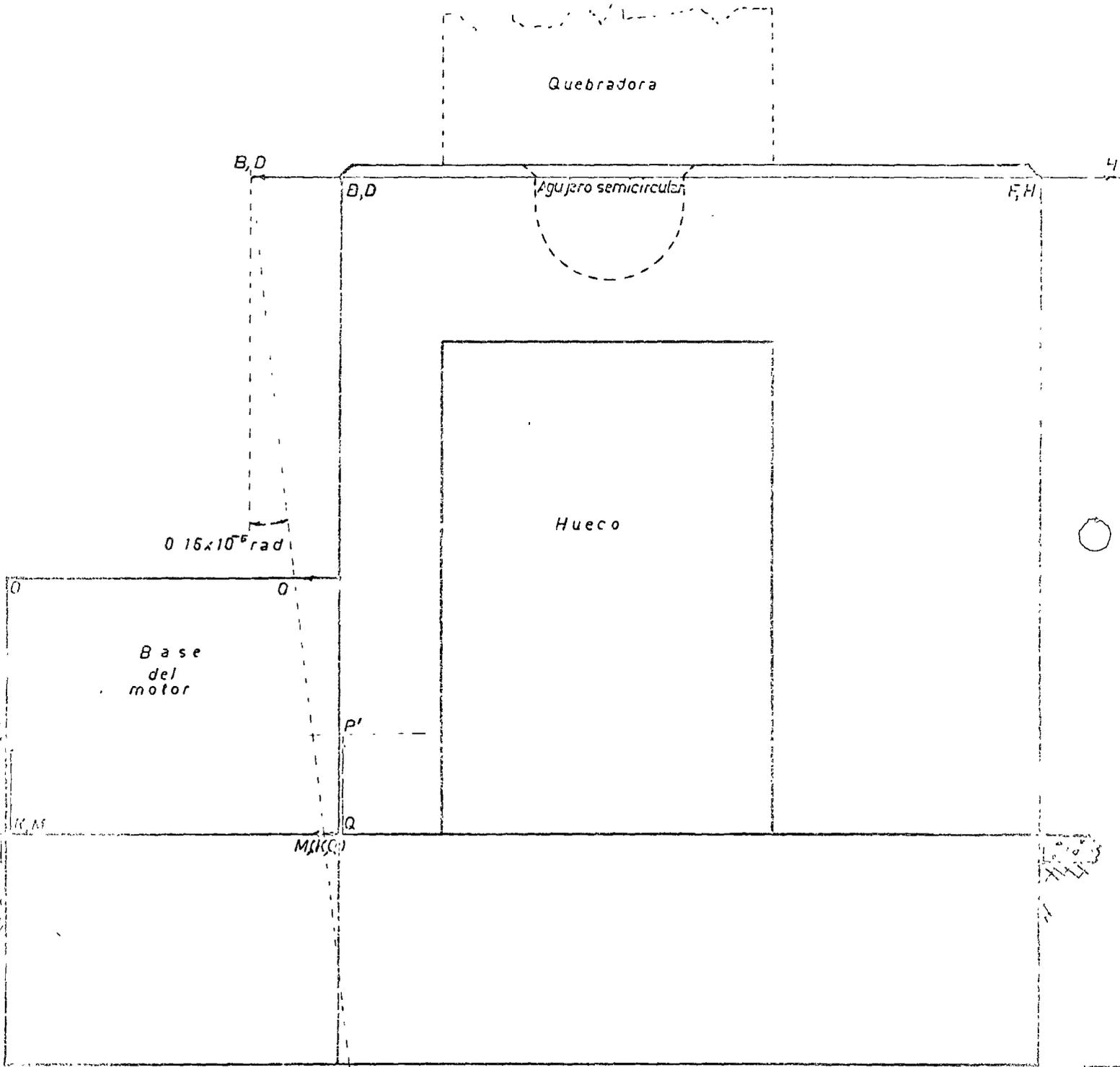
0.27×10^{-6} rad

(Norte)

PLANTA (Figura 1)



DIRECCION DEL MOV : HORIZONTAL
DIRECCION : N - S



ELEVACION
(Figura - 3)

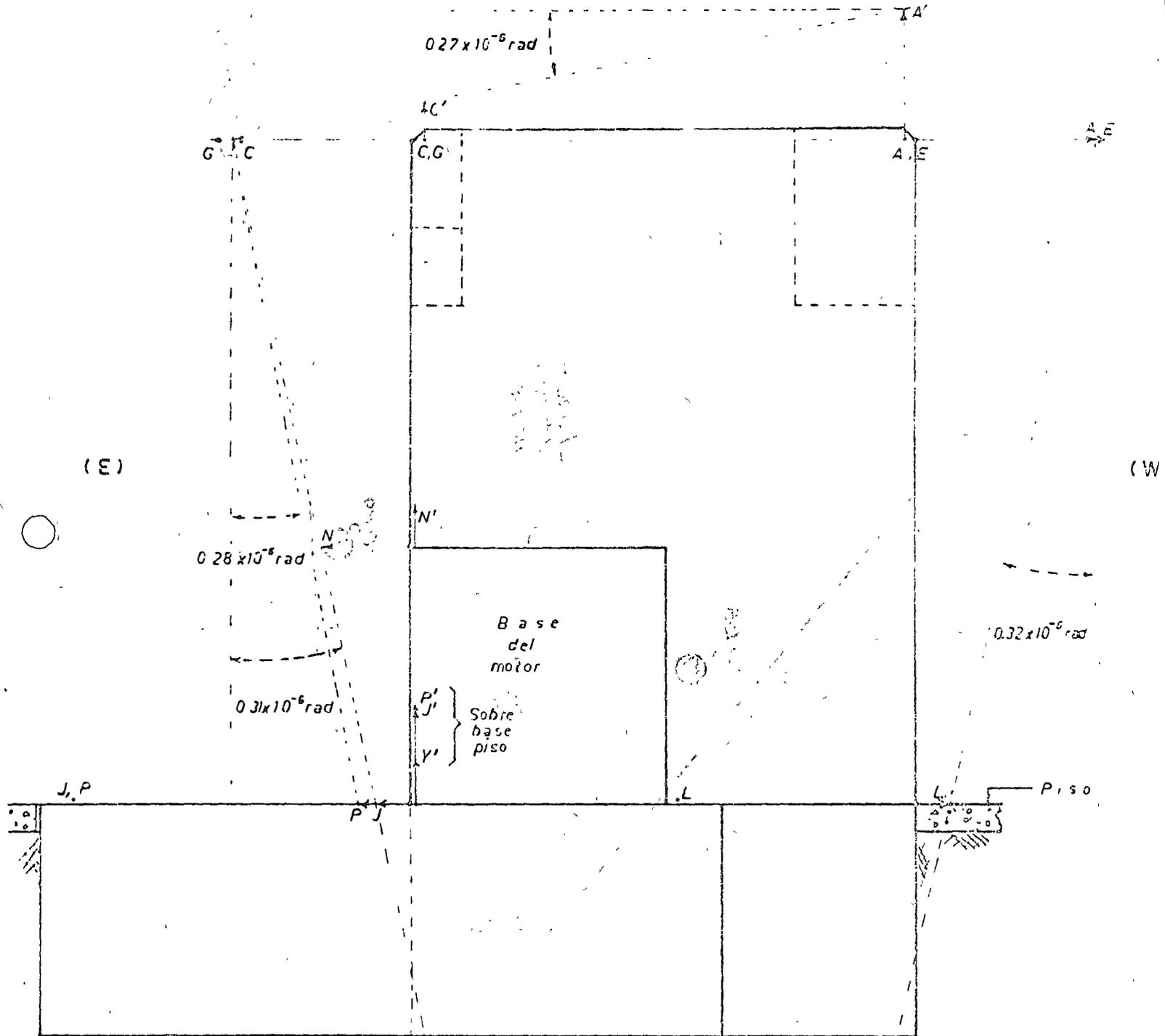
1 mm
Escala de vibración

Acotaciones en centímetros

31
U.
107
123
131

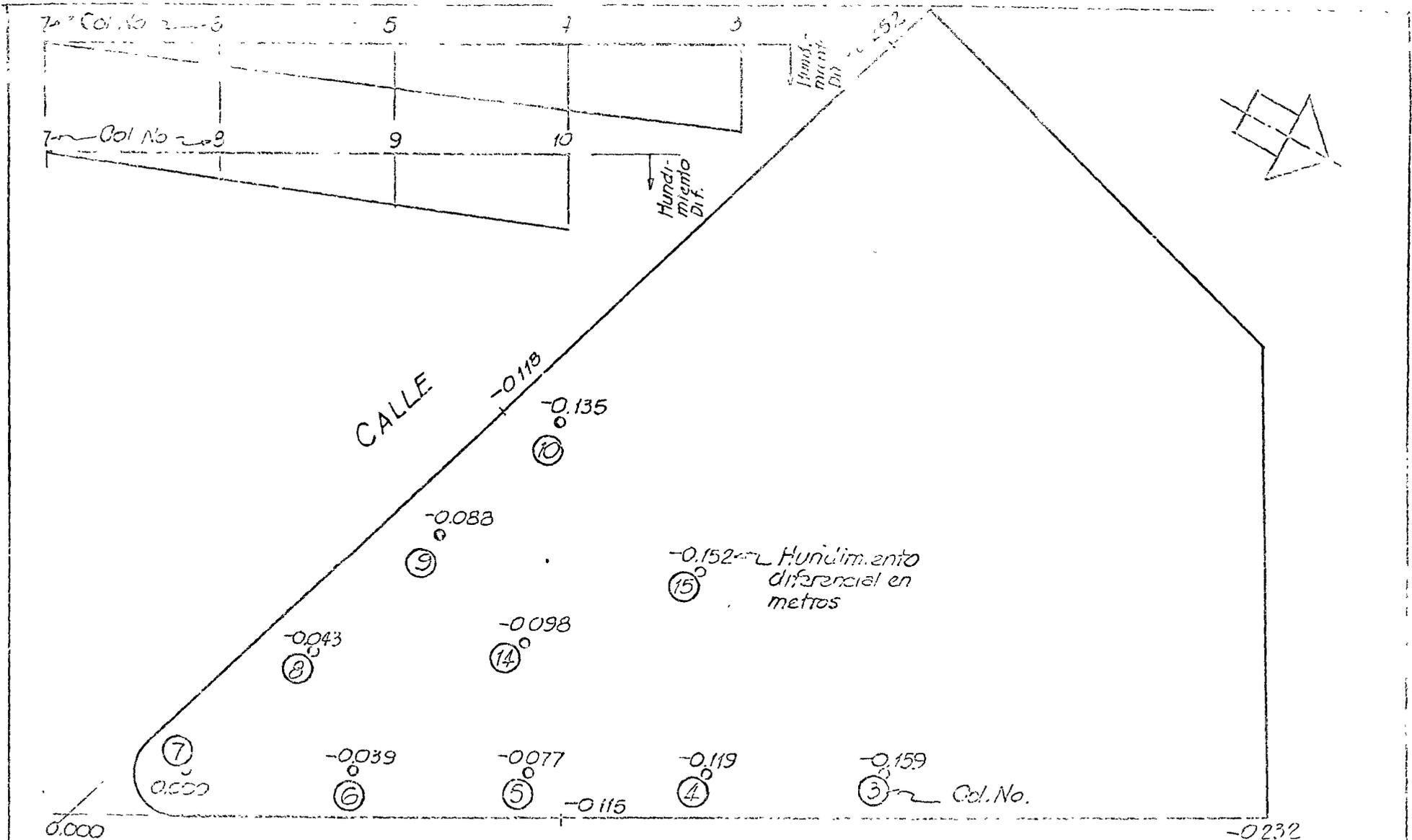
DIRECCION DEL MOV. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Horiz (A, E, C, G, N, L, J, P)} \\ \text{Vert (A', C', N', J', P', Y')} \end{array} \right.$

DIRECCION: E - W



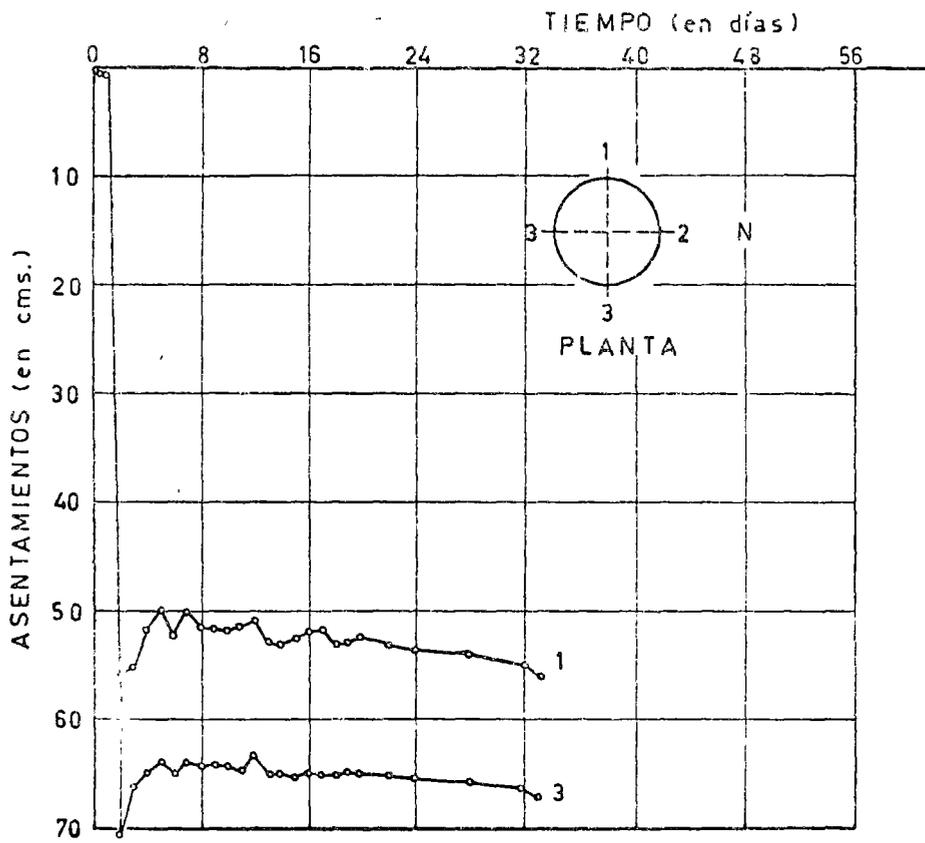
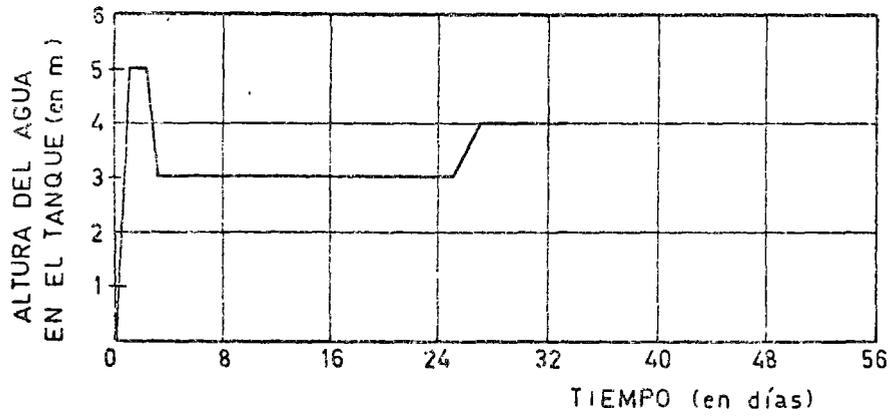
ELEVACION

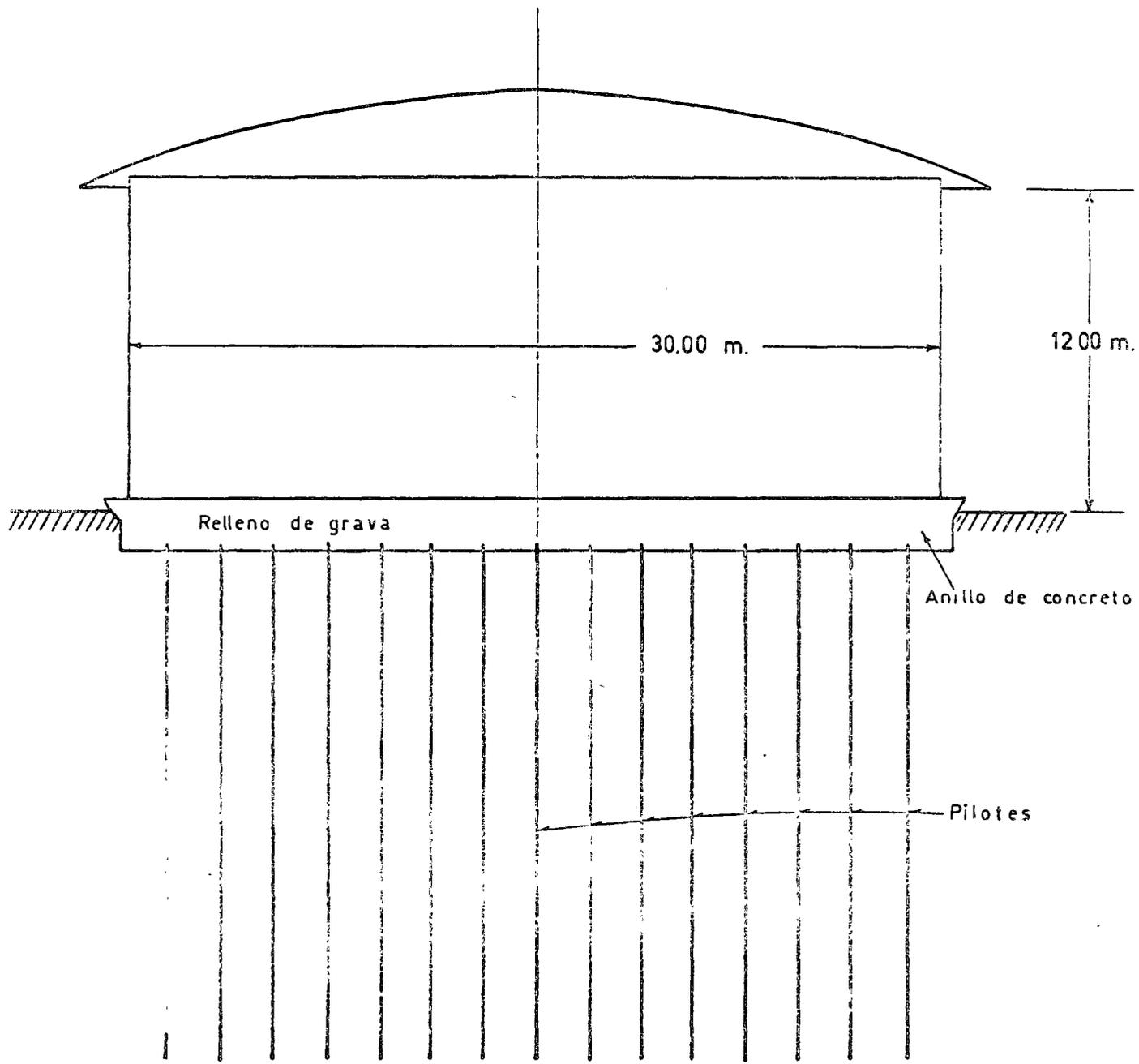
(Figura - 2)



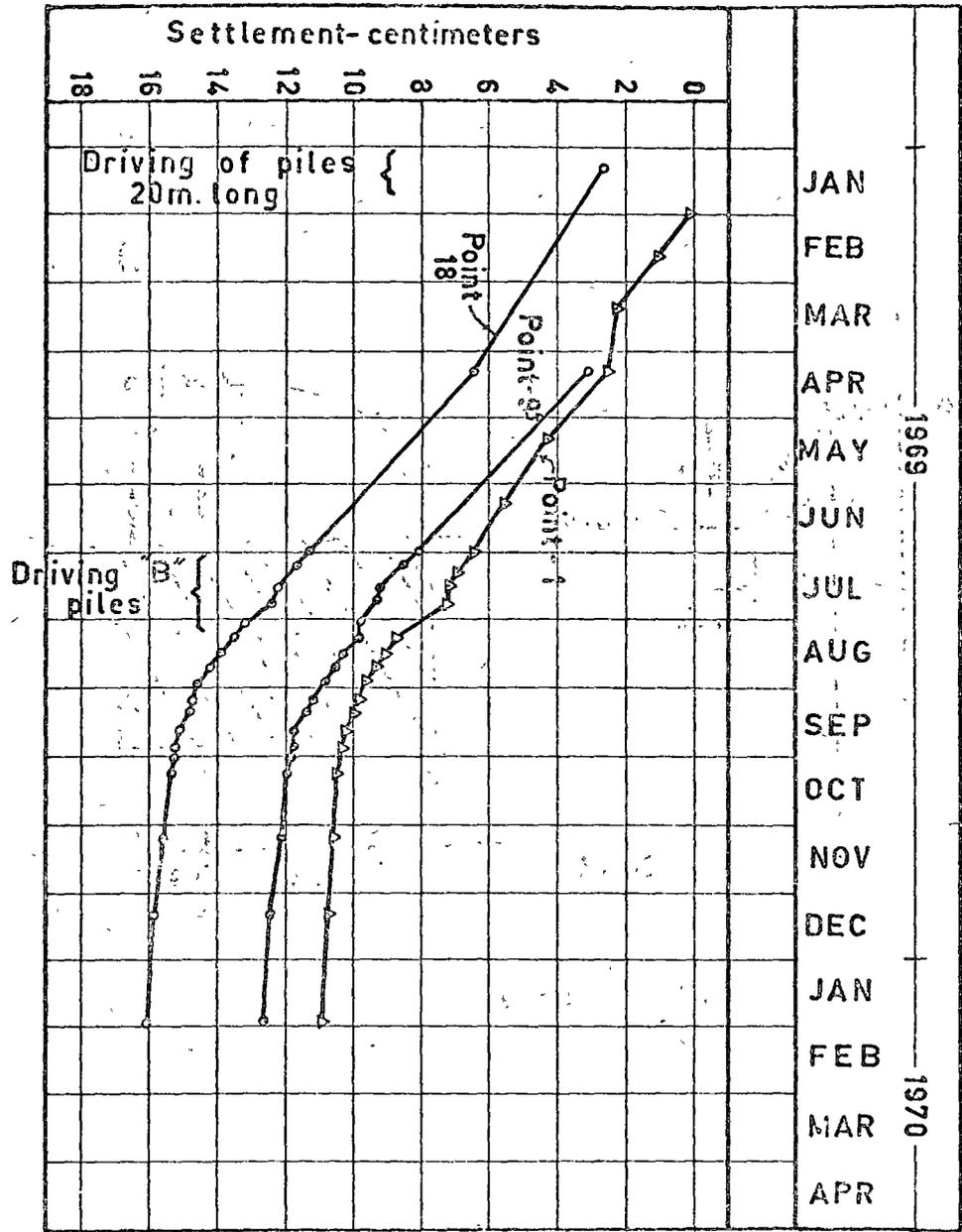
Nota: nivelación del piso subiéndolo a nivel originalmente.

RECIMENTACION EDIFICIO	
HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES	
DR. RAFAEL GIRALTO	
ING. CONSULTOR	
MÉXICO, D.F.	FIS. No.
Dib.: J.B.S.	Septiembre

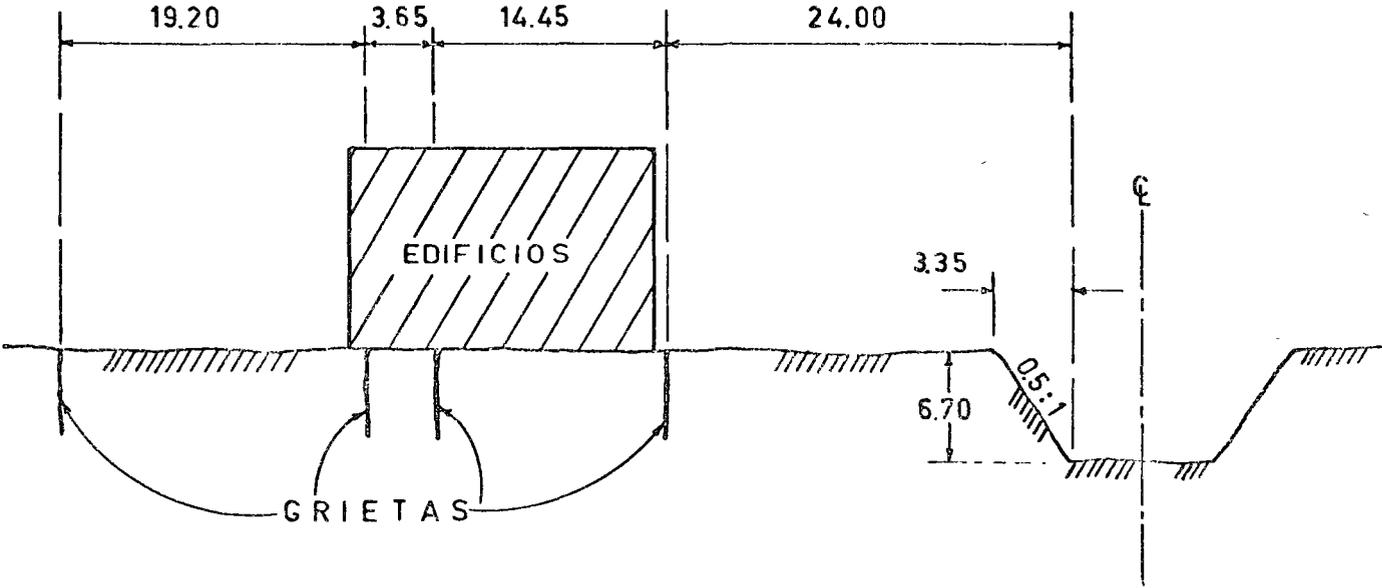




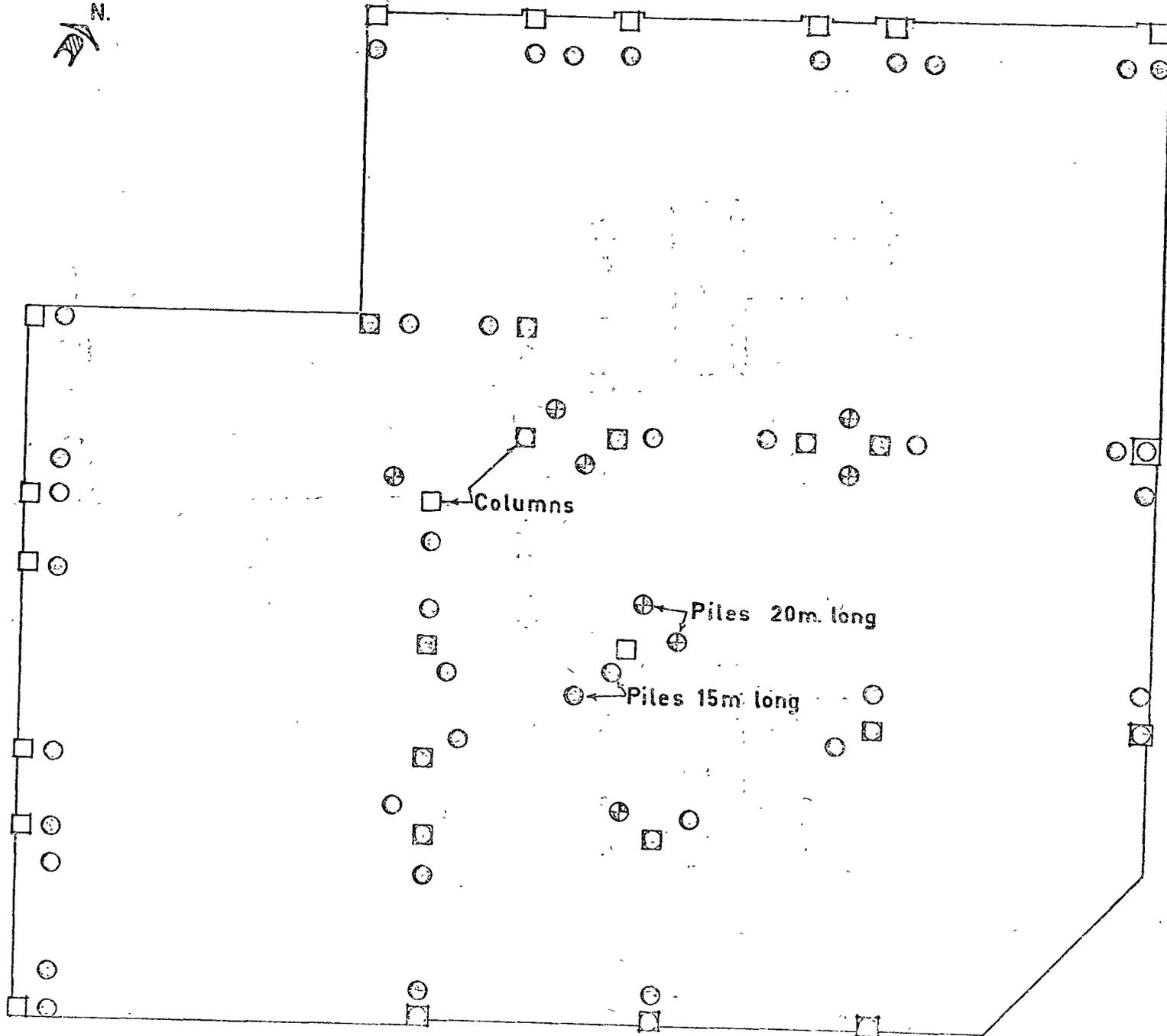
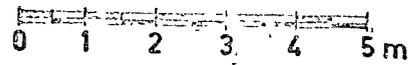
E L E V A C I O N



ACOT. EN MTS.



CORTE

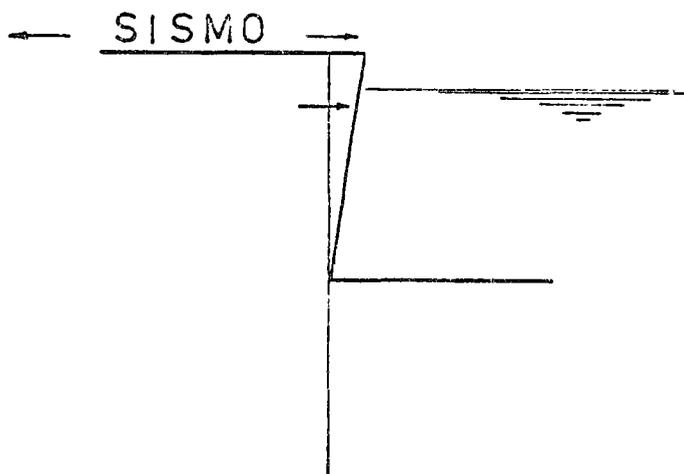


S T R E E T

S T R E E T



FIG. N° 27



VIBRACION

FIG. N° 28

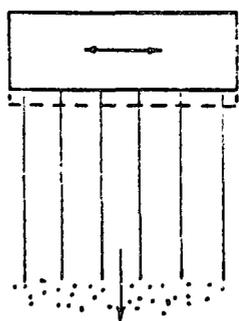


FIG. N° 29

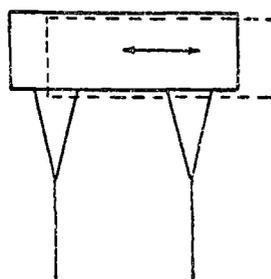


FIG. N° 21

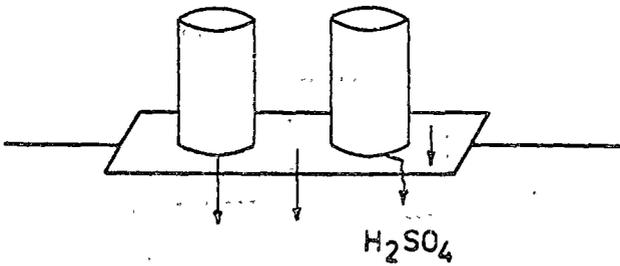
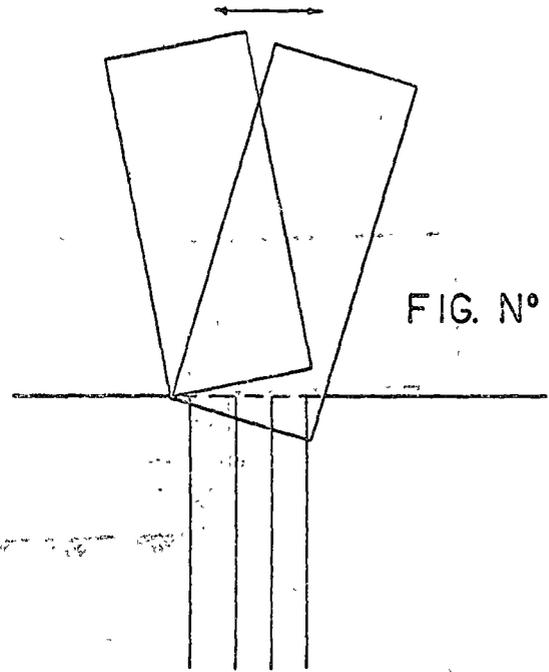


FIG. N° 22



S I S M O

FIG. N° 23

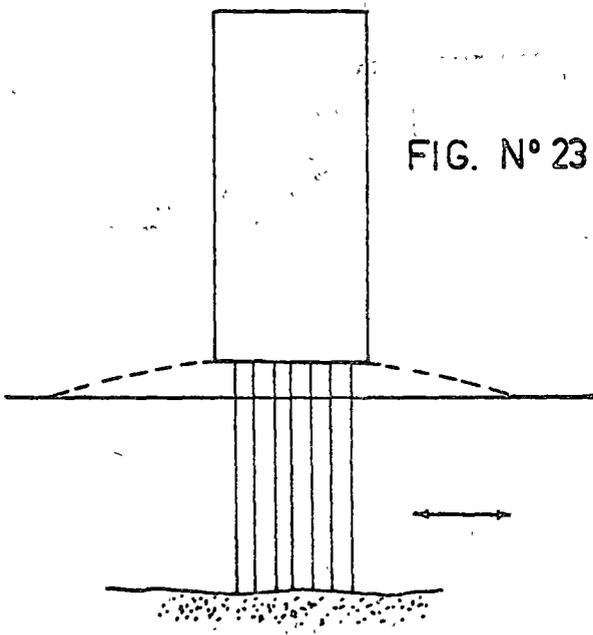
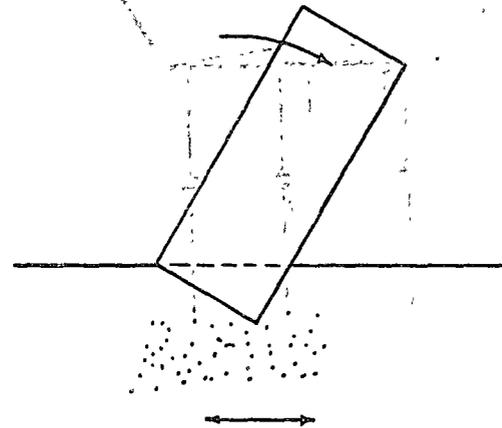


FIG. N° 24



S I S M O

FIG. N° 25

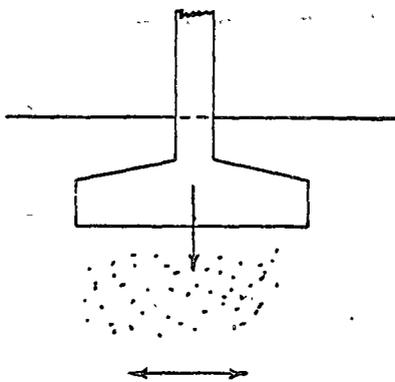


FIG. N° 26

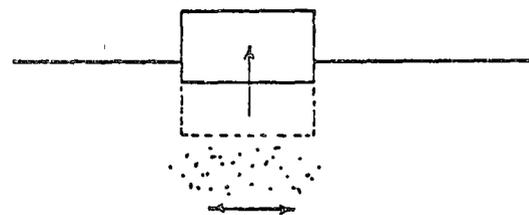


FIG. N° 15

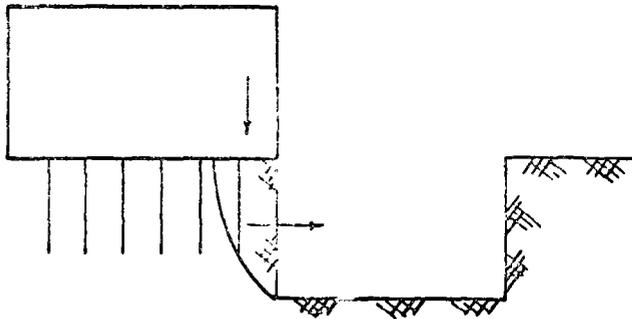


FIG. N° 16

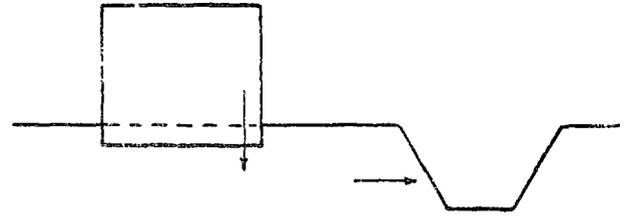


FIG. N° 17

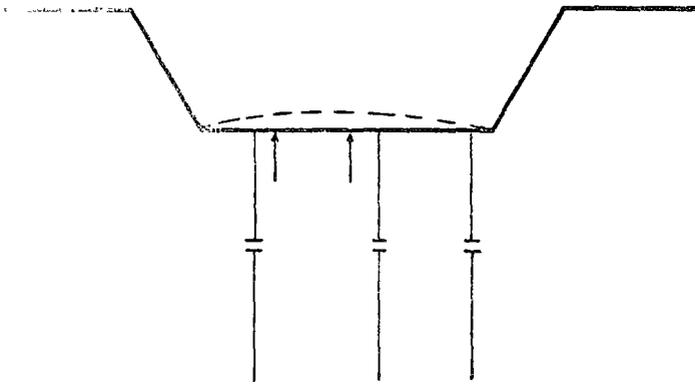


FIG. N° 18

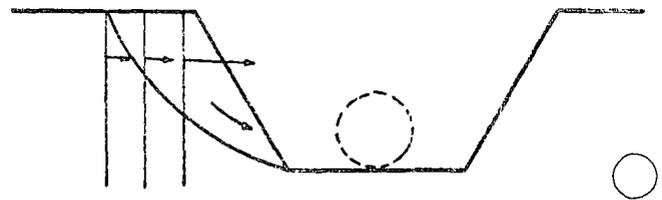


FIG. N° 19

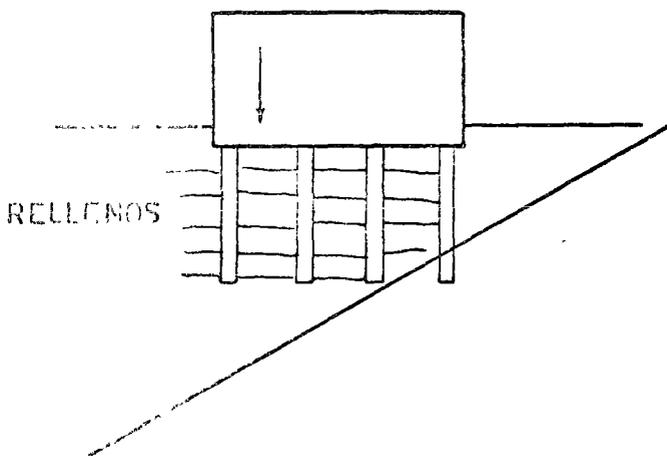


FIG. N° 20

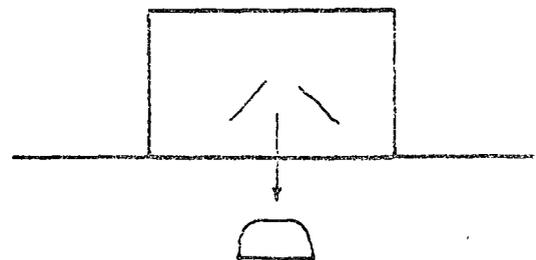


FIG. N° 11

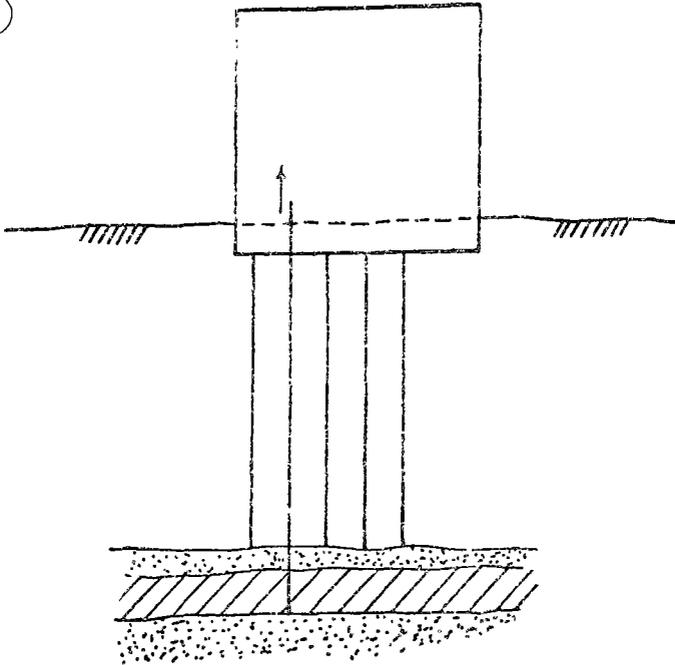


FIG. N° 12

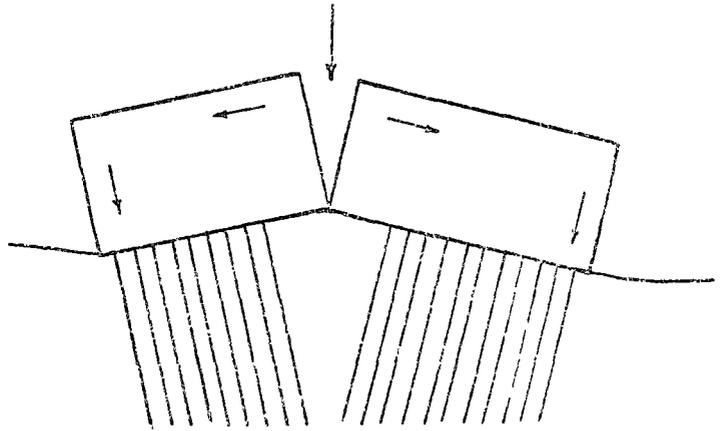


FIG. N° 13

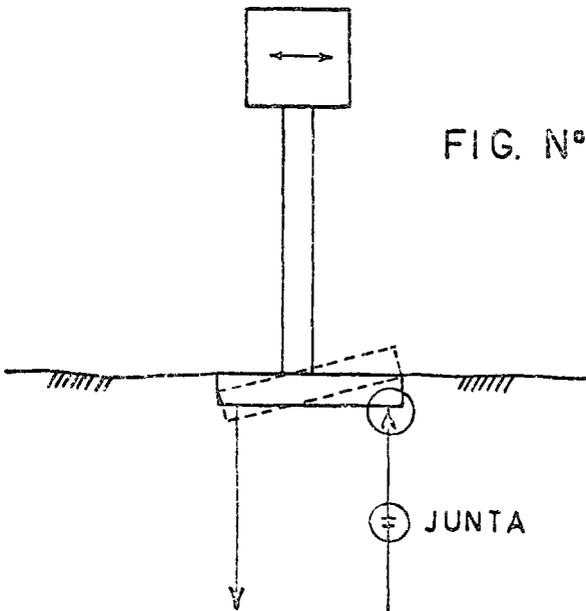


FIG. N° 14



FIG. N° 7

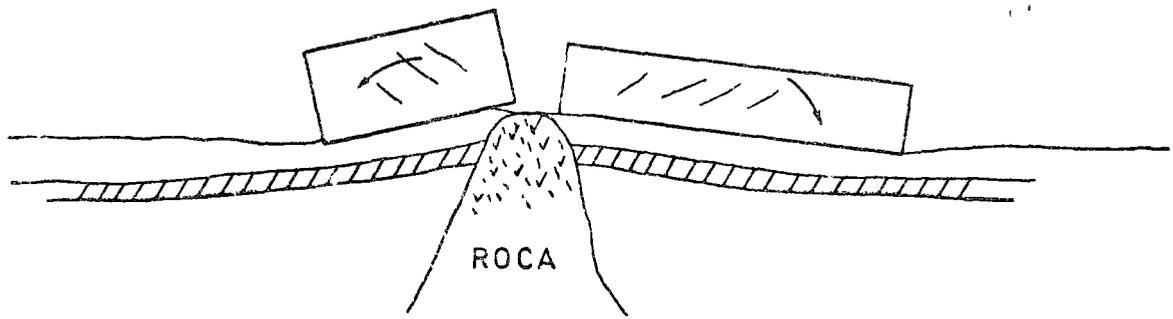


FIG. N° 8

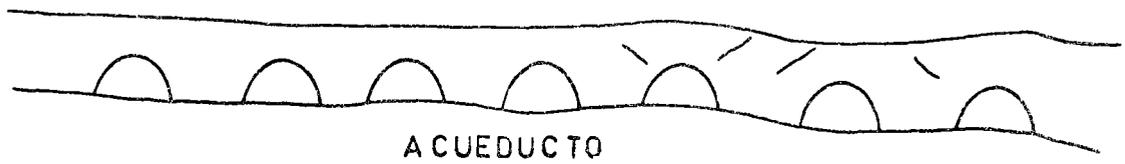


FIG. N° 9

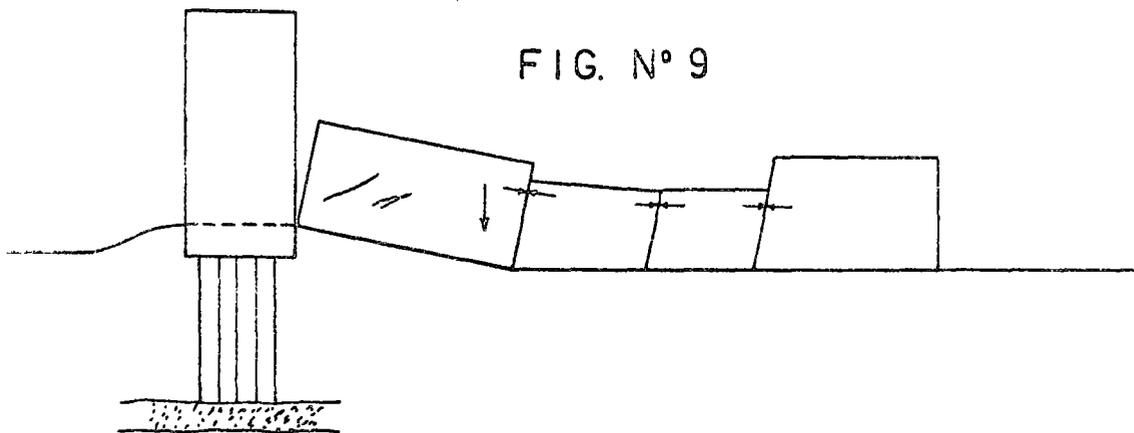


FIG. N° 10

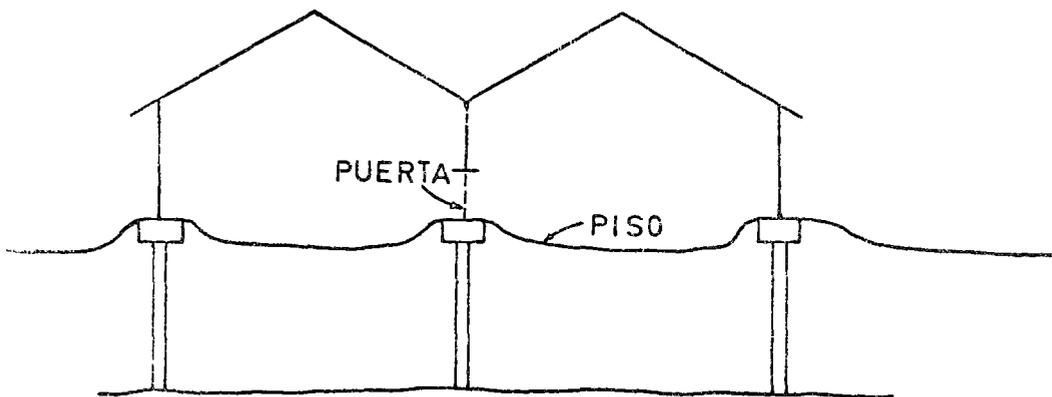


FIG. N° 1

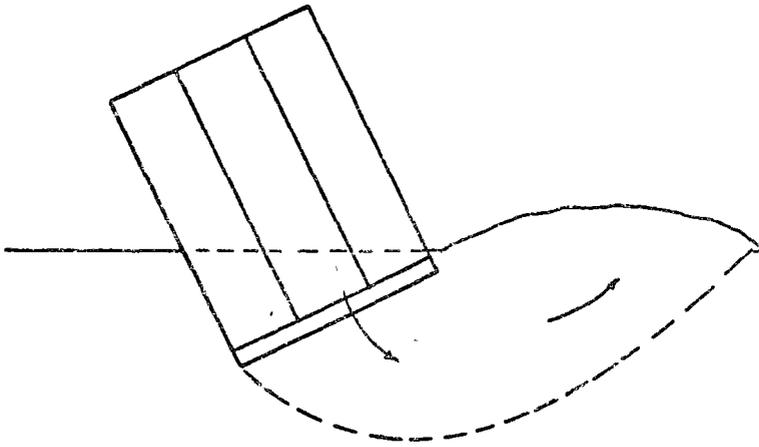


FIG. N° 2

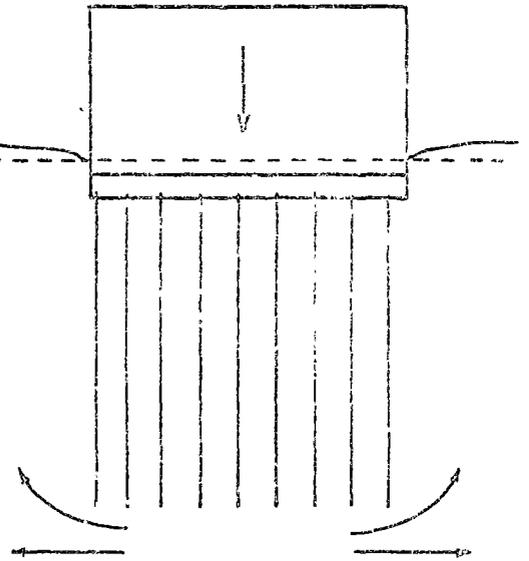


FIG. N° 3

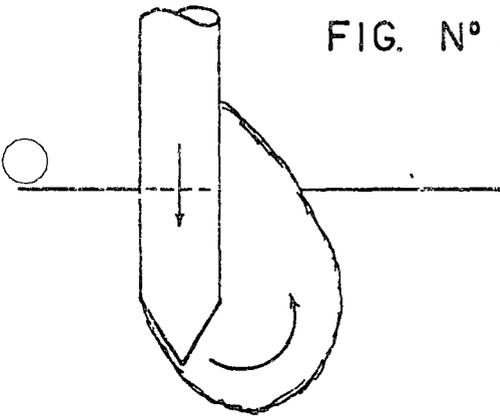


FIG. N° 4

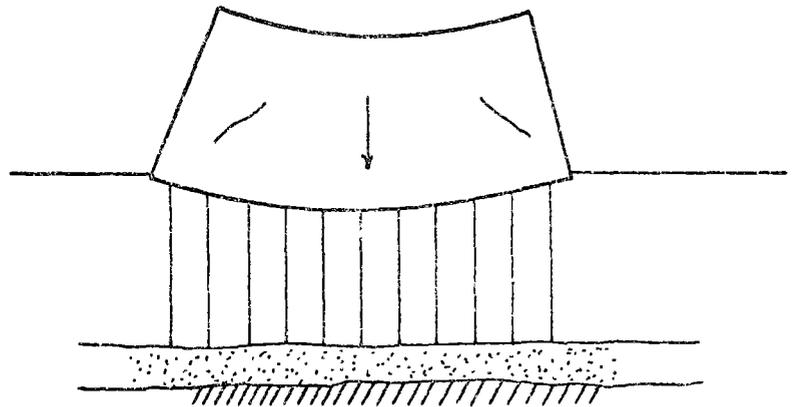


FIG. N° 5

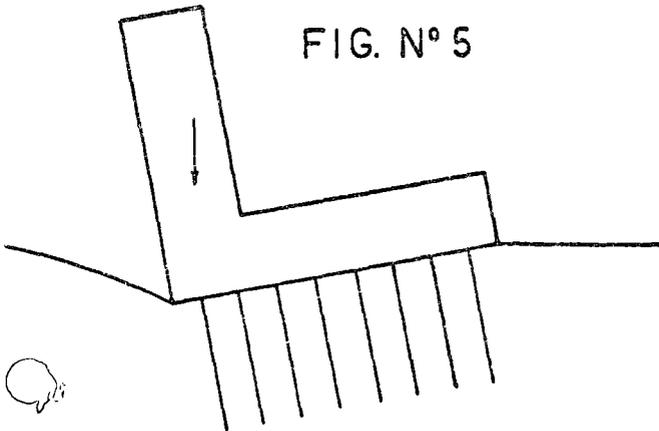
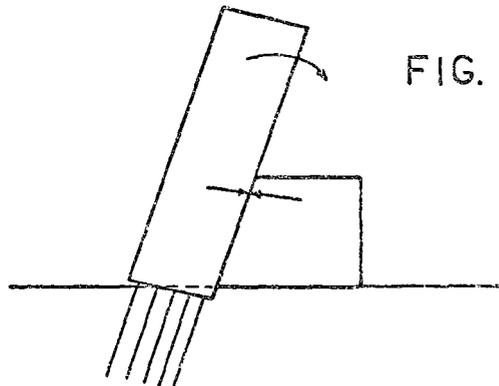
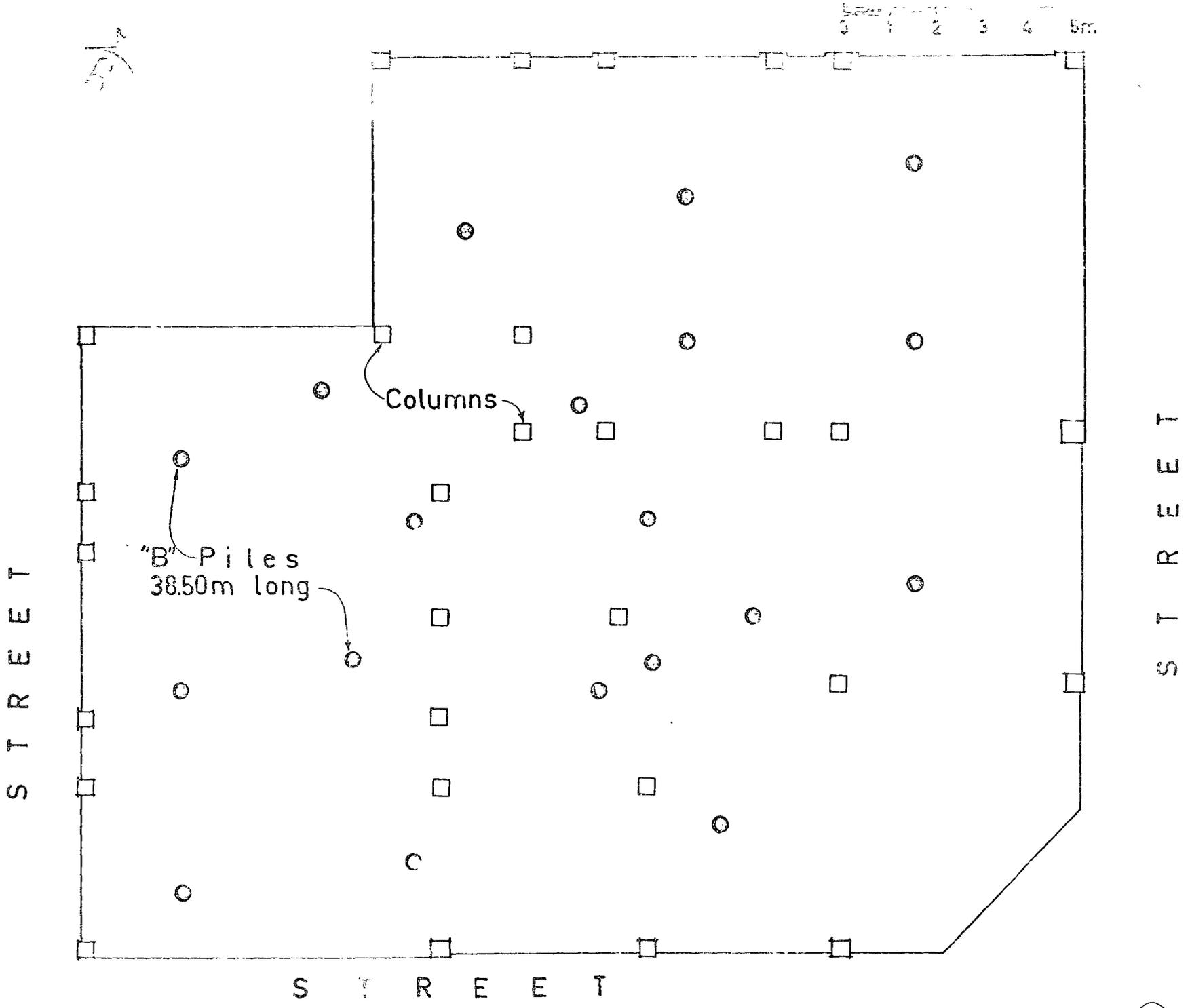


FIG. N° 6





S
T
R
E
E
T

S
T
R
E
E
T

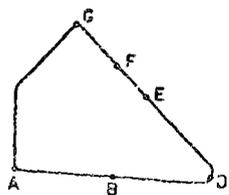
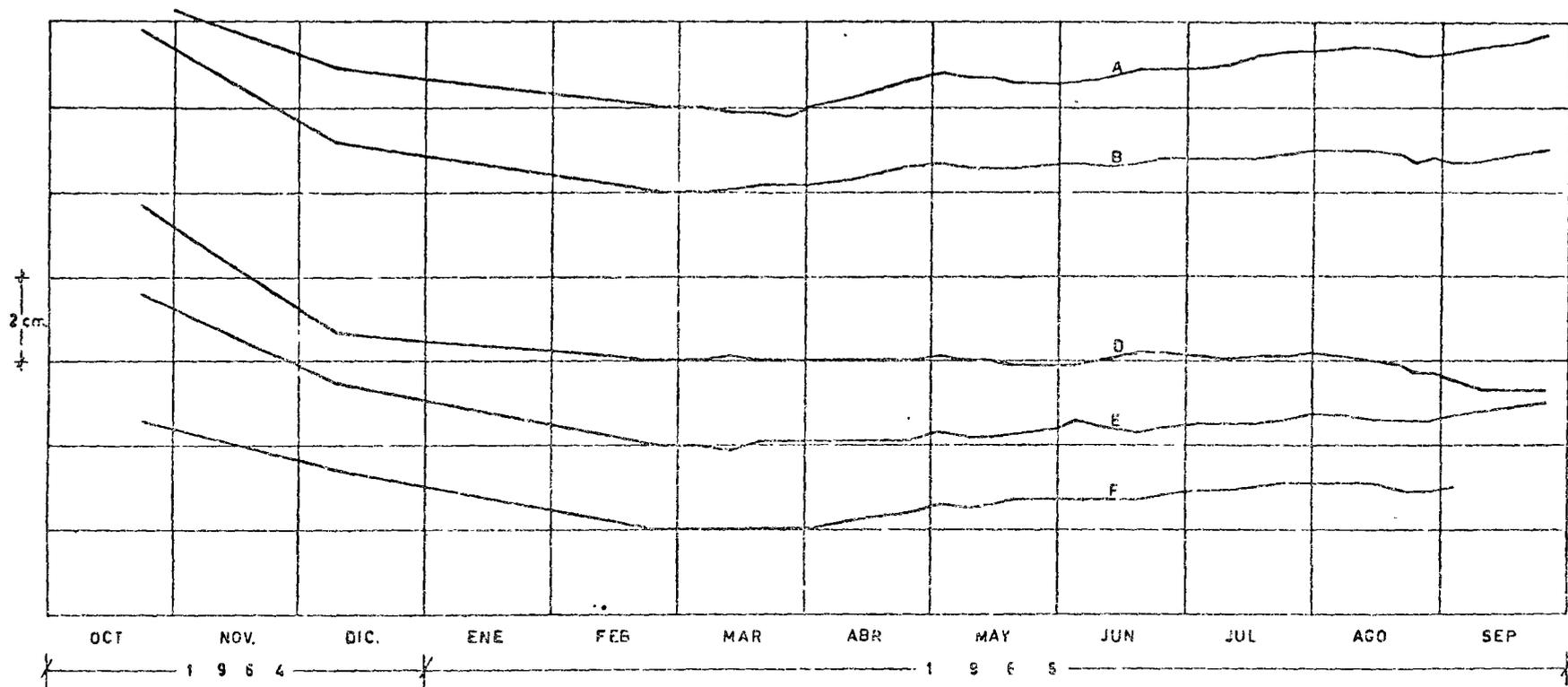
S
T
R
E
E
T

Columns

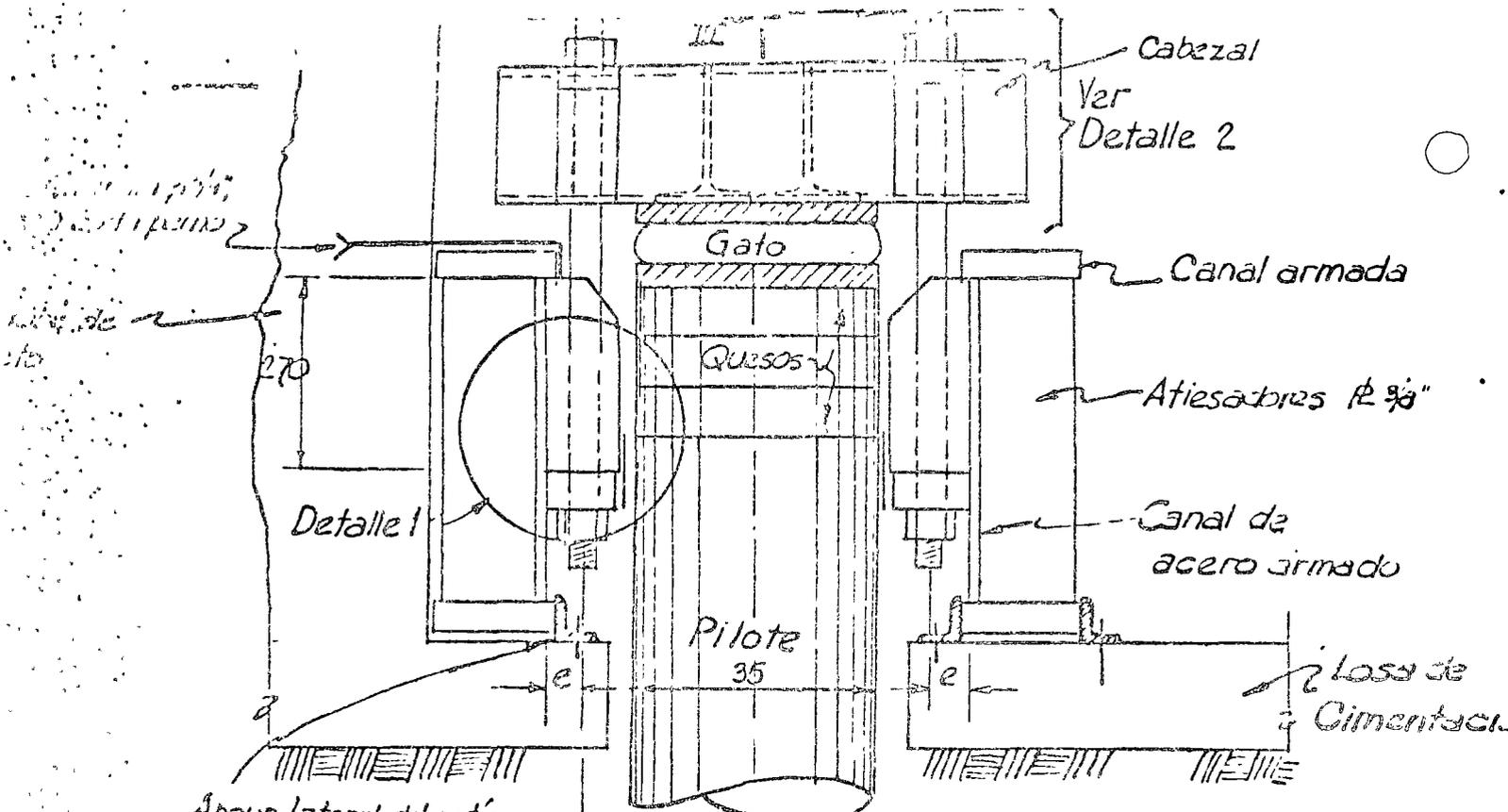
"B" Piles
38.50m long

0 1 2 3 4 5m



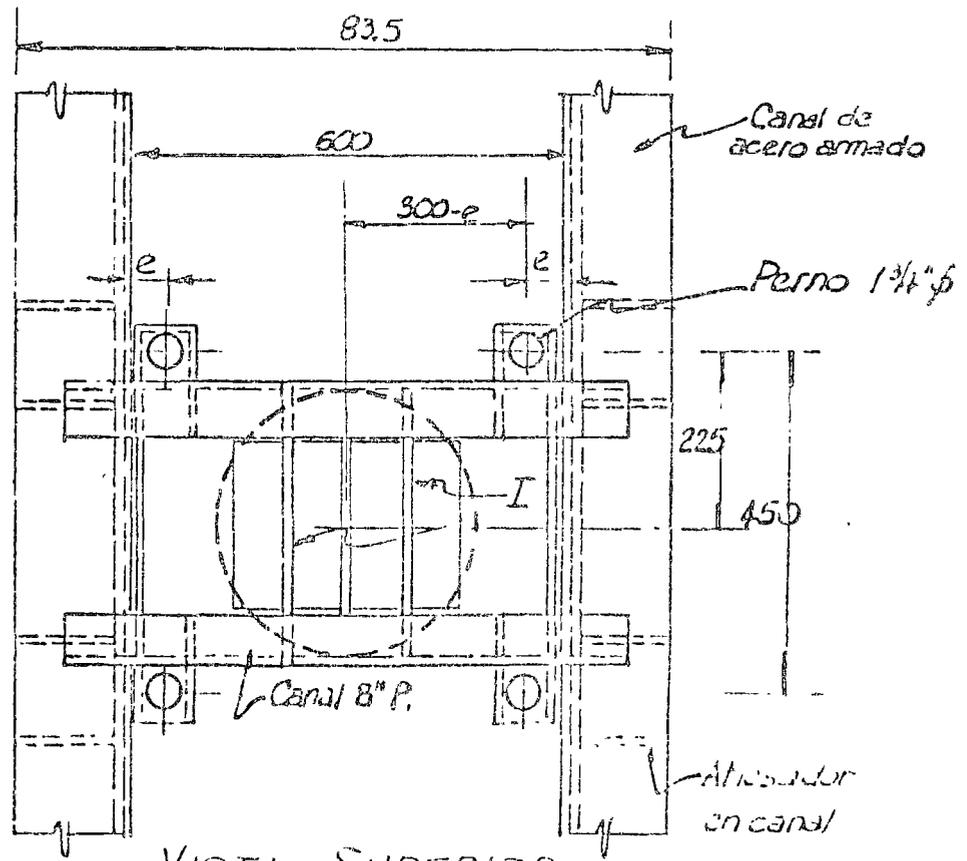


NIVELACIONES



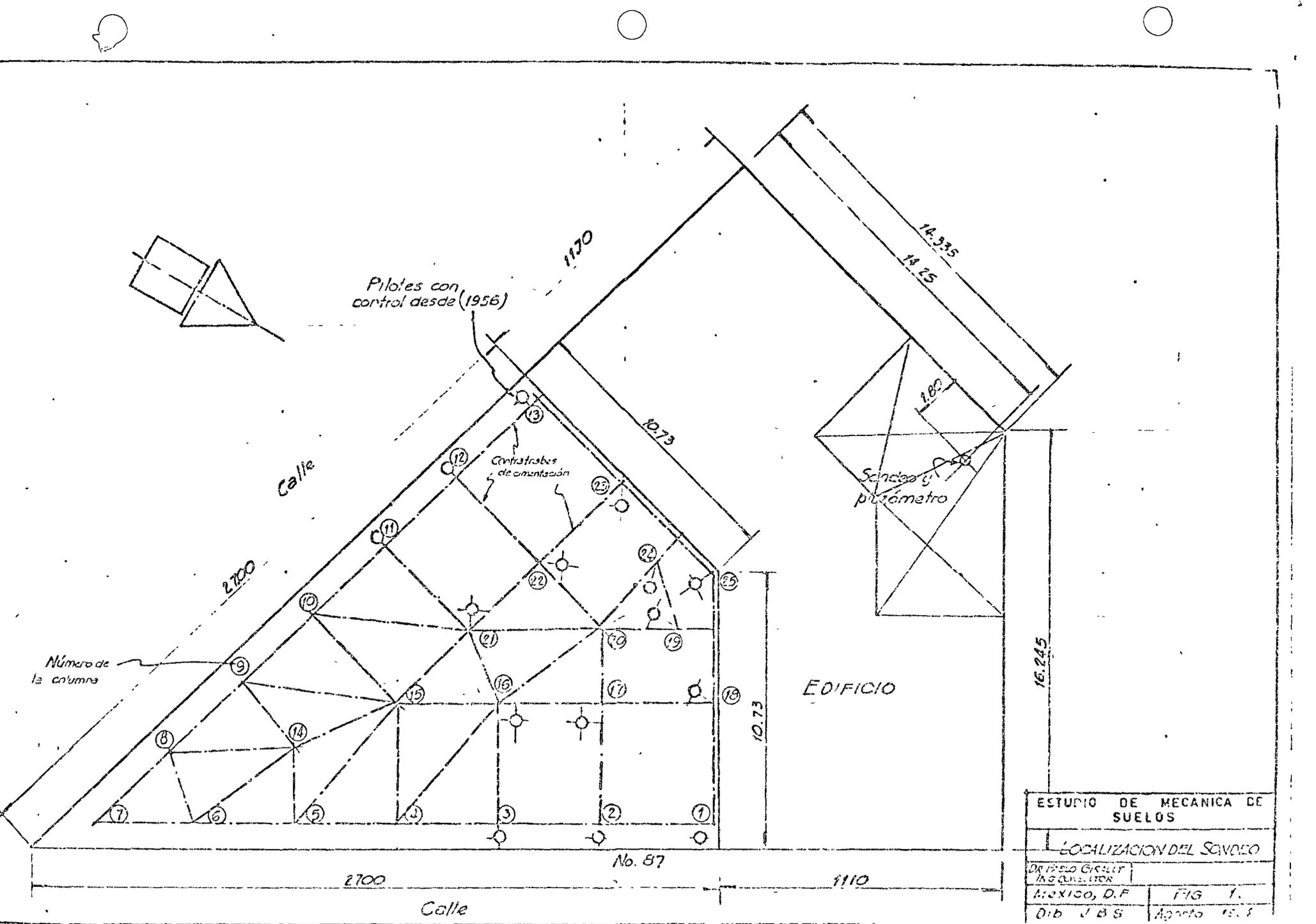
Apoyo lateral del patín inferior L 2" x 3/8" x 80 con anclas $\phi 3/8"$

VISTA LATERAL



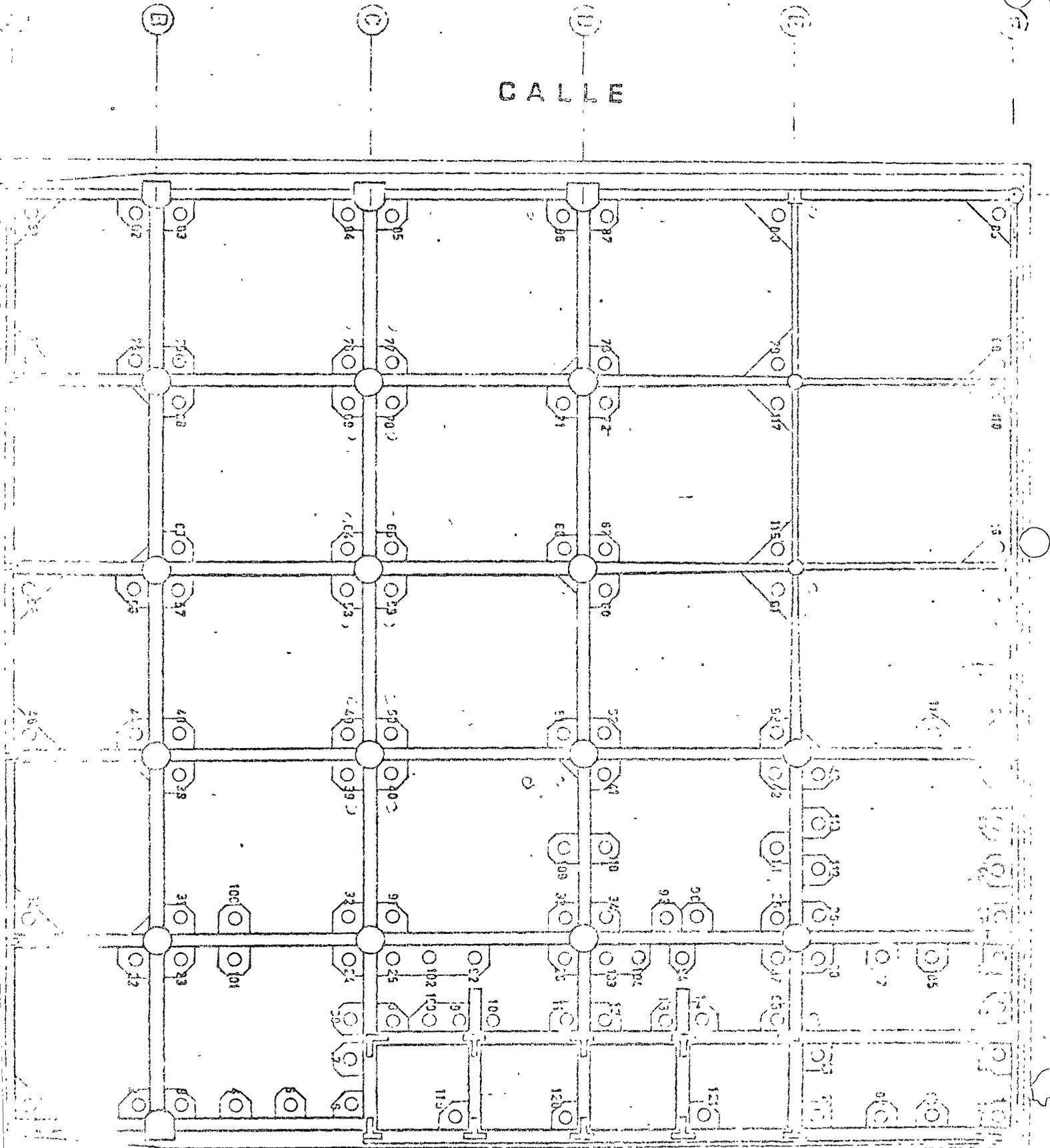
VISTA SUPERIOR

AROYO DE PILOTES.



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS	
LOCALIZACION DEL SONDEO	
DR. PABLO GARCIA	ING. CONSULTOR
MEXICO, D.F.	FIG. 1.
Dib. J.B.S.	Abril 1958

CALLE





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
PROFUNDAS



ING. JANARDAN ONDAN UPPOT
Febrero, 1976

Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 512-31-23

1. The first part of the document is a list of names and addresses. The names are: John Doe, Jane Smith, and Bob Johnson. The addresses are: 123 Main St, 456 Elm St, and 789 Oak St.



SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION

ING. JANARDANAN UPPOT O.

I. INTRODUCCION.

"Si hay duda, pilotes!" era un antiguo axioma Romano para la selección del tipo de cimentación.

Ahora, con el desarrollo de la Mecánica de Suelos, contamos con armas que nos permiten analizar la compatibilidad del suelo y la cimentación, antes de tener "dudas".

La filosofía de seleccionar la cimentación adecuada para una estructura consiste en definir una cimentación óptima que cumpla con las siguientes condiciones: (Ver Figura 1 a 5).

1. Soportar la estructura sin una falla por cortante.
2. Los asentamientos totales y diferenciales producidos deberán ser tolerables para la estructura propia y para las estructuras adyacentes.
3. La cimentación debe ser lo mas económico posible.

A continuación se discutira cada uno de dichos criterios.

1. Capacidad de carga contra falla por cortante.

La presión actual aplicada sobre el suelo por la cimentación debe -

tener un factor de seguridad, normalmente de 3, con respecto a la capacidad de carga última del suelo.

La capacidad de carga del suelo depende de:

- a). Los parámetros de resistencia al corte del suelo, cohesión y ángulo de fricción interno.
- b). Confinamiento del suelo a nivel de desplante de la cimentación, es decir, la presión efectiva.
- c). Las dimensiones de la zapata o losa corrida en el caso de cimentación superficial.

2. Asentamientos.

Los asentamientos totales y diferenciales dependen de la compresibilidad del suelo, el espesor del estrato compresible, la presión aplicada y el tipo de cimentación.

La magnitud tolerable de los asentamientos totales y diferenciales depende de los requerimientos estructurales y arquitectónicos y la ubicación de la estructura con respecto a las estructuras vecinas.

Generalmente, los asentamientos totales pueden reducirse cambiando el tipo de cimentación, por ejemplo de zapatas a pilas o pilotes, de zapatas a cajón de compensación, sin o con pilotes de fricción, los anteriores dependiendo de las condiciones del subsuelo.

Generalmente, la reducción del asentamiento diferencial se logrará rigi

dizando la estructura de cimentación.

3. Economía.

Para que una cimentación sea económica, esta debe producir asentamientos tolerables.

Es caro reducir asentamientos. Cada cm cuesta pesos. Hay que darle a un edificio la cimentación que merezca.

A continuación se discutirán diferentes tipos principales de cimentación y la relación que ellos tienen con depósitos diferentes del subsuelo, utilizando los cuales el ingeniero podrá predecir el comportamiento probable de la cimentación y seleccionar la cimentación óptima.

II. TIPOS PRINCIPALES DE CIMENTACION Y SU RELACION CON EL SUELO.

1. Zapatas Aisladas.

Es el tipo de cimentación superficial que se utiliza cuando los suelos cerca de la superficie son competentes, alta resistencia al corte y baja compresibilidad y para estructuras para las cuales el asentamiento diferencial se pueden tomar con la flexibilidad de la superestructura.

La profundidad de desplante deberá ser bajo de la zona efectuada por cambios de humedad resultando en cambios de volumen (suelos expansivos, colapsables, zona de congelamiento del suelo, desicción por calor emitido por equipos, etc.).

La capacidad de carga se puede estimarse en base a propiedades mecánicas y en base a esta se pueden encontrar dimensiones de las zapatas dependiendo de las cargas en las columnas y, evaluar asentamientos.

Los asentamientos diferenciales pueden reducirse proporcionando las dimensiones de las zapatas para asentamientos iguales.

1. Zapatas Combinadas.

Cuando es necesario controlar dentro de ciertos rangos la magnitud del asentamiento diferencial entre columnas apoyadas sobre zapatas y cuando el subsuelo bajo el desplante es de compresibilidad media a baja, se recomienda utilizar zapatas combinadas que consiste en unir las columnas a nivel de cimentación mediante traveses de liga. El objeto de las traveses es para dar rigidez a la cimentación, y consecuentemente lograr una reducción de asentamientos diferenciales.

Dependiendo de las cargas de las columnas, se puede dar el rigidez en uno ó dos direcciones construyendo traveses de liga en uno o dos direcciones.

3. Losa Corrida (Mat).

Cuando las carga en las columnas son altas y las zapatas ocupan más de 50% del área del edificio, es más económico utilizar una losa corrida cubriendo el área total del edificio. Este tipo de cimentación se utiliza normalmente en suelos de compresibilidad media; sin embargo en algunos casos se ha utilizado en suelos de alta y muy alta compresibilidad para estructuras que pueden tomar asentamientos totales altos.

Se puede utilizar losa corrida cuando el suelo bajo un edificio es heterogeneo, por ejemplo con bolsas de material blando distribuidos erráticamente, donde una solución con zapatas puede tener asentamientos no predicibles.

El asentamiento diferencial depende de la rigidez de la losa. Para reducir asentamientos diferenciales se puede aumentar el espesor de la losa o construir trabes de liga entre columnas. Pero flexibilidad contribuyendo a la economía de la cimentación.

4. Cimentación Compensada.

Se utiliza en suelos de media, alta y muy alta comprensibilidad y baja resistencia al corte.

Consiste de un cajón monolítico de cimentación (impermeable bajo nivel freático), donde el peso del edificio esta totalmente o parcialmente compensado por el peso del suelo (sólidos) y agua desplazada.

Se debera investigar la estabilidad de la cimentación desde el punto de vista de capacidad de carga y asentamientos.

Normalmente la estructura de cimentación (losa ó reticula de contratrabes) esta diseñada como rígida por lo tanto no existe problemas serias de asentamientos diferenciales.

La magnitud de los asentamientos depende principalmente de la capacidad del ingeniero a causar cambios mínimos en la presión efectiva original en el subsuelo bajo el nivel de desplante, durante la excavación

y construcción de la cimentación. Con un sistema de abatimiento de nivel freático, bien diseñado se puede lograr esto.

5. Cimentación compensada con pilotes de fricción.

Cuando una cimentación compensada no es suficiente para soportar las cargas con asentamientos totales permisibles, aun cuando los asentamientos diferenciales son permisibles, se utilizaran pilotes de fricción para reducir asentamientos totales. Este caso se presentarán en depósitos profundos de compresibilidad alta a muy alta. Para el funcionamiento de esta solución se requiere en el subsuelo una variación de compresibilidad que reduzca con la profundidad.

6. Cimentación con Pilotes Trabajando por Punta.

Cuando la estratigrafía del subsuelo consiste de un estrato de alta a muy alta compresibilidad, que le subyace suelo competente como un depósito profundo, ó como un estrato de espesor limitado (pero suficiente para apoyar pilotes de punta), que le subyace depósito de compresibilidad media o baja, la solución de cimentación será a base de pilotes de punta.

En el primer caso de depósito compacto y profundo bajo el suelo compresible cada columna puede tener una zapata apoyada sobre pilotes.

La capacidad de carga puede aumentarse en el caso de pilotes hincados, penetrando más el pilote en el estrato duro. No existiran problemas de asentamientos totales y diferenciales.

En el segundo caso, por la presencia del estrato del suelo compresible, los pilotes deben distribuirse uniformemente bajo una losa de cimentación, para reducir asentamientos diferenciales. Se deben revisar el asentamiento total y diferencial. Las diferenciales pueden reducirse rigidizando la losa de cimentación.

En el diseño de pilotes de punta se debe tomar en cuenta el efecto de fricción negativa en zonas con hundimientos regionales producidos por la consolidación de la arcilla arriba del estrato de apoyo.

7. Cimentación con Pilas.

La única diferencia entre pilote y la pila es en el método de su instalación. Pilas son coladas en el sitio en perforaciones realizadas.- Por costumbre, se denominan pilas, los que tienen diámetros más de los pilotes, por ejemplo de 60 cm y mayor.

Normalmente se utilizan pilas para soportar cargas muy altas (500 ton ó más); se desplanta sobre roca o depósitos muy compactos, profundos.

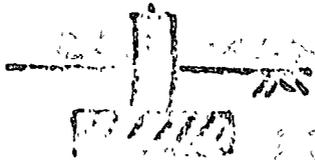
Los asentamientos totales y diferenciales son despreciables en el caso de pilas.

En las figuras 6 a 11 se presentan algunas condiciones típicas del suelo y el tipo de cimentación más adecuado recomendable.

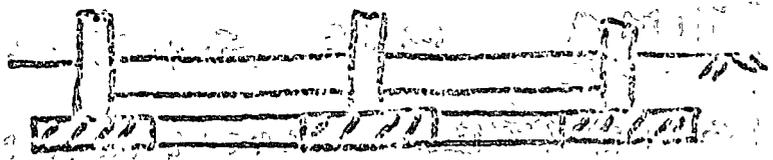
REFERENCIAS

1. Soil Mechanics in Engineering Practice
Terzaghi and Peck.
2. Foundation Engineering for difficult
subsoil conditions
Leonardo Zeevaert.

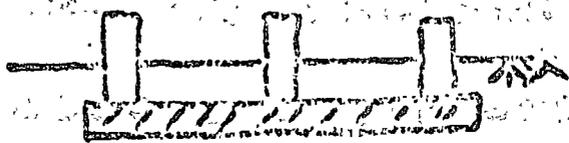
SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION



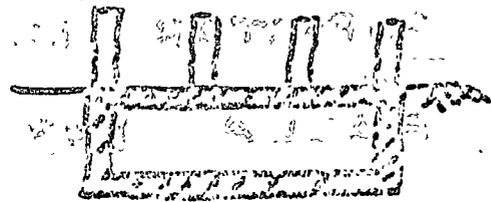
PIPATA



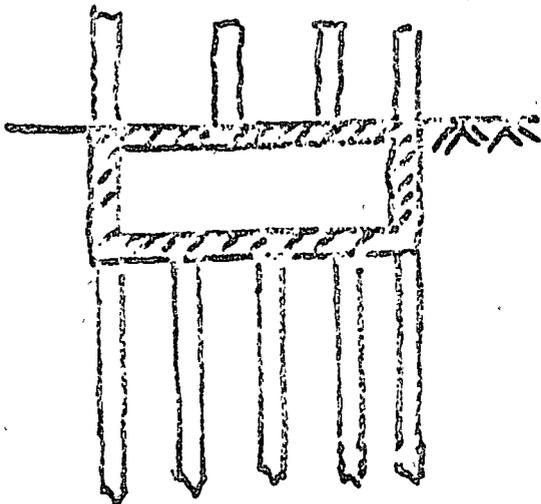
ZAPATAS CON TRABES DE LIGA



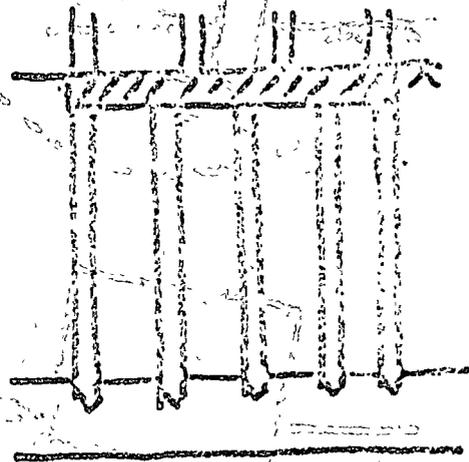
LOSA CORRIDA
(MAT)



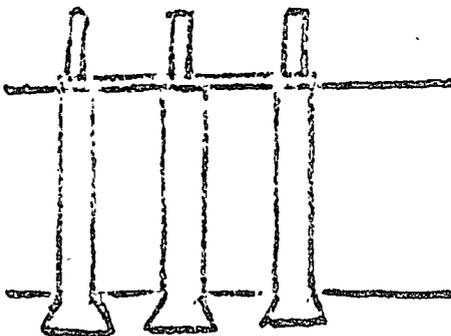
CAPON DE
COMPENSACION



COMPENSACION CON
PILOTES DE FRICCION



PILOTES DE PUNTA



PILAS

UNA FUNDACION ADECUADA
DEBE SER UNA FUNDACION
OPTIMA QUE CUMPLA CON LAS
SIGUIENTES CONDICIONES:

1. SOPORTAR LA ESTRUCTURA SIN UNA
FALLA POR CORTANTE DEL SUELO

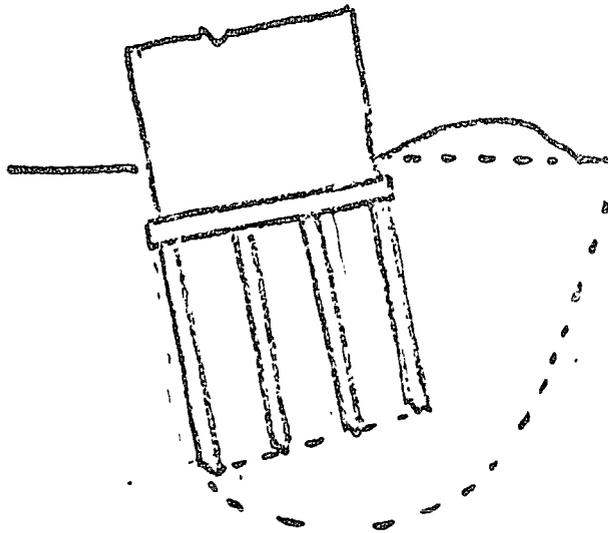
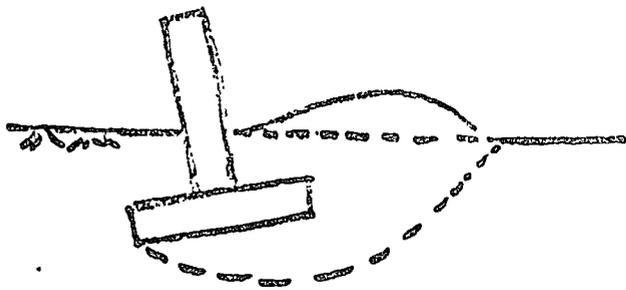
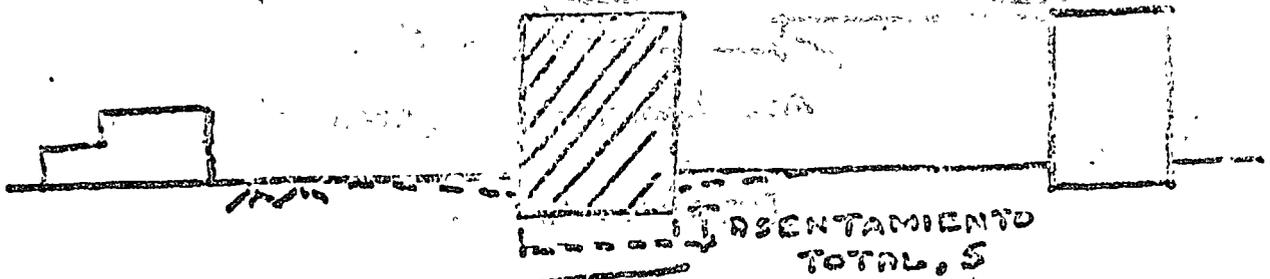


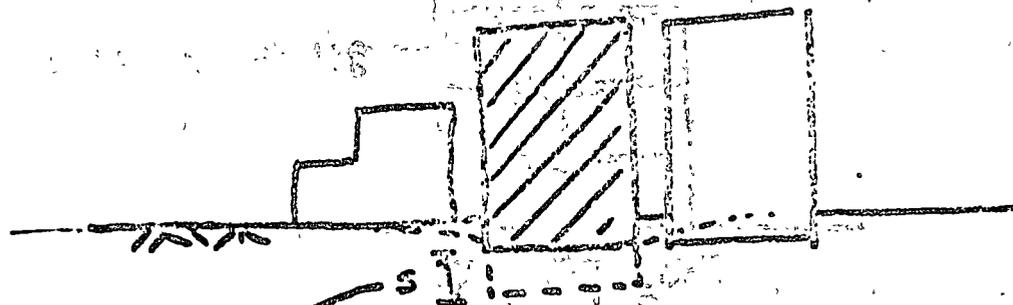
FIG. 2

2. ASENTAMIENTOS TOTALES Y DIFERENCIALES DEBEN SER TOLEABLES PARA LA ESTRUCTURA PROPIA Y PARA LAS ESTRUCTURAS VECINAS.

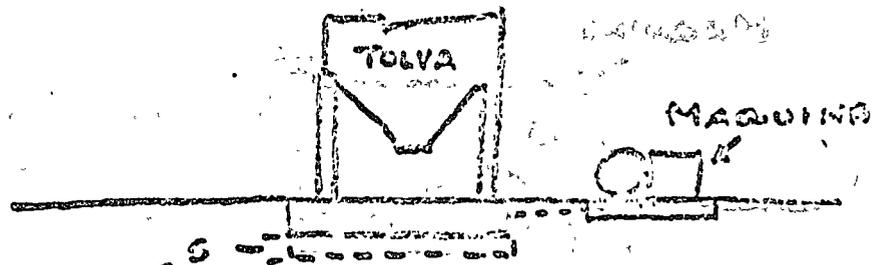
a) ASENTAMIENTO TOTAL



→ PERMISIBLE SI ES TOLEABLE PARA LA ESTRUCTURA PROPIA



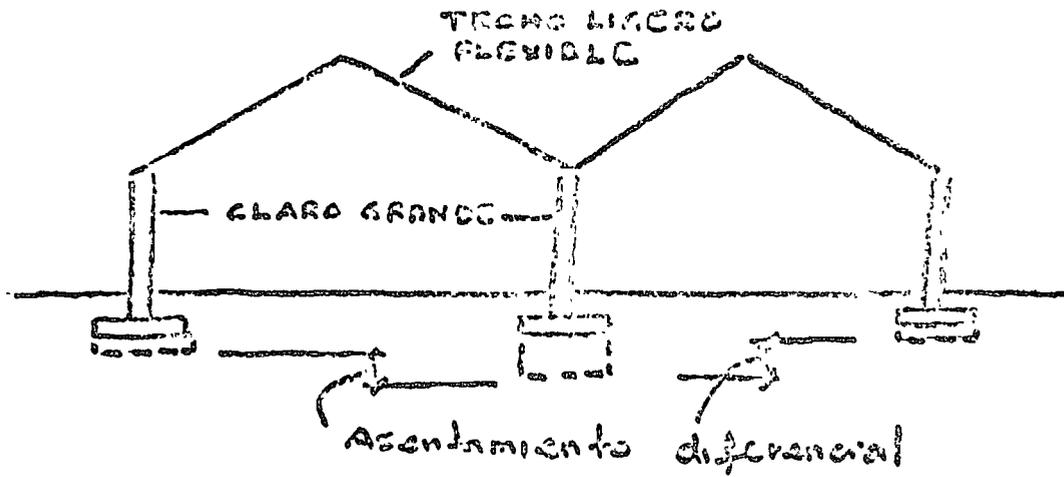
→ NO PERMISIBLE AUN SI ES PERMISIBLE PARA LA ESTRUCTURA PROPIA



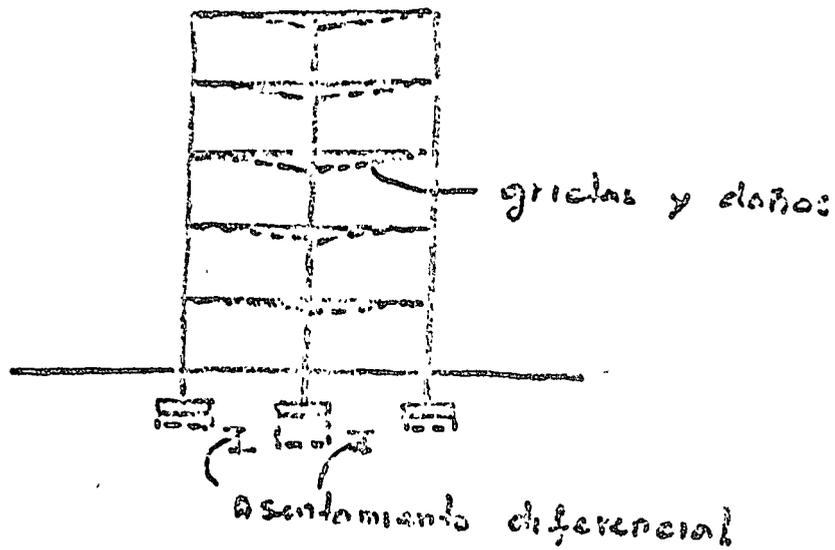
→ NO PERMISIBLE POR LA PRESENCIA DE MAQUINA

FIG 3

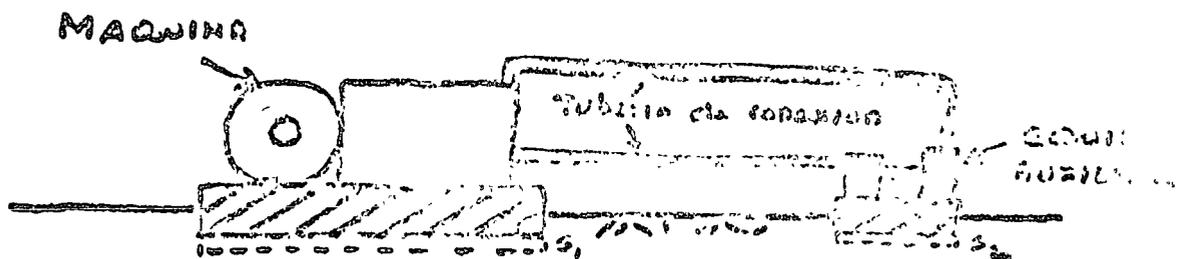
b) ASENTAMIENTO DIFERENCIAL



PERMISIBLE.



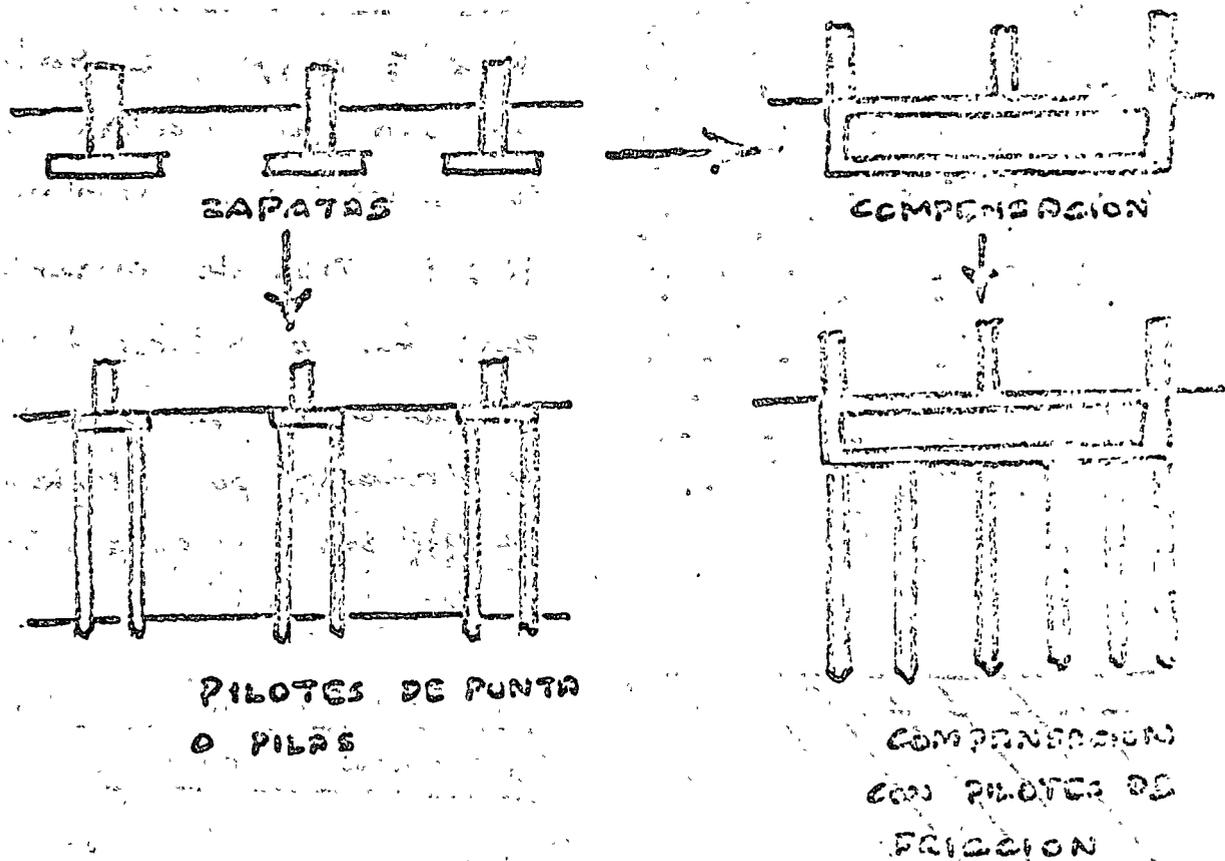
NO PERMISIBLE



Asentamiento diferencial $s_1 - s_2$
NO PERMISIBLE

GENERALMENTE

LOS ASENTAMIENTOS TOTALES PUEDEN
REDUCIRSE CAMBIANDO EL TIPO DE
CIMENTACION

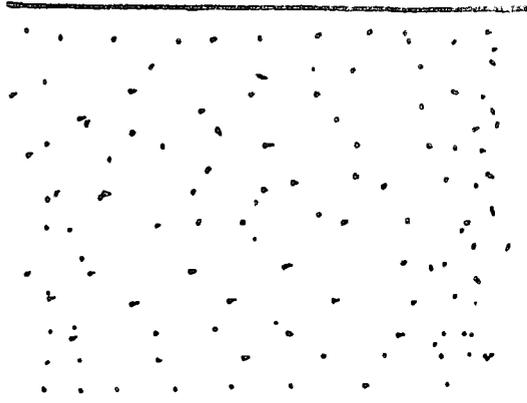


LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES PUEDEN
REDUCIRSE

○ PROPORCIONANDO DIMENSIONES DE ZAPATAS
PARA ASENTAMIENTOS IGUALES

○ RIGIDIZANDO LA ESTRUCTURA DE CIMENTACION

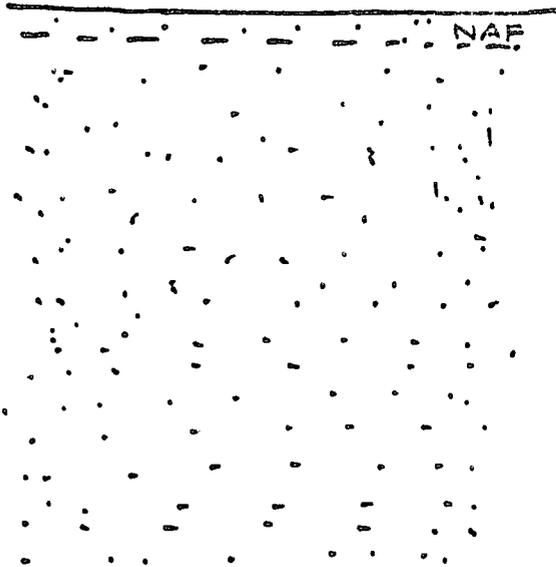
1



Arena seco o humedo

Tipo de cimentacion: zapatas o pilotes tipo compaccion.
La seleccion controlada por asentamientos. Se utilizan las curvas de Terzaghi y Peck²

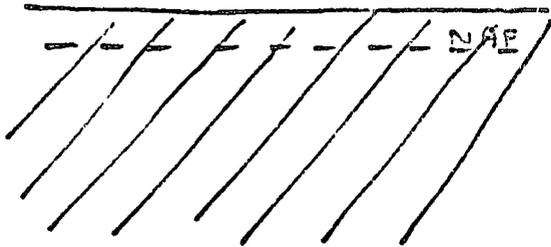
2



Arena saturada

$N < 5$ golpes: zapatas no son adecuadas. cimentacion con pilotes tipo compaccion
 $N > 5$ Tipo de cimentacion zapatas o pilotes tipo compaccion. La seleccion controlada por asentamientos. Se utilizan curvas de Terzaghi y Peck (Ref. 1)

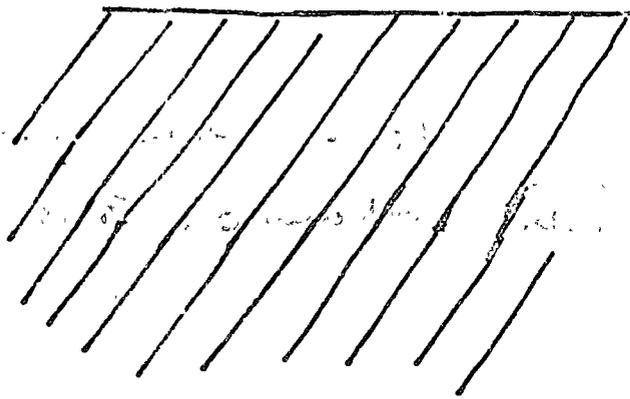
3



Arcillas normalmente consolidadas (generalmente blandas)

Zapatas no son adecuadas.
Losa corrida para algunas estructuras donde asentamientos altos son tolerables.
Pilotes de friccion, compensacion con cajon (total o parcial)
compensacion con pilotes de friccion - adecuados en el caso de depositos profundos de la arcilla.

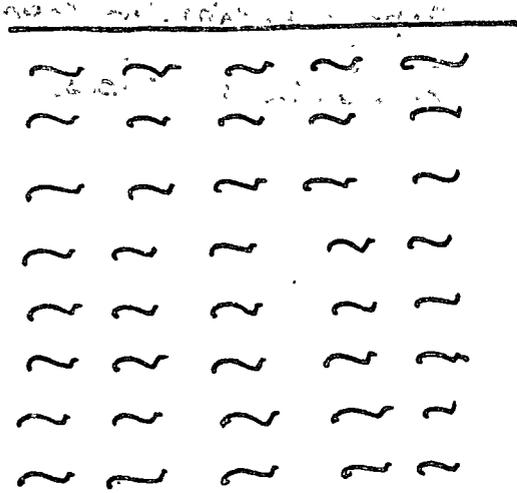
4



Arcillas preconsolidadas

Zapatas, zapatas con travesos de liga o losa corrida. dependiendo del grado de preconsolidacion y tipo de estructura.. investigar la expansibilidad del suelo... cimentacion profunda para estructuras muy pesadas.

5



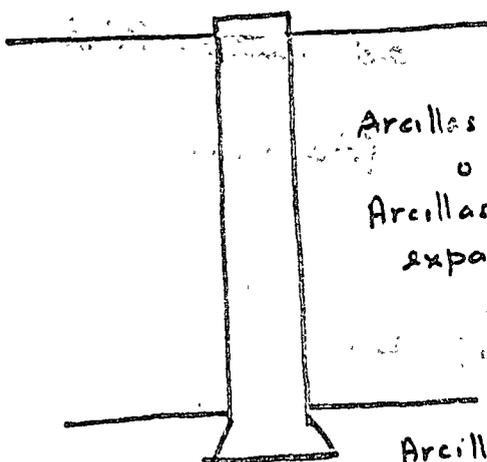
Limos

$N < 10$ Zapatas no son adecuadas. cimentacion profunda.

$N > 10$ Zapatas o cimentacion profunda dependiendo del suelo y la estructura.

Investigar la expansibilidad del subsuelo.

6

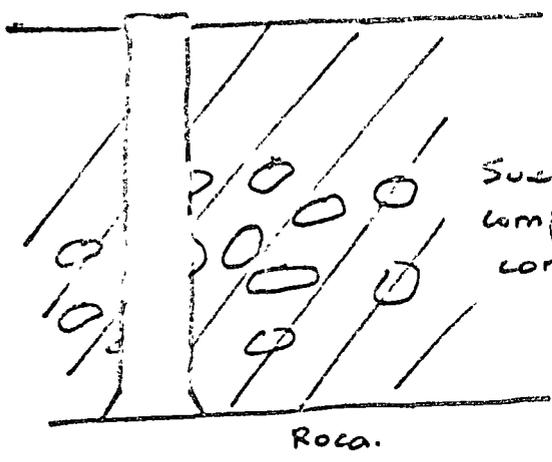


Arcillas blandas
o
Arcillas firmes expansivas.

Tipo de cimentacion mas adecuado: Pilas.

Arcilla muy firme a dura.

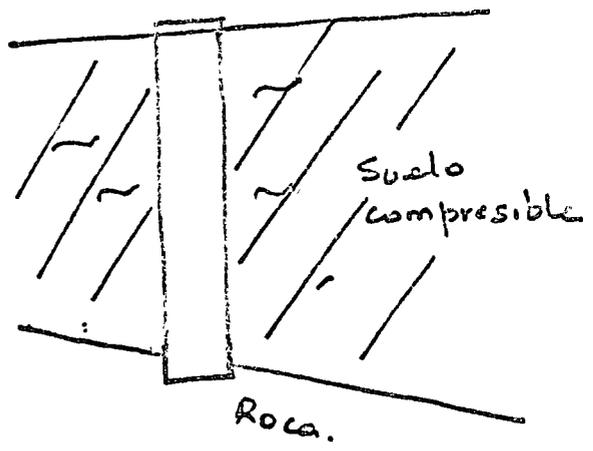
7



Suelo
compresible
con boleros.

Tipo de cimentacion mas
adecuado: Pilas.

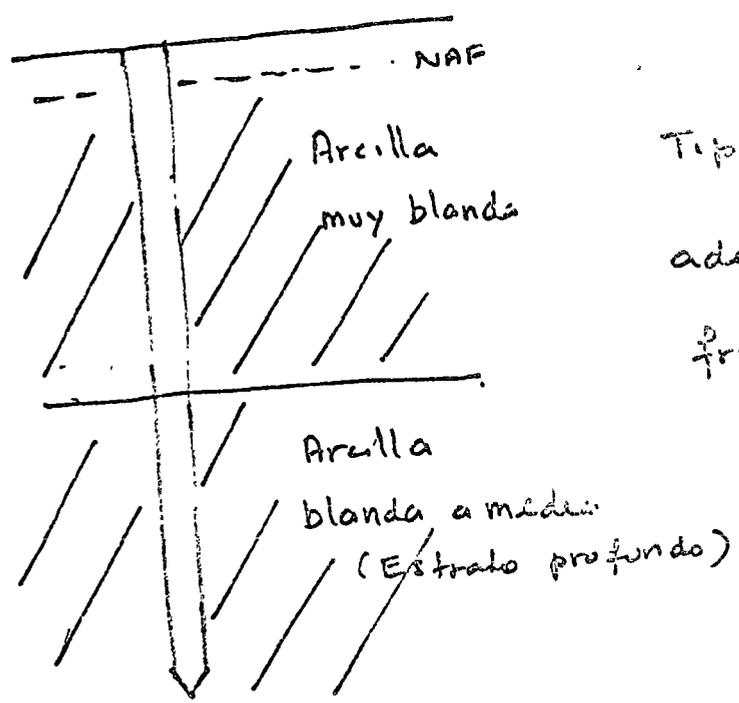
8



Suelo
compresible

Tipo de cimentacion mas
adecuado: Pilas.

9

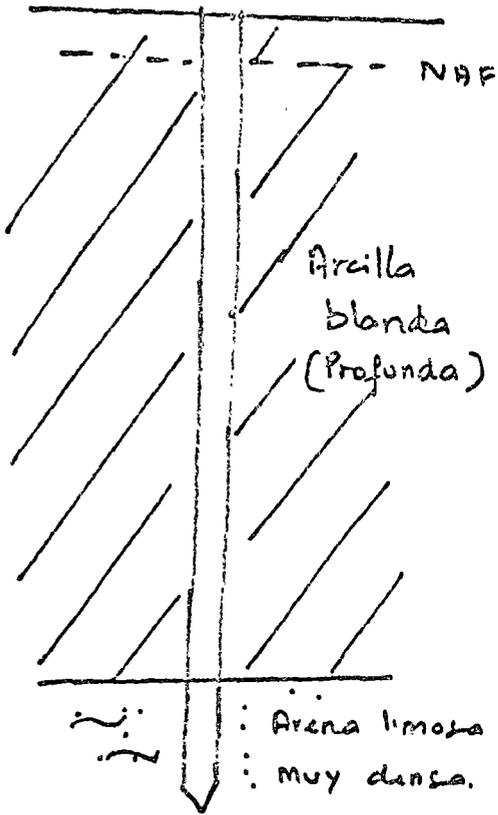


Arcilla
muy blanda

Arcilla
blanda a media
(Estrato profundo)

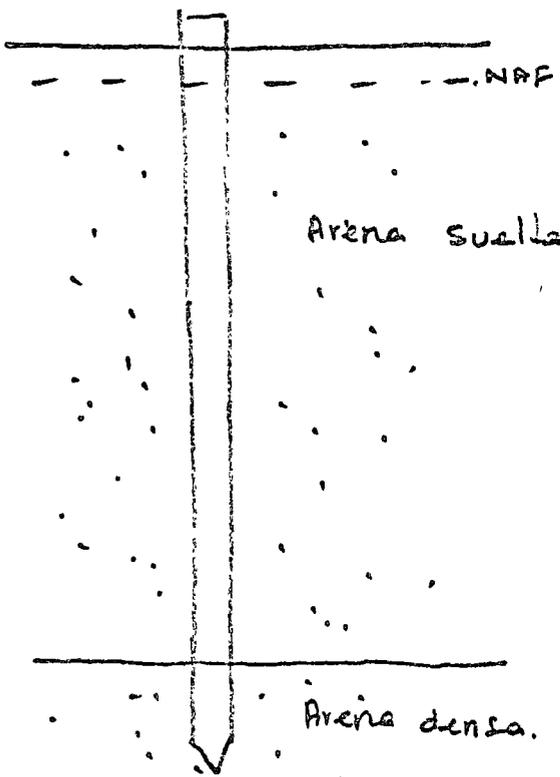
Tipo de cimentacion mas
adecuado: Pilotes de
friccion.

10



Tipo de cimentacion
mas adecuado: Pilotes
de punta.

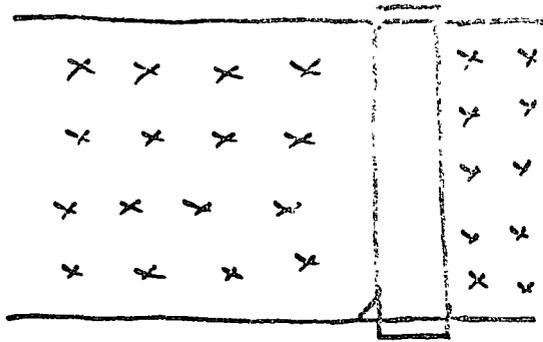
11



Tipo de cimentacion
mas adecuado: Pilotes
de punta.

FIG. 9.

12

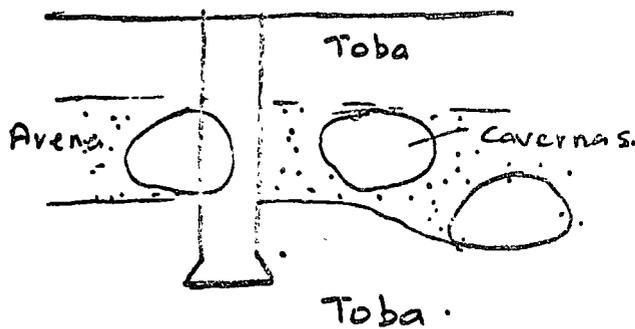


Toba.

Repleno heterogeneo

Tipo de cimentacion mas adecuado: Pilas.

13.



Tipo de cimentacion mas adecuado: Pilas.

14. Si existen cargas de tension en columnas se utilizan pilotes o pilas

15. Se utilizan pilas en los lugares de construcion donde hay espacio limitado para la pilotación o donde hay problemas con el ruido o vibraciones producidos durante el hincado de pilotes.

16. Tipo de cimentación para edificios altos (mas de 4 niveles) en la ciudad de Mexico. (zona del Lago)

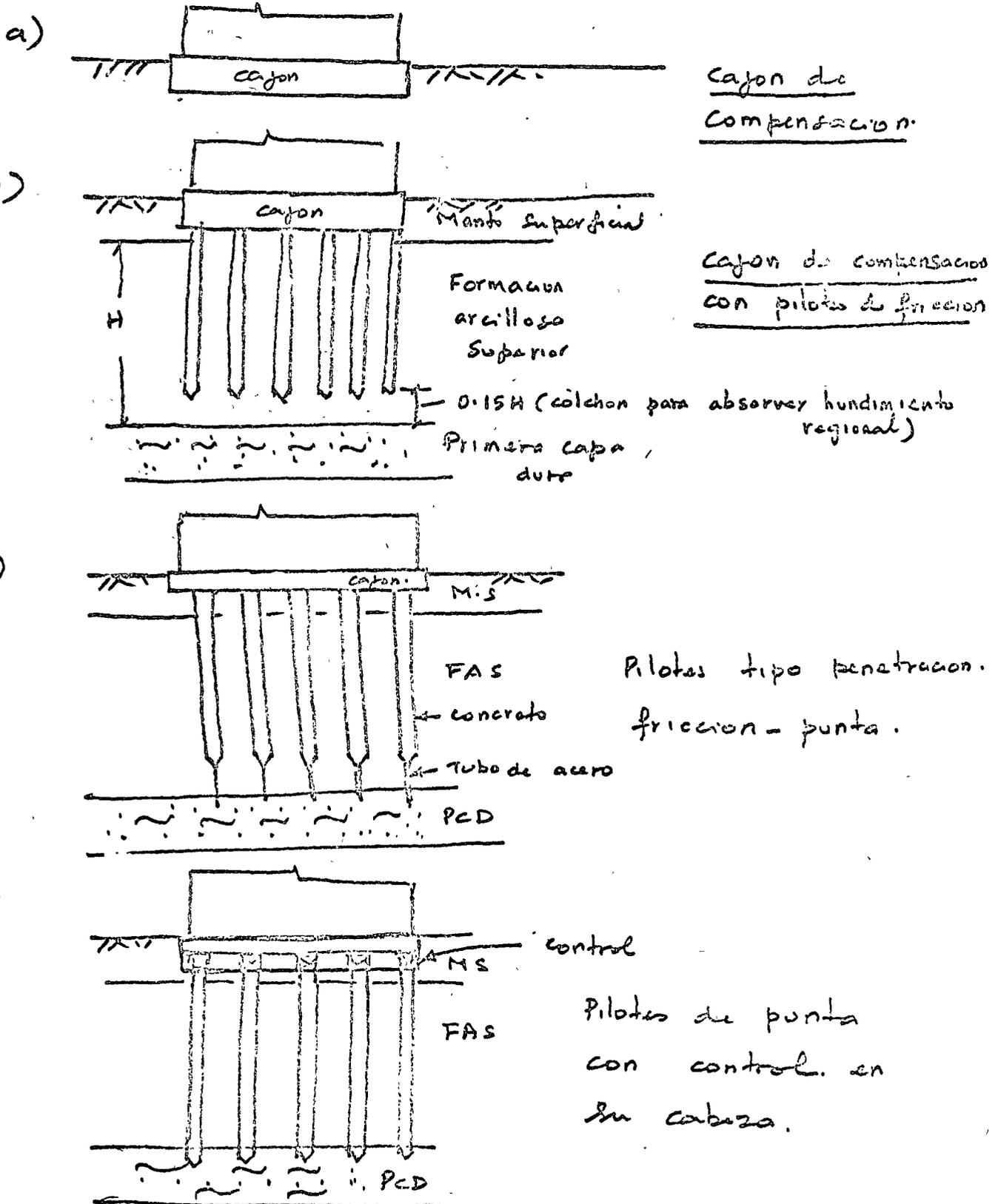
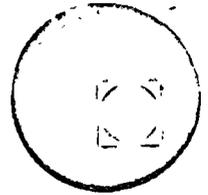


FIG. 11

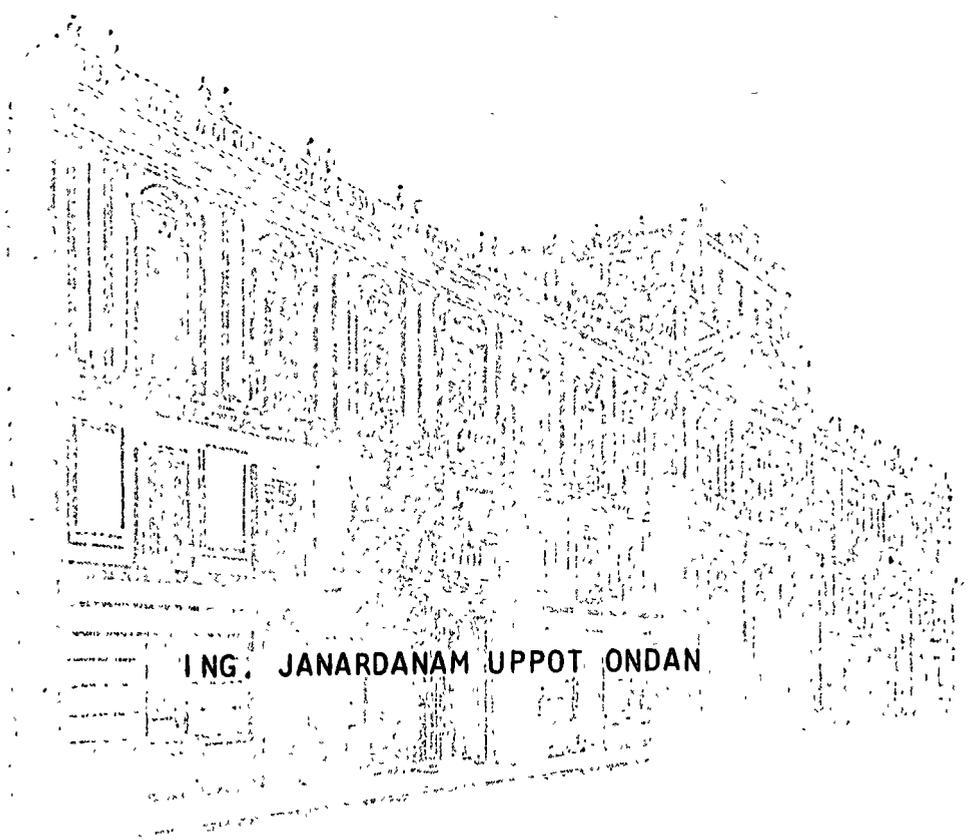




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
PROFUNDAS

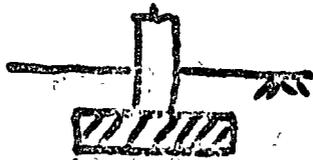


ING. JANARDANAM UPPOT ONDAN

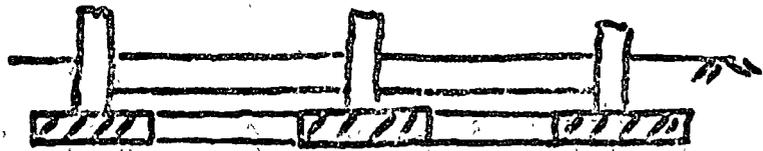
Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 512-31-23



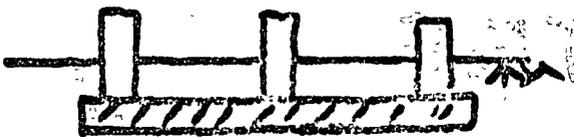
SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION



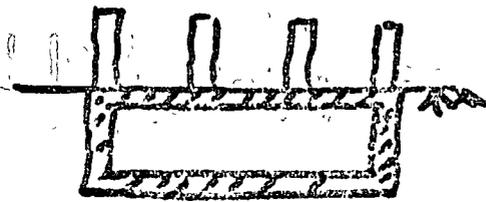
ZAPATA



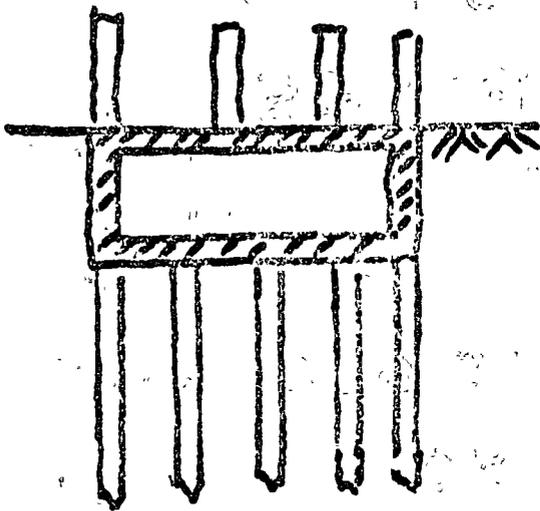
ZAPATAS CON TRABES DE LIGA



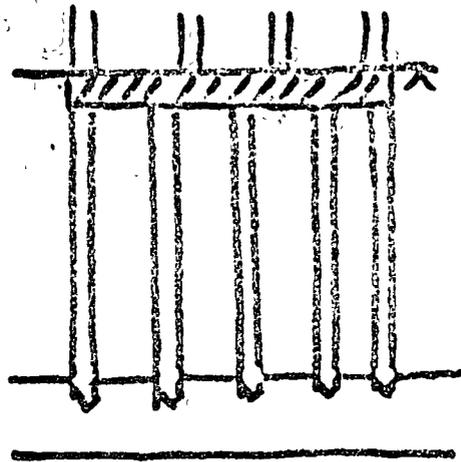
LOSA CORRIDA
(MAT)



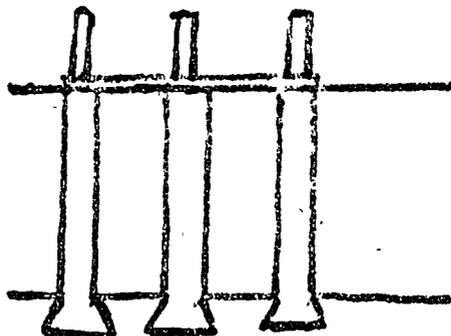
CAJON DE
COMPENSACION



COMPENSACION CON
PILOTES DE FRICCION



PILOTES DE PUNTA



PILAS

SI HAY DUDA...

... PILOTES

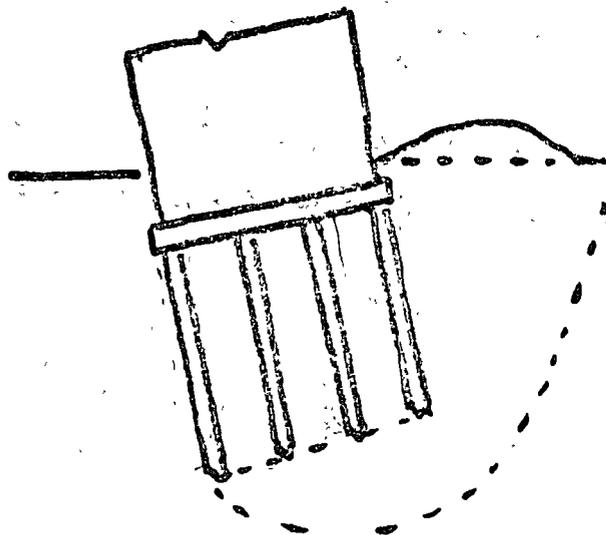
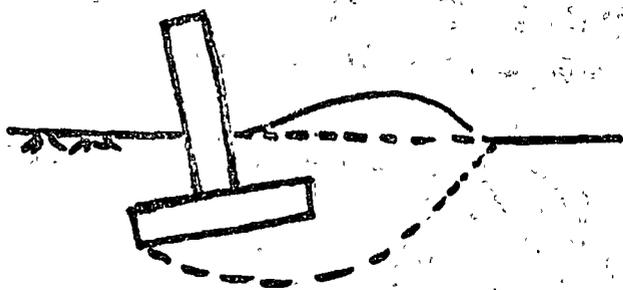
IF IN DOUBT...

... USE PILES

UN ANTIGUO AXIOMA
ROMANO

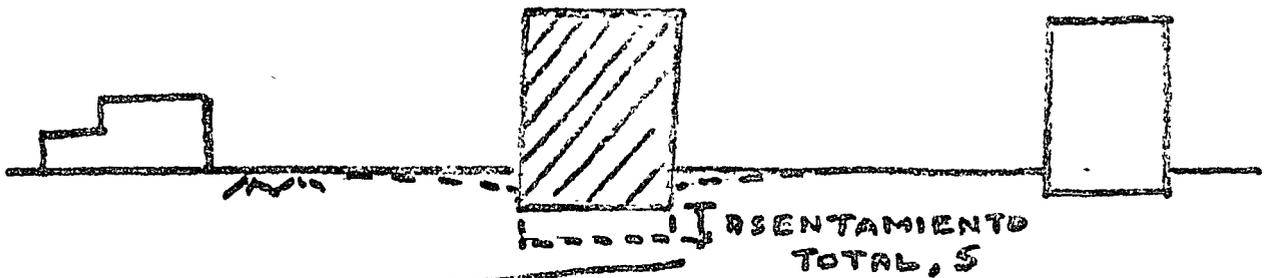
UNA CIMENTACION ADECUADA
DEBE SER UNA CIMENTACION
OPTIMA QUE CUMPLA CON LAS
SIGUIENTES CONDICIONES:

1. SOPORTAR LA ESTRUCTURA SIN UNA
FALLA POR CORTANTE DEL SUELO

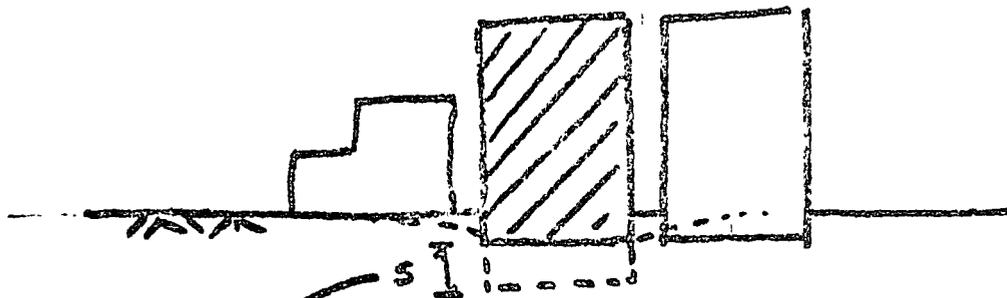


2. ASENTAMIENTOS TOTALES Y DIFERENCIALES DEBEN SER TOLERABLES PARA LA ESTRUCTURA PROPIA Y PARA LAS ESTRUCTURAS VECINAS.

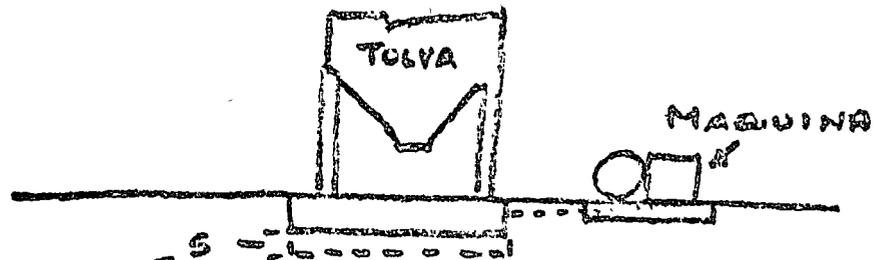
a) ASENTAMIENTO TOTAL



→ PERMISIBLE SI ES TOLERABLE PARA LA ESTRUCTURA PROPIA

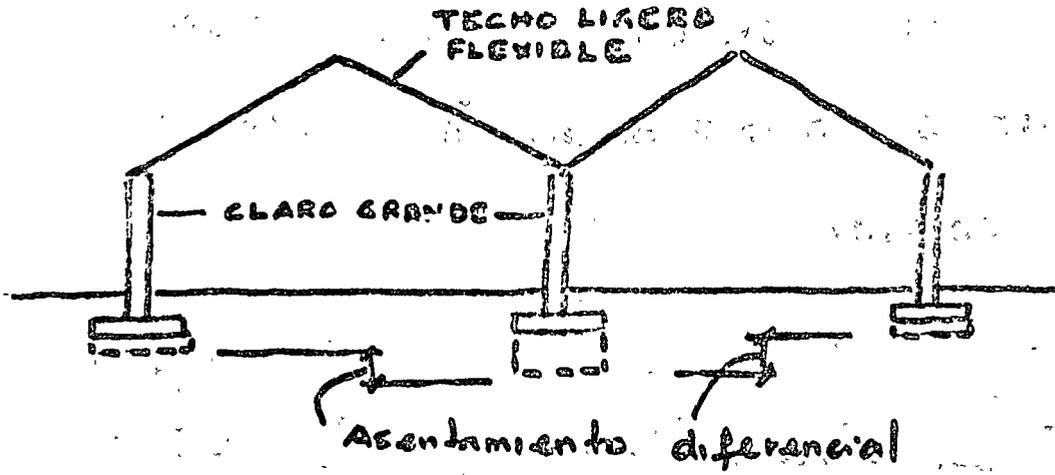


→ NO PERMISIBLE AUN SI ES PERMISIBLE PARA LA ESTRUCTURA PROPIA

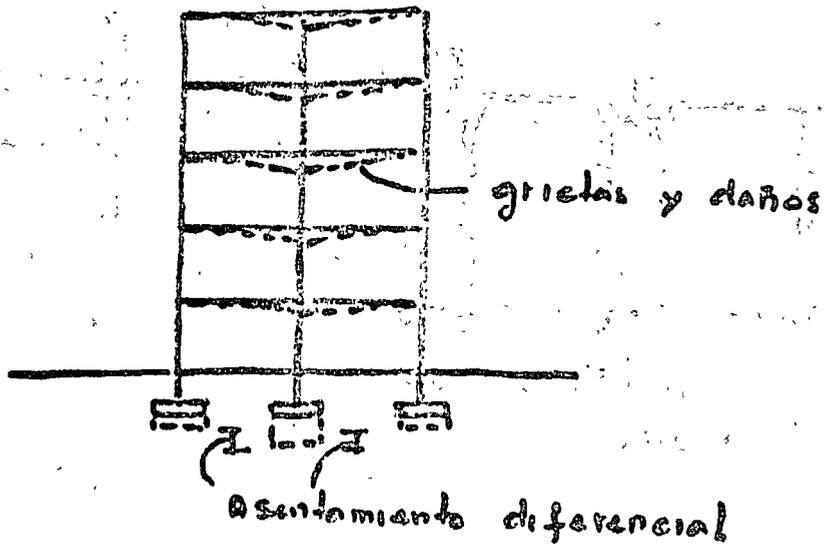


→ NO PERMISIBLE POR LA PRESENCIA DE MAQUINA

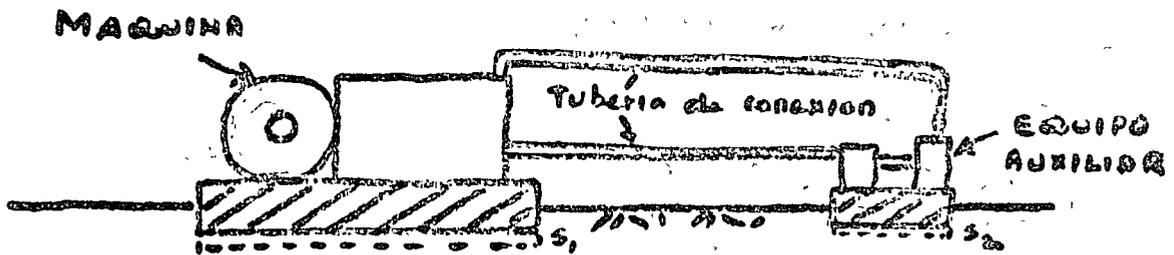
b) ASENTAMIENTO DIFERENCIAL



PERMISIBLE.



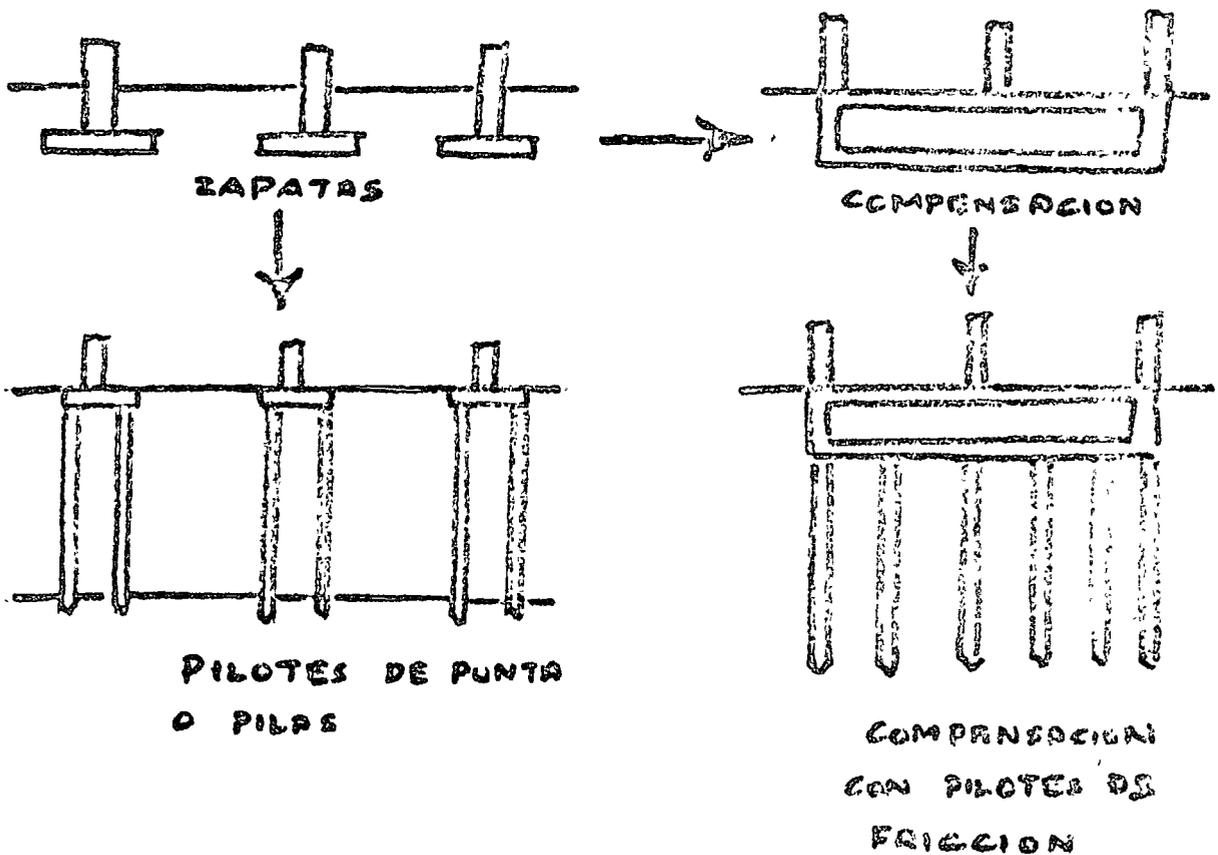
NO PERMISIBLE



Asentamiento diferencial $s_1 - s_2$
NO PERMISIBLE

GENERALMENTE

LOS ASENTAMIENTOS TOTALES PUEDEN
REDUCIRSE CAMBIANDO EL TIPO DE
CIMENTACION



LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES PUEDEN
REDUCIRSE

- ⊙ PROPORCIONANDO DIMENSIONES DE ZAPATAS PARA ASENTAMIENTOS IGUALES
- ⊙ RIGIDIZANDO LA ESTRUCTURA DE CIMENTACION

3. UNA CIMENTACION OPTIMA DEBE
SER UNA CIMENTACION ECONOMICA

PARA QUE UNA CIMENTACION
SEA ECONOMICA . . .

ESTA DEBE PRODUCIR ASENTAMI-
ENTOS TOLERABLES

RECUERDEN . . .

ES CARO REDUCIR ASENTAMIENTOS.

CADA CM GUESTA PESOS !!

DARLE A UN EDIFICIO LA
CIMENTACION QUE MEREZCA
EL Y SUS VECINOS



CURSO INTENSIVO DE
"DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS".

ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Ing. Luis B. Rodríguez G.
Febrero 16, 1976.

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
U N A M
MEXICO.

ALBANY, N.Y., 1900

THE UNIVERSITY OF THE STATE OF NEW YORK

THE STATE EDUCATION DEPARTMENT

ALBANY, N.Y.

THE UNIVERSITY OF THE STATE OF NEW YORK

ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Las cimentaciones profundas son usadas generalmente para transmitir la carga de las estructuras que soportan, a estratos inferiores del subsuelo más resistentes que los superficiales.

Cuando los estratos de apoyo de las cimentaciones profundas son rocas o suelos muy duros, las deformaciones verticales que sufre la estructura son prácticamente despreciables. Sin embargo cuando no existen mantos resistentes a profundidades accesibles ó cuando por problemas de hundimiento de los estratos blandos los pilotes no pueden apoyarse en los mantos resistentes inferiores, las cimentaciones piloteadas son susceptibles de sufrir asentamientos cuyas magnitudes se pueden determinar a partir de los procedimientos que más adelante se indican.

Desde el punto de vista de los asentamientos en cimentaciones profundas, distinguiremos los tres casos siguientes:

- a) Cimentaciones con pilotes trabajando por fricción dentro de suelos blandos susceptibles de sufrir consolidación.
- b) Cimentaciones con pilotes apoyados por punta en estratos de suelo duro de comportamiento friccionante ó cohesivo friccionante cuya compresibilidad por consolidación

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page. The text is arranged in several paragraphs across the page.

es despreciable.

- c) Cimentaciones con pilotes apoyados dentro de estratos du
ros rocosos y cuyas deformaciones verticales son despreci
ables para fines prácticos.

- a) ASENTAMIENTOS EN PILOTES DE FRICCIÓN EMBEBI- -
DOS DENTRO DE UNA MASA DE SUELO BLANDO.

En este caso se considera que los pilotes se alojan den- -
tro de suelo blando susceptible de consolidarse.

Existen varios métodos para valuar los asentamientos que
sufren las estructuras cimentadas en estas condiciones y-
que mencionaremos a continuación:

- a.1.- CRITERIO DE PECK, HANSON Y THORNBURN.

Estos investigadores consideran toda la carga Q unifor
mente distribuida en el área de cimentación envolven-
te del grupo de pilotes, aplicada a una profundidad igual -
a $2/3 H$ a partir del extremo superior del grupo de pilo-
tes (Ver figura No. 1). De esta forma los estratos de -
suelo que contribuyen al asentamiento, son los que se lo-
calizan dentro de una altura H_{sp} .

Se considera además que el incremento de presión efectiva
que producen los pilotes se distribuye en forma linealva



en toda la profundidad H_{sp} formando un ángulo de 30° con la vertical.

El asentamiento S del grupo de pilotes puede calcularse usando la teoría de la consolidación propuesta por Terzaghi.

$$S = \sum_{i=1}^n m_{vi} A_{pi} H_i \text{-----} (1)$$

Donde m_{vi} es el módulo de compresibilidad volumétrica de cada estrato, considerado y H_i es el espesor del estrato antes de sufrir consolidación.

El coeficiente A_{pi} puede calcularse de acuerdo con la siguiente expresión (Ver figura 2).

$$A_p = I w \text{-----} (2)$$

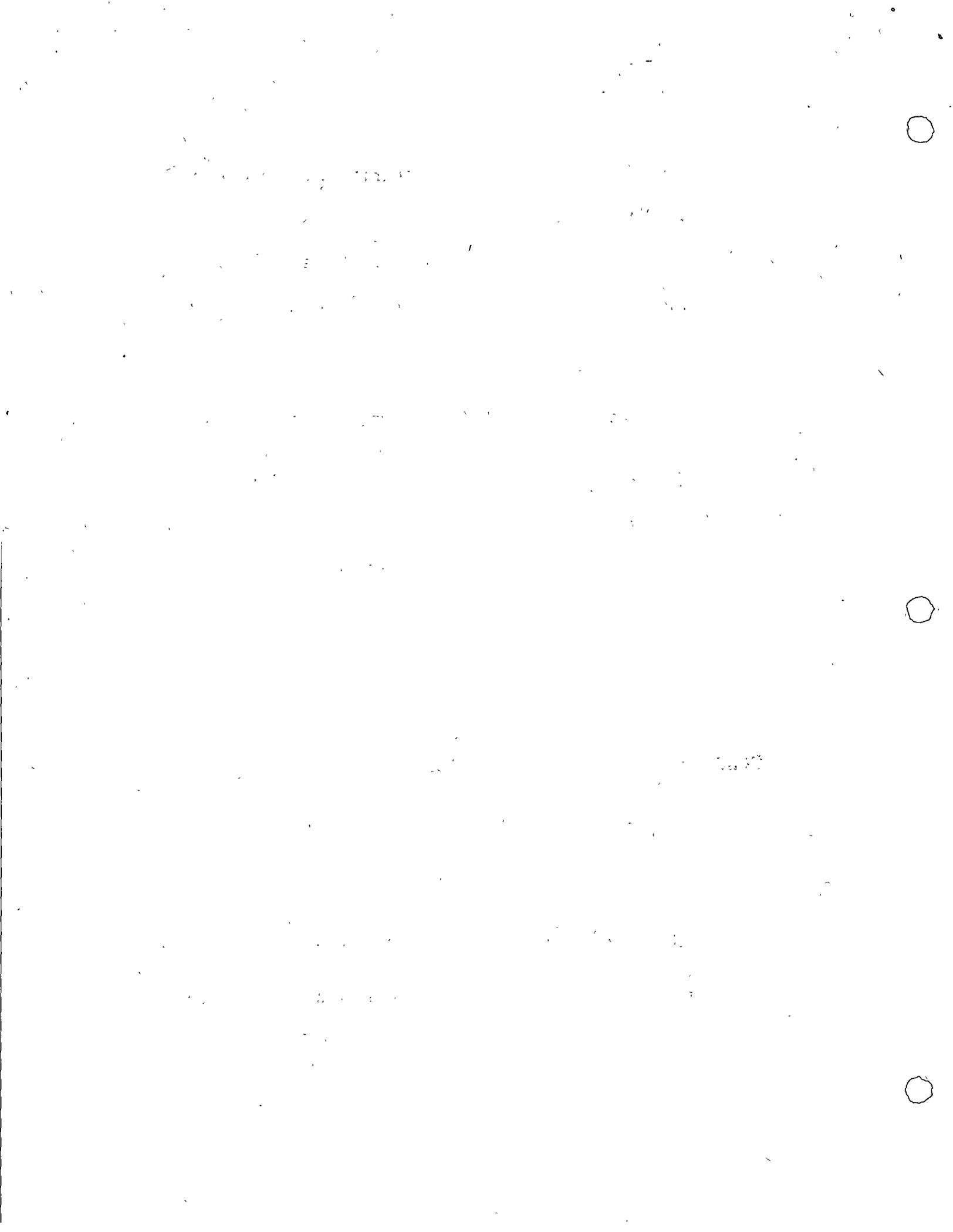
Donde $w = \frac{Q}{bl}$ = presión de contacto.

$I = \frac{A_o}{A_i}$ = valor de influencia.

$A_o = b \times l$ = área envolvente del grupo de pilotes.

$$A_i = b + 2 h_i \tan 30^\circ \times l + 2 h_i \tan 30^\circ \text{-----} (3)$$

h_i = profundidad del punto medio del estrato que se consolida, considerada a partir del plano de aplica---

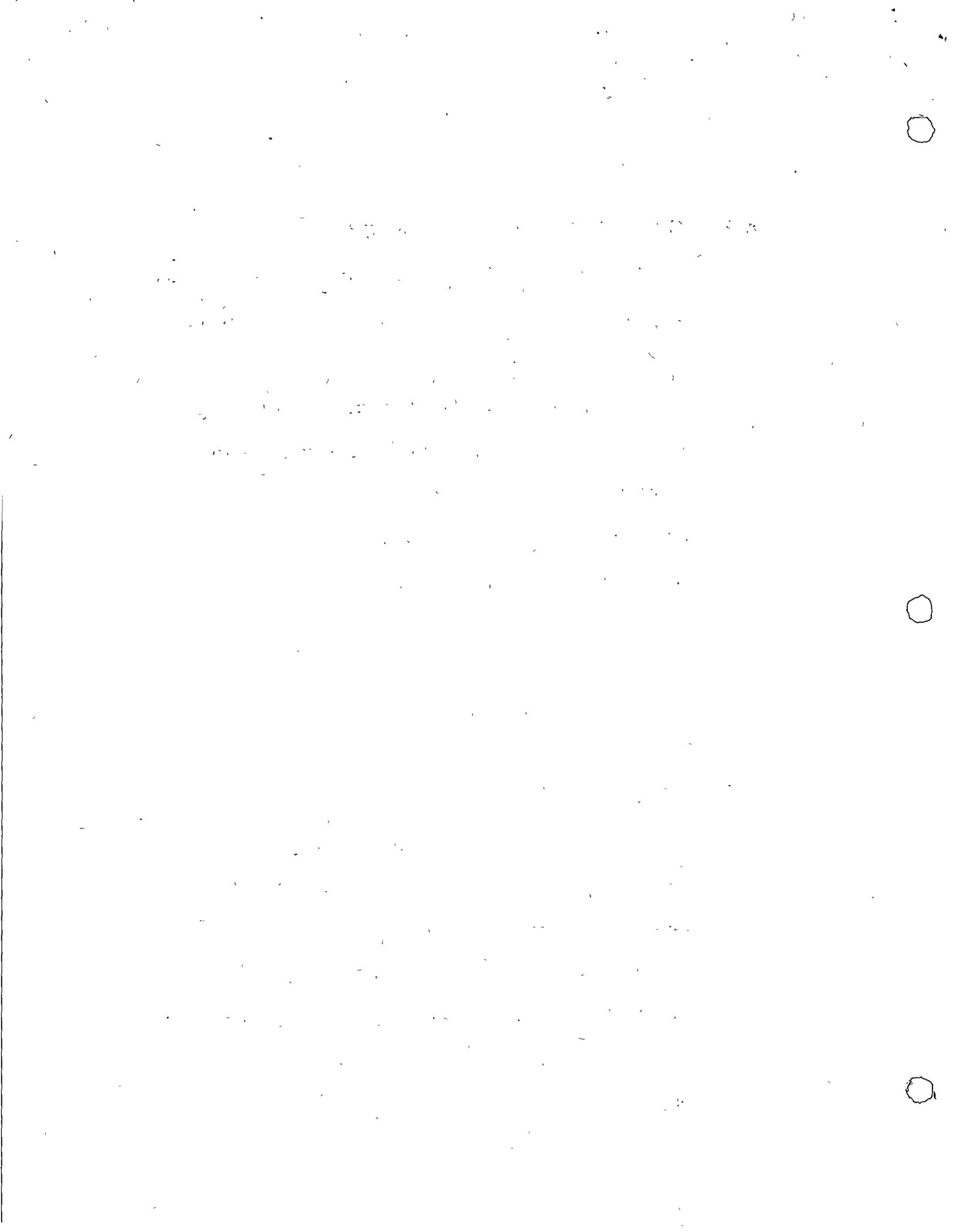


ción de la carga w .

a.2.- CRITERIO DEL PROF. E. TAMEZ.

El Prof. Tamez considera que el asentamiento del grupo de pilotes está gobernado exclusivamente por los estratos de suelo localizados por debajo de la punta de los pilotes y que el incremento de presión efectiva A_p necesario para la evaluación de los asentamientos, puede calcularse usando una simplificación sencilla de la solución de Mindlin (teoría elástica). En esta forma, el hundimiento del grupo de pilotes ocurrirá como un bloque homogéneo del conjunto suelo-pilotes, debido a que los pilotes de fricción transmiten su carga al terreno vecino desde la punta superior. (Ver figuras 3 y 4).

El asentamiento S puede entonces calcularse con la expresión (1) y el incremento de presión efectiva A_p con las expresiones (2) y (3). Debe considerarse además que el valor de la carga w que debe usarse en los análisis, deberá ser la carga neta que soportan los pilotes, de fricción; restando la descarga por excavación en caso de que se trate de un cajón de cimentación.



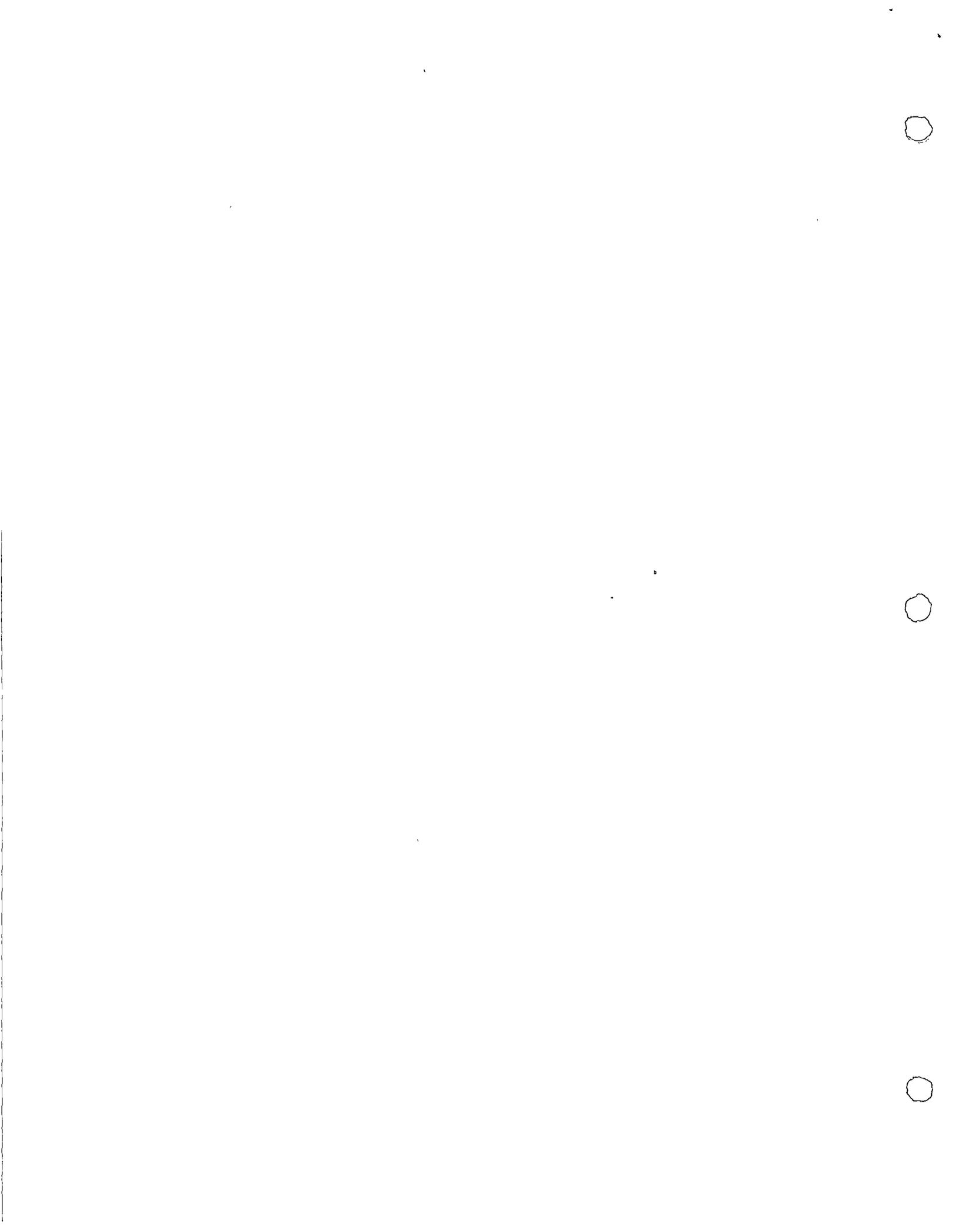
a.3. - CRITERIO DEL DR. GIRAULT.

De acuerdo con los resultados de las mediciones de varios edificios apoyados en pilotes de fricción en la Cd. de México, el Dr. Girault estudió la manera de valuar los asentamientos de grupos de pilotes de fricción y propone el siguiente método de análisis.

Considérese la carga total neta que actúa sobre los pilotes (restando la compensación que produce la exca-vación), y aplíquese en la punta de los pilotes (Ver fi-gura 5).

Con esta carga w neta y cuando el espaciamiento entre ejes de pilotes no excede de $0.25 L$ (L es la longitud de los pilotes), el valor del asentamiento puede obtenerse a partir de la expresión (1), considerando que los estratos que se consolidan son únicamente los que se localizan entre la punta de los pilotes y el estrato duro.

El valor del incremento de presión efectiva Ap usado en el cálculo se obtiene a partir de la distribución elástica de Boussinesq como se muestra en la figura 5. En esta forma se supone que el suelo localizado entre los pilotes se comporta como un cuerpo rígido-

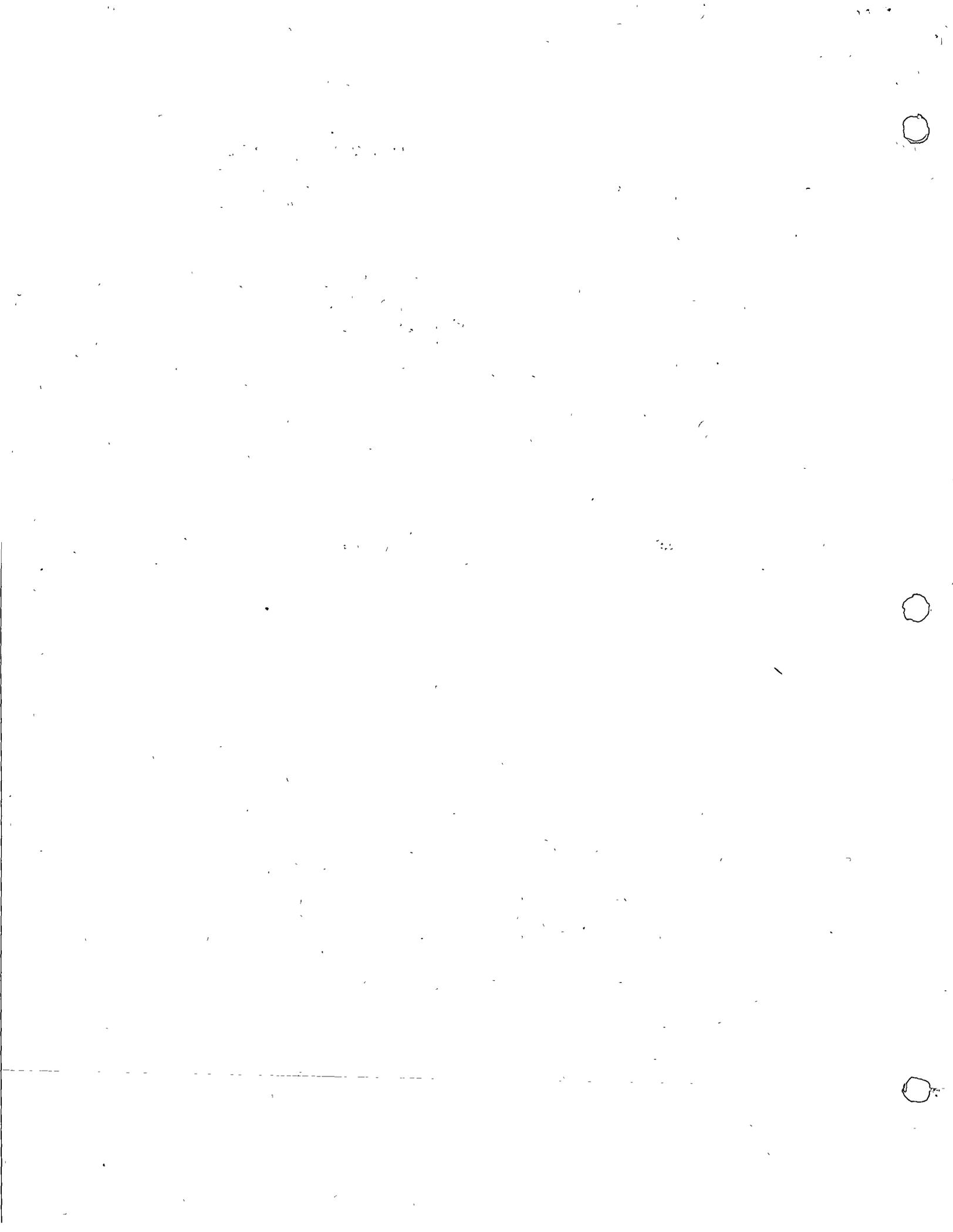


y el grupo suelo-pilotes constituye un bloque que provoca la consolidación de los estratos blandos en los que descansa.

El Dr. Girault recomienda que para cimentaciones rígidas (cajones de cimentación con contratraves) el valor de los asentamientos obtenidos se reduzca un 15%.

El autor recomienda además que cuando el espaciamiento entre ejes de pilotes exceda de 0.25 L, no se use el procedimiento antes descrito, sino que se calculen los incrementos de presión efectiva mediante la distribución elástica de Mindlin.

Cada uno de los criterios antes descritos conducen a valores diferentes de los asentamientos de un grupo de pilotes de fricción. El autor de los presentes apuntes considera que, en vista del comportamiento satisfactorio de todos los edificios del Metro, el método más realista para la evaluación de los asentamientos es el propuesto por el Prof. Tamez; sin embargo ésta preferencia deberá ser confirmada ó rechazada por información adicional que se recabe acerca de las mediciones de los movimientos verti-



cales que ocurran en este tipo de cimentaciones. A este respecto el Dr. Girault ha efectuado ya algunas mediciones de estos movimientos en diferentes tipos de cimentaciones que respaldan su procedimiento.

Un hecho importante que ha comprobado el Dr. Girault y que respalda las aseveraciones del Prof. Tamez es que una gran parte de los asentamientos de las estructuras apoyadas en pilotes de fricción se producen durante el período de construcción (de ocho a catorce meses aproximadamente que corresponde a la colocación de la totalidad de la carga muerta).

b) ASENTAMIENTOS EN PILOTES APOYADOS POR PUNTA EN SUELOS FRICCIÓNANTES O COHESIVO-FRICCIÓNANTES.

En este caso, el asentamiento que sufrirá el grupo de pilotes se considera que se debe exclusivamente a deformaciones elásticas del estrato de apoyo y al reacomodo de las partículas del suelo. Se considera además que la permeabilidad de los estratos de apoyo es tal, que las presiones de poro se pueden disipar rápidamente, por lo que los asentamientos por consolidación son nulos.



Bajo estas condiciones las deformaciones verticales que puede sufrir una estructura apoyada sobre un grupo de pilotes serán exclusivamente de tipo elástico y pueden evaluarse en la siguiente forma:

Se considera que la carga neta que gravita sobre el grupo de pilotes se aplica en la punta o en la superficie del estrato duro distribuida en una área igual a la formada por la envolvente del grupo de pilotes, cuando la separación entre pilotes no excede de $0.2 L$.

Cuando al espaciamiento entre pilotes excede de ese límite, la deformación elástica se calculará para cada pilote, considerando el área de la sección recta de la pieza y su carga correspondiente.

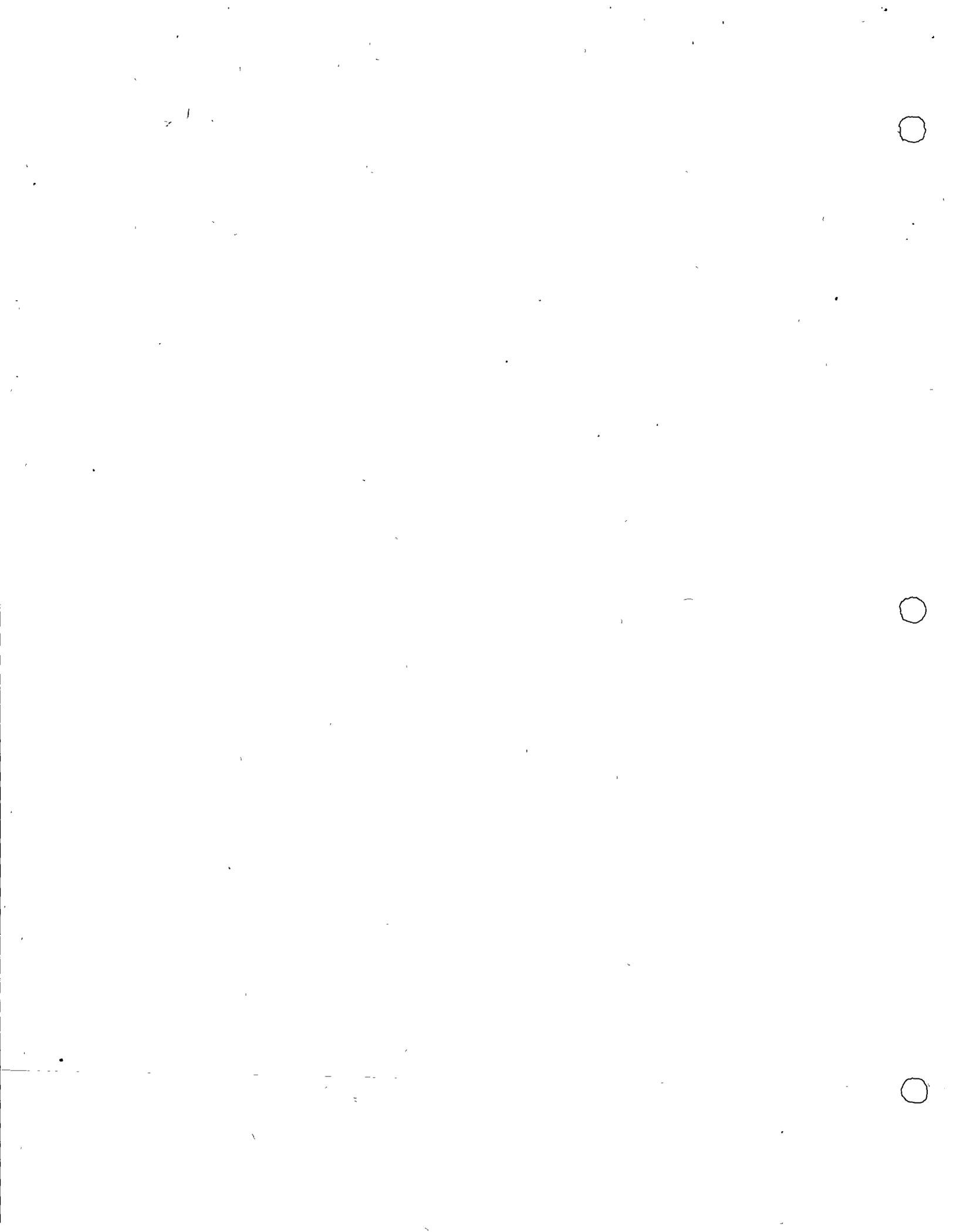
Conocido el valor de la carga y las dimensiones y la forma del área en que se aplica, se puede utilizar la siguiente expresión.

$$S_e = \frac{qB(1-n^2)}{E_s} l \quad (4)$$

Donde S_e = deformación elástica que ocurre en forma inmediata.

B = dimensión mínima del área cargada (o diámetro para el caso de áreas circulares).

n = relación de poisson del suelo de apoyo.



E = módulo de elasticidad del suelo, obtenido de gráficas esfuerzo deformación procedentes de pruebas triaxiales que comprendan el rango de esfuerzos que se aplicarán al suelo.

I = Factor de influencia que depende de la geometría del área, del punto donde se quiere conocer la deformación y de la rigidez de la cimentación.

En nuestro caso se considera que el grupo de pilotes se deforma como un cuerpo rígido.

A continuación se describen algunos valores de n y de I para usarse en la expresión anterior.

TIPO DE SUELO	VALOR DEL COEFICIENTE DE POISSON n
Arcilla arenosa	0.2 - 0.3
Limo	0.3 - 0.35
Arena compacta	0.2 - 0.40
Grava (relación de vacíos de 0.4 a 0.7).	0.15
Grava fina (relación de vacíos de 0.4 a 0.7)	0.25
FORMA DEL AREA.	FACTOR DE INFLUENCIA. I
CIRCULO	0.79
CUADRADO	0.82



11.11.13



RECTANGULO	L/B = 1.5	1.06
	L/B = 2.0	1.20
	L/B = 5.0	1.70
	L/B = 10.0	2.10
	L/B = 100.0	3.40

Es importante mencionar que los valores obtenidos a partir de la teoría de la elasticidad se presentan en forma inmediata y en general son de pequeña magnitud.

A la deformación elástica del estrato de apoyo deberá sumarse la deformación elástica propia que sufrirán los pilotes, suponiendo que están sujetos a cargas axiales de compresión sin posibilidad de pandeo, mediante la expresión siguiente:

$$Spil = \frac{PL}{AE} \quad (5)$$

Donde Spil = es la deformación elástica de cada pilote.

L, A y E = son la longitud, el área de la sección y el módulo de deformación elástica de cada pilote.

Es conveniente que se efectúen siempre pruebas de carga a escala natural en un pilote, ó si es posible, en el grupo de pilotes que trabajarán en la cimentación que se estudie, con objeto de conocer el rango de cargas de trabajo bajo el cual no se experimentan deformacio-



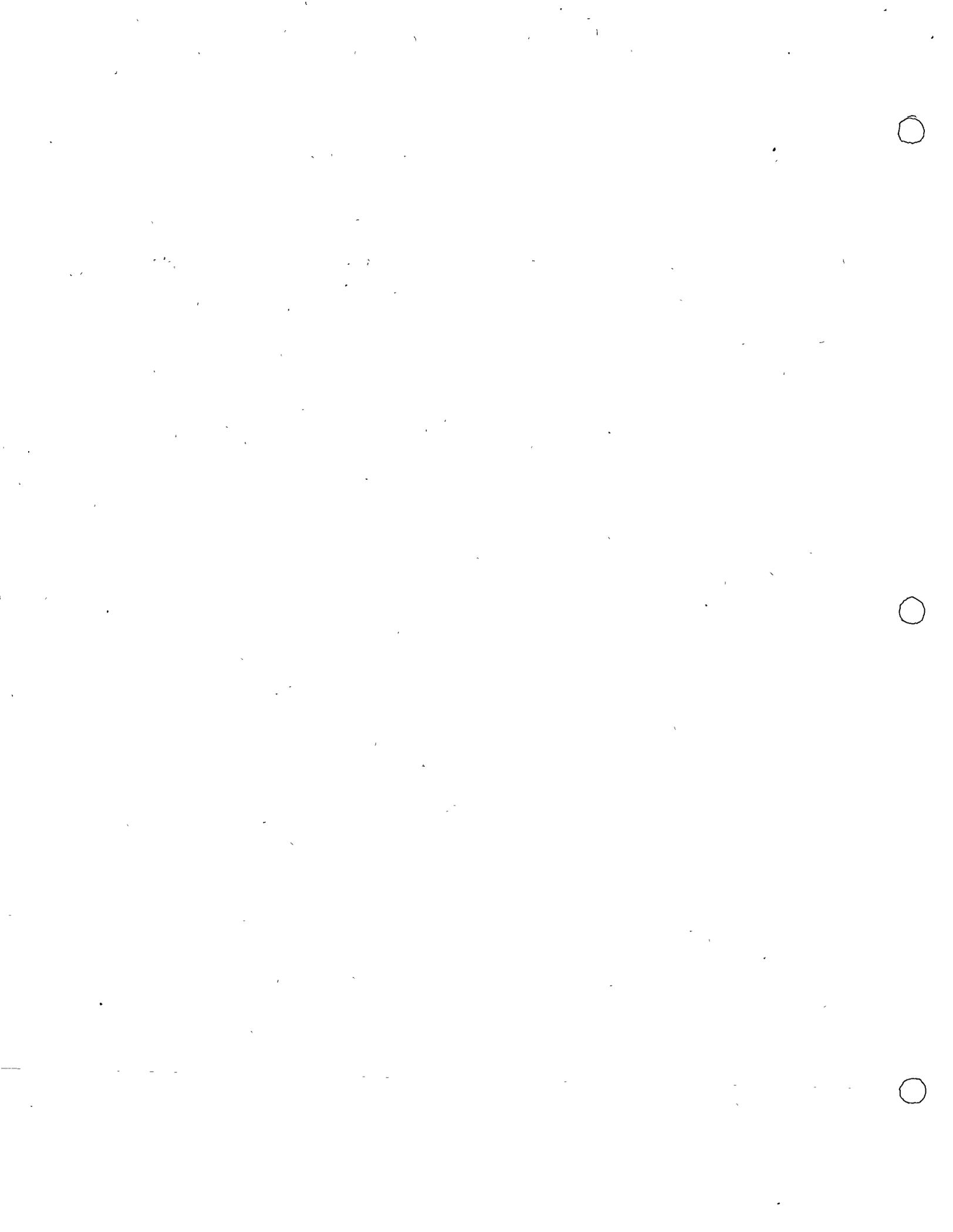
nes excesivas que pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

En las pruebas de carga, cada incremento deberá aplicarse hasta llegar a las cargas de trabajo y sobrepasarlas. - midiendo la deformación que experimenta el pilote o el grupo de pilotes con el tiempo. Se deberá llevar una gráfica en la que se hagan intervenir estos factores (Ver figura 6).

Debe tenerse presente siempre que la prueba de carga de un solo pilote no es representativa del comportamiento de un grupo de pilotes, debido a que los esfuerzos producidos en ambos casos son diferentes (Figuras 7 y 8) - por lo que los resultados obtenidos en las pruebas de carga deberán interpretarse siempre a la luz de estas diferencias.

c) CIMENTACIONES APOYADAS EN ESTRATOS DUROS O ROCAS.

En estos casos, los asentamientos ó deformaciones verticales que se generen son prácticamente despreciables - debiendo unicamente cuidarse los siguientes aspectos.



- c.1.- Que los pilotes efectivamente queden apoyados sobre estratos de roca y no sobre boleos ó pequeñas lentes que pueden dar la apariencia de un mazonado rocoso. Para verificar este punto, los sondeos y exploraciones de campo bien programados constituyen el único apoyo confiable.
- c.2.- Que no existan cavernas u oquedades dentro de la roca por abajo de los niveles de desplante de los pilotes, pues los esfuerzos que se distribuyen dentro del supuesto mazonado rocoso pueden hacer fallar subitamente a la cimentación. En este caso como en el anterior, los sondeos son de vital importancia para detectar estos problemas.
- En estos casos debe procederse a profundizar más la cimentación, o a cambiar la ubicación de la estructura, (en caso posible) ó a prescribir algún programa de inyección que garantice el apoyo confiable de los pilotes.
- c.3.- Deberá siempre garantizarse el apoyo de los pilotes cuando menos con la confirmación de la existencia de roca a 5 metros abajo de la punta de los pilotes.

México, D. F. Febrero de 1976.



BIBLIOGRAFIA .

- 1.- BOWLES. - Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill INC. USA. 1968.
- 2.- GIRAULT P. DR. - "Settlement of some Piled Foundations in Mexico" .- Performance of earth and earth - Supported Structures .- Volume II, (ASCE) .- Purdue University, Indiana USA 1972.
- 3.- LEONARDS, C. A. - Foundation Engineering . McGraw-Hill INC. USA. 1962.
- 4.- RODRIGUEZ L. B. - "Método para evaluar la Fricción Negativa en los Pilotes de las Estructuras Elevadas del Metro" . - - ISTME (Grupo ICA) .- México, 1973, (sin publicar).
- 5.- RODRIGUEZ L. B. - "Tipo de Cimientos Profundos, Descripción y Procedimientos de Construcción" - Curso de diseño y construcción de cimientos profundos .- Centro de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM, México Sept. 1974.
- 6.- RODRIGUEZ L. B. - "Control de Instrumentación" - Curso - proyecto y construcción de cimentaciones superficiales - Centro de Educación Continua .- Facultad de Ingeniería, UNAM.- México Agosto, 1975.
- 7.- STERMAC, SELBY Y DEVATA. - "Behaviour of Various Types of Piles in a Stiff Clay" .- Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. México, 1969.
- 8.- TAMEZ E. - Memorias de Cálculo de las cimentaciones de los edificios de acceso a las Estaciones del Metro .- ISTME, - archivo de Grupo ICA. (sin publicar) México 1970.

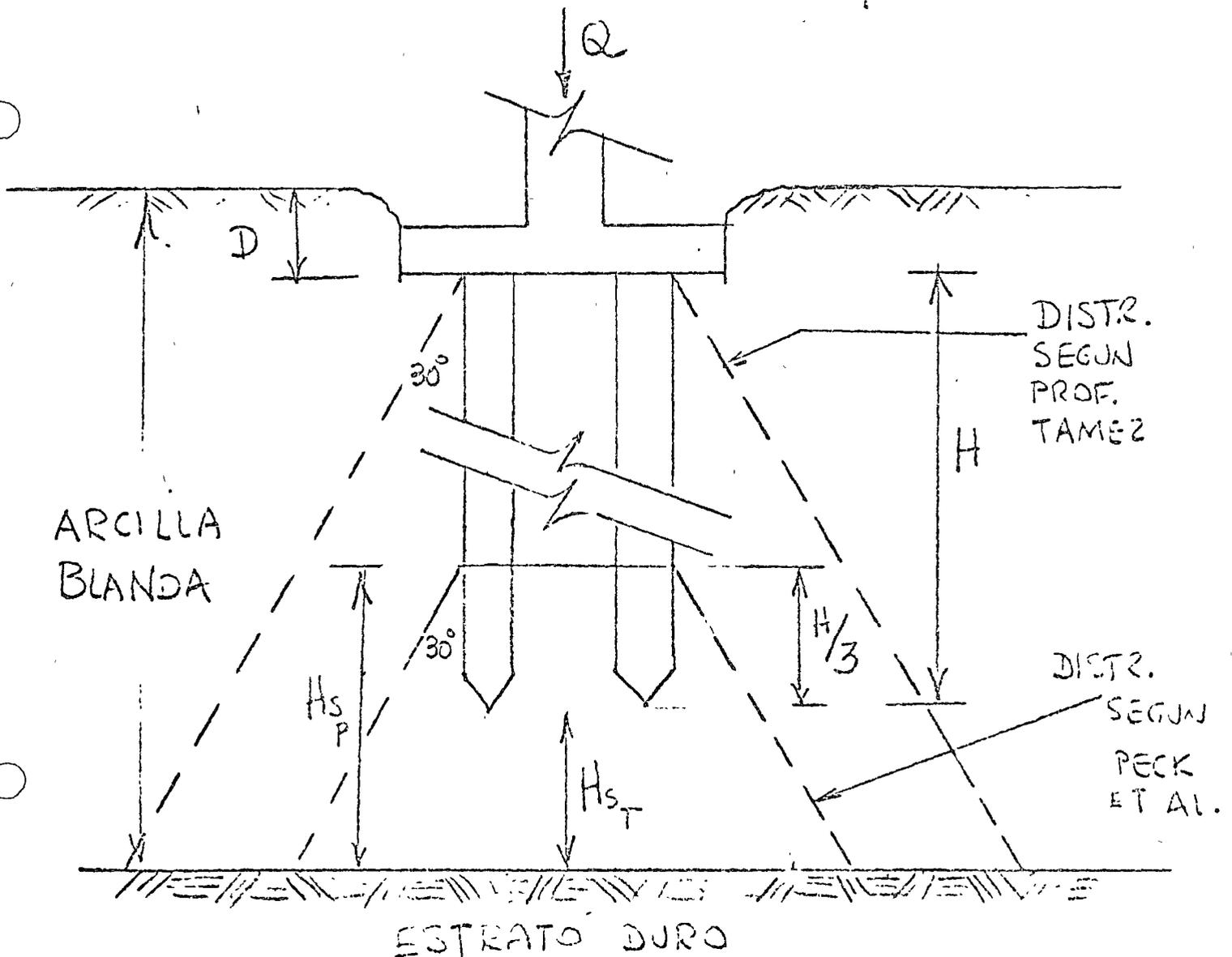
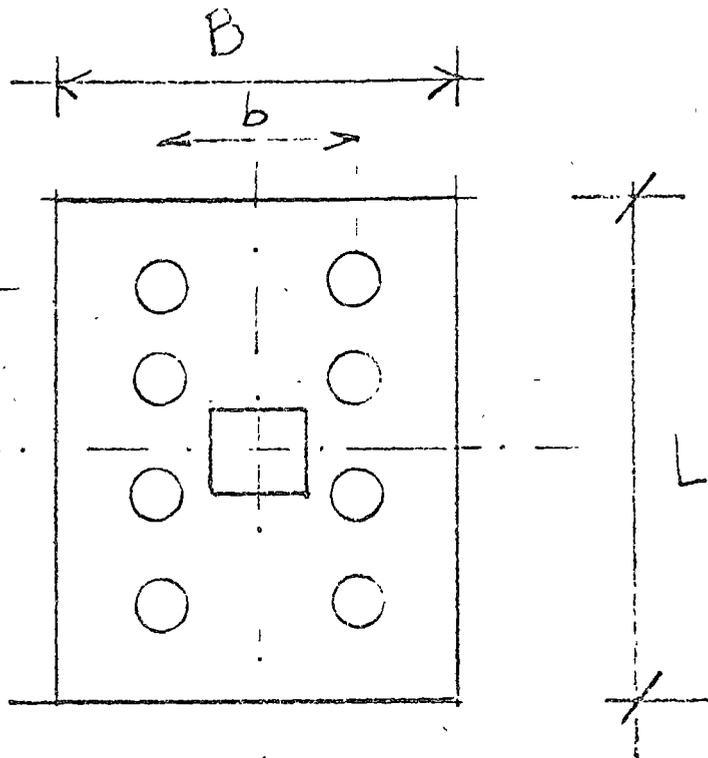


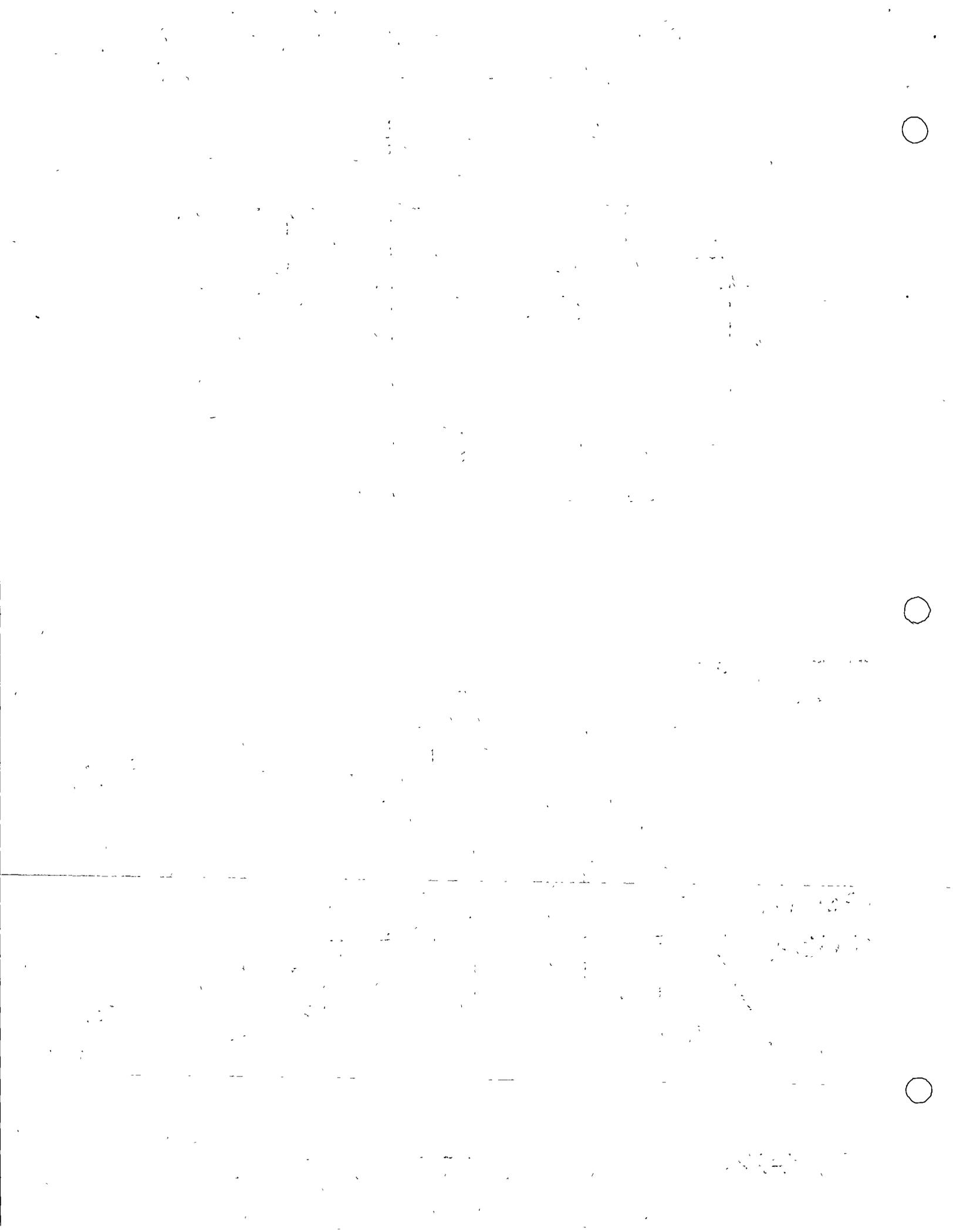
9. - ZEEVAERT . - "Reduction of Point Bearing Capacity of Piles Because of Negative Friction" . - Ier. Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones . - México 1959.

10. - ZEEVAERT . - Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions . - Van Nostrand Reinhold, New York, 1972.



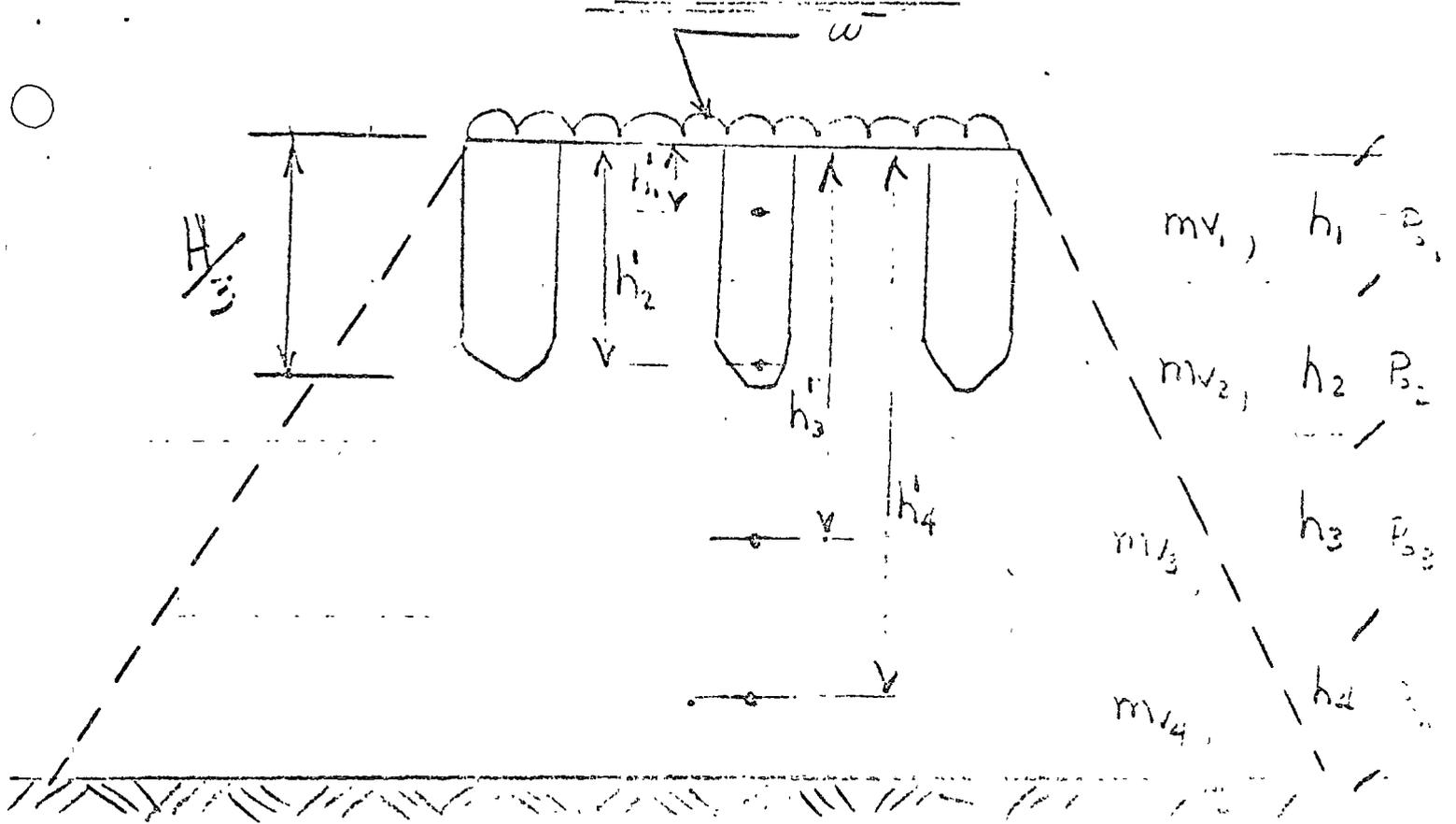
FIGURA 1





SEGUN PECK

FIGURA 2



Distribucion Aproximada de esfuerzos.

$$\Delta p = I \omega$$

DONDE
$$I = \frac{A_o}{A_i}$$

$$A_i = [b + 2h_i' \operatorname{tg} 30^\circ] [l + 2h_i' \operatorname{tg} 30^\circ]$$

$$A = b \cdot l$$

$$\omega = \frac{Q}{b \cdot l}$$



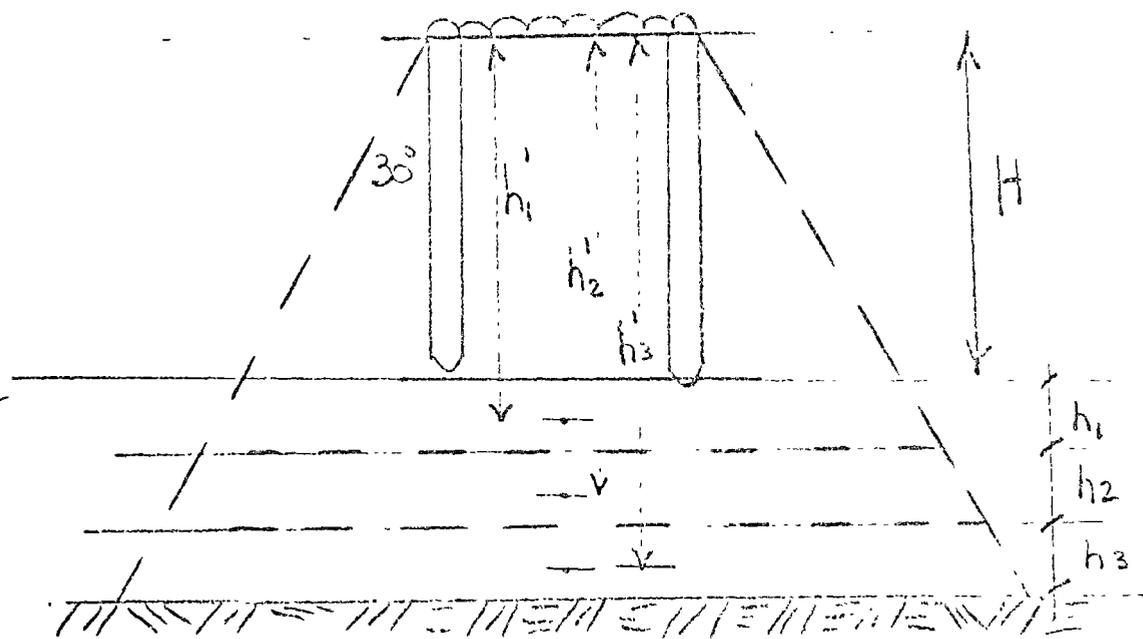
ASENTAMIENTO S:

$$S_P = \sum_{i=1}^n m_{v_i} \cdot \Delta P_i \cdot h_i$$

$$S = \sum_{i=1}^n m_{v_i} \cdot h_i \cdot \frac{[b + 2h_i \operatorname{tg} 30^\circ] \cdot [k + 2h_i \operatorname{tg} 30^\circ]}{b \cdot l} \omega$$

SEGUN TAMEZ

FIGURA 3



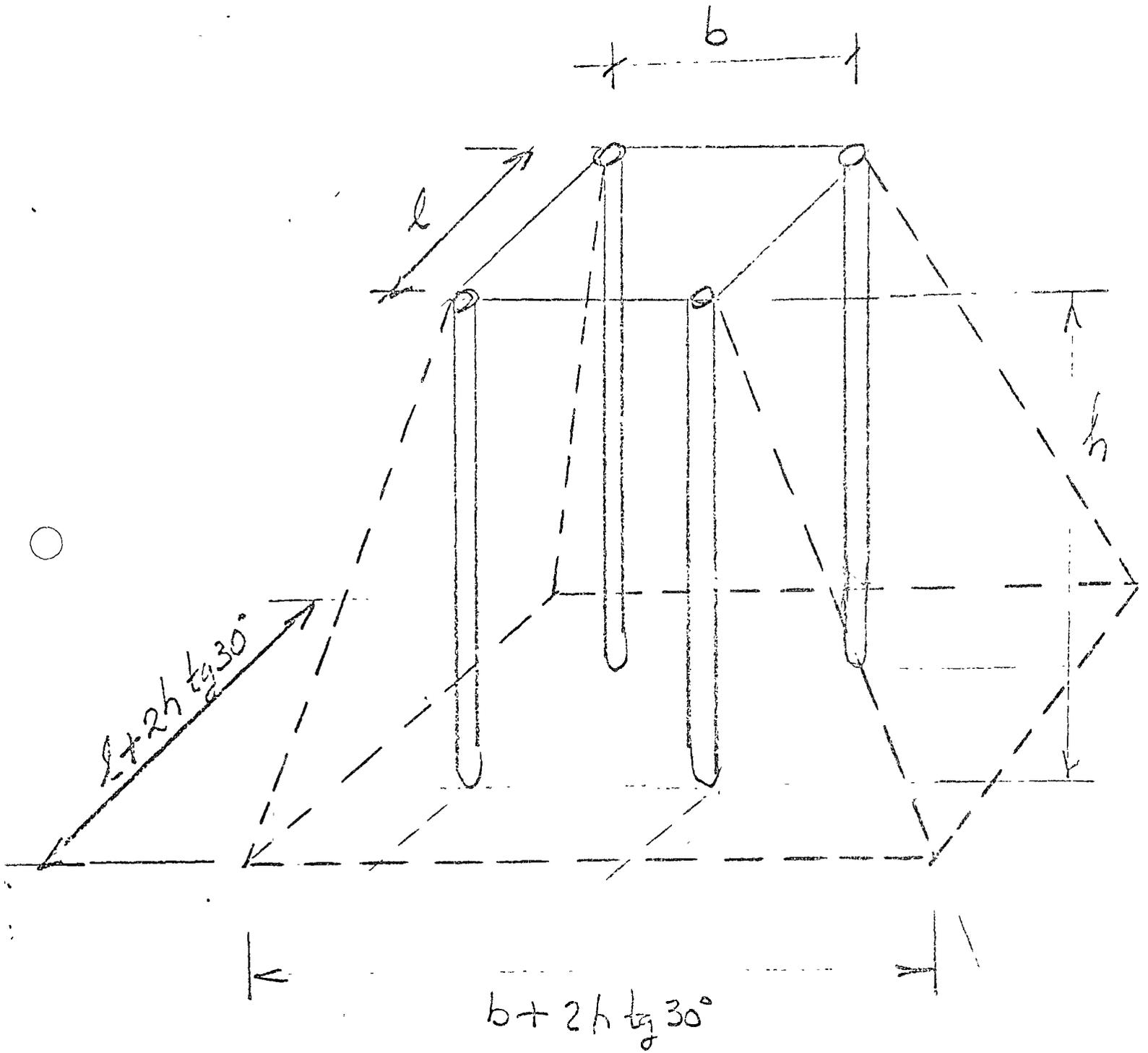
$$S_T = \sum_{i=1}^n m_{v_i} \Delta P_i h_i$$

$$\Delta P = \bar{I} \omega = \frac{A_0}{A_i} \omega$$

$$A_i = (b + 2h_i \operatorname{tg} 30^\circ) \cdot (l + 2h_i \operatorname{tg} 30^\circ)$$



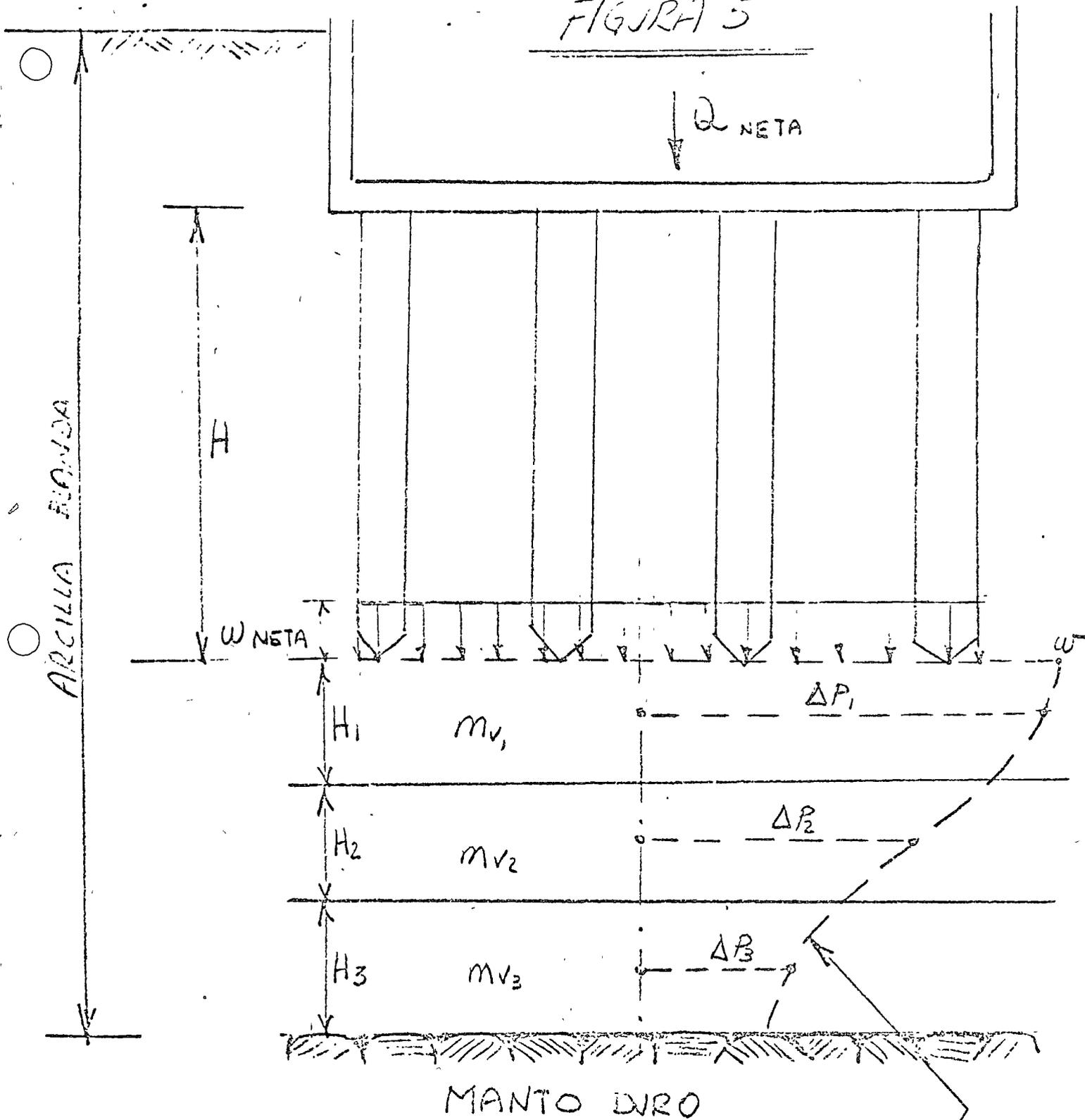
FIGURA 4



SEGUN PROF. TANIEZ



FIGURA 5



$$W_{neto} = \frac{Q_{neto}}{Area *}$$

* Area envolvente del grupo de pilotes.

DISTRIBUCION DE BOUSSINESQ



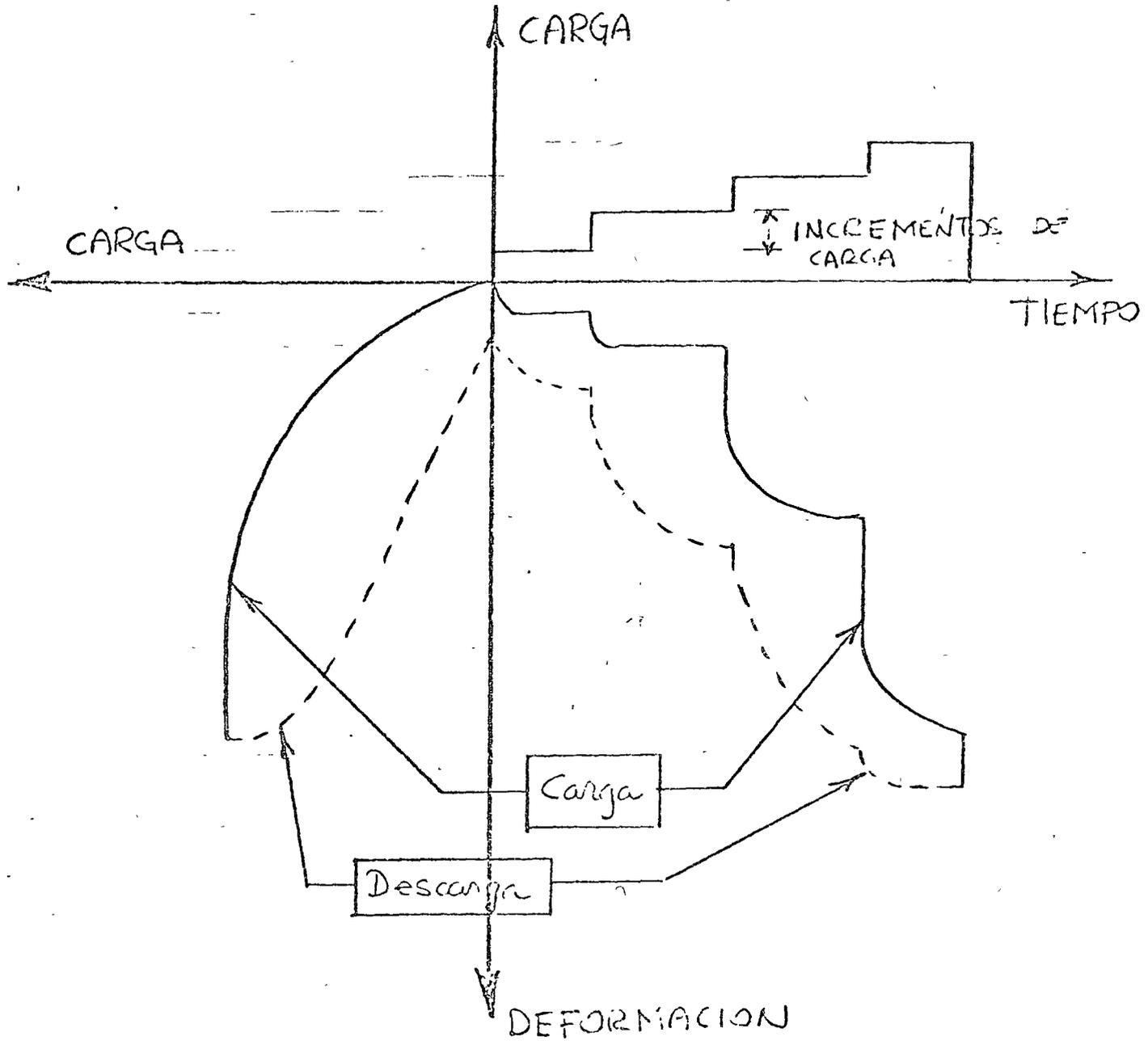


FIGURA 6



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
EN UN SOTO PIVOTE

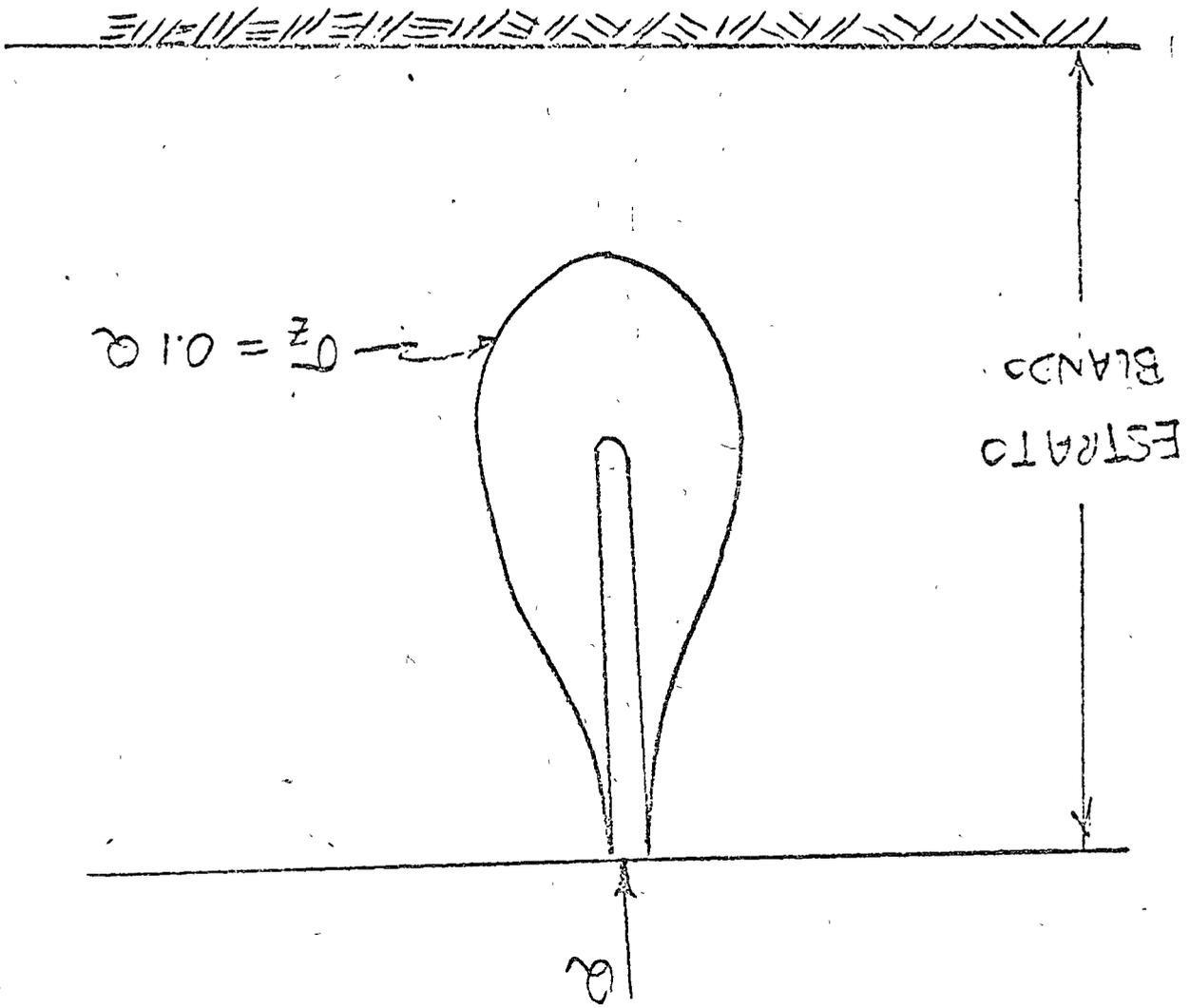
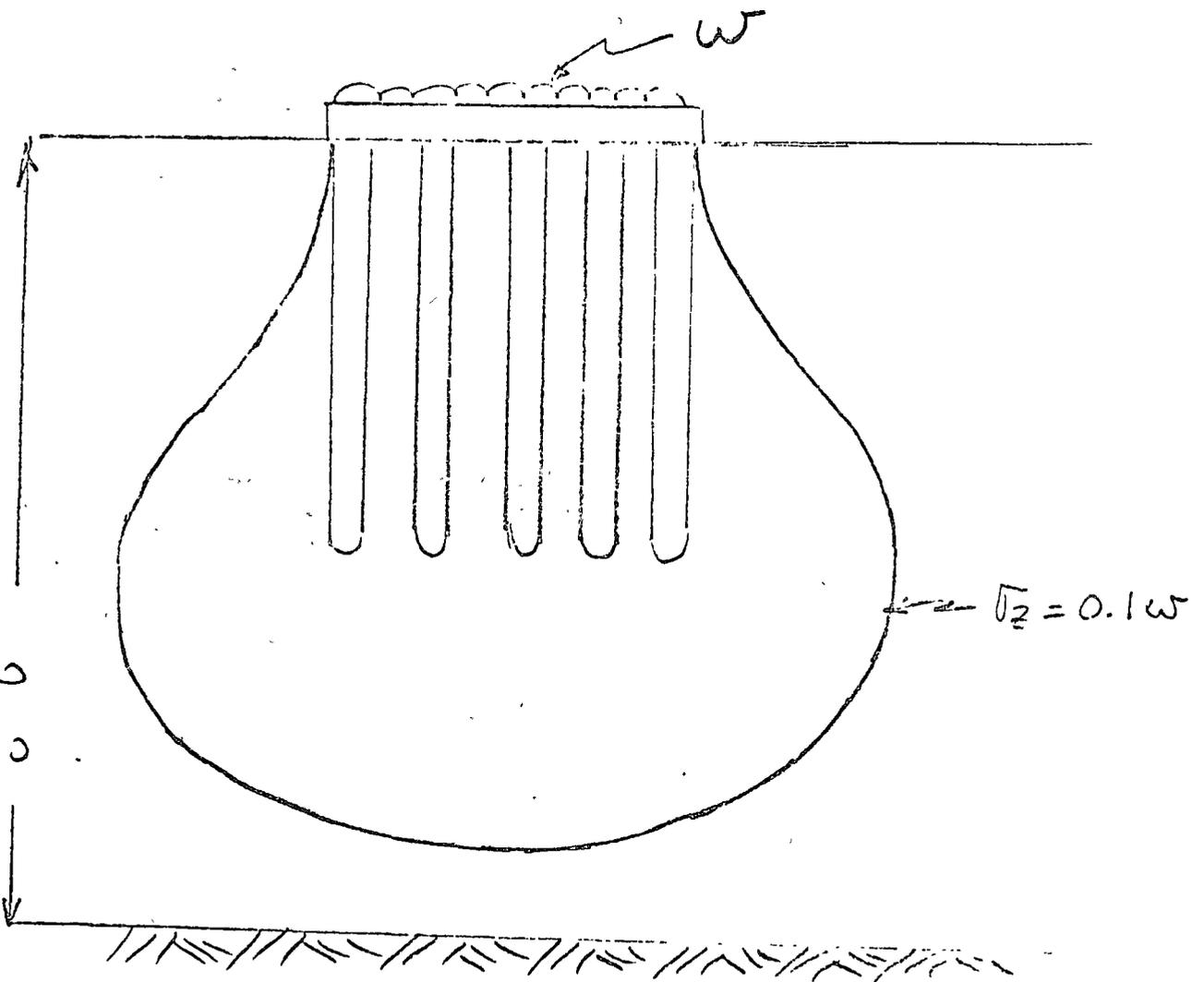


FIGURA 7



FIGURA 8



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
EN UN GRUPO DE PILOTES



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES PROFUNDAS (DEL 9 DE FEBRERO AL 5 DE MARZO DE-
1976)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|--|---|
| 1. SR. OSCAR R. ALBIN LUDERS
Alejandro Dumas No. 330
Col. Polanco
México 5, D. F.
Tel: 5-45-42-64 | O.A. CIMENTACIONES, S. A.
Insurgentes Sur No. 300-1305
Col. Roma
México 7, D. F.
Tel: 5-74-48-13 |
| 2. SR. FRANCISCO R. ALVAREZ E.
Centro Urbano Pte. Juárez
Col. Roma
México 7, D. F.
Tel: 5-64-14-13 | |
| 3. ING. ANTONIO ALVAREZ PEREZ
Polacayo 16 7-14
Col. Lindavista
México 14, D. F.
Tel: 5-86-06-79 | |
| 4. ING. VICENTE M. BELLO A.
Fundidora de Monterrey 71-2
Col. Peñón de los Baños
México 9, D. F. | SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
Xola y Av. Universidad
Col. Narvarte
México 12, D. F.
Tel: 5-30-46-77 |
| 5. ARQ. ALFONSO CACHO VAZQUEZ
Av. Ote. Leones 6938
Tetelpan
México 20, D. F.
Tel: 5-98-13-97 | |
| 6. ING. EDUARDO CANO LOPEZ
Francisco Ayala No. 94
Col. Vista Alegre
México, D. F.
Tel: 5-30-09-11 | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Ródano No. 14
Col. Cuauhtémoc
México 5, D. F.
Tel: 5-53-71-33 Ext.2138 |
| 7. ING. MAURICIO CASAS SAAVEDRA
Habana No. 295
Col. Tepeyac Insurgentes
México 14, D. F.
Tel: 5-77-70-44 | GUANOS Y FERTILIZANTES DE MEXICO,
S. A.
Av. Morena 804
Col. Narvarte
México 12, D. F. |

2/

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES PROFUNDAS (DEL 9 DE FEBRERO AL 5 DE MARZO DE -
1976)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
8. ARQ. MIGUEL A. COVIAN VILLAR Anatole France 146 Col. Polanco México 5, D. F. Tel: 5-45-10-54	CIPESA Acapulco 43-102 Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-33-04-91-92
9. ING. ALBERTO CUBILLAS AMEZQUITA Ixtapanfongo No. 71 Col. Electra Tlalnepantla, Edo. de México Tel: 3-97-13-11	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 Col. Cuauhtémoc México, D. F. Tel: 5-53-71-33 Ext.2066
10. ING. CARLOS FERNANDEZ LOAIZA Peten 632-3 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-75-85-03	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-19-76-60
11. ING. BERNARDO FUCHS ROSENZWEIG Altata No. 4 Col. Condesa México 11, D. F.	SIDERURGICA LAZARO CARDENAS LAS TRUCHAS, S. A. Yucatán No. 15 Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-64-05-92
12. ING. IGNACIO GUZMAN TOVAR Av. Silos 52-D-208 Villa Coapa México 22, D. F.	AIN, S.A. Blvd. M. Avila Camacho No. 6-A. 12o. Piso Naucalpan Edo. de México Tel: 5-57-68-56
13. ING. ISAAC HIMELFARB Montes de Oca 108-101 Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-53-26-71	
14. SR. JAIME JIMENEZ SALDIVAR Aldama No. 27 México, D. F. Tel: 5-46-33-68	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 México, D. F. Tel: 5-53-71-33

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES PROFUNDAS (DEL 9 DE FEBRERO AL 5 DE MARZO DE -
1976)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
15. SR. GONZALO LARA MELCHOR Carracci No. 31 San José Insurgentes México 19, D. F. Tel: 5-63-53-20	DIRAC, S. C. Luz Ma. Bringas No. 28-2o. Piso Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-76-17-03
16. ING. CESAR S. LIRA ARREDONDO México, D. F.	SECRETARIA DE MARINA Insurgentes Sur No. 465-3er. Piso México, D. F. Tel: 5-64-57-12
17. SR. HECTOR MENDOZA MEZA Manzana No. 3 Edif. 67-3-401 Unidad Linda Vista Vallejo México 14, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 Col. Cuauhtémoc México, D. F. Tel: 5-53-71-33
18. SR. JULIO MILLAN SOBERANES Dr. Erazo No. 88-9 Col. Doctores México 7, D. F.	INGENIERIA EXPERIMENTAL, S.A. Viaducto Miguel Alemán No. 190 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-38-05-44
19. ING. EFREN MOLINA VILCHIS Parque España 39-107 Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-53-51-75	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y GANADERIA DIRECCION DE INGENIERIA AGRICOLA Balderas No. 94 México 1, D. F. Tel: 5-10-91-55
20. ING. ARTURO MORALES DE LA BORBOLLA Xola No. 1603-1 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-30-61-19	SIDERURGICA LAZARO CARDENAS LAS TRUCHAS, S. A. Yucatán 15-6o. Piso Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-84-62-28

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES PROFUNDAS (DEL 9 DE FEBRERO AL 5 DE MARZO DE
1976)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
21. ING. JOVITO MUCIÑO GARCIA Av. Arteaga y Salazar No. 598 Cuajimalpa Mexico 18, D. F. Tel: 915-81-20-253	DIRAC, S. C. Empresa 136 Col. Mixcoac México, D. F. Tel: 5-76-17-03
22. ING. ARTURO NUÑEZ G. México, D. F.	DIRECCION Y PROYECTO, S. A. Viaducto Miguel Aleman No. 22 Col. Nápoles México 18, D. F. Tel: 5-36-15-01
23. ING. JOSE LUIS OCHOA VIZUET Ixtapantongo No. 43 Col. Electra Edo. de México Tel: 3-97-79-95	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-53-71-33 Ext.2052
24. ING. SERGIO PALAFOX RAMIREZ Ixtapantongo No. 74 Col. Electra Tlalnepantla Edo. de México Tel: 3-97-16-26	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14-5o. Piso Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-53-71-33 Ext.20-52
25. ING. VICTOR M. PANTOJA LEYVA Ave. Alttillo Andador 5-E Depto.210 Villa Coapa México 22, D. F. Tel: 5-94-37-64	SIDERURGICA LAZARO CARDENAS LAS TRUCHAS, S. A. Yucatán No. 15 Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-84-62-28
26. ING. LEONARDO PEREDO WANDESTRAND Colina del Zahori No. 40 Boulevares México, D. F.	SIDERURGICA LAZARO CARDENAS LAS TRUCHAS, S. A. Yucatán No. 15 Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-84-65-36
27. ING. RUBEN PEREZ CAPETILLO Lidia 31-2 Col. Guadalupe Tepeyac México 14, D. F. Tel: 5-37-27-33	CONSTRUCTORA Y FRACCIONADURA, G.L. S. A. Culiacán 17-3er. Piso Col. Hipódromo Condesa México 11, D. F. Tel: 5-64-87-11

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES PROFUNDAS (DEL 9 DE FEBRERO AL 5 DE MARZO DE -
1976)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
28. SR. GUSTAVO ARIEL REYNOSO MONGES Rio Becerra 459-1 Col. Nápoles México 12, D. F. Tel: 5-43-30-97	SECRETARIA DE MARINA Insurgentes Sur No. 465-3er. Piso Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-64-53-62
29. ING. ENRIQUE RIVA PALACIO GALICIA A. Balderas No. 22-33 Col. Nápoles México 18, D. F. Tel: 5-63-00-37	SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO "METRO" Delicias No. 67-6o. Piso México 1, D. F. Tel: 5-22-88-66
30. ING. UZZIEL ROSAS VAZQUEZ Temazcal No. 15 Col. Electra México, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 15 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-53-77-35
31. ING. MARCO ANTONIO SALCEDO G. Adontología No. 57-104 Copilco Universidad México 21, D. F. Tel: 5-48-53-18	UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SINALOA Constitución y Andrade Culiacán, Sin. Tel: 2-49-70
32. ING. JUAN JOSE SANCHEZ ESPINOSA Retama No. 78 Tlalpan Mexico 22, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14-5o. Piso Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-53-71-33 Ext.2138
33. ING. MARIO SANCHEZ SALIDO Indiana 218-4 Col. Nápoles México 18, D. F. Tel: 5-63-40-51	DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL Gabriel Mancera 319 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-36-55-12

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES PROFUNDAS (DEL 9 DE FEBRERO AL 5 DE MARZO DE
1976)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
34. ING. MIGUEL A. SANTINELLI LLABRES Guerrero 325-F-1224 Tlatelolco México 3, D. F. Tel: 5-83-54-33	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Fernando 268 México, D. F. Tel: 5-90-80-85
35. SR. CARLOS STAVOLI FONSECA Cerro Maliñoli No. 23 Col. Campestre Churubusco México 21, D. F. Tel: 5-44-24-27	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-53-
36. ING. RICARDO TENA ARREDONDO Ixtapantongo No. 64 Col. Electra Tlalnepantla Edo. de México Tel: 3-97-20-21	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 - 5o. Piso Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-53-71-33 Ext.21-38
37. ING. MIGUEL VILLALVAZO BAEZ Planta XIA-21 Col. Electra México, D. F. Tel: 3-97-14-48	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-53-71-33 - 2642
38. ING. WILFRIDO ZARATE CHICHITZ Rebsamen 1141-7 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-59-16-94	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 69 México 1, D. F. Tel: 5-66-07-49
39. ING. BERNARDO ZAVALA MENDEZ México, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F.

DIRECTORIO DE PROFESORES

PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDA

1. ING. JORGE CASTILLA CAMAGHO
Gerente de Mecánica de Suelos
Geotec, S.A.
Londres 44, Coyoacán
México 21, D. F.
544-20-85
2. ING. FRANCISCO DE PABLO GALAN
Director General de Obras
U. N. A. M.
Ciudad Universitaria
México 20, D. F.
548-99-72
3. DR. PABLO GIRAULT DÍAZ LOMBARDO
Gerente
Pagri, S. A.
Av. Volcán # 120
Lomas de Chapultepec
México 10, D. F.
540-43-29 y 520-57-44
4. M. en I. GABRIEL MORENO PECERO
Jefe de la Ofna. de Mecánica de Suelos
Secretaría de Obras Públicas
Xola y Av. Universidad
México 12, D. F.
530-46-77
5. ING. JANARDANAN ONDAN UPPOT
Ingeniero Consultor
Solun, S. A.
Minería 145
México 18, D. F.
516-04-60 ext. 366 y 365
6. ING. LUIS BERNARDO RODRIGUEZ GONZALEZ
Jefe del Dpto. de Mecánica de Suelos
Ingeniería de Transporte Metropolitano, S.A.
Minería 145, Entrada 4 P. B.
México 18, D. F.
516-04-60 ext. 280

7. M. en I. RICARDO SANCHEZ BRINGAS
Gerente General
Cimentaciones AUGER
Tezozomoc # 96
San Miguel Amantla
Delegación Azcapotzalco, D. F.
561-19-27 y 352-14-78

8. ING. JUAN JACOBO SCHMITTER
Ingeniero Consultor
Solum, S. A.
Minería 145, edif. C P. B.
México, D. F.
516-04-60 ext. 366 y 365

9. ING. JOSE SPRINGALL CARAM
Gerente General
Geotec, S. A.
Londres 44, Coyoacán
México 21, D. F.
544-20-85

10. ING. JOSE VARGAS CASTRO
Ingeniero consultor
Solum, S. A.
Minería 145
México 18, D. F.
516-04-60 ext. 365

11. DR. LEONARDO ZEEVAERT WIECHERS
Ingeniero consultor,
Profesor,
Facultad de Ingeniería
Isabel la Católica # 68-4° P.
México 1, D. F.
585.10.44

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERA, UNAM.

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES PROFUNDAS

TEMA IX

EJEMPLOS DE APLICACION

CIMENTACIONES EN PILAS
Y CILINDROS.

25 de febrero de 1976

Jorge E. Castilla C.



EJEMPLO No. 1

Se pretende resolver el cruce de un camino con el Rio Balsas, en los estados de Guerrero y Michoacán, mediante un puente de 369.5 m de longitud total, cubierta con 9 claros. Según el proyecto de alineamiento horizontal, el tramo central del puente se desarrolla en una recta normal a la corriente.

En la Fig. 1 anexa se presenta el perfil topográfico del terreno y estratigráfico del subsuelo a lo largo del eje del cruce, definido este último en base a 10 sondeos de exploración. En la Fig. 2 se proporcionan las distribuciones granulométricas de algunas muestras, determinadas por el método de análisis mecánico por mallas, las cuales se considerarán representativas del material granular localizado sobre la roca basal.

De estudios efectuados previamente, se conoce que el gasto de diseño, para un periodo de retorno de 50 años, es de $14,250 \text{ m}^3/\text{seg}$, con velocidad media de 3.32 m/seg . El ancho del cauce en la sección transversal por el eje es de 517.50 m y la profundidad media en la sección es de 11.67 m .

Por lo que respecta a las pilas, éstas tendrán frentes redondeados y un ancho $b = 1.5 \text{ m}$; se construirán alineadas con la dirección de la corriente. Las descargas verticales estáticas en las pilas se indican en la siguiente tabla, faltando agregar el peso propio de estribos y pilas para obtener las descargas totales por transmitir a la cimentación.

Apoyo	Descarga Vertical estática
(km)	(ton)
0 +148.00 y 0 + 517.50	282
0 +180.50 y 0 + 485.00	884
0 +224.00 y 0 + 441.50	914
0 +267.50 y 0 + 398.00	913
0 +311.00 y 0 + 354.50	916

De acuerdo a los datos proporcionados, considerando que el cauce del río es bien definido y con rugosidad uniforme, se solicita calcular las socavaciones general transversal y local en las pilas centrales. Determine desde el pun



to de vista de la socavación total, suma de las dos anteriores, el tipo de cimentación que resulte conveniente para dichas pilas, y calcule la capacidad de carga de la cimentación elegida.

SOLUCION

A. Cálculo de la Socavación.

1. Calcule el diámetro medio, en mm de las partículas del fondo aplicando la expresión.

$$d_m = 0.01 \sum d_i P_i$$

donde:

d_i , diámetro medio, en mm, de una fracción " i " en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza.

P_i , peso en % de la fracción " i " respecto al peso total de la muestra.

(Ver tabla hoja siguiente)

$$\text{PCA } 0 + 177 \quad (d_m)_{0.15} = 22.63 \text{ mm}$$

$$\text{PCA } 0 + 252 \quad (d_m)_{0.20} = 18.29 \text{ mm}$$

$$\text{PCA } 0 + 311 \quad (d_m)_{2.90} = 24.06 \text{ mm}$$

$$\text{PCA } 0 + 350 \quad (d_m)_{0.20} = 14.06 \text{ mm}$$

$$\text{sond. } 0 + 398 \quad (d_m)_{0.95} = 8.47 \text{ mm}$$

Fracción	Diám. max. mm	Diám. min. mm	Diám. medio (di) mm	PCA 0+ 177 0.15 m		PCA 0+ 252 0.20 m		PCA 0+311 2.90 m		PCA 0+350 0.20 m		SOND 0+398 0.95 m	
				Pi	diPi	Pi	diPi	Pi	diPi	Pi	Pidi	Pi	Pidi
				%	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%	mm
1	110	89.60	92.1	-	--	-	--	11.2	10.42	--	--	-	-
2	89.60	83.35	87.1	-	--	3.9	3.40	--	--	--	--	-	-
3	83.35	71.55	79.6	5	3.98	-	--	--	--	--	--	--	-
4	71.55	53.98	63.5	12.3	7.81	3.9	2.48	3.9	2.47	7.0	4.40	-	-
5	53.98	38.1	44.45	6.4	2.84	7.7	3.42	5.6	2.49	2.4	1.06	-	-
6	38.1	25.4	31.75	10.0	3.18	10.6	3.36	11.4	3.62	12.0	3.81	-	-
7	25.4	19.1	22.23	6.8	1.51	7.9	1.75	7.0	1.56	6.4	1.42	20.16	4.48
8	19.1	12.7	15.88	8.0	1.27	10.6	1.68	9.2	1.46	8.8	1.39	10.17	1.69
9	12.7	9.52	11.11	6.2	0.69	7.2	0.80	5.7	0.63	5.0	0.55	4.75	0.52
10	9.52	6.35	7.94	7.3	0.58	7.0	0.56	6.5	0.52	6.2	0.49	6.40	0.50
11	6.35	4.76	5.56	5.0	0.28	4.1	0.23	4.4	0.24	4.5	0.25	8.45	0.46
12	4.76	2.00	3.28	10.6	0.36	11.1	0.37	13.9	0.47	10.7	0.36	16.67	0.56
13	2.00	0.84	1.42	6.0	0.09	10.2	0.15	8.0	0.11	12.6	0.17	9.17	0.13
14	0.84	0.42	0.63	4.9	0.03	12.0	0.08	7.3	0.04	14.7	0.09	11.03	0.07
15	0.42	0.25	0.34	2.7	0.01	1.8	0.01	2.4	0.01	5.3	0.02	5.21	0.02
16	0.25	0.149	0.20	2.3	0.01	0.7	0.00	1.4	0.00	2.8	0.01	2.28	0.01
17	0.149	0.074	0.11	1.8	0.00	0.6	0.00	0.8	0.00	0.9	0.00	2.53	0.00
				≤	22.63	≤	18.29	≤	24.06	≤	14.06	≤	8.47

3

2. Calcúlese el valor del parámetro "α" a partir de la expresión:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$

donde:

Q_d , gasto de diseño, en m³/seg.

H_m tirante medio del agua en la sección original en m.

B_e , ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal, descontando el ancho de las pilas en m.

μ , coeficiente de contracción tabulado a continuación, función de la longitud libre entre pilas, y velocidad media de la corriente en m³/seg.

Coeficiente de contracción μ

Velocidad media en la sección, en m/seg	Longitud libre entre dos pilas (claro), en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 ó mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Sustituyendo valores se obtiene:

$$\alpha = \frac{14250}{(11.67^{5/3})(348.8)(0.97)} = 0.7015$$

3. Calcule la socavación general transversal en la posición de las pilas usando la expresión:

$$S = H_s - H_0$$

en que:

S , socavación general en el punto considerado, en m.

H_0 , profundidad del fondo en el punto considerado antes de la erosión, en m.

H_s , profundidad del fondo en el punto considerado después de la erosión, en m, obtenido según la teoría de Lischtvan-Levediev de la expresión:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1/(1+x)}$$

donde:

β , coeficiente que depende de la probabilidad anual, en %, de que se presente el gasto de diseño, el cual se obtiene de la tabla siguiente:

Valores del coeficiente β

Probabilidad, en porcentaje, de que se presente el gasto de diseño	Coficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

x , exponente función del diámetro medio de partículas del fondo, " d_m ", según se tabula a continuación:

Valores de x y $1/1+x$, para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

α, H_s, H_0 y d_m son los mismos parámetros ya definidos.

Sustituyendo valores:

$$H_s = \left(\frac{0.7016 H_0^{5/3}}{(0.68) 0.97 d_m^{0.28}} \right)^{1/(1+x)}$$

$$H_s = \left(1.064 \frac{H_0^{5/3}}{d_m^{0.28}} \right)^{1/(1+x)}$$

Elevación del NAME considerando la disminución del área hidráulica por la presencia de las pilas: 264.76 m.

Est.	Elev. Fondo	H _o	dm	$\frac{1}{1+x}$	H _s	S
m	m	m	mm	---	m	m
0+180.5	252.28	12.48	22.63	0.76	13.43	0.95
0+224.0	252.36	12.40	18.29	0.76	13.93	1.53
0+267.5	253.29	11.47	18.29	0.76	12.62	1.15
0+311.0	255.89	8.87	24.06	0.76	8.59	---*
0+354.5	251.47	13.29	14.06	0.75	15.25	1.96
0+398.0	250.87	13.89	14.06	0.75	16.12	2.23
0+441.5	251.67	13.09	8.47	0.74	15.81	2.72

* No existe socavación general.

4. Calcule la socavación local en las pilas aplicando el criterio de Yaroslavtziev, que propone la expresión:

$$S_o = K_f K_v (e + K_h) \frac{v^2}{g} - 0.30 d$$

donde:

S_o, profundidad de la socavación local, en m .

K_f, coeficiente función de la forma de la nariz de la pila y ángulo de incidencia de la corriente sobre ésta; en nuestro caso vale 8.5 .

K_v, coeficiente obtenido de la siguiente gráfica con los valores de $\frac{v^2}{gb_1}$

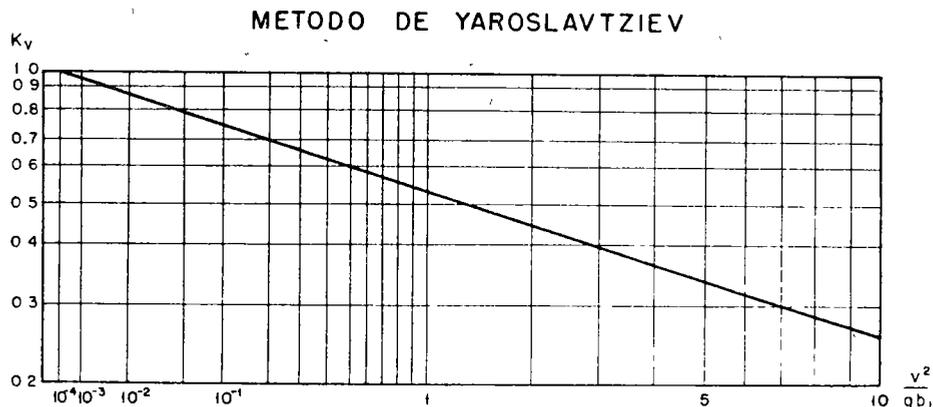


Fig. Coeficiente K_v

e, coeficiente de corrección, igual a 1 para pilas en cauce de avenidas y 0.60 para pilas en cauce principal.

K_h , coeficiente obtenido de la siguiente gráfica con los valores de H_s/b

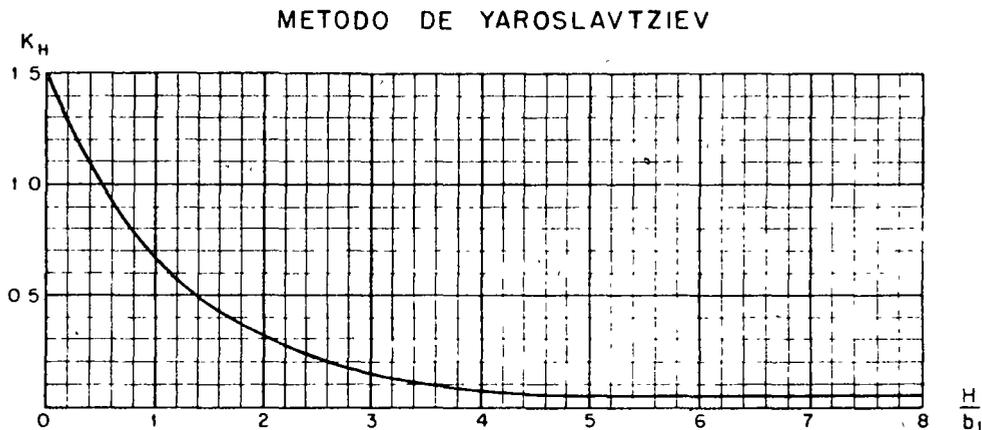


Fig. Coeficiente K_h

v, velocidad media de la corriente después de producirse la socavación general transversal, en m/seg, obtenida de la expresión:

$$v = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

d, diámetro de las partículas más gruesas del fondo, en cm, representado aproximadamente por el d_{85} de la curva granulométrica.

g, aceleración de la gravedad = 9.81 m /seg^2

H_o y H_s son los mismos parámetros ya definidos.

Sustituyendo valores se obtiene:

EST	v	K_f	v^2/gb	K_v	H_s/b	K_H	e	v^2/g	d	S_o
km	cm/seg	—	—	—	—	—	—	m	mm	m
0+224.0	3.35	8.5	0.76	0.56	9.29	0.05	0.6	1.14	3.81	2.38
0+267.5	3.24	8.5	0.71	0.57	8.41	0.05	0.6	1.07	3.81	2.23
0+311.0	3.01	8.5	0.62	0.58	5.91	0.05	1.0	0.92	5.08	3.24
0+354.5	3.43	8.5	0.80	0.55	10.17	0.05	0.6	1.20	3.30	2.66
0+398.0	3.49	8.5	0.83	0.55	10.75	0.05	0.6	1.24	3.30	2.78

5° Calcule la socavación total como suma de la general transversal y local calculadas

EST	S	S_o	ST
Km	m	m	m
0+180.5	0.95 *	--	--
0+224.0	1.53	2.38	3.91 *
0+267.5	1.15	2.23	3.38
0+311.0	--	3.24	3.24
0+354.5	1.96	2.66	4.62
0+398.0	2.23	2.78	5.01 *
0+441.5	2.72 *	--	--

* La socavación resulta mayor que la profundidad a la que se encuentra la roca; por lo tanto ésta está limitada por la roca.

6-° De las socavaciones totales calculadas se aprecia que bajo varias de las pilas la socavación queda limitada por la presencia de la roca, que dada su naturaleza, no sufrirá desgastes importantes por la acción abrasiva de los materiales en suspensión de la corriente.

Bajo tres de las pilas (ver tabla anterior), la socavación progresará teóricamente hasta dejar un "colchón" de material granular, de espesor variable, sobre la roca. Sin embargo, en virtud de que en algunas zonas del cauce quedará descubierta la roca, material más resistente a la erosión que los suelos granulares sobre ella, el fondo tenderá a descender más rápido en las zonas constituidas por estos últimos materiales. de donde la socavación real puede ser mayor que la calculada.

Considerando la estratigrafía del subsuelo en el sitio del cruce y las profundidades de socavación determinadas, resulta conveniente desde los puntos de vista económico, constructivo y de comportamiento cimentar las pilas centrales del puente mediante cilindros hincados por el procedimiento conocido como "pozo indio"

B. Cálculo de la capacidad de carga.

Por lo que respecta al desplante de los cilindros, por requisitos de comportamiento para resistir fuerzas horizontales por sismo, impacto de objetos arrastrados por la corriente, etc. será necesario penetrarlos en la roca. A excepción del cilindro de la estación 0+267.50, para los restantes cilindros se propone una penetración de 1.00 m. De esta forma los cilindros quedan todos apoyados en roca poco alterada o sana, excepto el de la estación 0 + 267.50, que se apoyará en roca alterada.

El valor de la presión de contacto admisible en la base de los cilindros apoyados en roca se determinó aplicando el criterio propuesto por D.U. Deere, basado en el índice de calidad de la roca (RQD) corregido por su resistencia en compresión no confinada. Las presiones de contacto admisibles obtenidas por este criterio limitan los asentamientos totales a 0.5" (1.3 cm). En la tabla siguiente se incluye el criterio mencionado.

Presión de Contacto Admisible
de Roca Fisurada

R Q D	q_a *
%	ton/ sqft
100	300
90	200
75	120
50	65
25	30
0	10

* Si el valor de q_a es mayor que la resistencia en compresión simple (q_u) tómesese $q_a = q_u$

Los valores medios del índice de calidad de la roca bajo el desplante, determinados durante la exploración, se incluyen en la siguiente tabla, así como los valores medios de los resultados de compresión simple realizados en muestras recuperadas y el valor determinado de la presión admisible para el apoyo correspondiente:

ESTACION	RQD	q _u	q _a
(km)	%	kg/cm ²	ton/m ²
0 + 148.00	90	490	2000
0 + 180.50	75	700	1200
0 + 224.00	0	-	100
0 + 267.50	-	-	-
0 + 311.00	65	778	980
0 + 354.50	50	714	650
0 + 398.00	50	782	650
0 + 441.50	90	782	2000

Para el apoyo de la estación 0 + 267.50, la capacidad de carga se determinó aplicando teorías de la mecánica de suelos, ya que la roca se encontró en fragmentos que mantienen contactos entre sí y están empacados en limo.

De acuerdo a lo anterior, se asignaron al material conservadoramente los parámetros de resistencia al corte siguientes: cohesión $c = 4 \text{ ton/m}^2$ y ángulo de fricción interna $\phi = 30^\circ$. El criterio de cálculo fue el de Meyerhof, expresado por:

$$q_{ad} = \frac{c N_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma}{FS}$$

donde:

q_{ad}, capacidad de carga admisible, en ton/m² ;

c , cohesión del material de apoyo, en ton/m² ;

γ , peso volumétrico efectivo medio del material, en este caso sumergido, en ton/m³ ;

D_f, profundidad de desplante, en este caso reducida por socavación, en m;

B , diámetro del cilindro, en m;

N_c, N_γ, N_q, factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del material de apoyo y penetración del cilindro en éste, adimensionales;

FS, factor de seguridad.

Sustituyendo en la expresión anterior los siguientes valores :

$c = 4 \text{ ton/m}^2$, $\gamma = 0.8 \text{ ton/m}^3$, $D_f = 1.5 \text{ m}$, $B = 5 \text{ m}$, $N_c = 53$, $N_\gamma = 21$ y $FS = 5$, se obtuvo una capacidad admisible de 55 ton/m².

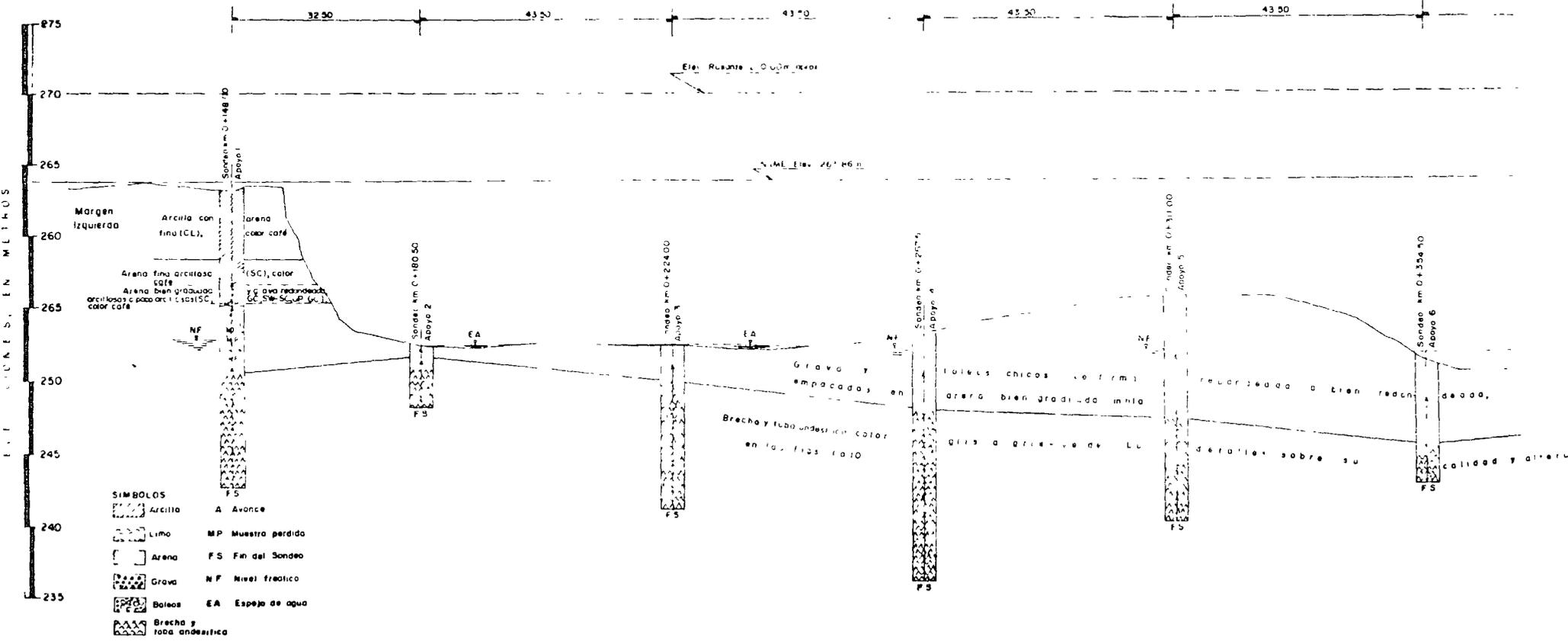
BIBLIOGRAFIA

- 1 Puig de la Parra, J.B., M. Rosales, J. Téllez, J.A. Maza, A Rico, Socavación en Cauces Naturales, Dirección General de Proyectos de Vías Terrestres de la Secretaría de Obras Públicas, México, 1970.

2. Peck, R.B., W.E. Hanson, T.H. Thornburn, Foundation Engineering, 2nd. Edition. John Wiley and Sons, Inc. 1973.
3. Meyerhof, G.G. "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, Sept. 1963.

A ZIRANDARO, GRO

0+120 0+140 0+160 0+180 0+200 0+220 0+240 0+260 0+280 0+300 0+320 0+340 0+360



SÍMBOLOS

	A Avance
	MP Muestra perdida
	FS Fin del Sondeo
	NF Nivel freático
	EA Espejo de agua

A HUETAMO, MICH

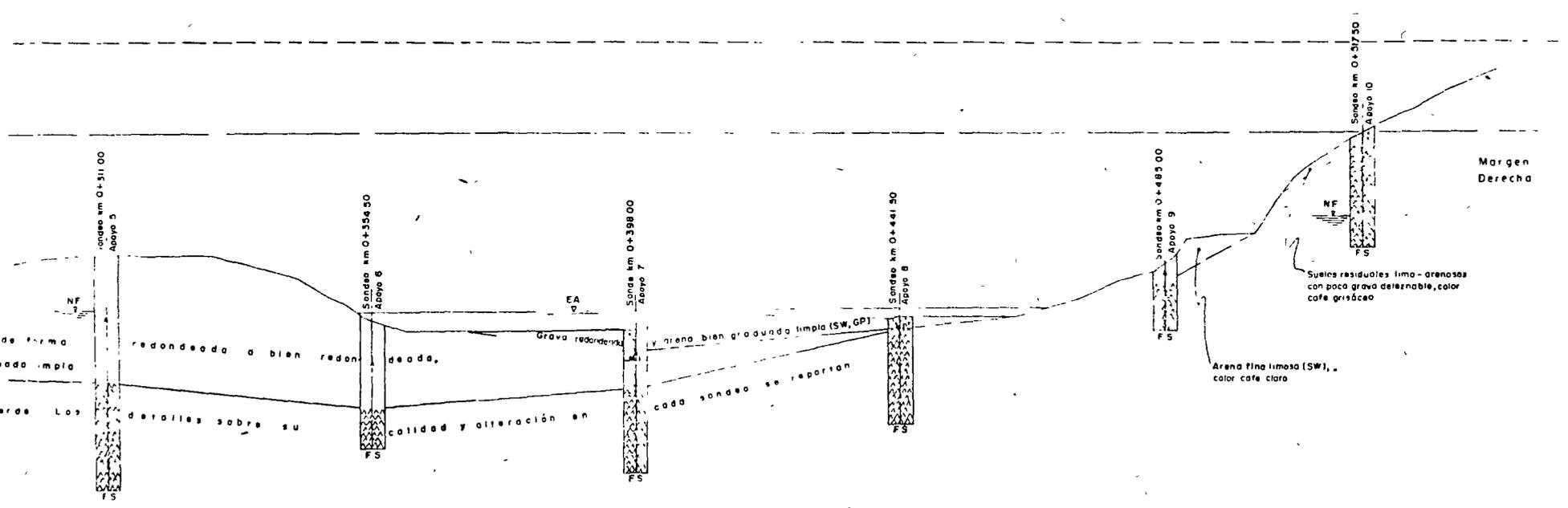
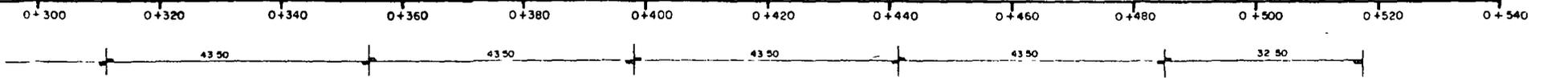


Fig 1 Perfil de suelos a lo largo del eje del camino

ANALISIS GRANULOMETRICO

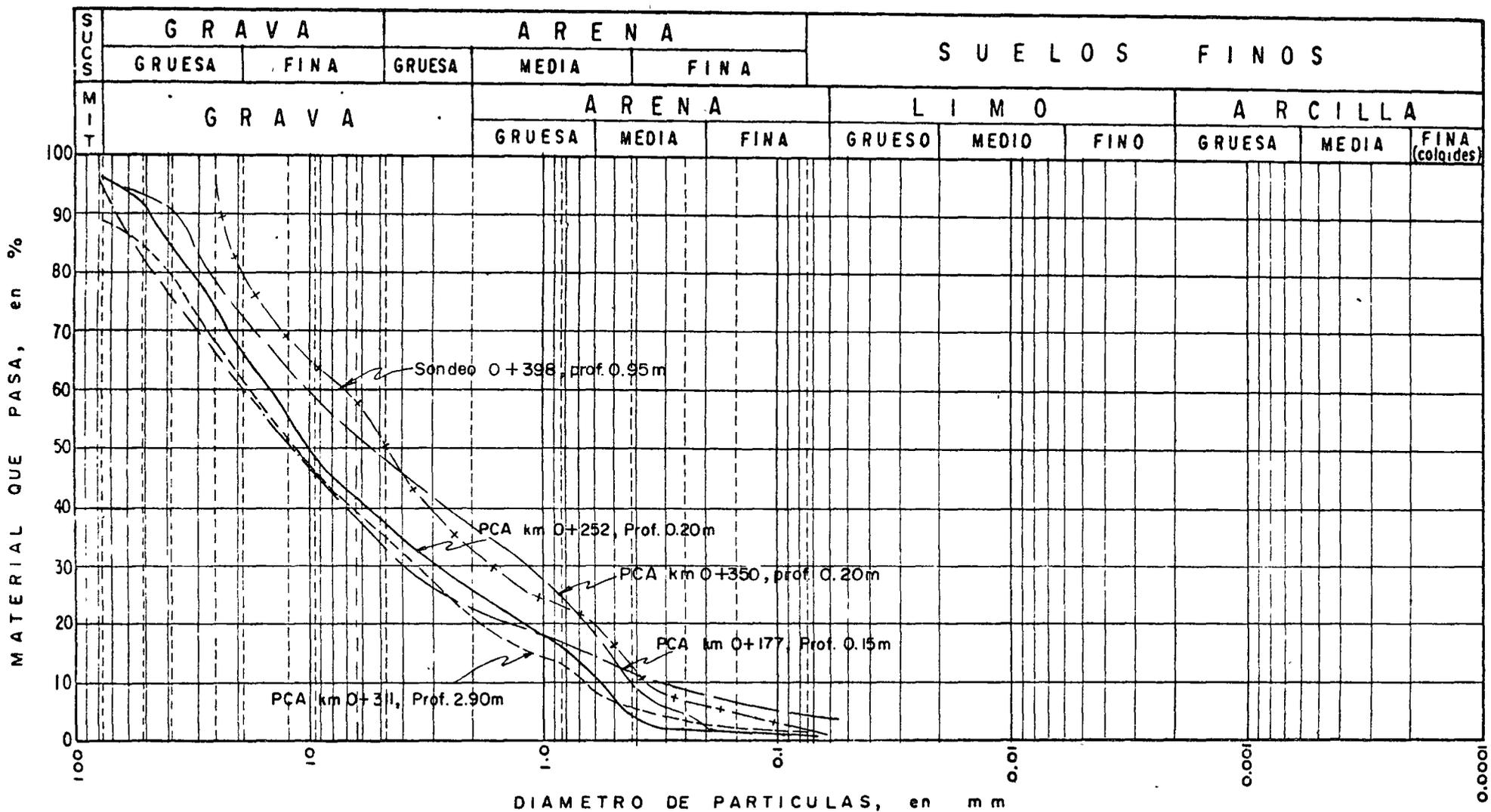


FIG. 2 CARACTERISTICAS GRANULOMETRICAS DE LOS SUELOS

EJEMPLO No. 2

Se presenta la solución de cimentación de un edificio de 20 niveles, planta baja y sótano, en la zona de transición de la Ciudad de México, en el que por sus características estratigráficas y excesivo abatimiento del nivel freático se han generado condiciones hidráulicas particulares conocidas como "mantos colgados".

En las figuras 1 y 2 se muestran la planta y un corte del edificio, respectivamente. en la Fig. 1 se anotan al pié de las columnas, los valores de las descargas debidas a carga muerta más carga viva para fines estructurales a nivel cimentación.

El perfil del subsuelo es el indicado en las figuras 3 a 5, obtenido en tres sondeos de exploración, localizados según la Fig. 1. Para complementar la información del subsuelo se instaló en el predio una estación piezométrica con piezómetros abiertos tipo Casagrande. Con los datos obtenidos en ella y con los pesos volumétricos estimados de los materiales se determinaron las distribuciones de presiones totales, neutras y efectivas incluidas en la Fig. 6

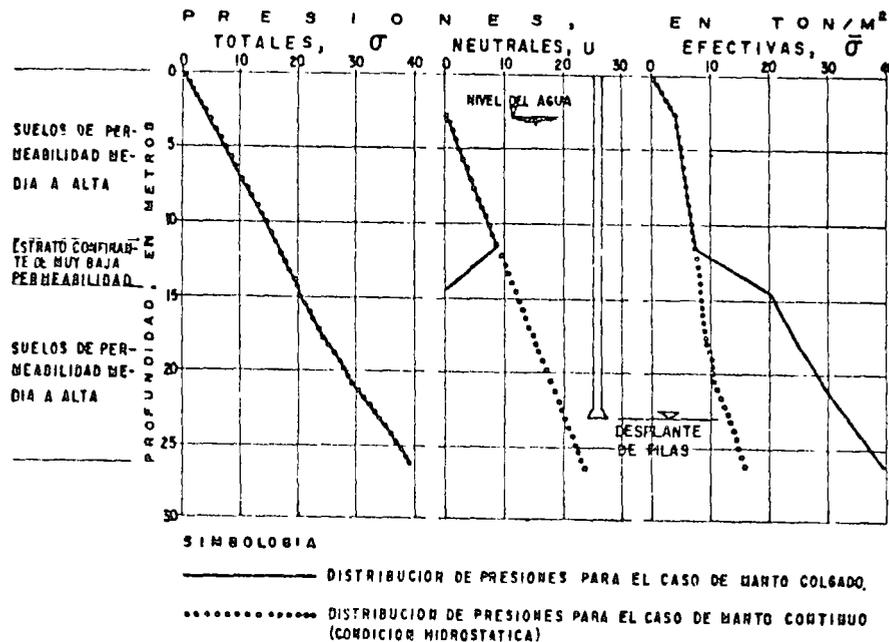


Fig. 6. Distribución de presiones



La figura 7 contiene gráficas de distribución granulométrica características del depósito a las profundidades indicadas.

De los perfiles estratigráficos que se presentan se aprecia que superficialmente existen suelos arcillo-limosos, limo-arcillosos y arcillosos de baja resistencia a la penetración.

A partir de 21.5 m, en promedio, existen suelos areno-limosos con gravas, en estado compacto, que presentan características adecuadas para el desplante de cimientos en ellos. Las mediciones piezométricas manifiestan la existencia de un "manto colgado" propiciado por el fuerte abatimiento por bombeo en los mantos permeables y por la estratigrafía del sitio; además se sabe que en la zona en la que se localiza el predio existen hundimientos regionales del orden de 2 cm/año en promedio (1966-1970).

Tomando en cuenta la estratigrafía y propiedades del subsuelo, los datos del proyecto, particularmente las altas descargas del edificio (19.8 ton/m²) costo y tiempo de ejecución de diferentes alternativas y comportamiento esperado de la estructura y sus colindancias, se decidió como solución de cimentación, una a base de pilas coladas "in situ" apoyadas entre 23 y 24 m de profundidad bajo la superficie del terreno.

En el análisis de la cimentación se consideraron dos situaciones del terreno de cimentación. La primera, considerando las condiciones hidráulicas actuales de manto colgado, presión neutral abatida y por lo tanto, presión efectiva incrementada (diagramas con línea llena en la Fig. 6). La segunda considerando el hecho, poco probable, de recuperación de las presiones de poro en el subsuelo y restablecimiento del manto freático continuo (diagramas con línea punteada en la Fig. 6).

A. Análisis para las condiciones actuales.

El considerar las condiciones actuales del subsuelo en el análisis nos permite utilizar una presión efectiva a nivel de desplante alta. Sin embargo, deberá tomarse en cuenta la reducción de la capacidad de carga útil de las pilas por efecto de la fricción negativa, provocada por el enjuntamiento de los mantos compresibles sobre la profundidad de desplante de los cimientos.

Para el cálculo de la capacidad de carga en la base de las pilas se aplicó el criterio de Meyerhof, expresado por:

$$q_{ad} = \frac{\gamma D_f N_q}{FS} \quad (1)$$

donde:

- q_{ad} , capacidad de carga admisible del terreno, en ton/m².
- γD_f , presión efectiva a nivel de desplante del cimiento, en ton/m².
- N_q , factor de capacidad de carga, función del ángulo de fricción

interna del suelo bajo el nivel de desplante del cimiento, adimensional.

FS, factor de seguridad

De acuerdo a lo anterior tendremos, para pilas de 1.0 m de ancho en la base:

$$D_f = 33 \text{ ton/m}^2, \text{ de la Fig. 6}$$

$N_q = 50$, de la Fig. 8, considerando un ángulo de fricción interna de 35° y una penetración en el estrato resistente de 2.0 m. El ángulo de 35° se eligió en base a los resultados publicados por el Instituto de Ingeniería, UNAM, en materiales similares y que se incluyen a continuación.

Material	Muestra símbolo	e_1	σ_3	En la falla					Rotura de granos B_g	Observaciones
				σ_1/σ_3	φ_o	ϵ_a	ϵ_v	$\frac{\Delta\epsilon_r}{\Delta\epsilon_a}$		
				—	grados	%	%	—		
Grava y arena de La Angostura (gran. A, denso)	24 ◇	0.31	0.78	4.86	41.7	-2.6	+2.1	0.95	5.5	Saturado mediante contrapresión
		0.32	5.08	4.65	40.3	-6.6	+0.1	0.70	9.6	
		0.30	15.1	4.07	37.3	-11.1	-2.3	0.63	14.7	
		0.30	22.1	3.72	35.2	-15.8	-4.0	0.60	20.3	
Grava y arena de La Angostura (gran. A, suelto)	25 ◆	0.38	22.1	3.55	34.0	-20.0	-7.5	0.57	15.5	Saturado mediante contrapresión
Grava y arena de La Angostura (gran. natural, denso)	26 ◇	0.26	0.78	5.36	43.3	-1.6	+1.2	0.80	0.8	Saturado mediante contrapresión
		0.24	5.08	5.23	42.7	-2.9	+0.90	0.80	1.4	
		0.25	15.1	4.47	39.4	-4.5	-0.50	0.78	2.4	
		0.24	22.1	4.28	38.4	-6.4	-1.1	0.78	2.8	
Grava y arena de La Angostura (gran. natural, suelto)	27 ◆	0.30	22.1	3.86	36.0	-10.2	-3.0	0.68	3.4	Saturado mediante contrapresión
Grava y arena de Pinzandarán	3	0.33	0.41	8.98	53.1	-2.73	—	—	—	Material seco
		0.36	0.90	8.57	52.3	-2.90	—	—	—	
		0.29	1.88	7.12	48.9	-3.96	-0.55	0.67	—	
	x	0.28	5.60	5.29	43.0	-8.83	-2.17	0.54	—	
		0.29	10.5	4.99	41.7	-3.77	-1.85	0.47	—	
		0.31	16.9	4.45	39.3	-8.13	-5.65	0.34	6.30	
		0.29	24.9	4.37	38.9	-7.75	-5.47	0.41	4.50	

FS = 3, usual en el cálculo de capacidad de carga

$$q_{ad} = 528 \text{ ton/m}^2, \text{ de la expresión (1)}$$

Por lo tanto para pilas de 1.00 m de diámetro en la base, tendremos:

$$Q'_a = A_b q_{ad} = \frac{\pi d^2}{4} q_{ad} = \frac{\pi (1)^2}{4} 528 \doteq 415 \text{ ton}$$

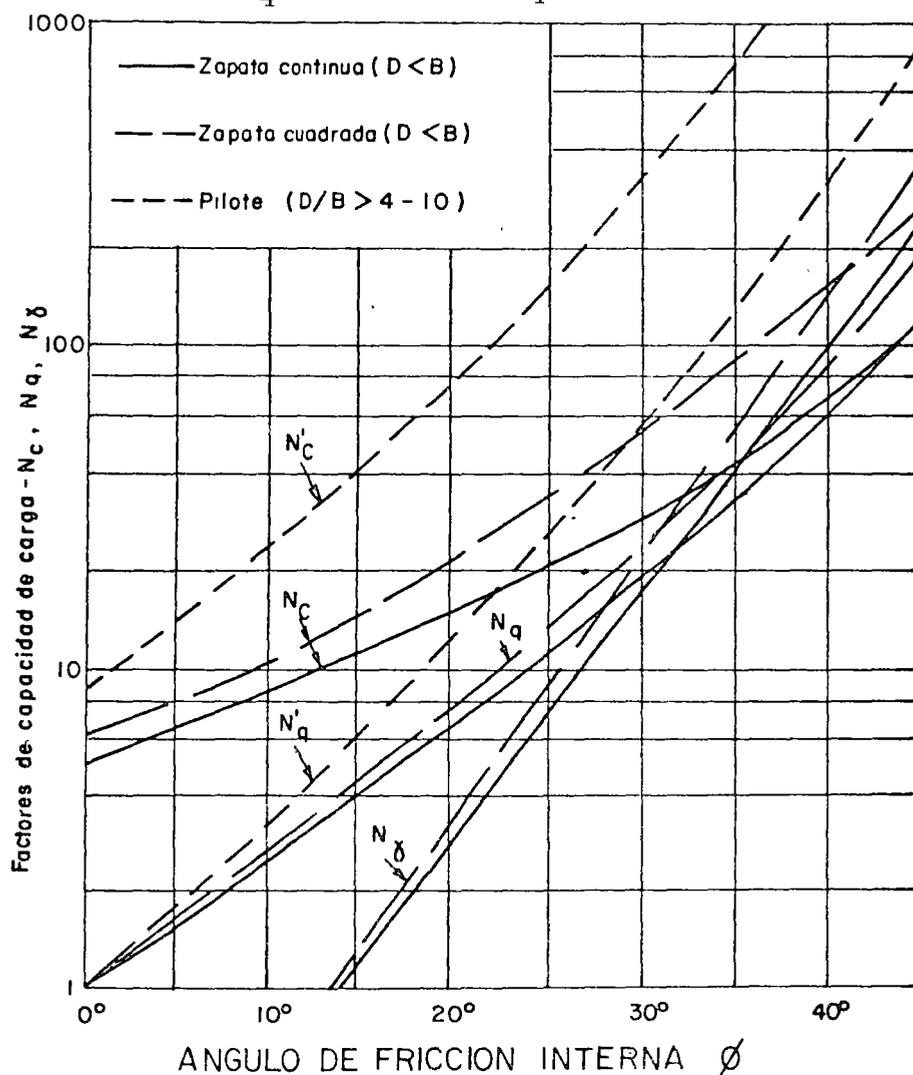


Fig. 8 Factores de capacidad de carga para zapatas y pilotes (Meyerhof, 1963)

La deducción de la carga útil de la pila por efecto de fricción negativa se valió tomando en cuenta el criterio de Marsal de 1.5 ton/m² para elementos colados "in situ" de esta forma la carga debida a fricción negativa es:

$$FN = A_s f = \pi d L f = \pi(1)(20)1.5 \doteq 95 \text{ ton}$$

La capacidad de carga útil por pila, considerando las condiciones actuales será:

$$Q_a = Q_a' - FN = 415 - 95 = 320 \text{ ton}$$

B. Análisis para la condición de nivel freático restablecido.

El restablecimiento del nivel freático a partir de la condición actual es un hecho poco probable. Bajo esta condición no existiría el efecto desfavorable de la fricción negativa en el fuste de las pilas, pero la capacidad de carga en la base se vería reducida por la disminución de la presión efectiva a nivel de desplante.

Sin embargo, dado la reducida probabilidad de la recuperación del nivel freático, esta condición puede analizarse considerando un factor de seguridad menor contra la falla.

Conforme a lo anterior y aplicando la teoría de Meyerhof de la expresión (1), tenemos:

$$\gamma D_f = 11 \text{ ton/m}^2, \text{ de la figura 6}$$

$$N_q = 50, \text{ de la figura 8 para el mismo ángulo de fricción interna y penetración en el estrato resistente que en la condición anterior}$$

FS = 2, dada la baja probabilidad de que se presente la condición que se analiza.

$$q_{ad} = 275 \text{ ton/m}^2$$

que, para pilas de 1.00 m de diámetro en la base, nos da:

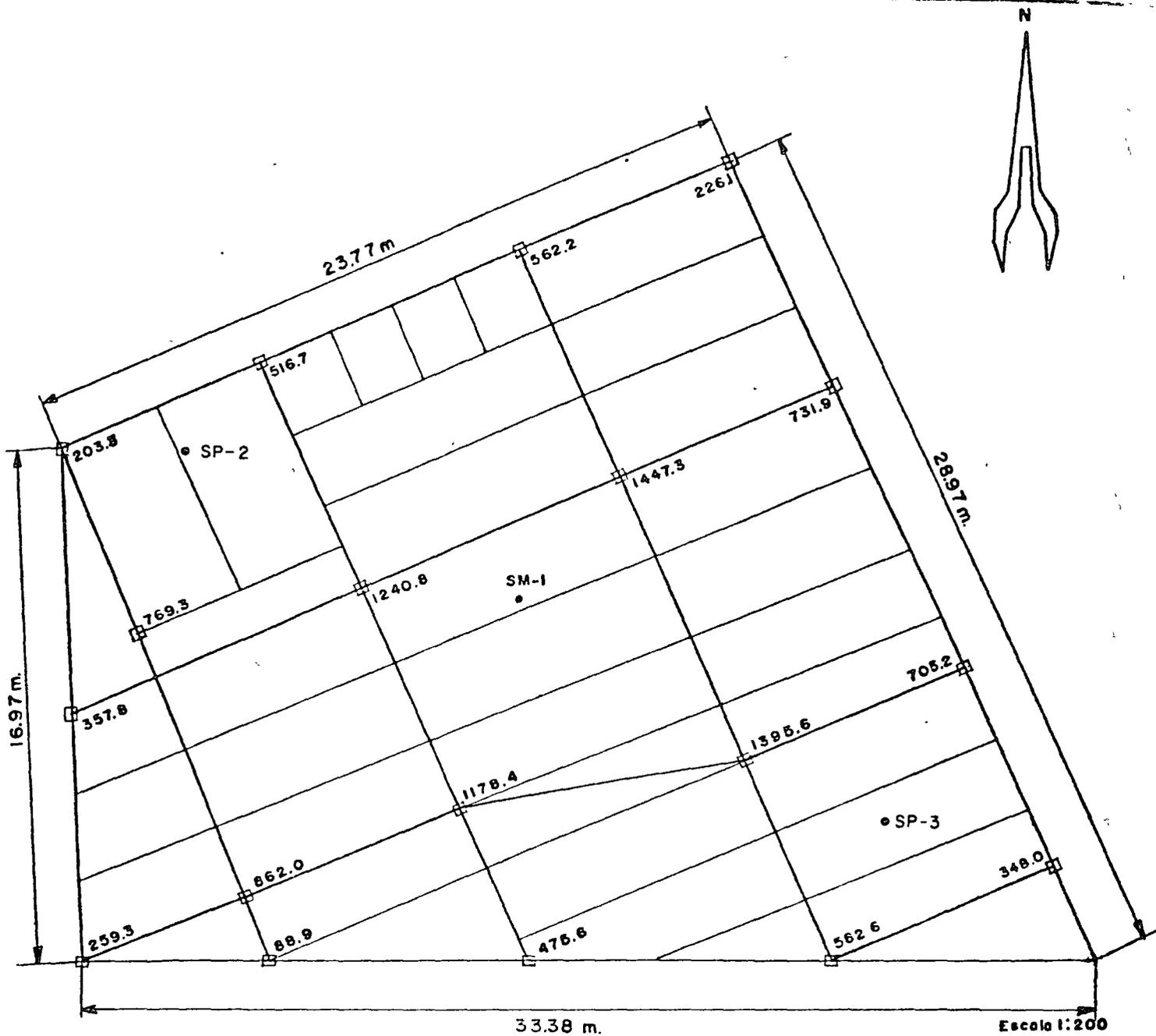
$$Q_a' = A_b q_{ad} = \frac{\pi d^2}{4} q_{ad} = \frac{\pi(1)^2}{4} 275 \doteq 215 \text{ ton}$$

No obstante la baja probabilidad de que se presente la restitución del nivel freático en el área en que se localiza el edificio en cuestión, deberá considerarse la presión de contacto con el terreno obtenida para esta condición (275 ton/m²) en el diseño.

Si embargo, debe observarse que al no existir actualmente agua a la profundidad de desplante, y si se siguen procedimientos constructivos adecuados para el caso, podrán emplearse pilas con ampliación en la base, excavándose esta directamente desde su interior, gracias a que pudo determinarse durante la exploración que el agua en el subsuelo corresponde con un manto colgado.

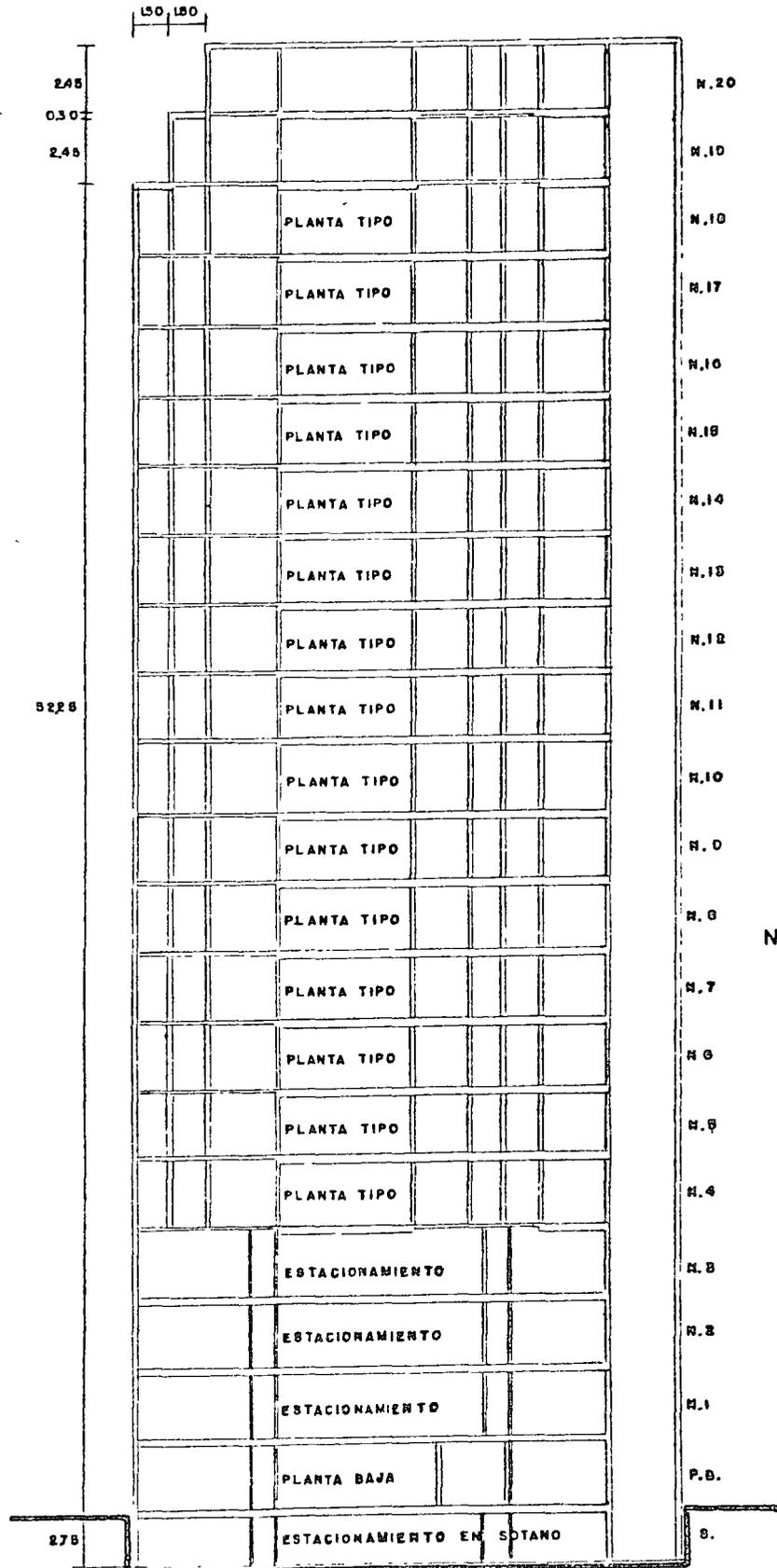
BIBLIOGRAFIA.

1. Springall, G., G. Rocha y J. Springall "Mantos Colgados de Agua en el Subsuelo de la Ciudad de México y sus Implicaciones en Cimientos Profundos" V Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Tomo I, 1975, Buenos Aires, Argentina.
2. Boletín de Mecánica de Suelos No. 6, 1966-1970, Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México. R.H. México, 1967.
3. Meyerhof G.G., "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations" Canadian Geotechnical Journal, Vol. I, Sept. 1973.
4. Marsal, R.J. "Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas" Boletín No. 306, Instituto de Ingeniería. UNAM, Agosto 1972.
5. Marsal R.J., M. Mazari "El Subsuelo de la Ciudad de México," Contribución del Instituto de Ingeniería UNAM, al Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, México, 1959.



Nota: Las descargas anotadas son debidas a cargas muertas más vivas del diseño estructural.

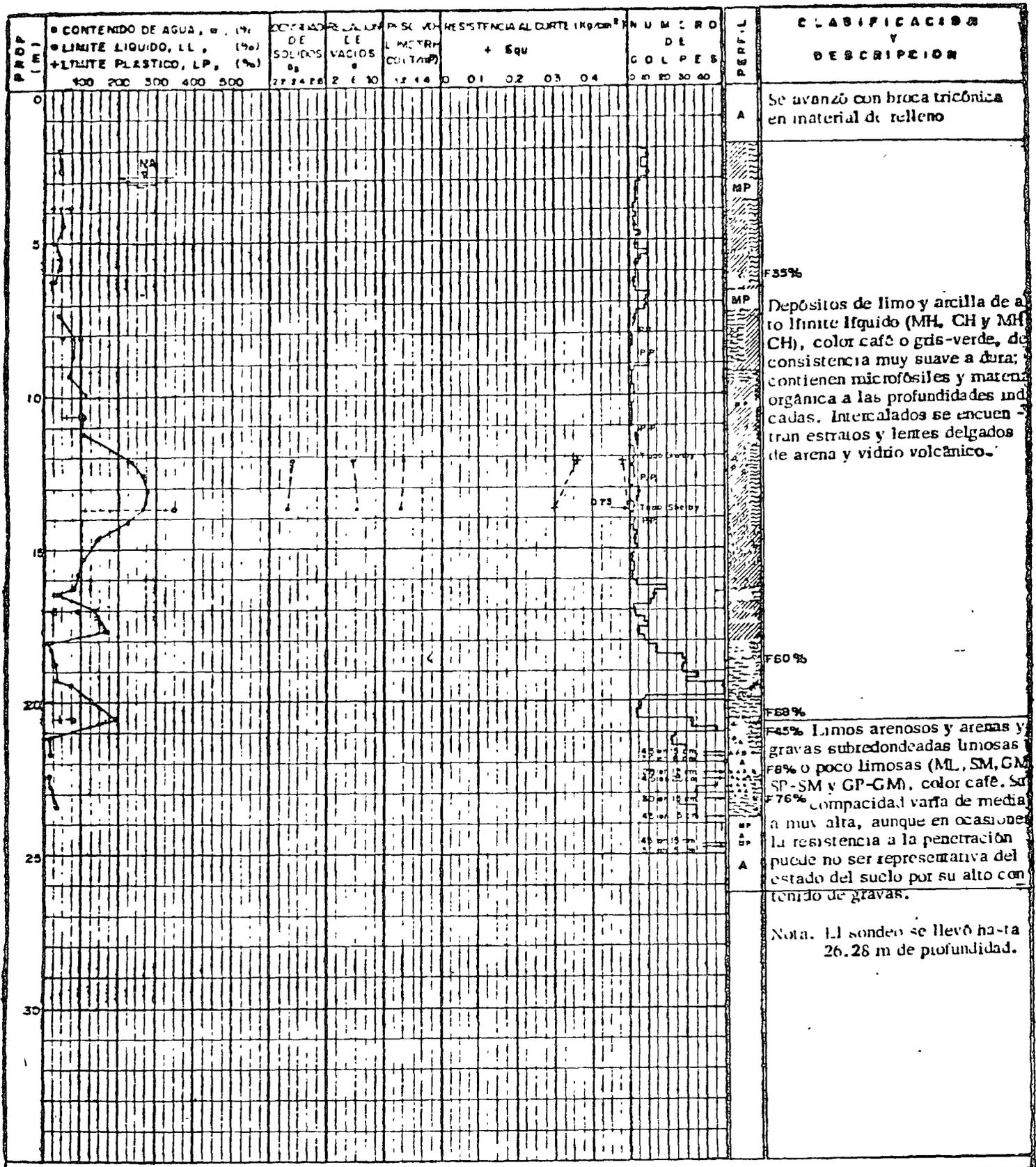
FIG. 1 DISTRIBUCION Y DESCARGAS DE COLUMNAS A NIVEL DE SOTANO.



Nota: El corte es copia del plano A-8

Acotaciones en metros.

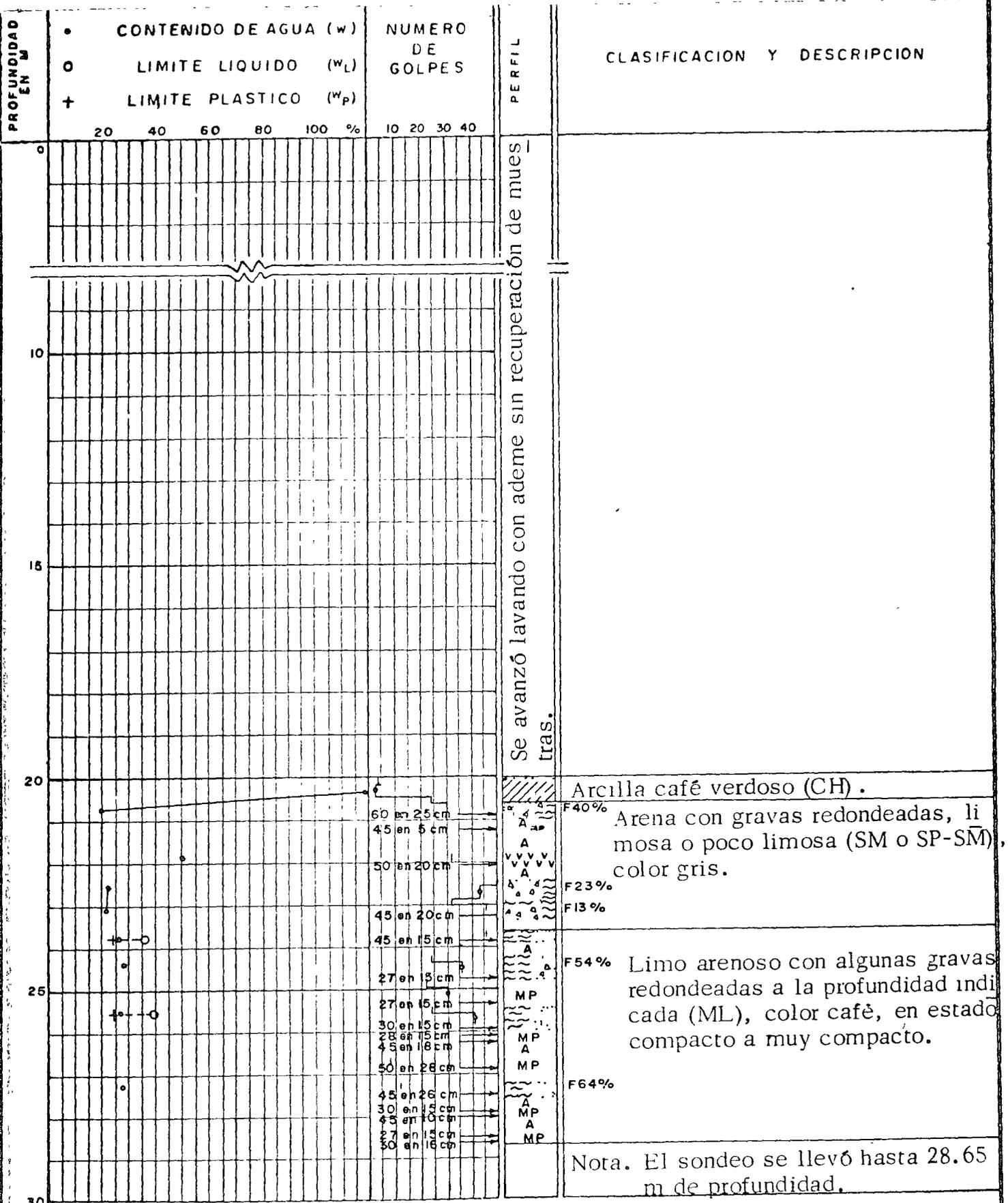
FIG. 2 CORTE EN ELEVACION



S I M B O L O S :

-  Arcilla
-  Limo
-  Arena
-  Fósiles
-  Vidrio volc
-  Sq Resistencia al corte en compresión no confinada
-  A Avance con chiflón o broca tricónica
-  MP Muestra perdida
-  PP Peso propio
-  Grava
-  Materia orgánica
-  Resistencia a la penetración
-  NA Nivel del agua
-  F Porcentaje de finos

FIG. 3 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO SONDEO SM-1



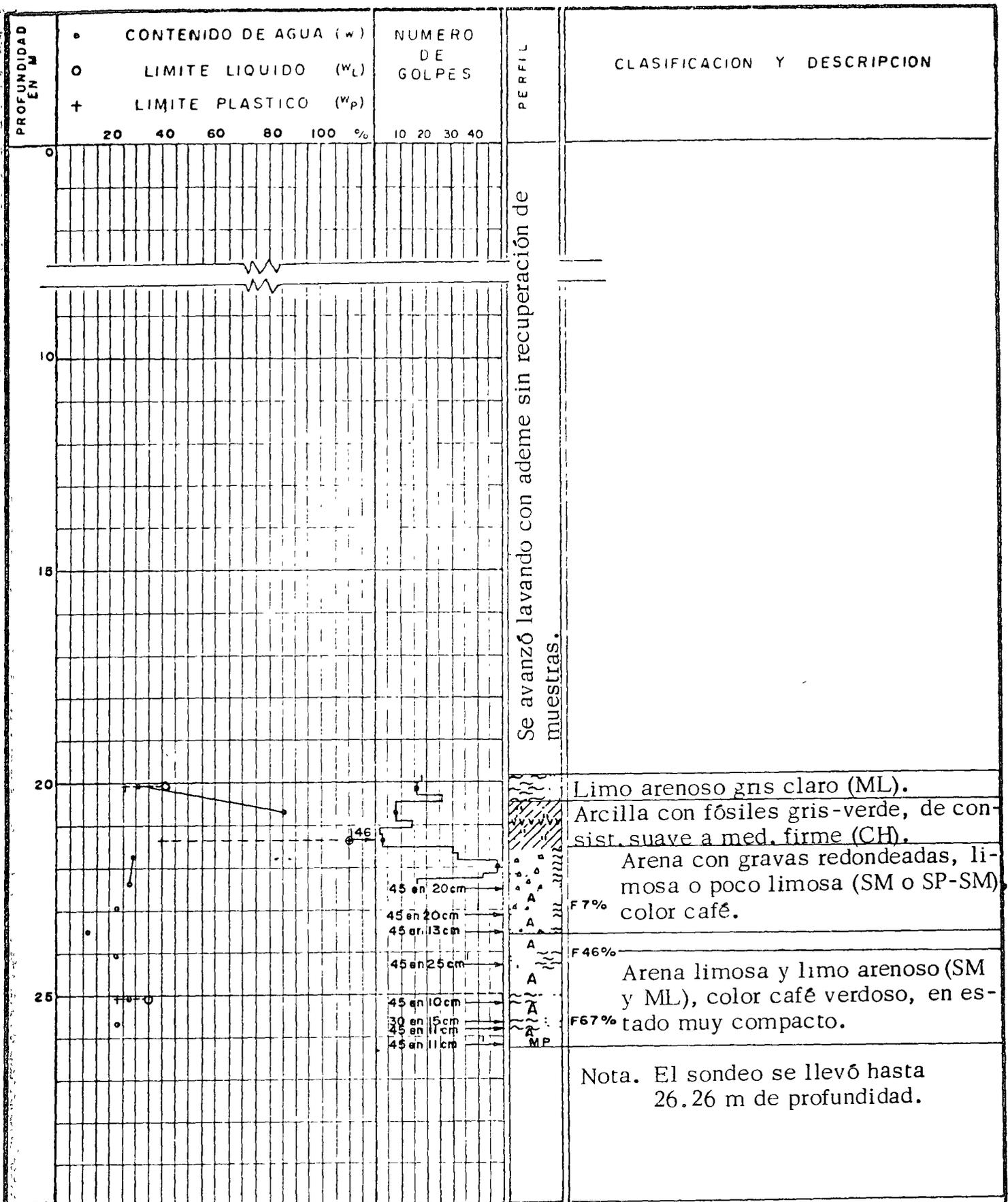
Se avanzó lavando con ademe sin recuperación de mues tras.

- Arcilla
- Limo
- Arena
- Grava
- Fósiles
- Vidrio volcánico
- MP : Muestra Perdida
- A : Avance con trépano

FIG 4 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO SP-2

F : Porcentaje de finos
 ϕ : Resistencia a la Penetración

Nota. El sondeo se llevó hasta 28.65 m de profundidad.



- Arcilla
- Limo
- Arena
- Grava
- Fósiles
- Vidrio volcánico
- MP : Muestra Perdida
- A : Avance con trépano

FIG. 5 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO SP-3

F : Porcentaje de finos
 † Resistencia a la penetración

ANALISIS GRANULOMETRICO

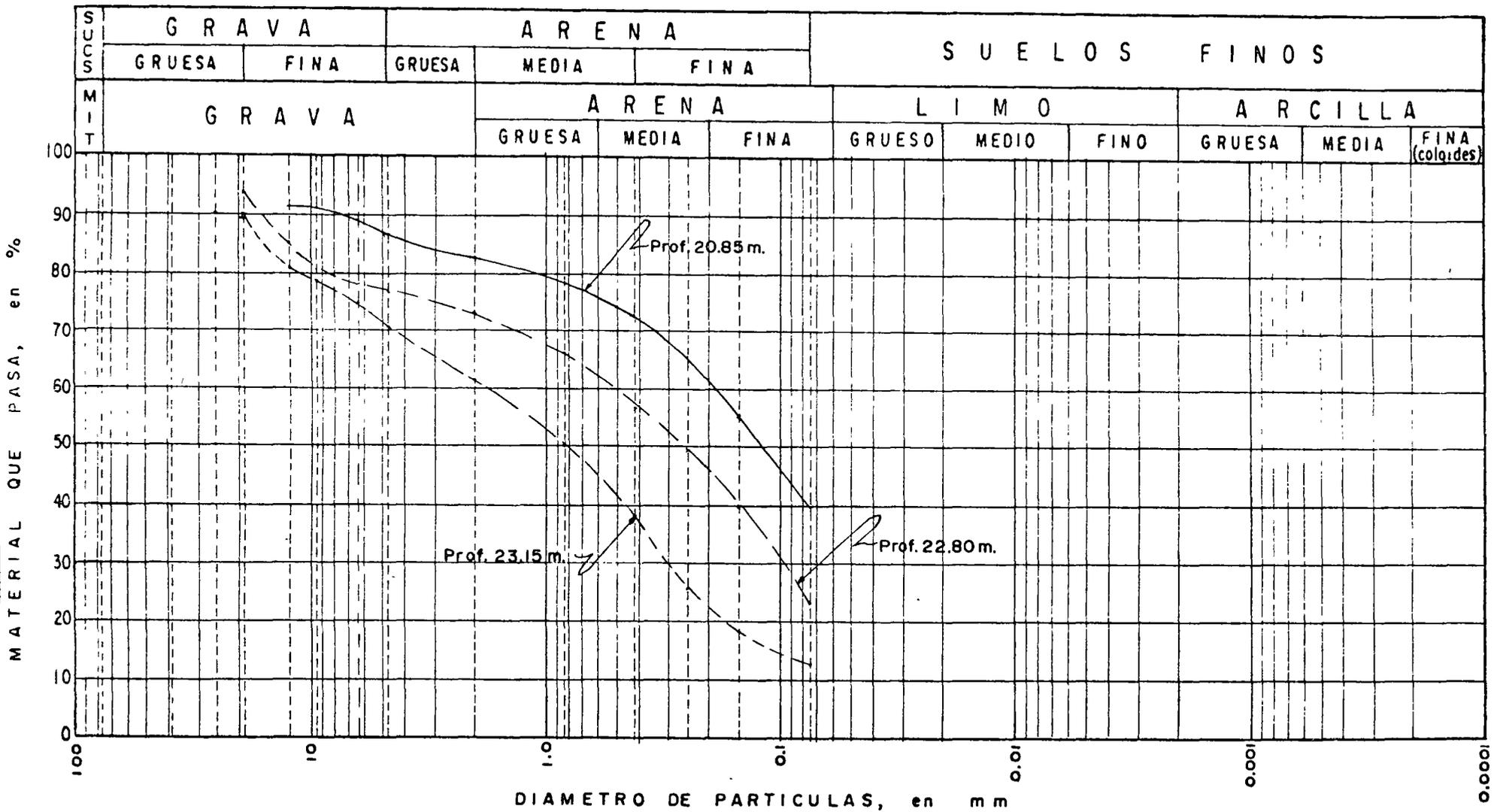


FIG. 7 CARACTERISTICAS GRANULOMETRICAS DE LOS SUELOS SONDEO SP-2

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERA, UNAM.

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES PROFUNDAS

TEMA IX

SEGUNDA PARTE

EJEMPLOS DE APLICACION

CIMENTACIONES EN PILAS
Y CILINDROS.

25 de febrero de 1976

Jorge E. Castilla C.



EJEMPLO No. 3

El presente ejemplo, basado en un caso real, pretende mostrar un criterio de cálculo de capacidad de carga lateral en pilas, además del cálculo de la capacidad de carga de las pilas bajo sollicitación de cargas verticales.

El caso se refiere a la cimentación de un viaducto que proyecta construirse al oriente de la Ciudad de México, dentro de la llamada zona de transición. El viaducto será elevado y estructuralmente se resolverá con elementos de concreto reforzado y post-tensado, formando marcos tipo (fig. 1) espaciados 25 ó 60 m en sentido longitudinal.

A continuación se incluyen los valores de las descargas a que están sujetas las columnas de los marcos:

	Marcos espaciados 25 m'	Marcos espaciados 60 m
a) Sentido transversal al viaducto.		
Pv muerta (ton)	220	400
Pv viva (ton)	70	140
M muerta (ton-m)	47	320
M viva (ton-m)	49	210
Pv sismo (ton)	17	30
M sismo (ton-m)	200	390
Ph sismo (ton)	34	34
b) Sentido longitudinal al viaducto.		
Pv sismo (ton)	6	15
M sismo (ton-m)	270	560
Ph sismo (ton)	34	34

Las laterales Pv, Ph y M significan carga vertical, carga horizontal y momento respectivamente.

Las características del subsuelo a lo largo del eje del viaducto se determinaron mediante 28 sondeos según se muestra en la Fig. 2 La determinación de las presiones de poro en la masa del suelo y la posición del nivel freático se realizó instalando tres estaciones piezométricas adyacentes a los sondeos SM-39, SM-49 y SP-60 (vease figura 2).

De la figura antes citada puede observarse que el subsuelo corresponde con depósitos característicos de la Zona de Transición de la Ciudad de México, constituidos por depósitos heterogéneos de origen aluvial y volcánico. Se distinguen tres capas de diferentes características, atendiendo a sus resistencias. La primera capa representa rellenos artificiales con espesor medio de 1.1 m alcanzando máximos hasta de 3.7 m. La segunda capa, de baja resistencia y espesor variable, presenta una resistencia a la penetración estándar entre 1 y 30 golpes. La tercera capa de alta resistencia (N=50), alcanza profundidades mayores que las exploradas. Su horizonte superior varía irregularmente entre 7 y 16 m. Respecto al agua freática, no se detectó a las profundidades exploradas.

En base a las características del subsuelo, y del proyecto, a las descargas en la cimentación y dificultad constructiva. Se eligió como cimentación una a base de pilas. A continuación se presentan los criterios de capacidad de carga en la base, en el fuste y bajo cargas horizontales.

A. Capacidad de Carga bajo cargas verticales.

En el cálculo de la capacidad de carga se consideró el hecho de que no existen enjambres en los depósitos sobre el desplante, esto pudo verificarse por el comportamiento experimentado por edificios próximos, y por las observaciones reportadas en los boletines de Mécanica de Suelos de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México. No se consideró la posibilidad de ampliar la base de las pilas dado que bajo cada apoyo se colocarían varias y debería aumentarse su separación.

La capacidad de carga de las pilas se calculó aplicando la expresión general:

$$Q_d = Q_p + Q_s$$

donde:

- Q_d . capacidad de carga última, en ton
- Q_p . capacidad de carga última por punta, en ton
- Q_s . capacidad de carga última por fricción pila-suelo, en ton

La capacidad de carga en la punta se calculó aplicando el criterio de Meyerhof, expresado por:

$$Q_p = \gamma D_f N_q A_p$$

donde:

- Q_p , capacidad de carga última, en ton
- γD_f , presión efectiva a nivel del desplante, en ton/m²
- N_q , factor de capacidad de carga, adimensional, función del ángulo de fricción interna del suelo y de la relación D/B. Donde D es la longitud que el cemento penetra en la capa resistente y B es el diámetro en la base.
- A_p , área de la base, en m²

Considerando que las pilas penetrarán una longitud máxima de 2.0 m en el estrato resistente, que el ángulo de fricción interna es de 38°, un factor de seguridad de 3 y un peso volumétrico de 1.6 ton/m³, tendremos:

$$Q_a = 0.42 B^2 D_f$$

donde:

- Q_a, capacidad de carga admisible en la base, en ton
- B, diámetro de la pila, en m
- D_f, profundidad de desplante, en m

La tabla siguiente contiene valores de Q_a para diferentes valores de B y D_f

TABLA
Capacidad de carga útil en la base

Profundidad de desplante de la punta D _f (m)	Capacidad de carga útil (ton)			
	Diámetro 0.50 m	Diámetro 0.60 m	Diámetro 0.70 m	Diámetro 0.80 m
10.0	131	166	205	255
11.0	144	183	226	281
12.0	157	199	246	306
13.0	170	216	267	332
14.0	183	232	287	357
15.0	196	249	308	383
16.0	210	266	328	408

La capacidad de carga debida a la fricción pila-suelo se calculó aplicando las expresiones de Meyerhof:

$$Q_s = f_s A_s$$

$$f_s = 0.5 \sqrt{D_f} K_s \tan \delta$$

donde:

- Q_s, capacidad de carga última por fricción de pila-suelo, en ton
- A_s, área lateral de la pila, en m²
- f_s, fricción unitaria última, en ton/m²
- δ, ángulo de fricción pila-suelo

En el cálculo se utilizó un valor medio de K_s tan δ de 0.5 a lo largo del fuste de las pilas, un factor de seguridad de 3 se obtienen:

$$Q_{sa} = 0.42 B D_f (D_f - Z), \text{ en ton}$$

donde:

B , diámetro de la pila, en ton

D_f profundidad de desplante del cimiento medida desde la superficie del terreno en m

$(D_f - Z)$ longitud del fuste de la pila, en m

La siguiente tabla contiene valores de Q_{sa} para diferentes diámetros y longitudes considerando el desplante de las zapatas igual a 3 m

TABLA
Capacidad de carga útil por fricción pila-suelo

Profundidad de desplante de la punta D_f (m)	Longitud de la pila $(D_f - 3)$ (m)	Capacidad de carga útil (ton)			
		Diámetro 0.50 m	Diámetro 0.60 m	Diámetro 0.70 m	Diámetro 0.80 m
10.0	7.0	15	18	20	23
11.0	8.0	19	22	26	29
12.0	9.0	23	27	31	36
13.0	10.0	27	33	38	43
14.0	11.0	32	39	45	51
15.0	12.0	38	45	52	59
16.0	13.0	44	52	60	69

En la tabla que se presenta a continuación se resume la capacidad de carga total (en la base y en el fuste) para pilas desplantadas a diferentes profundidades y de diferentes diámetros. La fig. 3 contiene graficados los mismos resultados.

TABLA
Capacidad de carga útil total de pilas

Profundidad de desplante de la punta D_f (m)	Capacidad de carga útil total (ton)			
	Diámetro 0.50 m	Diámetro 0.60 m	Diámetro 0.70 m	Diámetro 0.80 m
10.0	146	184	225	278
11.0	163	205	252	310
12.0	180	226	277	342
13.0	197	249	305	375
14.0	215	271	332	408
15.0	234	294	360	442
16.0	254	318	388	477

B, Capacidad de carga lateral

La determinación de la capacidad de carga lateral implica el utilizar teorías con fuertes limitaciones. Se presenta a continuación el criterio de Broms aplicado para la revisión del caso que nos interesa. Cabe señalar que los resultados, dada la poca experiencia con que se cuenta, deben tomarse con reservas y siempre es conveniente planear pruebas de carga in situ para su comprobación.

Las consideraciones hechas en el cálculo de capacidad de carga lateral se resumen a continuación:

- a) Cada apoyo consistirá en una zapata de \approx plantada a 3 m de profundidad.
- b) Cada apoyo se cimentará sobre 3 ó 4 pilas
- c) La longitud máxima de las pilas será de 10 m
- d) La única fuerza horizontal transmitida a la cimentación es accidental debida a sismo con valor de 34 ton
- e) Por limitaciones de la teoría se analizan condiciones extremas del subsuelo. Material granular suelto y compacto, y material cohesivo blando y firme.
- f) Las condiciones estructurales consideradas en el análisis son:
pilas empotradas o con restricción del desplazamiento en su cabeza por estar anclados en la zapata; empotramiento en el extremo inferior; por lo anterior, dos articulaciones plásticas en la pila; la capacidad lateral de la pila no está influenciada por las restantes del mismo grupo.

De acuerdo a lo anterior tendremos:

Para suelos granulares

Longitud de la pila $L = 10$ m

diámetros variables entre $B = 0.5$ y 0.9 m

relación L/B variable entre 20 y 11, de la fig. 4 se obtiene:

$$P_u = 200 K_p D^3 \gamma$$

donde:

P_u , capacidad total última del terreno, en ton
 K_p , empuje pasivo de Rankine, igual a $\tan^2 (45 + \phi/2)$

- D, diámetro de la pila o pilote, en m
 γ , peso volumétrico del terreno supuesto en $1.6/m^3$

Para diferentes valores del diámetro se obtienen las siguientes expresiones de la capacidad total última.

Diámetro, D (m)	Capacidad última, P_u (ton)
0.5	15.6 K_p
0.6	27 K_p
0.7	43 K_p
0.8	64 K_p
0.9	91 K_p

El valor del número de golpes en prueba de penetración estándar, a lo largo de las pilas, varía entre 5 y 50. Según correlaciones aproximadas representan ángulos de fricción interna de 28° a 37° . Para estas condiciones extremas y suponiendo el terreno homogéneo, se obtienen los siguientes valores de la capacidad total última por pila.

Estado del suelo	Capacidad total lateral última, ton				
	D=0.5	D=0.6	D=0.7	D=0.8	D=0.9
Suelto (N = 5 golpes)	43	75	118	177	251
Compacto (N = 50 golpes)	61	106	168	251	400

Para grupos de tres pilas soportando en conjunto 34 ton, el factor de seguridad para un diámetro $D = 0.5$ m será de:

$$FS = \frac{43}{34/3} = 4 \quad \text{suelo suelto}$$

$$FS = \frac{61}{34/3} \doteq 5.5 \quad \text{suelo compacto}$$

Para suelos cohesivos

Para relaciones L/B entre 20 y 11, de la Fig. 5 se tiene

$$P_u = 60 C_u D^2$$

donde:

C_u , cohesión, en ton/m^2 , considerada de $2 \text{ ton}/\text{m}^2$.

Para diferentes diámetros de pilas se tiene:

D (m)	P_u (ton)
0.5	30
0.6	43
0.7	59
0.8	77
0.9	97

El factor de seguridad para la pila

$$F_s = \frac{30}{34/3} \doteq 2.7$$

Se calculó además, el desplazamiento lateral en la cabeza de la pila para la condición más desfavorable de suelo granular en estado suelto, usando la Fig. 6 y la siguiente expresión:

$$\eta = \sqrt[5]{n_h / EI}$$

donde:

- η , afecta a L y el producto $(L\eta)$ representa una longitud adimensional
- n_h , coeficiente que depende de la compacidad relativa del suelo, para el estado suelto es del orden de 0.224 kg/cm^3 (7 ton /pié³):
- E , módulo elástico del material de la pila, igual a $10\,000 \sqrt{f'c}$ para la acción de cargas accidentales para $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$, E vale $1.414 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
- I , momento de inercia de la sección. En este cálculo se supone toda de concreto y vale $\pi D^4/64$, en cm^4

Aplicando la expresión:

$$Y_0 = (EI)^{3/5} (n_h)^{2/5} / PL = a$$

donde:

Y_0 , desplazamiento horizontal en la cabeza de la pila, en cm

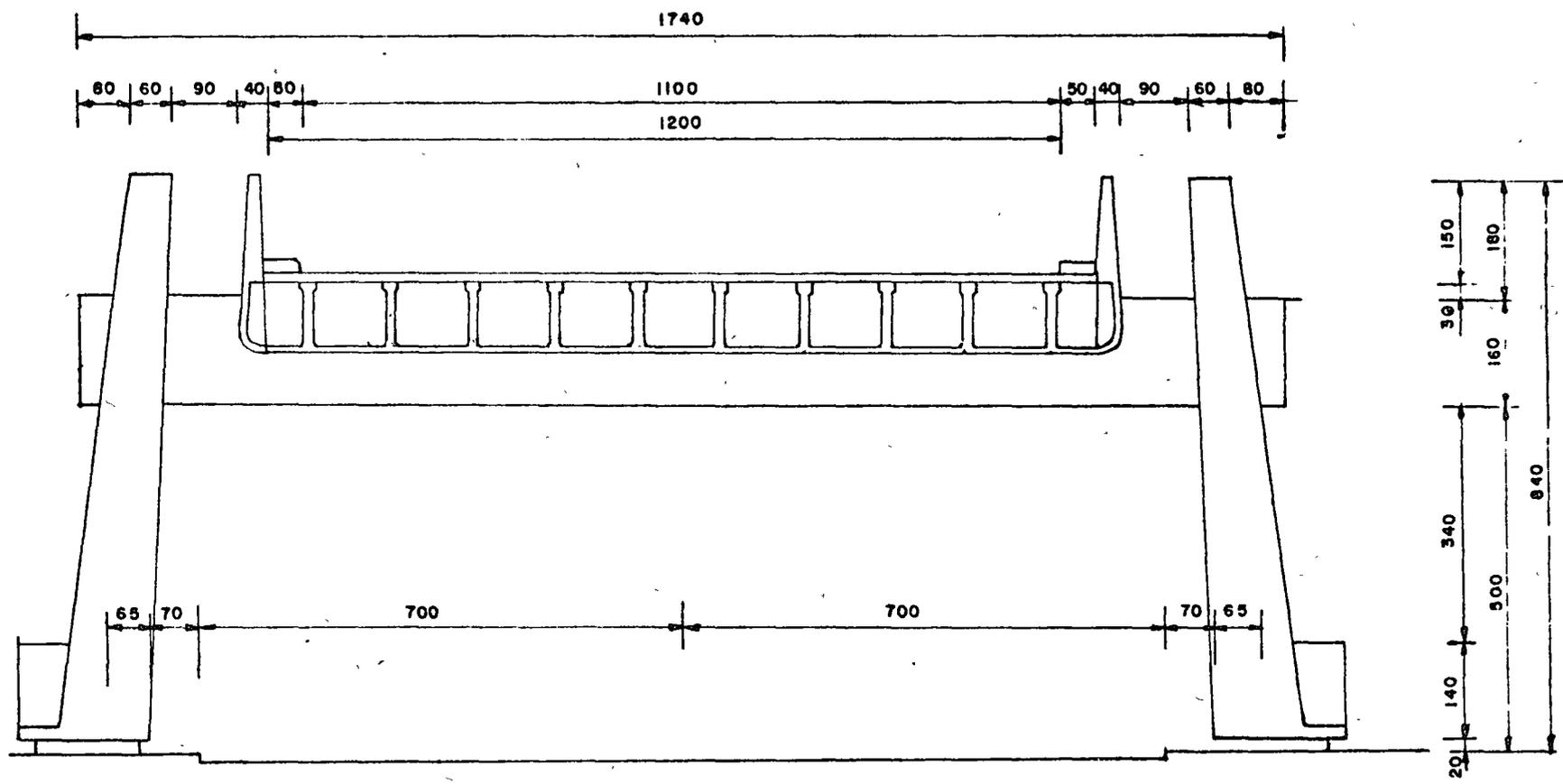
a, factor que depende de ηL

Se obtiene para pilas de 10 m de longitud, sujetas a fuerza horizontal de 11 ton en su extremo superior, los siguientes valores de Y_0 .

Diámetro (m)	Y_0 (cm)
0.5	0.6
0.6	0.4
0.7	0.2
0.8 ó más	despreciable

BIBLIOGRAFIA

- 1 Meyerhof, G.G., "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations" Canadian Geotechnical Journal Vol. 1 No. 1 Sept. 1963
2. Meyerhof, G.G., "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations" Geotechnique , Vol. 2 1951.
3. Broms, B.B., "Design of Laterally Loaded Piles" Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. of the ASCE. Vol. 91 No. SM3, Mayo, 1965



Acotaciones en cm.

Fig. 1 Corte de un marco tipo

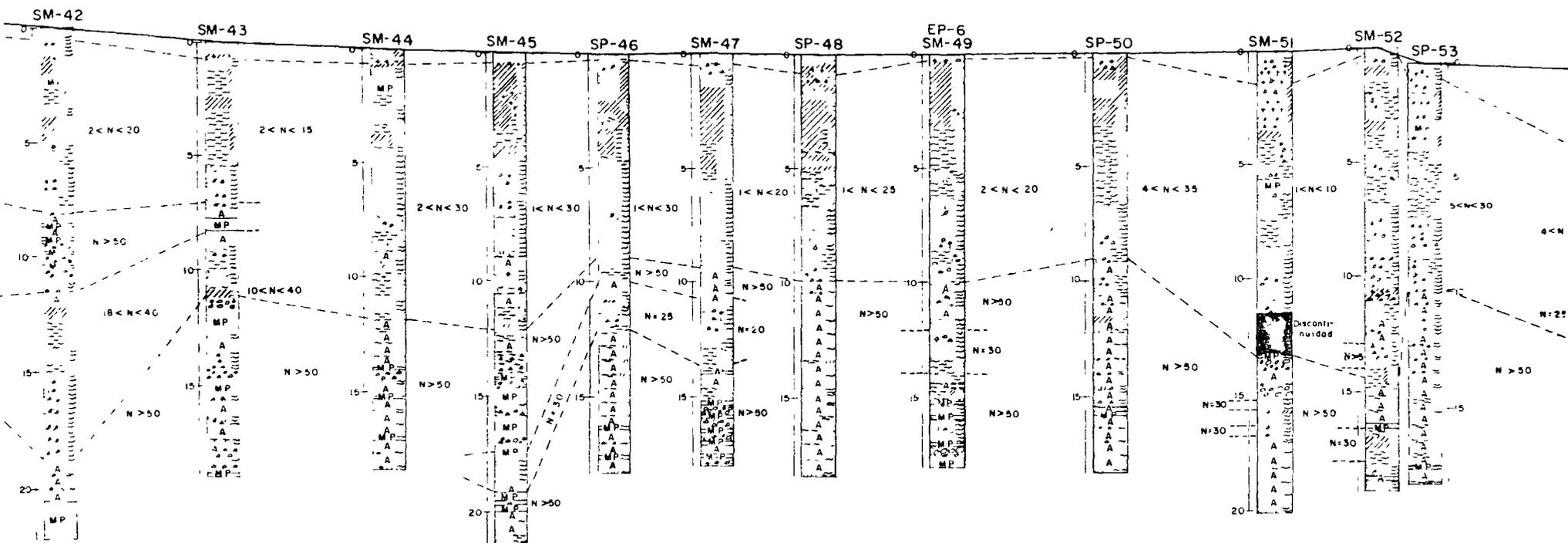
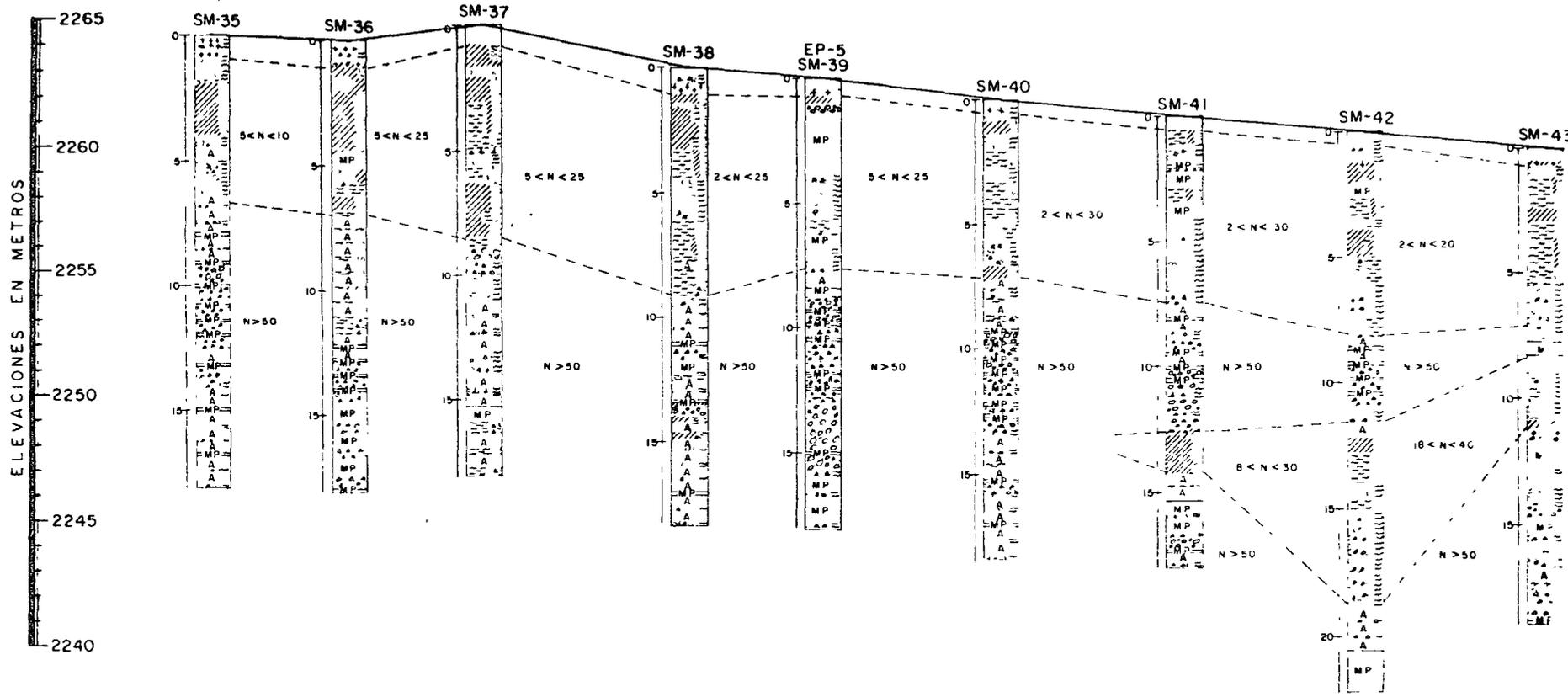
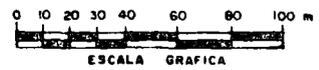
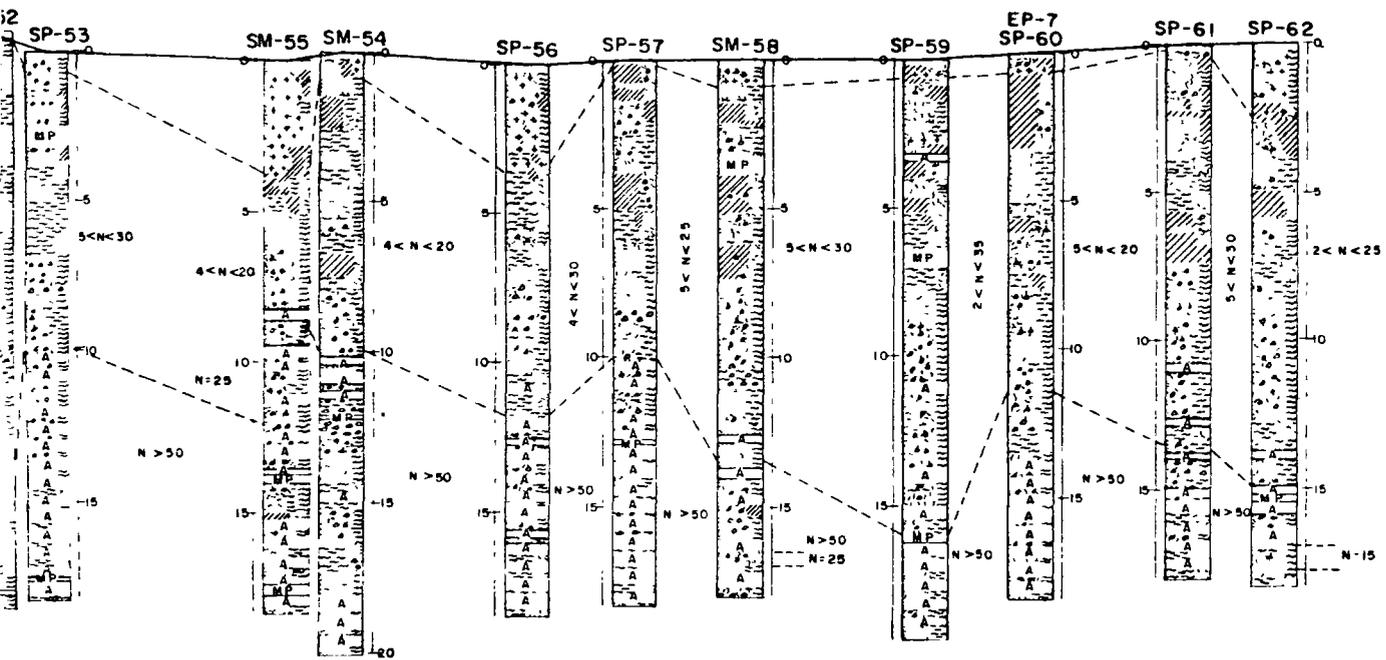


Fig. 2 Perfil estratigráfico en el sitio de cada sondeo y perfil general de resistencias.







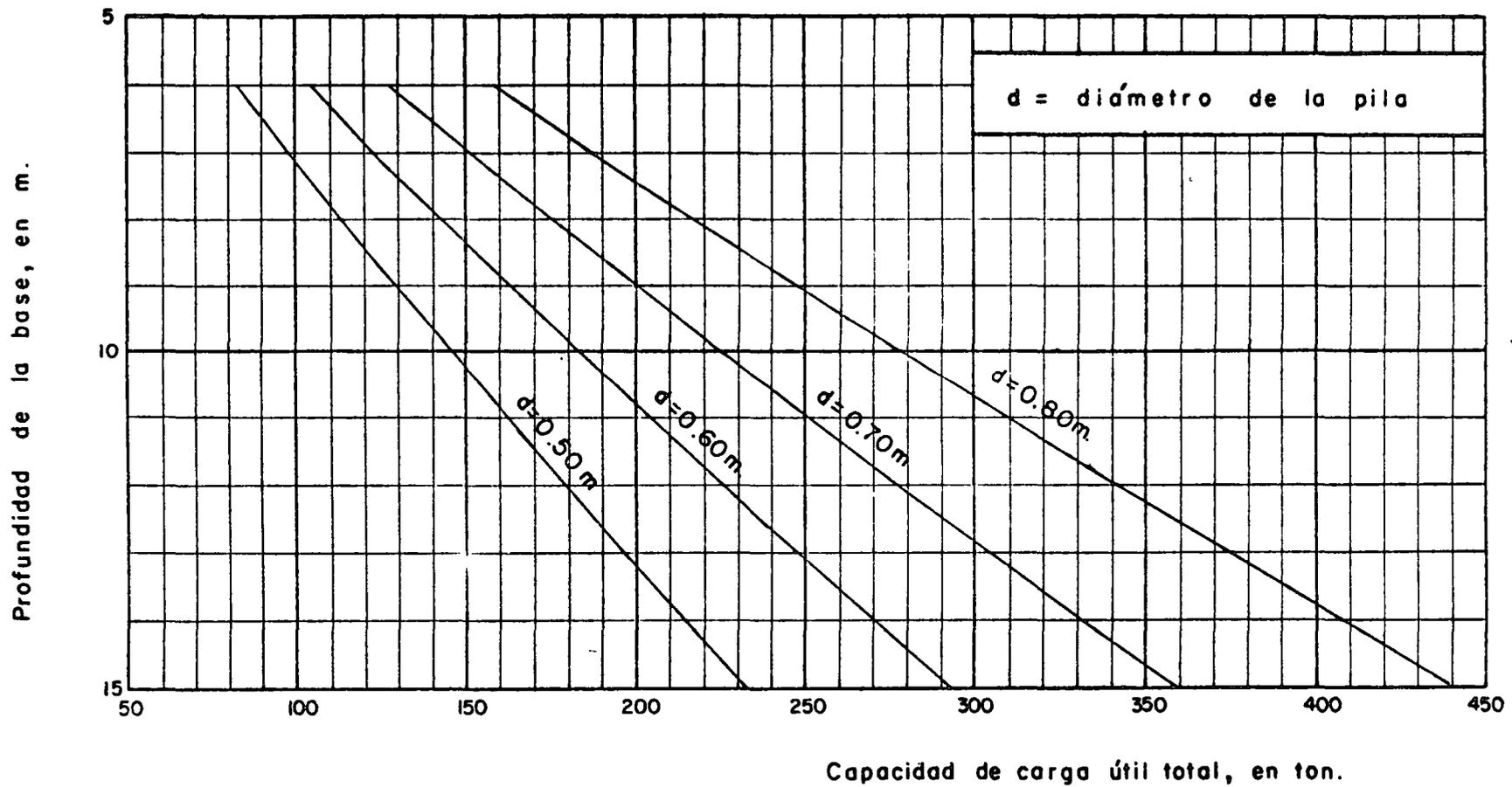


Fig. 3 Curvas de capacidad de carga útil total de una pila vs profundidad de desplante de su base

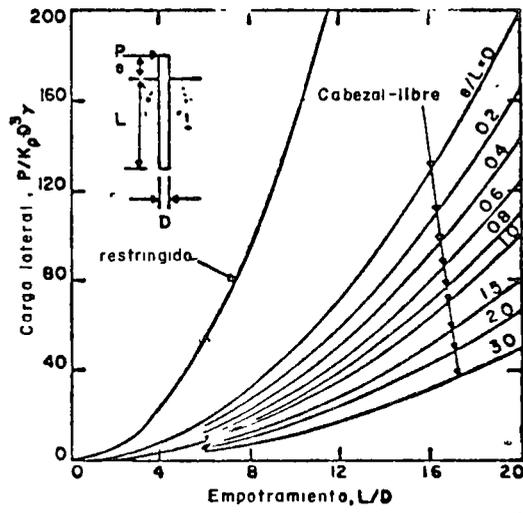


Fig. 4 Resistencia lateral. Suelos granulares.

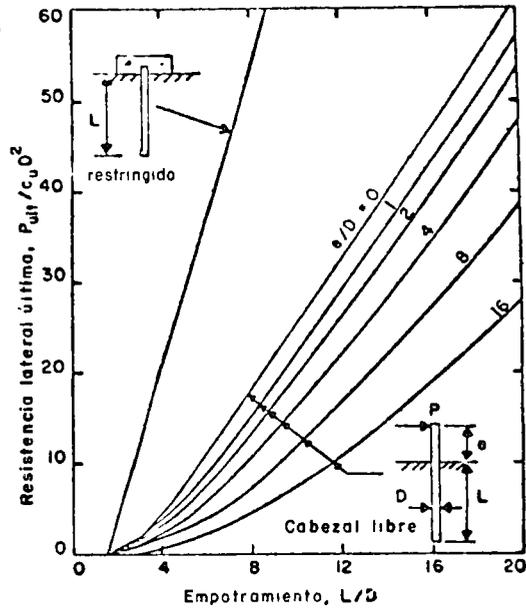


Fig. 5 Resistencia lateral. Suelos cohesivos.

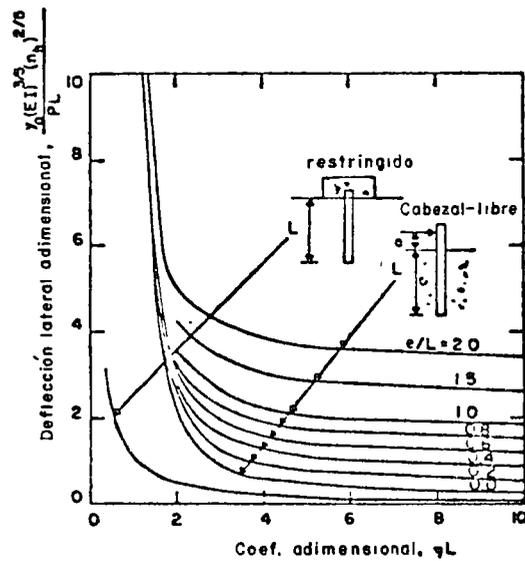


Fig. 6 Deflección lateral. Suelos granulares

Journal of the
SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION
Proceedings of the American Society of Civil Engineers

DESIGN OF LATERALLY LOADED PILES

By Bengt B. Broms,¹ M. ASCE

SYNOPSIS

The ultimate lateral resistance and the working load deflections of single piles and of pile groups depend of the dimensions, the strength, and flexibility of the individual piles, and on the deformation characteristics of the soil surrounding the loaded piles. Methods are presented for the determination of the ultimate lateral resistance based on the concept that the ultimate lateral resistance at relatively small penetration depths is governed by the passive lateral resistance of the soil surrounding the loaded piles, and that the ultimate lateral resistance at relatively large penetration depths is governed by the ultimate or yield resistance of the pile section.

The concept of over-load and under-strength factors is introduced. The numerical values of these factors depend on the danger of loss of human lives and the economic consequences in the case of failure. Accordingly, the factors have been so chosen that the probability of failure is less than a certain quantity.

Methods for the calculation of lateral deflections at working loads are presented. These methods are based on the concept of a coefficient of subgrade reaction. It has been assumed that the coefficient of subgrade reaction increases linearly with depth in the case of cohesionless soils and that it is constant with depth for cohesive soils.

INTRODUCTION

Single piles and pile groups are frequently loaded by high lateral forces caused by lateral earth pressures, by earthquakes or by wave and wind forces.

Note.—Discussion open until October 1, 1965. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the Executive Secretary, ASCE. This paper is part of the copyrighted Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 91, No. SM3, May, 1965.

¹ Assoc. Prof. of Civ. Engrg., Cornell Univ., Ithaca, N. Y.

1934

1935

1936

1937
1938
1939
1940
1941
1942
1943
1944
1945
1946
1947
1948
1949
1950
1951
1952
1953
1954
1955
1956
1957
1958
1959
1960
1961
1962
1963
1964
1965
1966
1967
1968
1969
1970
1971
1972
1973
1974
1975
1976
1977
1978
1979
1980
1981
1982
1983
1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990
1991
1992
1993
1994
1995
1996
1997
1998
1999
2000
2001
2002
2003
2004
2005
2006
2007
2008
2009
2010
2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025

2026
2027
2028
2029
2030
2031
2032
2033
2034
2035
2036
2037
2038
2039
2040
2041
2042
2043
2044
2045
2046
2047
2048
2049
2050
2051
2052
2053
2054
2055
2056
2057
2058
2059
2060
2061
2062
2063
2064
2065
2066
2067
2068
2069
2070
2071
2072
2073
2074
2075
2076
2077
2078
2079
2080
2081
2082
2083
2084
2085
2086
2087
2088
2089
2090
2091
2092
2093
2094
2095
2096
2097
2098
2099
2100

2101

The design of laterally loaded pile groups is in general governed by the requirements that complete collapse of the pile group or of the supporting structure should not occur even under the most adverse conditions and that

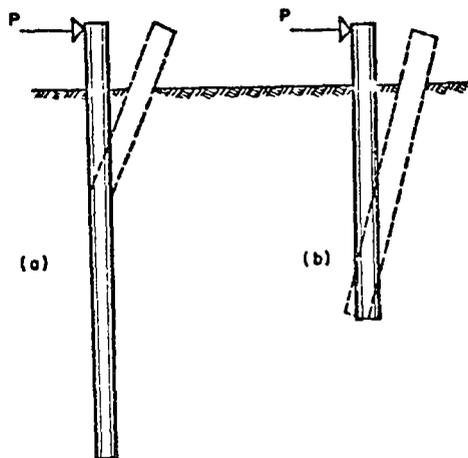


FIG. 1.—FAILURE MODES FOR FREE, LATERALLY LOADED PILES

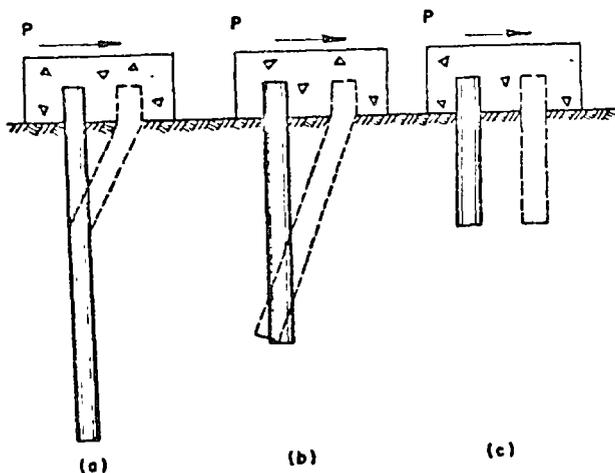


FIG. 2.—FAILURE MODES FOR RESTRAINED LATERALLY LOADED PILES

the deflections or deformations at working loads should not be so excessive as to impair the proper functioning of the foundation or of the superstructure. Thus, for the type of structure in which small lateral deflections can be toler-

ated, the design is governed by the lateral deflections at working loads, whereas for structures in which relatively large deflections can be tolerated, the design is governed by the ultimate lateral resistance of the pile group. A large number of methods for the calculation of the lateral deflections and of the distribution of bending moments at working loads and of the ultimate lateral resistance of single piles and pile groups have been proposed (1-4) (45-49).²

Collapse of a laterally loaded pile foundation occurs when a failure mechanism forms in each pile within a pile group. Examples of failure mechanisms for laterally loaded piles are shown in Figs. 1 and 2. Failure, for example, of a short pile occurs when the lateral resistance of the soil has been exceeded, whereas failure of a relatively long restrained pile occurs when plastic hinges form along the length of the pile. The failure mechanism for all piles within a pile group may not be the same because the dimensions of the individual piles and their penetration depths may vary. Methods for the calculation of the ultimate lateral resistance of single piles and pile groups are considered.

The deflections of a laterally loaded pile can, at working loads, (approximately one-half to one-third the ultimate lateral resistance) be calculated by assuming that the soil reactions along the pile length are proportional to the lateral deflections. In the following analysis, it will be assumed that the so-called coefficient of subgrade reaction, the ratio of the soil reaction at the corresponding lateral deflection, is either constant or increases linearly with depth.

The design of laterally loaded single piles and pile groups is, in general, governed by the principle that the probability of failure by collapse or excessive deformations, even under extreme loading conditions, should be small. Such a design method may be based on the use of over-load and under-strength factors.

DESIGN CRITERIA

Over-Load and Under-Strength Factors.—Failure of a laterally loaded pile group may occur (a) if the actual lateral loads considerably exceed those used for design, (b) if the strength parameters of the soil and of the pile material have been overestimated, or (c) if the methods used in the design considerably overestimate the ultimate lateral resistance of the pile group. To guard against collapse caused by possible over-loads, possible under-strength of the soil and of the pile material, and possible inaccuracies in the design methods, over-load and under-strength factors may be used in design.

Frequently, foundations subjected to lateral force are designed on the basis that maximum tensile or compression stresses that develop in the supporting piles should be less than an allowable tensile or compressive stress. The allowable stress is, in general, chosen between one-half and one-fourth the ultimate or yield strength of the pile material. If the allowable compressive stress and the yield strength of the pile material are 16,000 psi and 40,000 psi, respectively, then failure of the pile section may occur when the actual maximum compressive stress reaches 2.5 times the design stress.

² Numerals in parenthesis refer to corresponding items listed in Appendix I.

BIBLIOTECA DE LAS DIVISIONES

The factor of safety with respect to under-strength of the pile material is therefore, in this particular case, equal to 2.5.

The maximum stress in a laterally loaded pile does not increase linearly with increasing applied loads or with decreasing shearing strength of the surrounding pile. For example, the maximum compressive stress in a laterally loaded pile may reach 2.5 times the design stress and, as a result, failure may occur when the applied load is equal to 1.5 times the design load, or when the average shear strength of the soils is 60% of the design strength. Failure may also occur when the soil that surrounds the laterally loaded piles has been partly removed by scour or erosion. Thus, a design based on the concept of an allowable stress may result in a factor of safety of 2.5 (40,000/16,000) with respect to a possible under-strength of the pipe material, a factor of safety of 1.67 with respect to a possible under-strength of soil (1/0.6), and a factor of safety 1.5 with respect to over-load. The use of the concept of an allowable stress may lead to a variable safety factor with respect to the applied load, the shear strength of the soil, and the ultimate or yield strength of the pile material.

The design of laterally loaded piles may also be based on the behavior of the pile group at failure by using over-load and under-strength factors to take into account inaccuracies in the average measured or calculated shear strength and deformation properties of the soil, possible inaccuracies in the calculated applied loads, and possible inaccuracies in the design method. Thus, a laterally loaded pile group may be designed by assuming (1) that the pile group is on the verge of failure when subjected to a design load equal to the probable maximum applied long-time load times an over-load factor larger than one, and (2) when supported by a soil with a shearing strength equal to the measured average or minimum shearing strength times an under-strength factor less than one. The numerical values of the over-load factors and under-strength factors depend on how accurately the applied loads and the average shearing strength of the soil can be measured, calculated, or estimated, and on the desired degree of safety.

The lateral forces acting on a pile group caused by earthquakes, wave or wind forces are frequently difficult to calculate or to estimate. Because of insufficient knowledge of, for example, the maximum wave height caused by hurricanes, the lateral forces acting on structures constructed in the Atlantic and the Gulf of Mexico have frequently been underestimated, and as a result, failures have occurred. High load factors should be used in design when no or limited data are available and low load factors should be used when the applied loads can be estimated accurately.

Dead loads can, in general, be estimated accurately as compared with live loads caused, for example, by wind or wave forces or by earthquakes. Thus, a higher load factor should generally be used with respect to live loads than to dead loads. Frequently, a load factor of 1.50 is used with respect to dead loads and a load factor of 2.0 is used with respect to live loads. Thus, the design load may be evaluated as the sum of 1.50 times the calculated dead load and two times the calculated live load.

The over-load factors can also be determined on the basis that the probability should be less than a certain quantity (1/100, 1/1000, or 1/10,000) that the actual applied load should exceed the design load during the lifetime of the structure. The value of the design load and the choice of probability

factor depends on the economic consequences and the danger of loss of human lives in the case of failure.

Accidental removal of soil or scour immediately surrounding the pile decreases the lateral resistance of a pile considerably. In the case of off-shore structures used for exploration and production of oil, scour 9 to 20 ft has been observed and, as a consequence, the ability of the supporting piles to resist lateral forces has been reduced. Scour also occurs around bridge piers during flood periods. Depths of scour exceeding three to four times the increase in water level during the flood period have been observed (43). In the design of laterally loaded piles, it is important to estimate accurately the amount of scour that will occur around the supporting pile group. It is advisable to base the design on the assumption that the maximum quantity of scour to be expected is 1.25 to 1.50 times the maximum calculated or observed scour for similar structures.

The design of laterally loaded piles should be based on the assumption of unfavorable soil conditions. Deviations of the actual strength properties from the average value of the supporting soil have a considerable effect on the ultimate resistance of the pile group. The ultimate lateral resistance may be calculated on the basis of a reduced cohesive strength, c_{design} , equal to an under-strength factor times the measured or estimated average cohesive strength. The design cohesive strength c_{design} may be taken as 75% of the minimum measured average cohesive strength within the significant depth. This value corresponds to an under-strength factor of 0.75. The significant depth is equal to the distance from the ground surface to the location of the maximum positive bending moment if failure occurs by exceeding the ultimate or yield strength of the pile section. When failure occurs by exceeding the ultimate lateral resistance of the soil along the total length of the pile, the significant depth is equal to the penetration depth.

The calculated minimum ultimate lateral soil reaction to be used in design may, in the case of cohesionless soils, be calculated on the basis of the minimum angle of internal friction, ϕ_s , measured by drained tests, triaxial or direct shear tests, or estimated from standard penetration tests. When a relatively large quantity of data is available, a shearing resistance $\tan \phi_{design}$ corresponding to 75% of the measured average value of $\tan \phi_s$ may be used in design. The factor 0.75 corresponds to an under-strength factor of 0.75.

ULTIMATE LATERAL RESISTANCE

Distribution of Soil Reactions.—The lateral resistance of single piles or of pile groups that fail by exceeding the lateral resistance of the soil or by exceeding the ultimate or yield resistance of the pile sections can be calculated (3) (4). The assumed distribution of lateral earth pressure at failure of a free-headed unrestrained pile driven into cohesive or cohesionless soils is shown in Fig. 3. The corresponding earth pressure distribution for restrained single piles or pile groups is shown in Fig. 4.

Cohesive Soils.—The lateral earth pressure acting at failure on a laterally loaded pile in a saturated cohesive soil is approximately $2 c_u$ at the ground surface, in which c_u is the cohesive strength as measured by undrained triaxial, direct shear, or vane tests. The lateral soil reactions increase with depth and reach a maximum of eight to twelve times c_u at approximately

three pile diameters below the ground surface (4). At failure, the soil located in front of the pile down to a depth of three pile diameters will move upwards and will cause the soil to heave in front of the pile. The soil located below a depth of approximately three pile diameters moves essentially laterally. In the calculation of the ultimate lateral resistance, the actual soil reactions can be approximated by the rectangular distribution of soil reactions as shown in Figs. 3 and 4. The lateral soil reactions may be assumed equal to

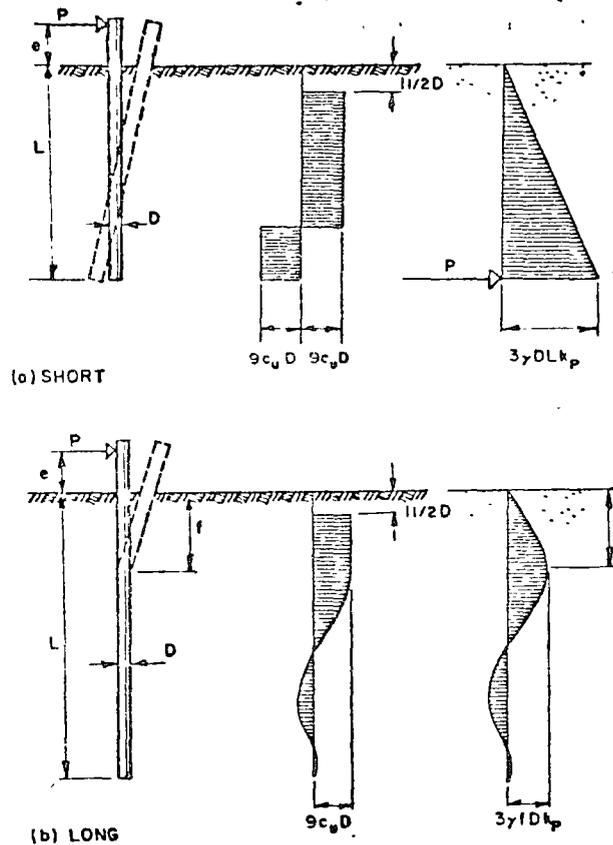


FIG. 3.—FAILURE MODES FOR FREE PILES

zero down to a depth of 1.5 pile diameters and equal to $9c_u D$ below this depth. The assumed lateral soil pressure distribution probably underestimates the ultimate lateral resistance of piles with penetration depths or lengths of embedment L (Figs. 3 and 4) less than four pile diameters.

Cohesionless Soils.—The lateral earth pressure distribution for a laterally loaded pile in a cohesionless soil is shown in Figs. 3 and 4. At failure,

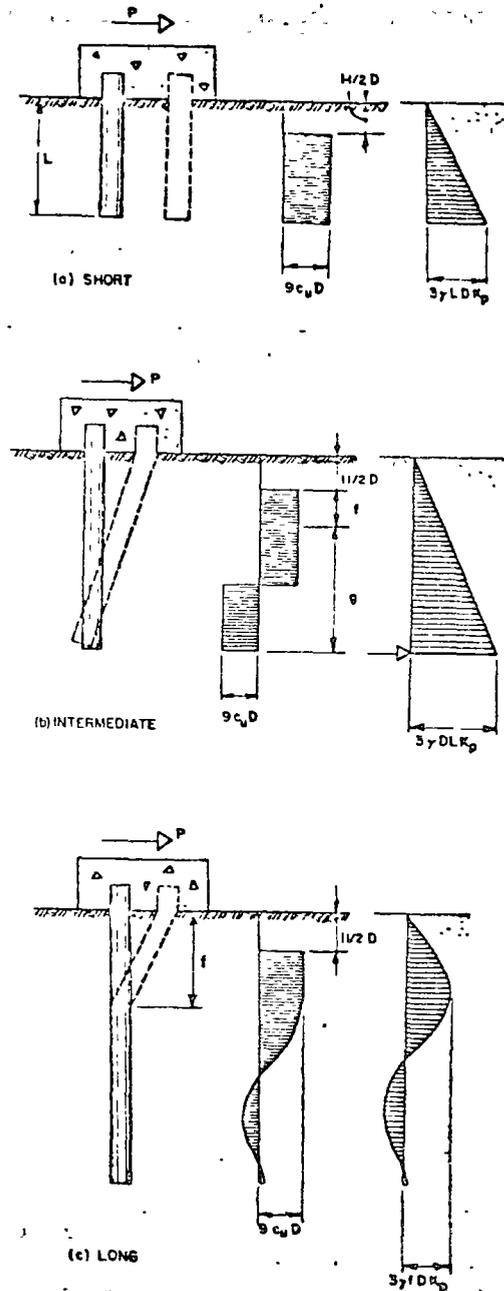


FIG. 4.—FAILURE MODES FOR RESTRAINED PILES

the soil located in front of the loaded pile moves essentially upwards while the soil in back of the pile moves into space created at the back of the laterally loaded pile. The lateral earth pressure within a depth of approximately one pile diameter below the ground surface can be calculated by standard earth pressure theories whereas below this depth, the lateral earth pressures are greatly affected by arching within the soil in the immediate vicinity of the pile. At depths larger than one pile diameter, the passive lateral earth pressures acting on the front face will, therefore, at failure, considerably exceed the Rankine passive pressure, while the lateral earth pressures acting on the back face will be considerably smaller than the active Rankine lateral earth pressure. Comparisons with available test data (3) have indicated that the lateral earth pressure at failure can be safely estimated as three times the passive Rankine earth pressure. It should be noted, however, that the available test data are limited and that additional data are required before the proposed design method can be used with confidence.

For short free-headed piles and for restrained piles of intermediate length, the toes of the loaded piles move backwards toward the applied lateral load. High lateral earth pressures develop at the back side near the toe of the loaded pile. This high lateral soil reaction can be approximated by a concentrated load acting at the toe of the pile.

Failure Mechanisms.

Short Free Piles.—The lateral deflections and the distribution of lateral earth pressures are shown in Fig. 3. Failure occurs when the pile rotates as a unit through the soil around a point located at some depth below the ground surface. The ultimate lateral resistance of the soil develops along the total length of the pile. The calculated ultimate lateral resistances have been plotted in Figs. 5 and 6 for cohesive and cohesionless soils, respectively.

Long Free Piles.—The ultimate lateral resistance [Fig. 3(b)] is partly governed by the ultimate or yield resistance of the soil. The corresponding distribution of lateral earth pressures is shown in Fig. 3(b). Failure occurs when the ultimate or yield resistance of the pile section has been exceeded at the distance f below the ground surface. The ultimate lateral resistance can be calculated from equilibrium considerations and is shown in Figs. 7 and 8.

Short Restrained Piles.—The ultimate lateral resistance can be calculated as shown in Fig. 4. Failure occurs when the pile moves as a unit through the soil. The ultimate lateral resistance is equal to the total lateral earth pressure. The calculated ultimate lateral resistance has been plotted in Figs. 5 and 6.

Restrained Piles of Intermediate Length.—The lateral deflections and distribution of lateral earth pressure is shown in Fig. 4(b). Failure occurs when the maximum bending moment at the pile cap exceeds the ultimate or yield resistance of the pile section. The corresponding calculated ultimate lateral resistance is shown in Fig. 6.

Long Restrained Piles.—The failure mechanism is illustrated in Fig. 4(c). Failure occurs when two plastic hinges form along the length of the pile. One plastic hinge is located at the bottom of the pile cap while the second plastic hinge is located at the depth f . The corresponding ultimate lateral resistance has been calculated in Fig. 7.

Yield Resistance of Pile Section.—The design of the individual piles within a pile group is governed by the condition that complete collapse of the sup-

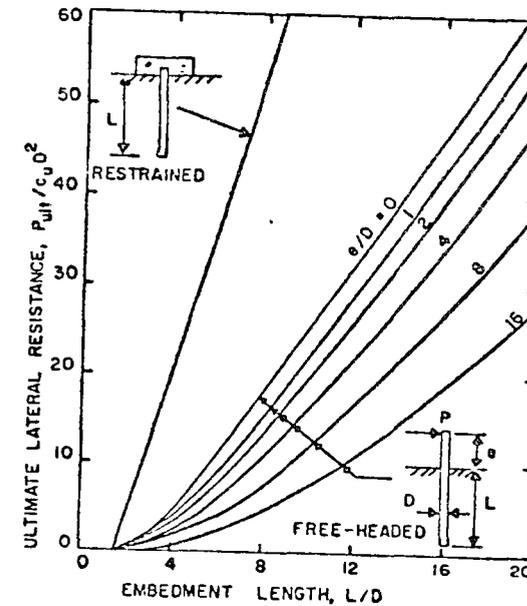


FIG. 5.—ULTIMATE LATERAL RESISTANCE FOR COHESIVE SOILS RELATED TO EMBEDMENT LENGTH

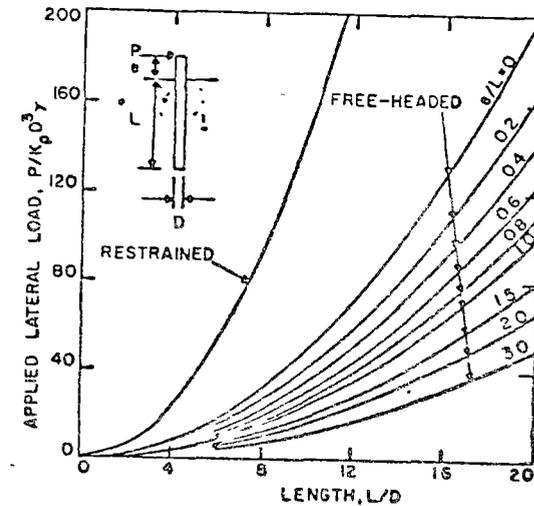


FIG. 6.—ULTIMATE LATERAL RESISTANCE FOR COHESIONLESS SOILS RELATED TO EMBEDMENT LENGTH

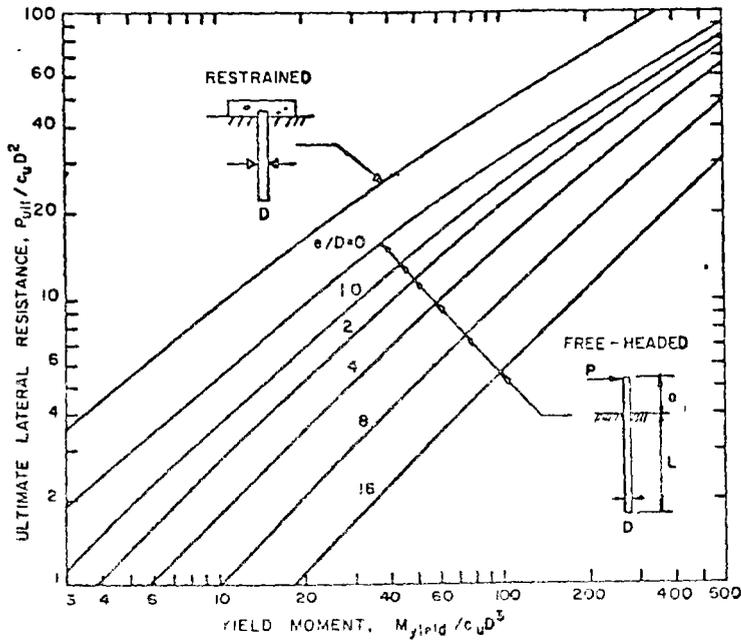


FIG. 7.—ULTIMATE LATERAL RESISTANCE FOR COHESIVE SOILS RELATED TO YIELD MOMENT

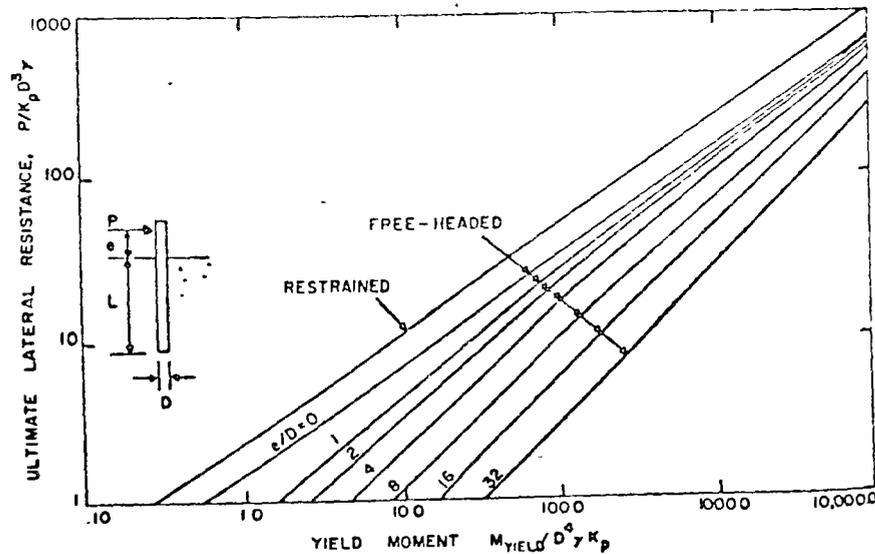


FIG. 8.—ULTIMATE LATERAL RESISTANCE FOR COHESIONLESS SOILS RELATED TO YIELD MOMENT

ported structure should not occur even under the most unfavorable loading condition. Collapse of steel, timber, or reinforced concrete piles occurs when one or two plastic hinges develop along the length of a pile and form a failure mechanism. It has been assumed in the preceding analysis that the rotational capacity of these plastic hinges is sufficient to develop the passive lateral resistance of the soil located above the lower plastic hinge, to cause full redistribution of bending moments along the length of the piles, and to use the full yield resistance of the piles at the critical sections.

Thus, it has been assumed for long restrained piles that the total rotational capacity of the plastic hinges that develop at the bottom of the pile cap [Fig. 2(a)] is sufficiently large to cause the maximum positive bending moment to reach the yield resistance of the pile section before fracture of the pile occurs. Sufficient information is available to show that the rotational capacity of steel piles is sufficient to cause full moment redistribution and to develop passive earth pressures above the location of the plastic hinge [Figs. 1(a) and 2(a)] or above the center of rotation of the pile [Fig. 2(b)].

If local buckling occurs, as may be the case for relatively thin-walled pipe piles, the proposed analysis is not applicable. Local buckling can, however, be prevented if the steel pipe piles are filled with sand or concrete.

The rotational capacity of precast or cast-in-place reinforced concrete piles is probably sufficient to develop passive earth pressures before collapse occurs in the case of cohesionless soils and to cause full moment redistribution if (1) these piles are under-reinforced, and (2) failure occurs by yielding of the reinforcement rather than by crushing of the concrete. Sufficient test data, however, are not available. Therefore, caution should be used when the proposed method of analysis is applied to piles in cohesive soils and when collapse is caused by the formation of one or more plastic hinges [Figs. 1(a), 2(a), and 2(b)].

The rotational capacity of timber piles is small, because of the low ductility of the pile material. Failure occurs when the maximum stress in the timber pile reaches the compressive or tensile strength of the pile material. The rotational capacity of such a plastic hinge may be relatively large for timber piles if the ultimate strength of the pile section is governed by crushing rather than by its tensile strength.

The writer is not aware of any information regarding the rotational capacity of plastic hinges forming in timber piles. However, it is likely that the rotational capacity is not sufficient to cause full moment redistribution [Fig. 2(a)] and to develop passive lateral earth pressure along the length of the pile [Figs. 1(a), 2(a), and 2(b)] for the case in which failure is governed partly by the lateral resistance of the soil and partly by the ultimate strength of the pile section. Extreme caution should be used for this case until sufficient test data becomes available.

Plastic hinges form in steel piles when the stress at the section of maximum bending moment reaches yield strength of the pile material throughout the pile section. The corresponding plastic moment resistance of the pile section M_{yield} can be calculated on the basis of an ultimate strength analysis. For a cylindrical steel pipe section, the plastic moment can be estimated when the applied axial load is small, from

$$M_{yield} = 1.3 f_y W \dots\dots\dots (1)$$

REPRODUCED FROM THE RESEARCH REPORTS OF THE DIVISION OF CIVIL ENGINEERING, UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY

in which f_y is the yield strength of the pile material and W is the section modulus of the pile section. The coefficient 1.3 is the plastic moment shape factor for a circular cross section. The plastic moment for an H-section can be calculated from

$$M_{yield} = 1.1 f_y W_{max} \dots \dots \dots (2a)$$

when the applied lateral load is in the direction of the largest moment resistance of the pile, and from

$$M_{yield} = 1.5 f_y W_{min} \dots \dots \dots (2b)$$

when the applied load is in the direction of the minimum moment resistance of the pile. The ultimate strength of under-reinforced concrete pile sections can be estimated in a similar fashion.

It should be noted that Eqs. 1, 2, and 3 do not take into account the effects of any axial loads that may act within the pile sections. Axial loads cause an increase of the ultimate bending resistance of precast or cast-in-place reinforced concrete piles and a decrease in the ultimate strength of steel H-piles and pipe piles. The wall thickness of pipe piles and the thickness of web and flanges of H-sections should be sufficiently large to prevent local buckling. However, local buckling is not likely to occur if ordinary sections are used.

The yield strength, f_y , of the pile material can be determined directly by tests or be taken as the minimum yield strength guaranteed by the manufacturer. The design yield strength may be taken as 0.9 times the average measured yield strength of the pile material or as the minimum guaranteed yield strength.

LATERAL DEFLECTIONS

General. --At working loads (at approximately one-half to one-third the ultimate lateral resistance), the lateral deflections can be estimated by assuming that the unit soil reaction, q , increases linearly with increasing lateral deflection, y , as expressed by

$$q = k_h y \dots \dots \dots (3)$$

in which k_h is the coefficient of horizontal subgrade reaction.

The coefficient of subgrade reaction, k_h depends on the deformation properties of the soil and on the dimensions and stiffness of the laterally loaded pile.

Cohesive Soils. --The lateral deflections at working loads can be estimated by assuming that the coefficient of lateral subgrade reaction is approximately constant with depth. The dimensionless lateral deflections at the ground surface have been plotted in Fig. 9 as a function of the dimensionless length βL , in which

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_h D}{4 EI}} \dots \dots \dots (4)$$

The lateral deflections of a laterally loaded pile with a dimensionless length,

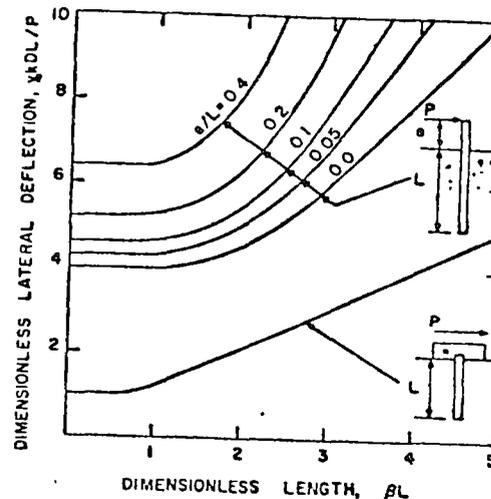


FIG. 9 -- LATERAL DEFLECTIONS AT GROUND SURFACE FOR COHESIVE SOILS

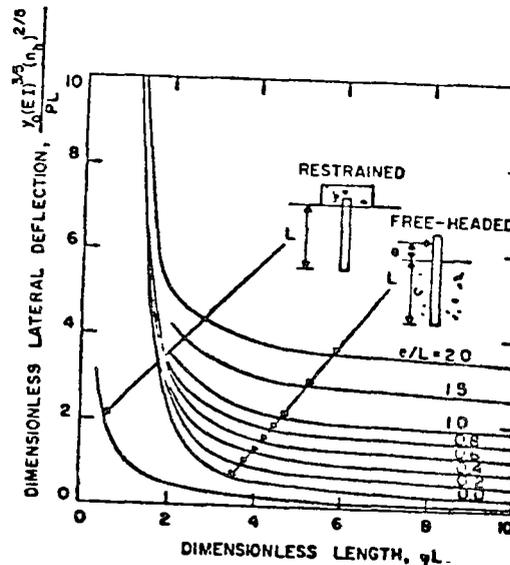


FIG. 10. -- LATERAL DEFLECTIONS AT GROUND SURFACE FOR COHESIONLESS SOILS

BIBLIOTECA DE LAS DIVISIONES

βL , less than 2.25, can be calculated by assuming that the pile is infinitely stiff and that the pile rotates as a unit around a point located some depth below the ground surface. The lateral deflections of a pile with a dimensionless length, βL , larger than 2.25 can be calculated by assuming that the pile is infinitely long. The lateral deflections at the ground surface, y_0 , for a long ($\beta L \geq 2.25$) and fully free pile can be calculated from

$$y_0 = \frac{2 P \beta (e \beta + 1)}{k_{\omega} D} \dots \dots \dots (5)$$

For the case when the pile is fully restrained

$$y_0 = \frac{P \beta}{k_{\omega} D} \dots \dots \dots (6)$$

The lateral deflections are greatly affected by a change of the penetration depth at a dimensionless penetration depth βL less than 2.25. In contrast, the lateral deflections are unaffected by a change of the penetration depth when the dimensionless length βL is larger than 2.25. A change of the stiffness, $E I$, of the pile section does not affect the lateral deflections of relatively short piles (βL less than 2.25) whereas a change of the pile stiffness greatly affects the lateral deflections of long piles (βL larger than 2.25). It can also be seen that the lateral deflection of a fully restrained pile is one-half the lateral deflection of the corresponding free-headed pile when the eccentricity, e , of the applied load is equal to zero.

Cohesionless Soils.—The lateral deflections of a pile in a cohesionless soil can be calculated by assuming that the coefficient of lateral subgrade reaction increases linearly with depth from

$$k_h = \frac{n_h z}{D} \dots \dots \dots (7)$$

in which z is the depth below ground surface, n_h is a coefficient that depends on the relative density of the soil, and D is the diameter or side of the loaded area. The dimensionless lateral deflection, $y_0 (E I)^{3/5} (n_h)^{2/5} / P L$, at the ground surface has been plotted in Fig. 10 as a function of the dimensionless penetration depth ηL and the eccentricity ratio e/L . The quantity η is equal to $\sqrt[5]{n_h/E I}$.

Laterally loaded piles will behave as infinitely stiff members when the dimensionless length ηL is less than 2.0 and as infinitely long members when the dimensionless length ηL is larger than 4.0. The lateral deflections, y_0 , at the ground surface for a fully free member with a dimensionless length ηL larger than 4.0 can be calculated directly from the equation

$$y_0 = \frac{2.40 P}{n_h^{3/5}} (E I)^{2/5} \dots \dots \dots (8a)$$

and for a fully restrained pile, from

$$y_0 = \frac{0.93 P}{n_h^{3/5}} (E I)^{2/5} \dots \dots \dots (8b)$$

The lateral deflection of a fully restrained pile is approximately 40% of the lateral deflection of a fully free pile when all other factors are equal.

Coefficient of Subgrade Reaction.

Cohesive Soils.—The coefficient of horizontal subgrade reaction can be calculated for a cohesive soil from plate load tests by assuming that the coefficient of subgrade reaction is the same in the lateral as in the vertical directions, and that the coefficient is constant with depth. The coefficient of horizontal subgrade reaction can, for a long pile, be estimated (4) from

$$k_h = \frac{0.4 k_{\omega} D}{B} \dots \dots \dots (9)$$

in which k_{ω} is the coefficient of vertical subgrade reaction for a square or circular plate with the side or diameter of B and in which D is the diameter or side of the loaded pile. Eq. 9 has been derived assuming that the coefficient of subgrade reaction is constant with depth. Because the coefficient of subgrade reaction is approximately proportional to the unconfined compressive strength of the soil, this coefficient frequently increases with depth for a normally consolidated clay while the shearing strength and the coefficient of subgrade reaction may increase or decrease with depth for over-consolidated clays.

When over-consolidation of the soil has been caused by desiccation, the shearing strength of the soil frequently decreases with depth. When the shearing strength increases with depth, plate load tests generally underestimate the effective coefficient of lateral subgrade reaction; conversely, when the shearing strength of the soil decreases with depth, the plate load test overestimates the coefficient of lateral subgrade reaction and the actual lateral deflections of a laterally loaded pile may be larger than calculated.

For cohesive soils, the coefficient of horizontal subgrade reaction, k_h , may also be estimated by lateral load tests on long piles from Eqs. 5 and 6. The dimensionless length βL of the test piles should be larger than 2.25.

Cohesionless Soils.—The coefficient n_h for a cohesionless soil can, for the case when the ground water table is located below the depth ηL of 2.0, be taken as 7, 21, and 56 tons per cu ft for a loose, medium, and dense sand, respectively (44). For the case when the ground water table is located near or above the ground surface, a value equal to approximately 60% of the foregoing values can be used. Comparisons with test data have indicated that these values will result in completed lateral deflections that are usually larger than the actual lateral deflections (3). The values given previously should be used with caution when the laterally loaded piles are subjected to repetitive lateral loads or when the piles have been placed by jetting.

The coefficient n_h can be evaluated from lateral load tests by Eqs. 8 when the dimensionless length ηL is larger than 4.0.

DESIGN OF LATERALLY LOADED PILES

Laterally loaded piles can be designed on the basis of any of the failure mechanisms shown in Figs. 3 and 4, assuming that the piles are on the verge of failure when subjected to a design load equal to the calculated lateral load times an overload factor larger than one and supported by a soil with a design

BIBLIOTECA DE LAS DIVISIONES

shear strength equal to the measured average shear strength times an under-strength factor less than one.

Free-Headed Piles.—The design of short laterally loaded free-headed piles can be based on the failure mechanism shown in Fig. 3(a). The penetration depth required to resist the design load can be determined directly from Figs. 5 and 6. The ultimate or yield resistance of the pile section must, however, be sufficiently large to prevent failure by the mechanism shown in Fig. 3(b). Furthermore, the bending resistance of the pile section should be larger than the yield resistance calculated from Figs. 7 or 8 when subjected to the design load, when supported by a soil with a shear strength equal to the design shear strength, and when the length of the pile is equal to that determined from Figs. 5 or 6.

The design of laterally loaded free-headed piles may also be based on the failure mechanism shown in Fig. 3(b). The required yield resistance of the pile section to resist the lateral design loads can be determined directly from Figs. 7 or 8. The length of the pile must, however, be sufficiently large to prevent failure by the failure mechanism shown in Fig. 3(a). This required penetration depth can be checked by Figs. 5 or 6.

Restrained Piles.—The design of laterally loaded restrained piles can be based on any of the failure mechanisms shown in Fig. 4. The required penetration depth of a short restrained pile (Fig. 4(a)) can be determined directly from Figs. 5 or 6. The bending resistance of the pile section at the bottom of the pile cap, however, should be sufficiently large to resist the maximum bending moment of this section. This maximum bending moment can be calculated from Figs. 7 or 8.

The required penetration depth can be determined directly from Figs. 5 or 6 when failure occurs by the failure mechanism shown in Fig. 4(b). The maximum positive bending moment should, however, be less than the maximum bending resistance of the pile section. This positive maximum bending moment can be determined directly from Figs. 7 or 8 when the pile is subjected to the design load.

The lateral resistance corresponding to the failure mechanism shown in Fig. 4(c) can be determined directly from Figs. 7 or 8. In this case, the length of the piles should be sufficiently large to prevent failure by the mechanism shown in Fig. 4(b).

Failure by Excessive Deformations.—The lateral deflections at working loads should not be so large as to impair the proper functioning of the pile groups or of the structure supported by the pile group. At working loads (approximately one-half to one-third the ultimate lateral resistance of the pile group) the lateral deflections increase approximately proportional to the applied lateral load. The lateral deflections can be calculated by the use of a coefficient of subgrade reaction, which maybe considered to increase linearly with depth in the case of cohesionless soils and to be constant with depth in the case of cohesive soils.

EXAMPLES

Determine the minimum wall thickness of a long restrained steel pipe pile that is required to resist a lateral load of 30 tons. The pile forms part of a pile group that supports an off-shore structure used for the exploration and

production of oil in the Gulf of Mexico. The pile is restrained at the ocean bottom by a bracing system. The pile is driven through a deep layer of clay with an average unconfined compressive strength of 600 psf within the significant depth. It is anticipated that the outside diameter of the pile will be 30 in. It may be assumed that relatively large lateral deflections can be tolerated at working loads.

The failure mechanism for a long restrained pile is shown in Fig. 2(a). Failure occurs when two plastic hinges form. The corresponding distribution of lateral earth pressures and bending moments is shown in Fig. 4(c). With an under-strength factor of 0.75, the design cohesive strength will be

$$c_{\text{design}} = 0.75 c_u = (0.75) (0.5) (600) = 225 \text{ psf}$$

If a load factor of 2.0 is used with respect to the calculated nominal lateral load, then the design load can be calculated as

$$P_{\text{design}} = 2.0 P_{\text{calc}} = (2.0) (30) (2,000) = 120,000 \text{ lb}$$

The dimensionless quantity $P_{\text{design}} / c_{\text{design}} D^2$ will then be

$$P_{\text{design}} / c_{\text{design}} D^2 = \frac{120,000}{(225) (2.5) (2.5)} = 85.3$$

The dimensionless moment resistance required to resist the dimensionless lateral force 85.3 can be determined from Fig. 7 as $M_{\text{yield}} / c_{\text{design}} D^3 = 266$

The required yield resistance of the pile section will be

$$M_{\text{yield}} = \frac{(266) (225) (2.5)^3}{1000} = 935 \text{ kip ft}$$

The section modulus that corresponds to this yield resistance of the pile section when the axial load is small can be calculated from Eq. 1 as

$$W = \frac{M_{\text{yield}}}{1.3 f_{\text{design}}}$$

In this equation, f_{design} is the design strength of the pile material. With a design under-strength factor of 0.9 and an average measured yield strength of 50,000 psi of the pile material, the design strength will be 45,000 [(0.9) (50,000)] psi.

The required section modulus of the pile section in the case when the applied axial load is small will be

$$W = \frac{(935) (12)}{(1.3) (45.0)} = 190 \text{ in}^3$$

For a pipe pile with an outside diameter of 30.0 in., this section modulus corresponds to a wall thickness of 0.27 in. A larger wall thickness will be required when the applied axial load is high. To prevent local buckling, it is recommended that the piles be filled with sand or concrete.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

The design of laterally loaded piles is governed by the requirements (1) that the lateral deflections at working loads should not impair the proper functioning of the pile group or of the structure supported by the pile group and (2) that complete collapse of the foundation or of the supported structure should not occur (a) even if the pile foundation is subjected to an extreme loading condition, (b) even if the pile group is supported by a soil with a low shear strength, (c) even if the soil surrounding the test pile has been removed to its lowest possible level, and (d) even if the moment resistances of the piles attain their lowest possible values.

The lateral deflections at working loads (approximately one-half to one-third the ultimate lateral resistance) can be calculated approximately with the concept of a coefficient of subgrade reaction, assuming that the lateral deflections increase linearly with the applied load. The lateral deflection at the ground surface has been presented in the form of graphs. The lateral deflections of relatively short piles were found to be mainly a function of the penetration depth and the deformation properties of the supporting soil whereas the lateral deflections at the ground surface of a relatively long pile were found to be independent of the penetration depth but dependent on the stiffness of the pile section.

The ultimate lateral resistance of a laterally loaded pile is governed by the ultimate lateral resistance of the surrounding soil and by the moment resistance of the pile section. The ultimate soil reactions and the ultimate lateral resistance of the piles can be calculated, assuming that the ultimate lateral soil reaction for a cohesive soil is equal to nine times the cohesive strength of the soil and that the lateral earth pressure for a cohesionless soil is equal to three times the passive Rankine earth pressure. The ultimate lateral resistance has been presented in the form of graphs. The ultimate lateral resistance of short piles was found to be governed by the penetration depth of the pile and to be independent of the ultimate bending resistance of the pile section. The ultimate lateral resistance of long piles was found to be governed by the ultimate bending resistance of the pile section and to be independent of the penetration depth.

APPENDIX I. - REFERENCES ON ANALYSIS OF SINGLE PILES AND PILE GROUPS

1. Abrams, J. L., "Analysis of Two and Three Dimensional Pile Foundations Including Soil Restraint," thesis presented to The Johns Hopkins Univ., at Baltimore, Md., in 1956, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Engineering.
2. Blum, H., "Beitrag zur Berechnung von Bohlwerken unter Berücksichtigung der Wandformung insbesondere bei mit der Tiefe zunehmender Widerstandsziffer," Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 1951.
3. Broms, B. R., "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90, No. SM3, Proc. Paper 3909, May, 1964, pp. 123-156.

4. Broms, B. B., "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90, No. SM2, Proc. Paper 3635, March, 1964, pp. 27-63.
5. Chang, Y. L., discussion of "Lateral Pile-Loading Tests," by Lawrence B. Feagin, Transactions, ASCE, Vol. 102, 1937, pp. 272-278.
6. Chaudy, F., "Type de fondation sur pieux avec épéron en béton pour murs de soutènement," Génie Civil, Paris, France, Vol. 86, 1925, pp. 138-140.
7. Cummings, A. E., discussion of "Lateral Pile-Loading Tests," by Lawrence B. Feagin, Transactions, ASCE, Vol. 102, 1937, pp. 255-264.
8. Czerniak, E., "Resistance to Overturning of Single, Short Piles," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 83, No. ST2, Proc. Paper 1188, March, 1957.
9. Drucker, M. A., "Embedment of Poles, Sheet piling, and Anchor Piles," Civil Engineering, New York, N. Y., Vol. 4, No. 12, December, 1934, pp. 622-626.
10. Fischer, P., "Earth Pressures on Embedded Poles," Engineering News-Record, Vol. 131, 1943, p. 772.
11. Focht, J. A., and McClelland, B., "Analysis of Laterally Loaded Piles by Difference Equation Solution," The Texas Engineer, Texas Section, ASCE, Vol. 25, No. 9-11, September-November, 1955.
12. Fordham, A. A., "The Lateral Pressure of Earth Against Footings Subject to Overturning Moment," The Structural Engineer, London, England, No. 22, 1944, pp. 297-308.
13. Hedde, P., "Beitrag zur Berechnung eingespannter Spundwände," Die Bautechnik, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Germany, Vol. 15, Heft 51, November, 1937, pp. 659-663.
14. Gleser, S. M., "Lateral Load Tests on Vertical Fixed-Head and Free-Head Piles," Symposium on Lateral Load Tests on Piles, Atlantic City, N. J., 1953, Special Technical Publication No. 154, ASTM, Philadelphia, Pa., 1954, pp. 75-93.
15. Hahn, L., "Calcul des fondations soumises à des charges de renversement," Technique des Travaux, Liège, Belgium, Vol. 23, No. 9-10, pp. 309-320.
16. Howe, R. J., "A Numerical Method for Predicting the Behavior of Laterally Loaded Piling," TS Memorandum No. 9, Shell Oil Co., Houston, Tex., May, 1955.
17. Jampel, S., "An Analysis of Groups of Piles," Concrete and Construction Engineering, London, England, Vol. 44, No. 7, 1949, pp. 201-208, and Vol. 44, No. 6, 1949, pp. 253-257.
18. Janbu, N., discussion of "Foundation of Structures. General Subjects and Foundations other than Piled Foundations," Proceedings, 4th Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., London, England, Vol. III, 1957, pp. 155-156.
19. Kent, B. P., "A Pole Stability Theory Supported by a Model Study," thesis presented to the Univ. of Arizona, in Tucson, Arizona, in 1961, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science.
20. Krymne, D. P., and Abbott, R. W., "Resistance of Sheet Piling to Overturning," Civil Engineering, New York, N. Y., Vol. 3, No. 5, May, 1933, pp. 263-265.
21. Lazard, A., "Moment limite de renversement, de fondations cylindriques et parallélépipédiques isolées," Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Paris, France, Vol. 8, No. 85, Sols et Fondations No. 16, January, 1955, pp. 82-110.
22. Lazard, A., discussion of "Moment limite de renversement, de fondations cylindriques et parallélépipédiques isolées," by A. Lazard, Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Paris, France, Vol. 8, No. 91-92, Sols et Fondations No. 19, July-August, 1955, pp. 786-788.
23. Lazard, A., "Moment limite de renversement de fondations isolées," Proceedings, 4th Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., London, England, 1957, Vol. I, pp. 349-354.
24. Lorenz, H., "Zur Tragfähigkeit starrer Spundwände und Mastgründungen," Bautechnik-Archiv, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Germany, Heft 8, 1952, pp. 79-82.
25. Marquardsen R. P., "The Ultimate Supporting Power and Pulling Resistance of Piles Placed Hydraulically," Engineering and Contractors (Buildings), Vol. 61, 1924, pp. 885-893.
26. Matlock, H., and Reese, L. C., "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 66, No. SM5, Proc. Paper 2626, October, 1960, pp. 63-91.

27. Matlock, H., and Reese, L. C., "Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures," Proceedings, 5th Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., Paris, France, 1961, Vol. II, pp. 91-97.
28. Nelidov, I. M., "Finding Depth of Footing for a Pole Subject to Lateral Load," Civil Engineering, New York, N. Y., Vol. 28, No. 3, March, 1958, p. 196.
29. McNulty, J. F., "Thrust Loading on Piles," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 82, No. SM2, Proc. Paper 940, April, 1956.
30. Palmer, L. A., and Thompson, J. B., "The Earth Pressure and Deflection Along the Embedded Lengths of Piles Subjected to Lateral Thrust," Proceedings, 2nd Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., Rotterdam, Holland, 1948, Vol. V, pp. 156-161.
31. Patterson, D., "Pole Embedment to Resist Lateral Load," Civil Engineering, New York, N. Y., Vol. 28, No. 7, July, 1958, p. 527.
32. Prakash, S., "Behavior of Pole Groups Subjected to Lateral Loads," thesis presented to the Univ. of Illinois, at Urbana, Ill., in 1962, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
33. Raes, P. E., "Theory of Lateral Bearing Capacity of Piles," Proceedings, 1st Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., Cambridge, Mass., 1936, Vol. I, pp. 166-169.
34. Robbins, N. G., "Piers Supported by Passive Earth Pressure," Civil Engineering, New York, N. Y., Vol. 27, No. 4, April, 1957, p. 276.
35. Ramelot, Ch., and Vandepierre, L., "Les fondations de pylones électriques leur résistance au renversement, leur stabilité, leur calcul, étude expérimentale," Comptes Rendus de Recherches de l'IRSIA, Brussels, Belgium, No. 2, February, 1950.
36. Raymondi, C., "Esperienze su Pali infissi Sollecitati Normalmente All'asse," Giornale del Genio Civile, Rome, Italy, Vol. 88, No. 7-8, 1950, pp. 429-441.
37. Roscoe, K. H., "A Comparison of Tied and Free Pier Foundations," Proceedings, 4th Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., London, England, 1957, Vol. I, pp. 419-423.
38. Roscoe, K. H., "Foundations for Steel Frames Which Have Been Designed According to the Plastic Theory of Structures," Proceedings Paper No. 12, Midland Soil Mechanics and Foundation Soc., Dept. of Civ. Engrg., Univ. of Birmingham, Birmingham, England, Vol. 2, 1958, pp. 74-99.
39. Rowe, P. W., "The Single Pile Subject to Horizontal Force," Géotechnique, London, England, Vol. 6, No. 2, June, 1956, pp. 70-85.
40. Seiler, J. F., "Effect of Depth of Embedment of Pole Stability," Wood Preserving News, The Amer. Wood Preservers Inst., Chicago, Ill., Vol. 10, 1932, pp. 152-161, and Vol. 11, 1932, pp. 167-168.
41. Shiels, W. L., Graves, L. D., and Driscoll, G. G., "A Report of Field and Laboratory Tests on the Stability of Posts Against Lateral Loads," Proceedings, 2nd Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., Rotterdam, Holland, 1948, Vol. 5, pp. 107-122.
42. Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics," John Wiley and Sons, Inc., New York, N. Y., 1943.
43. Terzaghi, K., and Peck, R., "Soil Mechanics in Engineering Practice," John Wiley and Sons, Inc., New York, N. Y., 1948, 566 pp.
44. Terzaghi, K., "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction," Géotechnique, London, England, Vol. V, No. 4, 1955, pp. 297-326.
45. Vesic, A. B., "Contribution a l'Etude des Fondations Sur Pleux Verticaux et Inclines," Annales des Travaux Publics de Belgique, Brussels, Belgium, No. 6, 1956, pp. 5-40.
46. Wilcoxon, L. C., "Horizontal Force Acting on a Pile," Engineering News-Record, Vol. 107, December, 1931, p. 978.
47. Wilkins, R. J., "The Bending of a Vertical Pile Under Lateral Forces," Civil Engineering and Public Works Review, London, England, Vol. 46, No. 539, May, 1951, p. 355-357.
48. Williams, C. C., "Design of Masonry Structures and Foundations," McGraw-Hill Book Co. Inc., New York, N. Y., 1930.
49. Williams, J. E. H., "Soil Failure Due to Overturning of Piles," Engineering, London, England, Vol. 173, No. 4488, February, 1952, pp. 134-136.

APPENDIX II.—NOTATIONS

The following letter symbols have been adopted for use in this paper:

- B = diameter of load plate, in inches;
- c_u = cohesion determined from undrained direct shear, triaxial or vane tests, in pounds per square inch;
- D = diameter or width of test pile, in inches;
- E = modulus of elasticity of pile material, in pounds per square inch;
- E_{50} = secant modulus corresponding to half the ultimate unconfined compressive strength of the soil, in pounds per square inch;
- e = eccentricity of applied load, in inches;
- f = distance from ground surface to location of maximum bending moment, in inches;
- I = moment of inertia of pile section, in inches⁴;
- K_h = $k_h D$, in pounds per square inch;
- K_0 = $k_0 B$, in pounds per square inch;
- K_p = dimensionless coefficient of passive earth pressure;
- $K\infty$ = $k\infty D$, in pounds per square inch;
- k_h = coefficient of horizontal subgrade reaction, in pounds per cubic inch;
- k_0 = coefficient of vertical subgrade reaction for a circular or square plate, in pounds per cubic inch;
- $k\infty$ = coefficient of subgrade reaction for an infinitely long laterally loaded pile in pounds per cubic inch;
- L = length of embedment, in inches;
- M = bending moment, in pound-inches;
- M_{max} = maximum bending moment, in pound-inches;
- M_{yield} = yield moment of pile section, in pound-inches;
- n_h = coefficient of lateral subgrade reaction for a long pile with a width of unity at a depth of unity, in pounds per cubic inch;
- P = applied lateral load, in pounds;
- q = unit soil reaction, in pounds per square inch;
- q_u = unconfined compressive strength, in pounds per square inch;
- y = lateral deflection, in inches;
- y_0 = lateral deflection at ground surface, in inches;
- $\beta = \sqrt[4]{k D / 4 E I}$, in inches;
- $\eta = 5 \sqrt{n_h / E I}$, in inches;
- γ = unit weight of soil, in pounds per cubic inch; and
- ϕ_s = angle of internal friction as measured by drained direct shear or triaxial tests, in degrees.

EJEMPLO No. 4

Este problema se refiere a la cimentación de dos edificios ubicados en la zona céntrica del puerto de Veracruz. En conjunto, los edificios ocuparán una superficie de unos 7,000 m².

El edificio denominado A (fig.2) constará de planta baja, mezanine y dos niveles; en planta proyecta una superficie irregular, de unos 6,000 M² (figs. 1 y 2). Su estructura se resolvió a base de elementos precolados apoyados en armadura metálicas y estas en columnas de acero. Los claros entre columnas son grandes, hasta de 15.4 m. Las descargas en columnas a nivel de planta baja, se indican en la Fig. 2

El otro edificio ocupa una superficie de 19 X 56 m y está constituido por planta baja y cinco pisos. La superestructura se resolverá a base de losas y trabes de concreto armado, apoyadas en columnas del mismo material; los claros entre columnas son de 7 a 10.45 m. A nivel de planta baja las descargas en las columnas varían entre 112 y 550 ton; su magnitud y distribución se señalan en la Fig. 3

Los edificios quedaran separados por una junta constructiva que incluye a las cimentaciones. Las colindancias, a excepción de las calles (fig.1), corresponden con construcciones ligeras, de uno y dos pisos, en su mayoría antiguas, cimentadas superficialmente a base de cimientos corridos de mampostería.

El estudio del subsuelo se apoyó en los resultados obtenidos en cinco sondeos continuos de penetración estándar (S1 a 5, fig. 1), con longitud comprendida entre 12 y 25 m. En virtud de la naturaleza de los suelos, los ensayos de laboratorio comprendieron solo la determinación de las siguientes propiedades índice: clasificación, contenido natural de agua, contenido de suelos finos (% que pasa malla 200) y distribución granulométrica; a algunas muestras de suelos orgánicos, de lentes superficiales, se determinaron sus características de consistencia.

Con los datos de campo y laboratorio se construyeron las columnas estratigráficas del subsuelo en cada uno de los sondeos, la Fig. 4 contiene la del sondeo S4, representativo de las condiciones medias.

La estratigrafía y propiedades del subsuelo pueden resumirse como sigue:

En el lado poniente del predio, superficialmente existen rellenos artificiales, con espesor máximo de 0.7 m, producto de la demolición de viviendas que anteriormente ocuparon el sitio; estos materiales, colocados sin control, presentan una compacidad suelta.

Bajo los rellenos anteriores, en el lado poniente, y a partir de la superficie del terreno, en el lado oriente, yace una serie de depósitos arenosos cuyas características varían con la profundidad, y en menor grado en dirección horizontal. Hasta 3.0 m de profundidad se encuentra una arena fina de color café, poco limosa, que en lentes aislados aparece contaminada con materia orgánica. Este depósito es de estructura suelta.

A continuación, hasta profundidades comprendidas entre 15.7 y 18 m yacen depósitos de arena fina y media, con escasa arena gruesa, 5 a 12% de limo poco plástico y bajo contenido de fragmentos de concha. El contenido natural de agua medio es de 30%. Su compacidad es media a alta, con algunas capas aisladas (S-2) en estado muy compacto.

Finalmente y hasta la máxima profundidad explorada (25.1 m), existe un depósito de suelos de la misma naturaleza, pero de mayor resistencia a la penetración estándar, representativa de una compacidad alta y, preferentemente, muy alta.

ANALISIS DE LAS CIMENTACIONES

Para la elección del tipo de cimentación apropiado y en su análisis, se tomaron en cuenta los siguientes factores: a), estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sitio; b), magnitud y distribución de las descargas de las columnas; c), estabilidad y comportamiento esperado de los edificios; y d), costo, tiempo y procedimientos de construcción de las diferentes alternativas.

La presencia superficial de rellenos y suelos de baja compacidad, hasta los 3m de profundidad, y la alta magnitud de las descargas en columnas son factores suficientes para eliminar cualquier alternativa de las cimentaciones del tipo superficial. Estas solo podrían elegirse a condición de mejorar la compacidad de los suelos, recurriendo para ello a un tratamiento previo de vibrocompactación o vibroflotación, el cual además de costoso requiere de un tiempo de ejecución que el programa de la obra no permitía. Por otra parte, de un análisis económico grueso se llegó a que el costo global era muy elevado y desventajoso con respecto al costo que representaba una cimentación de tripo profundo.

De las cimentaciones del tipo profundo las más adecuadas al problema, son aquellas que utilicen elementos que trabajen por punta y fricción. De este tipo de cimentaciones se analizaron dos alternativas, a saber : una consistente en pilas coladas "in situ", cuya base se alojaría a 10m de profundidad y; una segunda a base de pilotes precolados e hincados a percusión hasta alojar su punta en el estrato más resistente detectado entre 16 y 18m de profundidad.

Siendo ambas alternativas igualmente seguras, en cuanto a la estabilidad de los edificios se refiere, la elección final fue la de pilas coladas "in situ", pues permitía el uso de un solo elemento bajo cada columna. Esta elección se



apoyó en un estudio económico.

El cálculo de la capacidad de carga de las pilas se efectuó considerando los suelos como material puramente friccionante y aplicando el criterio de G.G. Meyerhof (Ref. 1), de acuerdo a la expresión:

$$Q = \gamma D_f N_q A_p + f_s A_l \quad (1)$$

Para un ángulo de fricción interna de 32° , estimado a partir de los resultados de las pruebas de penetración estándar, una longitud de empotramiento, D , de 7m y un factor de seguridad $FS = 2.5$, la capacidad de carga admisible por punta (Q_{ap}) de las pilas, en función de su diámetro, es la anotada en la Tabla 1.

En la misma tabla se indica la capacidad de carga admisible por fricción (Q_{af}), la cual se calculó con la expresión:

$$f_{sa} = \frac{1}{FS} (1/2 \gamma D_f K_s \tan \delta) \quad (2)$$

donde:

f_{sa} , fricción unitaria admisible, suelo-pila, en ton/m^2 .

FS , factor de seguridad = 2.5

$1/2 \gamma D_f$, presión efectiva media a lo largo del fuste, en ton/m^2

K_s , coeficiente de presión media en el fuste, adimensional

δ , ángulo de fricción suelo-pila.

De acuerdo a las consideraciones anteriores, los valores de la capacidad de carga admisible de trabajo (Q_t), para diferentes diámetros de pilas desplantadas a 10m de profundidad son los indicados en la Tabla 1.



TABLA 1. Capacidad de carga de trabajo para pilas de diferente diámetro, desplantadas a 10 m de profundidad.

Diámetro B (m)	Capacidad de carga admisible (ton)		
	Por punta Qap	Por fricción Qaf	De trabajo Qt
0.6	66	14	80
0.7	90	17	107
0.8	118	19	137
0.9	149	22	171
1.0	182	24	206
1.1	208	26	234
1.2	231	29	260
1.3	263	31	294
1.4	296	34	330
1.5	324	36	360

CONCLUSIONES.

Del estudio realizado se derivan las siguientes conclusiones:

a) El subsuelo está constituido por un estrato superficial de rellenos artificiales, espesor de 1.0 m, bajo el que yacen una serie de depósitos de suelos arenosos en diversos estados de compacidad. Hasta una profundidad media de 3.0 existen arenas finas, poco limosas en estado suelto, con lentes contaminados con materia orgánica. A continuación siguen depósitos de arena fina y media con bajo contenido de conchas y 5 a 12% de limo poco plástico, cuya compacidad varía de media a alta. Finalmente, a partir de una profundidad que varía de 15.6 m en el sondeo S-5 y 17.8m, en el S-1, y hasta las máximas profundidades exploradas (20,2 en el S-5 y 25,12m, en el S-1), existen los mismo suelos en estado muy compacto. En época de lluvias, el nivel freático se define aproximadamente a 0.5 m de profundidad.

b) La cimentación más apropiada para ambas estructuras, A y B, es una de tipo profundo, a base de pilas coladas "in situ", trabajando por punta y fricción, cuya base se desplante a 10m de profundidad.

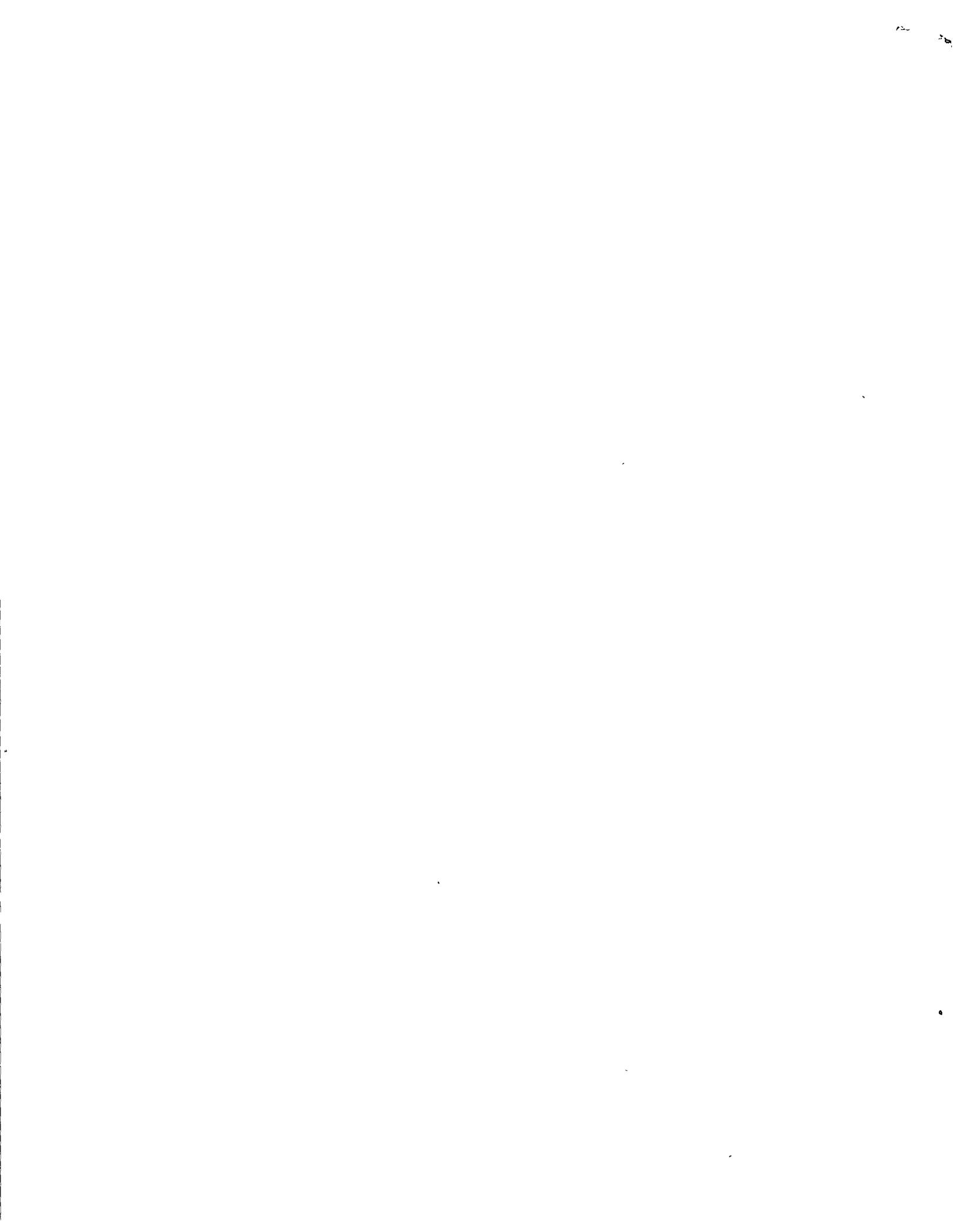
RECOMENDACIONES

Recomendaciones para el diseño.

a) La cimentación consistirá en pilas de concreto reforzado coladas "in situ", dispuestas preferentemente una bajo cada columna o según convenga estructuralmente;

b) la profundidad de desplante de las pilas bajo la superficie del terreno será de 10.0m;

c) para el diseño de la cimentación sujeta a descargas estáticas, la



carga útil de trabajo de pilas de diversos diámetros, desplantadas a la profundidad indicada en (b), se proporcionan en la Tabla 1;

d) bajo la acción combinada de cargas estáticas y dinámicas, la presión de contacto recomendada en (c) podrá incrementarse en 30% de su valor;

e) la distancia mínima centro a centro de pilas, será de 3 veces el diámetro de la pila mayor.

f) el proyecto de la cimentación deberá considerar un sistema de contrarribes de liga entre columnas, localizadas bajo el nivel de piso de planta baja;

g) el piso de planta baja consistirá en un firme de concreto desplantado sobre una capa de materiales granulares compactados.

Recomendaciones para la construcción.

a) Las perforaciones con extracción de material que alojarán las pilas, se harán con la herramienta mecánica apropiada a las características del material que atravesarán;

b) las perforaciones previas se ademarará con lodos bentoníticos, de la densidad necesaria para mantener estables las paredes de las mismas, substituyendo en su totalidad al material perforado. De cada perforación deberá llevarse un registro que indique los tipos de materiales extraídos y la profundidad a la que se suspendió la perforación;

c) deberá asegurarse que las perforaciones queden totalmente libres de azolves y caídos, procediendo inmediatamente a instalar el armado y colar la pila correspondiente;

d) en el proporcionamiento del concreto de las pilas, deberá preverse la pérdida de agua por absorción del terreno sobre el nivel freático, y a la vez que se logre una mezcla de fluidez apropiada, que se colocará a partir del fondo de la perforación mediante tubo Tremie o equipo similar que evite su segregación. El extremo inferior del tubo deberá mantenerse siempre sumergido en el concreto ya colado, para evitar contaminación con el fluido estabilizador. La aplicación de este procedimiento deberá garantizar la continuidad de la sección de la pila;

e) el procedimiento anterior implica un control estricto y cuidadoso, dadas las condiciones en que se realizará. En caso de aplicaciones defectuosas del mismo, deberán hacerse las investigaciones y sustituciones convenientes.

