



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

INTRODUCCION

M. EN I. GABRIEL MORENO PECERO

JUNIO, 1980

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

PHYSICS 351

LECTURE 10: THE HARMONIC OSCILLATOR

PROFESSOR JOHN H. COOPER

WEDNESDAY, OCTOBER 10, 2018

1. THE HARMONIC OSCILLATOR

2. THE CLASSICAL OSCILLATOR

3. THE QUANTUM OSCILLATOR

4. THE WKB APPROXIMATION

5. THE HARMONIC OSCILLATOR IN A MAGNETIC FIELD

6. SUMMARY

7. REFERENCES

8. PROBLEMS

9. APPENDIX

10. INDEX

11. NOTES

12. REFERENCES

13. INDEX

14. APPENDIX

15. INDEX

16. APPENDIX

17. INDEX

18. APPENDIX

19. INDEX

20. APPENDIX

21. INDEX

22. APPENDIX

23. INDEX

24. APPENDIX

25. INDEX

CIMENTACIONES

GABRIEL MORENO PECERO.

INTRODUCCION.

El objeto fundamental de esta Introducción es tratar de conocer y en lo posible homogenizar, las necesidades de los asistentes al curso en relación al tema del mismo; CIMENTACIONES; pues al hacerlo, la didáctica se facilita y, consecuentemente es fácil lograr la transmisión de las ideas. En principio se considera, y así se ha enfocado el curso, que son dos los temas que interesan fundamentalmente, a saber:

Diseño de las Cimentaciones.

Procedimientos de Construcción.

La razón de esta consideración es que el ingeniero que de alguna manera está más relacionado con las cimentaciones, lo hace básicamente porque tiene la responsabilidad de proponer y/o supervisar los procedimientos de construcción o bien porque diseña estructuralmente las mismas.

Obviamente, para poder adentrarse, con mayor éxito, en cada uno de los temas fundamentalmente se requiere el comentar algunos otros, y así se ha elaborado el siguiente temario del curso.

-INTRODUCCION.

A cargo de Gabriel Moreno Pecero.

1. The first part of the paper is devoted to the study of the asymptotic behavior of the solutions of the system (1) as $t \rightarrow \infty$. It is shown that the solutions of the system (1) tend to zero as $t \rightarrow \infty$ if and only if the matrix A is stable.

2. The second part of the paper is devoted to the study of the asymptotic behavior of the solutions of the system (1) as $t \rightarrow \infty$. It is shown that the solutions of the system (1) tend to zero as $t \rightarrow \infty$ if and only if the matrix A is stable.

3. The third part of the paper is devoted to the study of the asymptotic behavior of the solutions of the system (1) as $t \rightarrow \infty$. It is shown that the solutions of the system (1) tend to zero as $t \rightarrow \infty$ if and only if the matrix A is stable.

4. The fourth part of the paper is devoted to the study of the asymptotic behavior of the solutions of the system (1) as $t \rightarrow \infty$. It is shown that the solutions of the system (1) tend to zero as $t \rightarrow \infty$ if and only if the matrix A is stable.

5. The fifth part of the paper is devoted to the study of the asymptotic behavior of the solutions of the system (1) as $t \rightarrow \infty$. It is shown that the solutions of the system (1) tend to zero as $t \rightarrow \infty$ if and only if the matrix A is stable.

6. The sixth part of the paper is devoted to the study of the asymptotic behavior of the solutions of the system (1) as $t \rightarrow \infty$. It is shown that the solutions of the system (1) tend to zero as $t \rightarrow \infty$ if and only if the matrix A is stable.

7. The seventh part of the paper is devoted to the study of the asymptotic behavior of the solutions of the system (1) as $t \rightarrow \infty$. It is shown that the solutions of the system (1) tend to zero as $t \rightarrow \infty$ if and only if the matrix A is stable.

8. The eighth part of the paper is devoted to the study of the asymptotic behavior of the solutions of the system (1) as $t \rightarrow \infty$. It is shown that the solutions of the system (1) tend to zero as $t \rightarrow \infty$ if and only if the matrix A is stable.

9. The ninth part of the paper is devoted to the study of the asymptotic behavior of the solutions of the system (1) as $t \rightarrow \infty$. It is shown that the solutions of the system (1) tend to zero as $t \rightarrow \infty$ if and only if the matrix A is stable.

10. The tenth part of the paper is devoted to the study of the asymptotic behavior of the solutions of the system (1) as $t \rightarrow \infty$. It is shown that the solutions of the system (1) tend to zero as $t \rightarrow \infty$ if and only if the matrix A is stable.

-ESTUDIOS PREVIOS.

Para poder determinar el tipo de cimentación requerido, indicar sus características geométricas y la forma de construirla, será necesario conocer el terreno que servirá de apoyo surgiendo entonces la necesidad de hacer una serie de ESTUDIOS PREVIOS los que se presentarán a consideración de los asistentes al curso y se discutirán. La exposición de esta parte del curso será hecha por Gabriel García Altamirano.

-CLASIFICACION DE CIMENTACIONES.- SELECCION.

Con base en el conocimiento de las diferentes características del suelo y conociendo también las de la estructura que se apoyará sobre él se procederá a seleccionar el tipo de cimentación más conveniente. La selección se hará entre los diferentes tipos que usualmente se emplean, los que previamente se detallaron. Será Juan Jacobo Schmitter Martín del Campo, el encargado de llevar la exposición de esta toma del curso, tan interesante y tan importante.

-ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.

Como ha quedado determinado durante la presentación del tema anterior, uno de los factores del suelo de apoyo, que influyen notablemente en la selección del tipo de cimentación es el conocimiento de su llamada capacidad de carga, tanto a la falla como admisible. Siendo este



tema tan importante, se tratará de actualizarlo, comentando los resultados obtenidos últimamente. Será José Antonio Mendoza Márquez quien tendrá a su cargo la exposición.

-ANALISIS DE DEFORMACIONES EN EL SUELO DE APOYO.

La deformación volumétrica y por cambio de forma que experimente el suelo de apoyo, por la aparición de esfuerzos generados con la acción de las estructuras que en él se apoyan, es otra de las características que se manejan para hacer la selección y después el diseño de la cimentación. La magnitud y la rapidez de la deformación y también la magnitud de las deformaciones diferenciales son factores que se requiere conocer para diseñar estructuralmente la cimentación, serán todos estos detalles analizados en la exposición que hará José Springall Karam.

-INTERACCION ESTRUCTURA-SUELO.

Como se anotó en el tema anterior, serán las deformaciones del suelo una de las características por analizar; sin embargo, tal análisis deberá hacerse tomando en cuenta no sólo la deformabilidad del suelo de apoyo bajo la acción de los esfuerzos impuestos por la estructura, sino la deformabilidad, o lo que es lo mismo la rigidez de la propia estructura que deberá ser congruente con la del suelo de apoyo, pero teniendo en cuenta que la estructura que se diseñe y construya cumpla con las



características de toda obra de ingeniería: economía ___
con funcionalidad y seguridad.

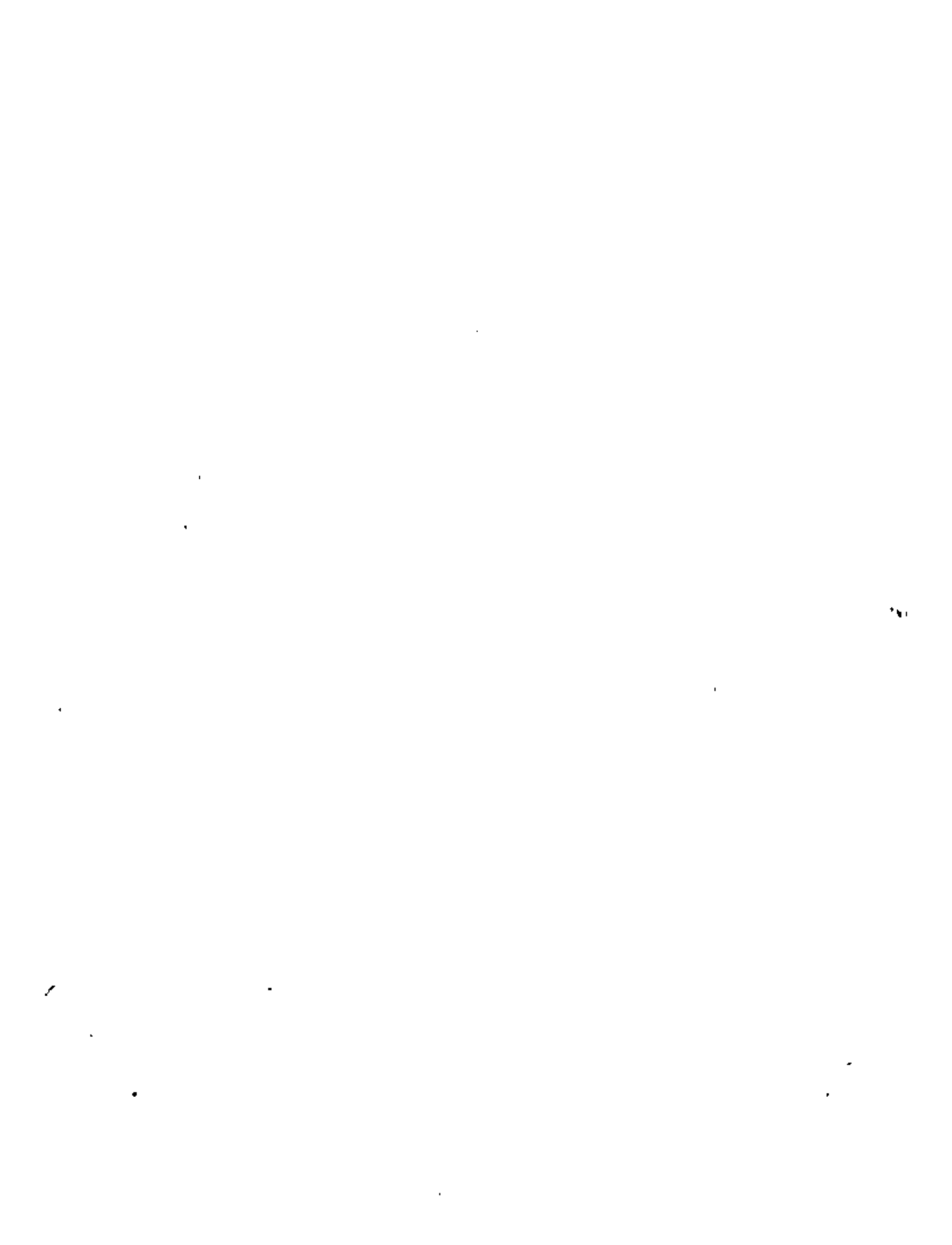
Es decir la magnitud y en cierta forma la rapidez_
de las deformaciones del suelo dependerá de: la natura_
leza deformable del suelo de apoyo, de la magnitud de _
las sobrecargas impuestas por la estructura, de las di_
mensiones y forma de las áreas de apoyo y, a su vez, la
magnitud de las sobrecargas impuestas por la estructura
será función de la rigidez de ella, que dependerá de ___
las dimensiones de los elementos estructurales y de la_
naturaleza de los materiales que constituyen a esos ele_
mentos estructurales, o sea en resumen, el ingeniero ___
tiene a su disposición el poder manejar más variables y,
de su ingenioso manipuleo, puede lograr la cimentación _
óptima, o sea la que reúna simultáneamente seguridad, _
funcionalidad y economía. Este interesante tema de ___,
perspectivas ventajosas será expuesto por Agustín Deme ___
neghi Colina.

-DISEÑO ESTRUCTURAL.

Con todos los antecedentes logrados mediante la exposi_
ción de los temas anteriormente mencionados se entra al
llamado DISEÑO ESTRUCTURAL, cuyo nombre indica su obje_
tivo y del que será responsable Raúl Granados.

-PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

Hecho ya el Diseño Estructural de la cimentación, se ___



procede a seleccionar el procedimiento de construcción adecuado, para lo cual obviamente deberán conocerse los que hasta ahora se han empleado. En realidad, desde la determinación de la capacidad de la carga del suelo de apoyo y de la magnitud y rapidez de la deformación del mismo, se tiene que venir delineando el procedimiento de construcción, de manera que la selección ya está un tanto dirigida. La explicación detallada de los procedimientos de construcción usuales en cimentaciones superficiales, profundas y especiales, estará a cargo de Luis Bernardo Rodríguez y de Ricardo Sánchez Bringas.

-CONCLUSIONES Y EVALUACION.

- Al término del curso, se hace necesario obtener una serie de conclusiones, que permitan afianzar los conocimientos adquiridos de tipo general y fundamental, de manera que ellos marquen la trascendencia del curso; este será el objetivo de la última reunión.

CONCEPTOS BASICOS.

Con la idea de lograr la homogenización de los asistentes al curso, en cuanto a algunos conocimientos de Mecánica de Suelos, se procede a continuación a exponerlos.

En primer lugar, conviene hacer consideraciones acerca de cuáles conocimientos requiere tener el ingeniero para aplicar adecuadamente la Mecánica de los Suelos. Para

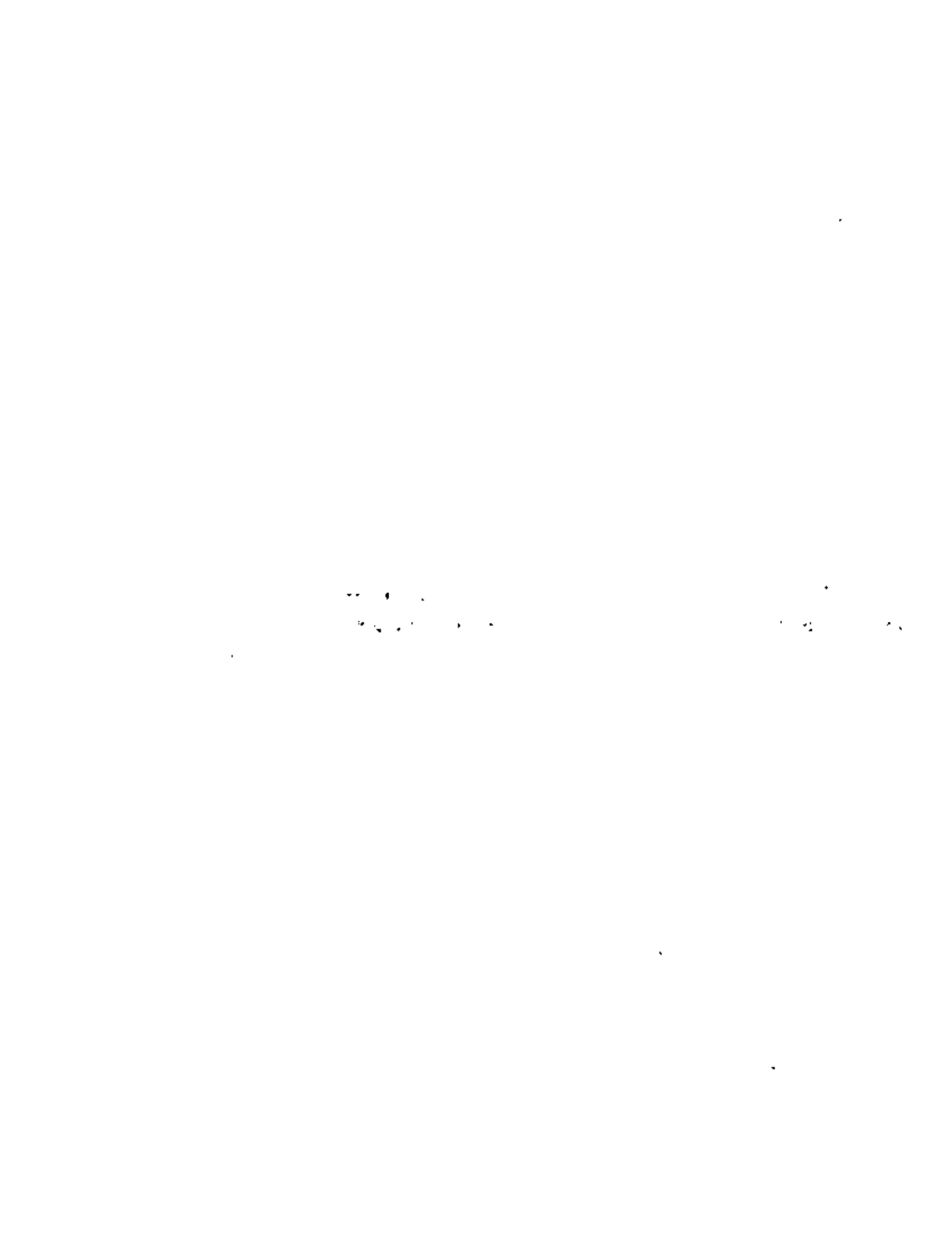


esto basta con pensar en qué preguntas se ocurren hacer cuando se tiene necesidad de resolver algún problema que tenga que ver con la Mecánica de Suelos. La primera pregunta que surge es obviamente ¿qué suelo se tiene? y para responderla es necesario conocer a los suelos en cuanto a sus propiedades físicas y mecánicas y este es precisamente el objetivo que se persigue con la exposición del segundo tema, denominado ESTUDIOS PREVIOS.

Una vez determinado el tipo de suelo, o por mejor decir, conocido el suelo que interviene en el caso en cuestión, surgen preguntas tales como: ¿qué capacidad de carga tiene? ¿qué magnitud y qué rapidez tendrá la deformación que se produzca? Estas preguntas deberán ser contestadas empleando las teorías que al respecto existen, por lo tanto surge como necesario el conocimiento de las TEORIAS de la Mecánica de Suelos, básicamente de sus hipótesis, ya que la pregunta que realmente hay que contestar es ¿cuál teoría es la aplicable?

Los temas ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA, ANALISIS DE DEFORMACIONES, INTERACCION ESTRUCTURA-SUELO y en cierto modo DISEÑO ESTRUCTURAL son los representantes del conocimiento teórico que tiene que tener el ingeniero que requiera dominar el tema de cimentaciones.

Existe un tercer "conocimiento", que realmente no es seguro que merezca ese nombre y que está presente en los dos conocimientos anteriores; es el llamado sentido común, criterio o experiencia, que es precisamente el que permite afinar los resultados de manera que la obra de ingeniería de que se



trate resulte óptima. Quizá, en el caso del curso de Cimentaciones, sea el penúltimo tema: PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION, el que más se preste para hacer resaltar este tercer "conocimiento" necesario.

En resumen, un ingeniero que quiera aplicar óptimamente la Mecánica de Suelos, requerirá tener tres conocimientos. El de las propiedades de los suelos para conocerlos y por lo tanto para distinguirlos; el de las teorías de Mecánica de Suelos para tratar de cuantificar esas propiedades y el llamado sentido común.

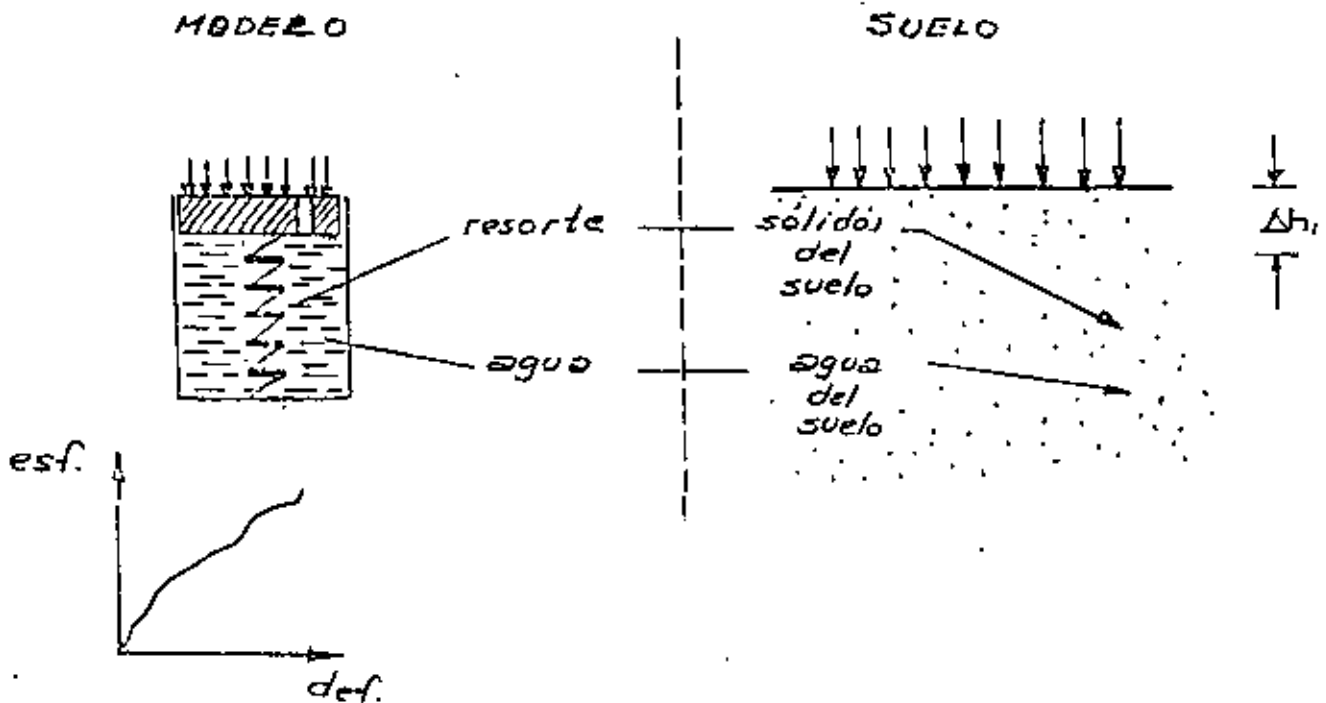
Dado que en el curso se comentará sobre deformación volumétrica del suelo, y su resistencia, conviene con relación a esos conceptos hacer algunos comentarios, teniendo en cuenta obviamente las limitaciones que toda teoría tiene, y en este caso el hecho de que sólo se trata de homogenizar conocimientos de los asistentes sobre Mecánica de Suelos.

Para el caso de deformación volumétrica del suelo y teniendo en cuenta que de ella van a interesar dos características: MAGNITUD y RAPIDEZ, se hace uso de lo que podría llamarse la ecuación fundamental de los suelos saturados, es decir de la ley fundamental de aquellos suelos en que todos los huecos que dejan entre si las partículas sólidas están llenos de agua, ello se debe al creador de la Mecánica de Suelos moderna el profesor KARL TERZAGHI.

Para plantear la ecuación puede considerarse un suelo saturado y sobre él una obra de ingeniería, por ejemplo,

un cimiento, que ejerce una cierta sobrecarga Δp . A tal suelo se le puede representar por un modelo reológico, constituido por un cilindro un émbolo de peso despreciable respecto a Δp , y sin fricción en su contacto con las paredes del cilindro.

El cilindro tiene en su parte interior un resorte a su vez, este resorte tiene la característica de que para aceptar esfuerzos requiere que se deforme. El agua dentro del cilindro representa el agua del suelo que aparece en los huecos dejados por los sólidos y el resorte del modelo representa a los sólidos del suelo.



Gráfica Esfuerzo - Deformación del resorte (para que vea sus esfuerzos se requiere que se deforme).



Además el émbolo está provisto de un orificio a través del cual el agua puede salir del cilindro. En la figura se ha indicado del lado izquierdo al modelo reológico y del derecho al suelo que representa. Sobre el émbolo del modelo se supone ejerciendo una sobrecarga Δp , que representa a la que actúa sobre el suelo. Resulta obvio que tal sobrecarga es soportada por el suelo, es decir por los dos elementos del suelo saturado: los sólidos y el agua; pero, qué fracción de Δp toman los sólidos y cuál es la que toma el agua. En el instante en que se coloca la Δp (se supone que se hace instantáneamente, o sea $t = 0$), no se produce salida de agua por el orificio, pues para éllo es necesario que transcurra tiempo; por lo tanto, el émbolo no baja y consecuentemente el resorte no se deforma y en estas condiciones no ayuda a soportar a Δp ; es decir, el esfuerzo que en él aparece debido a la presencia de Δp es nulo; si a este esfuerzo se le llama efectivo y se le indica por $\Delta \bar{p}$, se puede anotar que si $t = 0$, $\Delta \bar{p} = 0$. En estas condiciones el esfuerzo Δp es soportado todo por el agua y si a él se le indica por u se tiene:

$$\text{si } t = 0, u = \Delta p.$$

Al transcurrir el tiempo, el agua del cilindro empieza a salir, y el émbolo a bajar, consecuentemente el resorte empieza a deformarse y a tomar esfuerzo, o sea a tomar parte de Δp . En el caso del suelo observamos que en él se empieza a producir hundimiento. Llega un tiempo en que tal hundimiento cesa; en el caso del modelo tal instante corresponde al momento en que el émbolo deja de bajar debido a que el agua ha dejado de salir y esto sucede por la presión que lo impulsaba ^{que} ya no existe o lo que es lo mismo porque el resorte ha alcanza



do una deformación de tal magnitud que por sí sólo es capaz de soportar toda la Δp , o sea, $\Delta \bar{p} = \Delta p$. A ese momento se le denomina final y lo indicaremos con t_f . En un instante comprendido entre $t = 0$ y $t = t_f$, la sobrecarga Δp será soportada parte por los sólidos ($\Delta \bar{p}$) y parte por el agua (u) de manera que se cumple:

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u$$

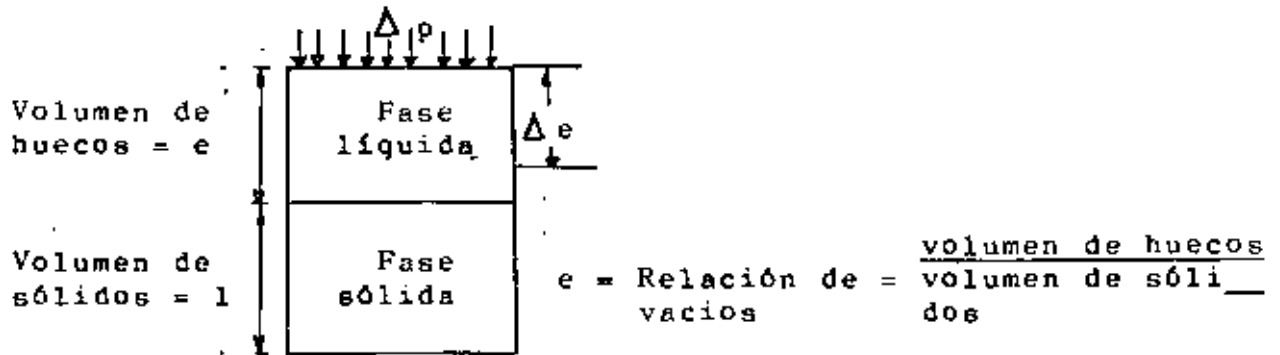
pero esta ecuación también se cumple para $t = 0$ y $t = t_f$, de manera que ella es la que rige el comportamiento de los suelos saturados por ello se le puede llamar ECUACION FUNDAMENTAL DE LOS SUELOS SATURADOS.

Es interesante observar que cuando ya se ha generado todo el hundimiento $\Delta p = \Delta \bar{p}$ y $u = 0$, ó sea que la sobrecarga es tomada toda por los sólidos. Por ello en Mecánica de Suelos se usa el término denominado grado de consolidación (U) que se indica en por ciento como:

$$U\% = \frac{\text{esfuerzo tomado por los sólidos}}{\text{esfuerzo total que finalmente tomarán los sólidos}} = \frac{\Delta \bar{p}}{\Delta p} \times 100$$

así cuando el grado de consolidación $U\%$ es nulo, $\Delta \bar{p} = 0$ y no se ha producido ningún hundimiento, pero si el grado de consolidación $U\%$ es 100, $\Delta \bar{p} = \Delta p$ y el hundimiento total se ha generado.

Si al suelo saturado lo representamos ahora por el siguiente esquema:



Y debido a la Δp , el volumen de huecos disminuye en Δe y el suelo compresible se hunde Δh puede escribirse:

$$\frac{\text{Disminución de volumen de suelo real, por hundimiento}}{\text{Volumen original del suelo real}} = \frac{\text{Disminución de volumen del modelo}}{\text{Volumen original del modelo}}$$

$$\frac{\Delta h \cdot \text{Area en que se produce el hundimiento}}{H \cdot \text{Area en que se produce el hundimiento}} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

Luego:

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

Donde:

Δh = hundimiento

Δe = variación de la relación de vacíos

e_0 = relación de vacíos original del suelo

H = espesor compresible del suelo de apoyo de Δp .

Δe es provocada porque apareció un $\Delta \bar{p}$ luego puede escribirse:



$$\Delta h = \frac{\Delta e / \Delta \bar{p}}{1 + e_0} \cdot \Delta \bar{p} \cdot H$$

a $\Delta e / \Delta \bar{p}$ se le indica como a_v , y

a $\frac{a_v}{1 + e_0}$ como m_v Luego:

$$\Delta h = m_v \cdot \Delta \bar{p} \cdot H$$

Donde:

Δh = hundimiento

m_v = módulo de compresibilidad del suelo (para el mismo $\Delta \bar{p}$, a mayor valor de m_v el suelo es más compresible).

$\Delta \bar{p}$ = incremento de presión que sufren los sólidos del suelo para que se produzca un hundimiento Δh .

H = espesor compresible del suelo de apoyo de Δp .

Si se quisiese el hundimiento total, o sea el que finalmente se producirá basta con hacer $\Delta p = \Delta \bar{p}$, y así se tiene:

$$\Delta h_{total} = m_v \cdot p \cdot H$$

Donde:

m_v se calcula con Δp o sea:

$$m_v = \frac{e / \Delta p}{1 + e_0}$$

Generalmente el ingeniero requiere variar la magnitud del hundimiento; por ejemplo hasta hacerlo nulo, para saber

cómo lograrlo necesita conocer cuáles son los factores que influyen en esa magnitud; la fórmula encontrada permite darse cuenta que estos factores son tres:

- a) La naturaleza del suelo de apoyo en cuanto a su deformabilidad volumétrica (m_v).
- b) La magnitud de los esfuerzos que aparecen entre los sólidos del suelo de apoyo, debido a la presencia de la sobrecarga impuesta ($\Delta \bar{p}$)
- c) Las dimensiones del área cargada con Δp (H).

Variando ingeniosamente estos factores se puede lograr que el hundimiento adquiera el valor adecuado a la obra de que se trate. En la exposición se comentarán casos prácticos.

Desde luego, no resulta completo el conocimiento de la deformación volumétrica del suelo, sin conocer la RAPIDEZ con la que va ha producirse; al respecto, siempre surge la pregunta cuya respuesta permite llegar a recomendaciones prácticas, o sea cuáles son los factores que influyen en la rapidez de la deformación volumétrica del suelo saturado. La respuesta se encuentra fácilmente, observando el modelo reológico del suelo saturado: la velocidad con la que baja el émbolo depende de la velocidad con la que sale el agua del cilindro. Luego la rapidez del hundimiento es función de la rapidez con la que fluye el agua dentro del suelo, y ésta a su vez depende, para una sobrecarga dada, de las condiciones de drenaje del suelo de apoyo. Al respecto, existe entre otros la teoría de consolidación unidimensional de Karl Terzaghi, quien llega a la siguiente fórmula:



$$t = \frac{T.H^2 \cdot \Delta e}{K \cdot (1+e_0) \cdot \Delta \bar{p}} \gamma_0$$

Si se analiza la fórmula, tal como se hará en la exposición, se encontrará que desde el punto de vista práctico son tres los factores que influyen en la rapidez de la deformación, a saber:

- a) la magnitud de Δp
- b) la permeabilidad del terreno de apoyo.
- c) las dimensiones del área cargada.

Finalmente se hará una reflexión breve, que durante la exposición será más extensa sobre la resistencia del suelo. Se dice que comentar sobre resistencia del suelo es hacerlo sobre su falla, puesto que un suelo resiste hasta que falla. Así que se tiene de inmediato la pregunta: ¿qué es falla en el caso del suelo?

Puede pensarse que la falla se produce cuando el suelo adquiere una deformación de magnitud no admisible o bien cuando en él aparece un esfuerzo también no admisible. De estos dos caminos se ha seleccionado para los suelos el segundo y, se ha expresado en función de esfuerzo cortante que se le denomina resistente (s) y que depende de la presión entre los sólidos del suelo ($\Delta \bar{p}$) y de un parámetro que mide la fricción entre los elementos del suelo que se indica con un coeficiente de fricción ($\text{Tan } \varphi$) donde a φ se le llama ángulo de fricción interna. La presión a la que se llega es:

$$s = \Delta \bar{p} \text{ Tan } \varphi .$$

Lo importante de esta expresión es que

$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u$$

y u es función del tiempo, luego la resistencia de un suelo depende del factor tiempo, es decir de cómo se le trate en la obra. Durante la exposición se darán varios ejemplos prácticos de manera de lograr la comprensión y aceptación de este criterio.

MAYO DE 1980.





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE
CIMENTACIONES PROFUNDAS

M. EN I. JOSE ANTONIO MENDOZA M.

JUNIO, 1980



CIMENTOS PROFUNDOS

CAPACIDAD DE CARGA.

INTRODUCCION.

Se tratará el tema correspondiente a la capacidad de carga en cimientos profundos considerando que existe familiaridad con la resistencia al corte de los suelos y apoyados en las teorías generales de capacidad de carga tratadas en la parte del curso correspondiente a Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales.

Se hará la evaluación de la capacidad de carga en cimentaciones profundas a partir de criterios establecidos por la teoría y su aplicación a pilotes, pilas y cilindros sin olvidar el caso del análisis para grupos de pilotes.

Conviene hacer además mención de las fórmulas dinámicas y sus limitaciones para su utilización.

Se tratará asimismo el aspecto referente a las pruebas de carga realizadas in situ en pilotes individuales como medio de determinación de su capacidad de carga.

TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA.

En general, se puede decir que en una cimentación profunda la capacidad de carga estaría dada por una expresión como:

$$Q_t = Q_p + Q_f$$

en donde

Q_p = capacidad de carga en la punta o base.

Q_f = capacidad de carga por fricción y/o adherencia.

Q_t = capacidad de carga total.

Como puede observarse, la capacidad de carga total podrá deberse sólo a la que se desarrolle en la punta, sólo por fricción y/o adherencia o en forma mixta.

Veamos primeramente el caso

Capacidad de carga en la punta o base.

Este caso se presenta generalmente cuando el pilote o pilotes se apoyan en un estrato con características de resistencia considerablemente mejores al resto de la masa de suelo.

La expresión que nos permite calcular dicha capacidad es

$$Q_p = q_p A_p$$

en donde

q_p = capacidad de carga unitaria última, en Ton/m²

A_p = área de la base, en m².



Para valuar q_p utilizamos la teoría de Meyerhof _
que dice

$$q_p = cN'_c + \gamma D_f N'_q$$

en la cual

c = cohesión del suelo al nivel de apoyo, en Ton/m².

γD_f = esfuerzo efectivo del suelo a nivel de desplante, en
Ton/m²;

γ = peso volumétrico del suelo en Ton/m³.

D_f = profundidad de desplante en m.

N'_c y N'_q = parámetros de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna ϕ del suelo de apoyo.

La determinación de c y ϕ se hace mediante pruebas triaxiales de laboratorio.

Ahora bien, conviene hacer la distinción de la evaluación de la capacidad de carga para suelos puramente granulares y para suelos puramente cohesivos.

Para suelos granulares:

En este caso la expresión dada anteriormente se transforma en:



$$q_p = \gamma D_c N'_q$$

Para la obtención de los valores de N'_q , generalmente en la práctica no se recuperan muestras inalteradas de este tipo de suelos que permitan determinar en el laboratorio el valor de ϕ . Es común en nuestro país obtener dicho valor de ϕ en forma empírica a través de la realización de la prueba de penetración estándar, por medio de la cual se correlaciona el número de golpes N en 30 cm de penetración del penetrómetro con el ángulo de fricción interna ϕ , utilizando para ello la gráfica de la Fig. N° 1, con dicho valor de ϕ se está en posibilidades de determinar el valor de N'_q en la gráfica de la Fig. N° 2. El peso volumétrico γ se estima. Para obtener la capacidad de carga de trabajo se afecta q_p por un factor de seguridad.

Ahora bien, en la gráfica de la Fig. N° 2 N'_q tiene el valor más alto, que se obtiene en la curva de líneas discontinua corta, cuando penetra en la capa de apoyo por lo menos

$$L = 4\sqrt{N\phi} \quad D$$

en donde

L = longitud que penetra el cimiento en la capa de apoyo, en m.

D = diámetro o lado del elemento.

$$N\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

N'_q tiene el valor mínimo cuando el cimiento se apoya en el horizonte superior de la capa resistente (curva N_q en la Fig. N° 2).

En el caso de penetraciones intermedias del elemento de cimentación en el estrato resistente, el valor de N'_q se obtiene interpolando directamente entre los valores extremos obtenidos de las dos curvas citadas.

Un criterio semiempírico propuesto por el mismo Meyerhof para evaluar la capacidad de carga en la punta, utilizando directamente los valores de N cercanos a la punta o base del cimiento es:

$$q_p = 40 N, \text{ en Ton/m}^2.$$

Los valores obtenidos de q_p por los criterios establecidos por Meyerhof resultan mayores que los obtenidos por otros criterios.

En depósitos de grava, bolos y mezclas de ellos con arena, se estima un valor de ϕ en base a una buena identificación de los materiales, tamaño, forma, granulometría, compactación, etc.

Por lo que se refiere a suelos cohesivos, la capacidad de carga se determina con el criterio de Skempton

$$q_p = cN_c + \gamma D_f \quad \begin{array}{l} c \neq 0 \\ \phi = 0 \end{array}$$



donde

N_c = parámetro de capacidad de carga, determinado en la gráfica de la Fig. N° 3.

En este caso se determina de pruebas de laboratorio empleando las muestras inalteradas extraídas en la perforación del sondeo.

Consideremos a continuación

CAPACIDAD DE CARGA POR ADHERENCIA Y/O FRICCIÓN.

En este caso la expresión que utilizaremos para determinar dicha capacidad es:

$$Q_f = f_s A_s$$

donde:

f_s = fricción lateral unitaria, en Ton/m².

A_s = área lateral del cemento, en m².

y además

$$f_s = C_a + K_s \gamma \frac{D_f}{2} \tan \delta$$

y en esta expresión



C_a = adhesión o adherencia entre suelo y cimiento, en _____
Ton/m².

δ = ángulo de fricción en el contacto suelo-cimiento.

K_s = coeficiente medio de presión del suelo en los lados _____
del cimiento.

$K_s \tan \delta$ varía de 0.25 en arena suelta a 1.0 en _____
arena densa; valores intermedios para distintas compacidades se
eligen a criterio.

La adherencia C_a en arcilla muy blanda o blanda se
obtiene

$$C_a = \frac{1}{2} q_u$$

en donde q_u es el valor de la resistencia obtenido en la prueba
de compresión simple.

En el caso particular de la Ciudad de México:

para arcillas normalmente consolidadas $C_a = 0.6 q_u$

para arcillas preconsolidadas $C_a = 0.3 q_u$

A continuación se presenta una Tabla donde apare_____
cen valores propuestos por Tomlinson para la adherencia última
pilote-suelo.

material del pilote	resistencia a la compresión no confinada, q_u , Ton/m ²	adherencia última pilote-arcilla Ton/m ²
concreto y madera	0 - 7.5	0 - 3.5
	7.5 - 15	3.5 - 5
	15 - 30	5 - 6.5
	más de 30	6.5
acero	0 - 7.5	0 - 3.5
	7.5 - 15	3.5 - 5
	15 - 30	5 - 6
	más de 30	6

Para el caso de suelos arenosos puede aplicarse también el método propuesto por Meyerhof para pilotes que producen desplazamiento importante del suelo, con la expresión.

$$f_s = \frac{\bar{N}}{5}, \text{ en Ton/m}^2$$

con un valor máximo de 10 Ton/m².

y en donde

\bar{N} es el valor promedio de la resistencia a la penetración N entre determinadas profundidades.

La expresión que se da enseguida es aplicable a elementos que producen desplazamientos bajos o que tienen una sección reducida, como el caso de los pilotes H.

$$f_s = \frac{N}{10}, \text{ en Ton/m}^2$$

con valor máximo de 5 Ton/m².

FRICCIÓN NEGATIVA.

Quando una cimentación se resuelve a base de pilotes trabajando por punta apoyados en un estrato resistente y que atraviesan suelos compresibles, sujetos a un proceso de consolidación, se presenta un movimiento relativo entre los pilotes y el suelo compresible que los circunda, considerando comparativamente fijos a los pilotes, generándose esfuerzos de fricción en sentido descendente y a lo largo del fuste de los pilotes, dando lugar la fuerza resultante, fricción negativa, a una sobrecarga indeseable que reduce la carga útil que podrá aplicarse a la cabeza del pilote. El no considerar esta reducción afectaría el factor de seguridad considerado en el cálculo de la capacidad de carga admisible, pudiendo incluso presentarse la falla del pilote por penetración en el estrato resistente.

La magnitud de la fuerza de fricción negativa en cada pilote, está limitada por la resistencia al corte del suelo y por el volumen de suelo tributario a dicho pilote. Considerando lo anterior, puede pensarse que en un grupo de pilotes uniformemente distribuidos, la máxima sobrecarga por fricción negativa se presentará en los pilotes de esquina, la mínima en los interiores y los de borde quedarán en una situación intermedia.



Otro efecto importante de la fricción negativa es el relativo a la disminución de la presión efectiva al nivel de desplante de la punta de los pilotes como consecuencia de que parte de dicha presión es transmitida por fricción a lo largo del fuste del pilote, dando como resultado de ese efecto una disminución de la capacidad de carga.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

Todas las expresiones dadas en párrafos anteriores deben afectarse por un factor de seguridad para obtener la capacidad de carga admisible o de trabajo, q_a .

Cuando se cuenta con información suficiente y confiable del subsuelo y bajo la acción de cargas estáticas, muertas y vivas, se aplica un F.S. de 3.

Para la acción combinada de cargas estáticas y accidentales, la cimentación se revisa con un F.S. mínimo de 1.5.

Cuando actúa fricción negativa, la capacidad de carga útil de trabajo se determina por

$$Q_a = \frac{Q_t}{F.S.} - F^-$$

donde F^- es el valor de la fricción negativa.

CAPACIDAD DE GRUPOS DE PILOTES.

Generalmente los pilotes se colocan de forma tal que se definen grupos de ellos. El comportamiento de un grupo de pilotes difiere del de uno aislado, por lo que deberá revisarse la capacidad del conjunto total o conjuntos aislados de pilotes.



Para el caso de pilotes apoyados en un estrato resistente bajo el cual no existen suelos compresibles, la capacidad de carga del conjunto es igual a la suma de las capacidades de los pilotes individuales, siempre y cuando se respete una separación adecuada entre los pilotes, habiéndose observado que la separación mínima es de 2.5 a 3 veces el diámetro o lado mayor de la sección recta del pilote; separaciones menores pueden provocar el levantamiento de pilotes previamente hincados, haciéndoles perder su apoyo o bien que haya una interferencia directa entre pilotes adyacentes por desviación durante el hincado.

Cuando el estrato resistente que servirá de apoyo está subyacente por suelos blandos, la capacidad de carga del conjunto queda limitada por la capacidad de dichos suelos.

El criterio más aceptado para revisar la capacidad de carga última de un conjunto de pilotes considera que el comportamiento del conjunto es equivalente al de una gran pila, cuya base queda al nivel de la punta de los pilotes, su perímetro es la envolvente del grupo y su capacidad de carga es prácticamente independiente del espaciado de los pilotes, debiendo cumplirse que:

$$n Q_n \leq \frac{Q_g}{F.S.}$$

en donde:

n = número de pilotes.

Q_n = capacidad de carga admisible por pilote.

Q_g = capacidad de carga del grupo de pilotes.

F.S. = factor de seguridad, generalmente 3.

y además

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

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/m², entre la superficie y la profundidad de desplante D_f .

El grupo de pilotes puede considerarse seguro contra la falla por resistencia al corte, 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.

FORMULAS DINAMICAS.

Las fórmulas dinámicas, tuvieron su origen a mediados del siglo pasado, cuando empezó la utilización de cimentaciones profundas, a base de pilotes de punta hincados dinámicamente hasta alcanzar un estrato resistente.

Con las fórmulas dinámicas se pretendió determinar la capacidad de carga por punta de un pilote, correlacionando la energía del impacto con el trabajo efectuado durante la penetración. Este criterio supone que la resistencia dinámica del suelo es igual a la resistencia que el pilote encontrará en su punta bajo carga estática, ignorando la diferente respuesta del suelo a cada una de dichas sollicitaciones. La Referencia 1 contiene un análisis más amplio de los errores de concepto involucrados en las fórmulas dinámicas.



Siendo prácticamente el único criterio de cálculo, excepto algunas fórmulas empíricas, las fórmulas dinámicas fueron ampliamente utilizadas, lo que provocó el desarrollo de un alto número de ellas, aún en épocas relativamente recientes.

En la mecánica de suelos actual, las fórmulas dinámicas están desacreditadas, ya que no se fundan en un criterio racional. Hoy en día, su utilización se ha restringido, utilizándose exclusivamente para establecer la especificación del hincado final de la punta de los pilotes en el estrato resistente, seleccionado previamente a partir de un buen conocimiento de la estratigrafía y propiedades del subsuelo.

PRUEBAS DE CARGA.

Debido a las limitaciones de la teoría, las pruebas de carga a escala natural constituyen el método más apropiado para determinar la capacidad de carga de un pilote aislado. Sin embargo, involucran ciertas limitaciones que, en la práctica común, hacen que el diseño de cimentaciones se realice a partir de los criterios teóricos existentes.

Las principales limitaciones de estas pruebas las constituyen el costo y tiempo que requiere su ejecución. Por otro lado, la magnitud de la carga por aplicarse, restringe la prueba a un solo pilote, cuyo comportamiento no puede extrapolarse al del grupo; es más, en elementos de gran capacidad de carga, como pilas y cilindros, esta última razón las hace impracticables. Por las razones anteriores, las pruebas de carga se realizan generalmente sólo en obras de gran envergadura.



Una prueba de carga se lleva a cabo hasta lograr la capacidad de carga última de un pilote, o bien hasta alcanzar un valor que garantice un factor de seguridad adecuado, 1.5 a 2.0, de la carga admisible o de diseño del pilote. Es importante señalar que los resultados de una prueba de carga no deben ser utilizados como dato único en el diseño, sino como complemento del estudio del subsuelo correspondiente. Así mismo, el o los pilotes por ensayar, deben elegirse de manera que se localicen en puntos representativos de las diferentes condiciones del subsuelo en el lugar.

La capacidad de carga por punta de un pilote apoyado en un estrato resistente, puede obtenerse con buena aproximación a partir de una prueba de carga. En este caso es necesario eliminar o conocer la fricción lateral pilote-suelo, por ejemplo, utilizando un ademe del que sólo queda libre la punta del pilote. El valor de la fricción lateral puede determinarse a partir de otra prueba, de extracción, o en otro pilote cuya punta quede ligeramente separada del estrato resistente; otra manera puede ser la de instrumentar el elemento de prueba.

En pilotes de adherencia y/o fricción, la capacidad de carga puede determinarse directamente a partir de una prueba de compresión si, por ejemplo, el suelo es de consistencia blanda y la capacidad por punta es despreciable. Si este no es el caso, puede realizarse una prueba de extracción o una de compresión, en esta última el pilote debe diseñarse expresamente con mecanismos a base de celdas de presión o gatos, que permitan conocer la parte de carga que es tomada por la punta.



Para pilotes que trabajarán a tensión, obviamente la prueba adecuada es del tipo de extracción.

Es importante volver a señalar que, en general, las pruebas de carga proporcionan información sobre el comportamiento individual de un pilote y por ello no deben extrapolarse directamente sus resultados para estimar el comportamiento del conjunto, sobre todo en lo referente a asentamientos.

El asentamiento del pilote ensayado es buena información, para estudiar el del conjunto, cuando se trata de pilotes apoyados de punta sobre un estrato incompresible de gran espesor, no subyacente por depósitos de suelos blandos; si el estrato resistente yace sobre suelos compresibles, se requerirá un análisis de asentamientos a partir de las características de compresibilidad del estrato, determinadas en el estudio previo del subsuelo.

En pilotes desplantados en suelos arcillosos o en pilotes de adherencia, los asentamientos medidos durante una prueba de carga no tienen relación alguna con los que ocurrirán en un pilote que soportará cargas a largo plazo, ya que el tiempo de la prueba es muy corto y la consolidación de los suelos es una función del tiempo. Además, deberá tenerse en cuenta que el asentamiento a largo plazo de un pilote es mucho menor, por el espesor de suelos afectado, que el del conjunto.

Para la programación de una prueba de carga, es importante tener en cuenta que los pilotes no alcanzan su capacidad de carga total, hasta después de transcurrido cierto tiempo, excepto los apoyados en roca. En suelos granulares ese lapso es corto, 2 a 3 días, mientras que en suelos arcillosos o limosos es



de cerca de un mes.

Al final de estos apuntes se adjunta una fotocopia _ del Anexo IX-b de la Referencia 1. En él se describen con clari_ dad diversos mecanismos comúnmente utilizados para la ejecución _ de las pruebas; la secuela de éstas y su interpretación.

Información valiosa sobre las pruebas de carga en pi_ lotes, también puede obtenerse en las referencias 7 y 11.



REFERENCIAS

1. Juárez Badillo E. Rico Rodríguez A., Mecánica de Suelos, Tomo II, Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos, Cap. VI y IX, Limusa, 1974.
2. Terzaghi K. y Peck R.B., Soil Mechanics in Engineering Practice Wiley 1967.
3. Meyerhof G.G., Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1 N° 1, Sept. 1963.
4. Meyerhof G.G., Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division, Proc. ASCE, Vol. 82, January 1956.
5. Reséndiz D., Springall G., Rodríguez J. y Esquivel R., Información Reciente sobre las Características del Subsuelo y la Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México, V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México, 1970, Tomo 1.
6. Zeevaert, L., Reducción de la Capacidad de Carga en Pilotes Apoyados de Punta, debida a la Fricción Negativa.
7. Zeevaert, L., Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973.
8. Bjerrum, L., Johannessen I.J. and Eide O., Reduction of Negative Skin Friction on Steel Piles to Rock, Proceedings VII ICSMFE, México, 1969.

9. Fellinius, B. and Broms, B.B., Negative Skin Friction on Long Piles Driven in Clay, Proceedings VII ICSMFE, México, 1969.
10. Marsal, R.J. y Mazari, M., El Subsuelo de la Ciudad de México, Universidad Nacional Autónoma de México, México, 1969.
11. Chellis, R.D., Pile Foundations, McGraw-Hill, 1951.



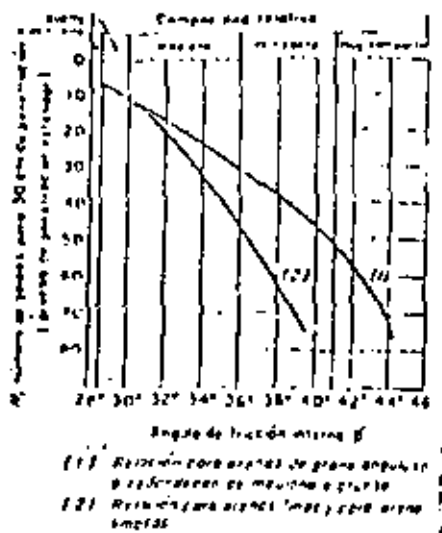


FIG. 1. Correlación entre el número de golpes por 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de los arena
(Juárez B. y Rico)

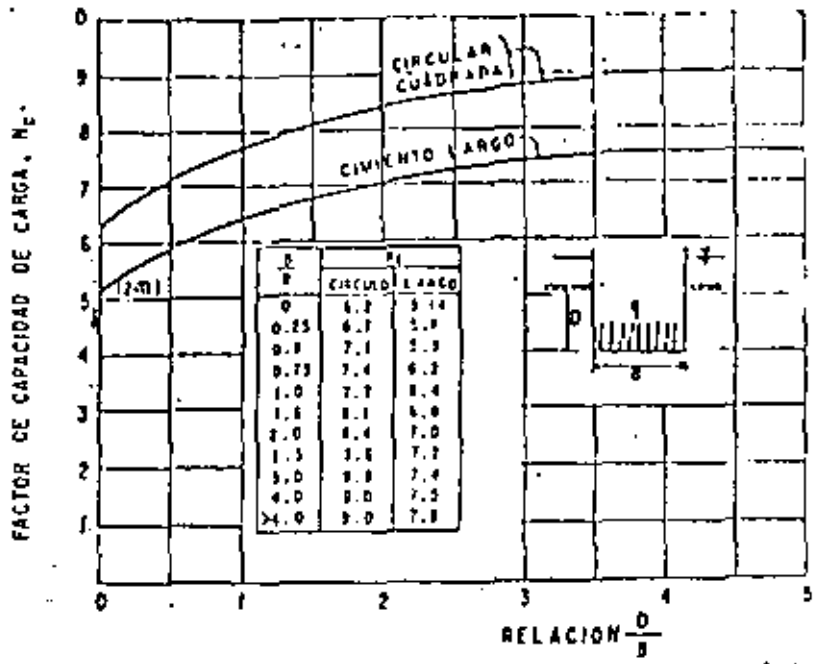


FIG. 3. Valores de N_c según Stepmann, para suelos paramento cohesionados
(Juárez B. y Rico)

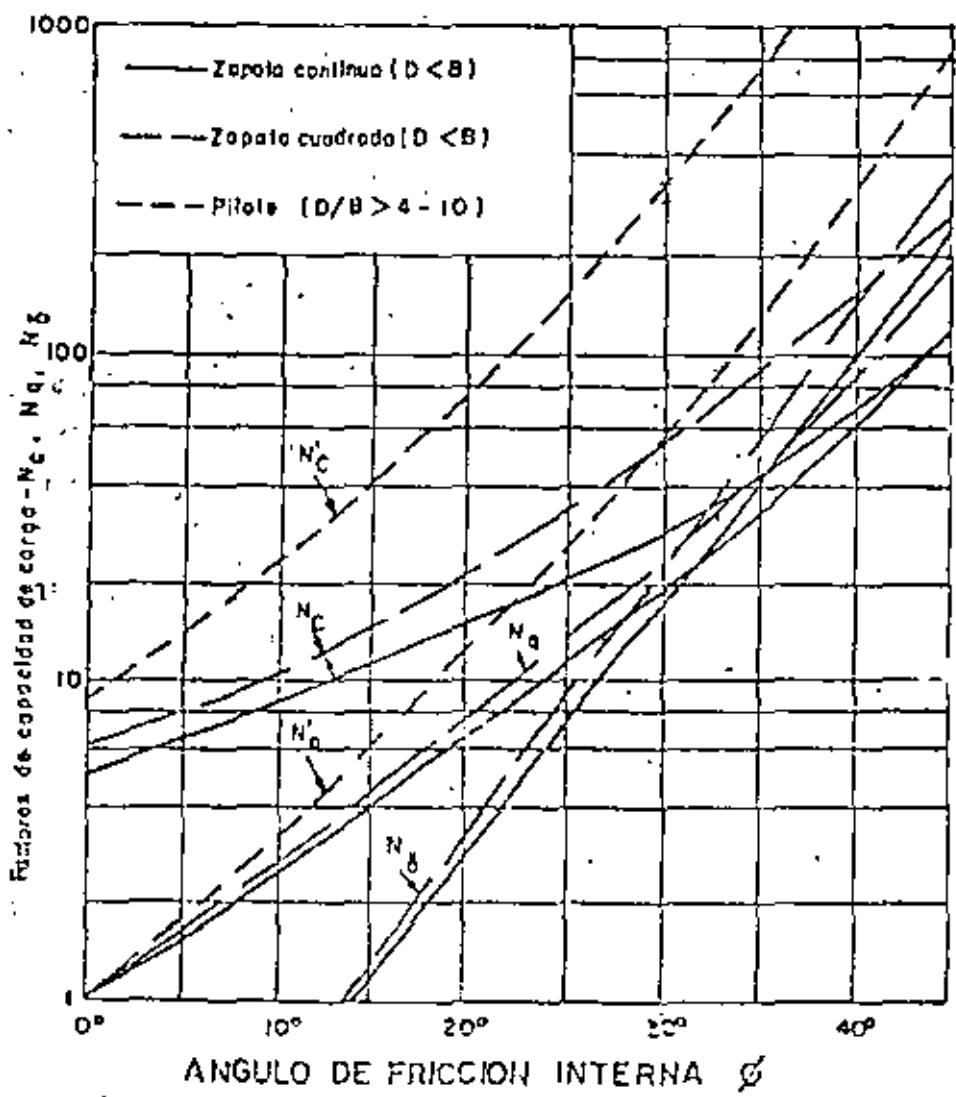


Fig. 2 Factores de capacidad de carga para zapatas y pilotes
(Meyerhof, 1963)



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

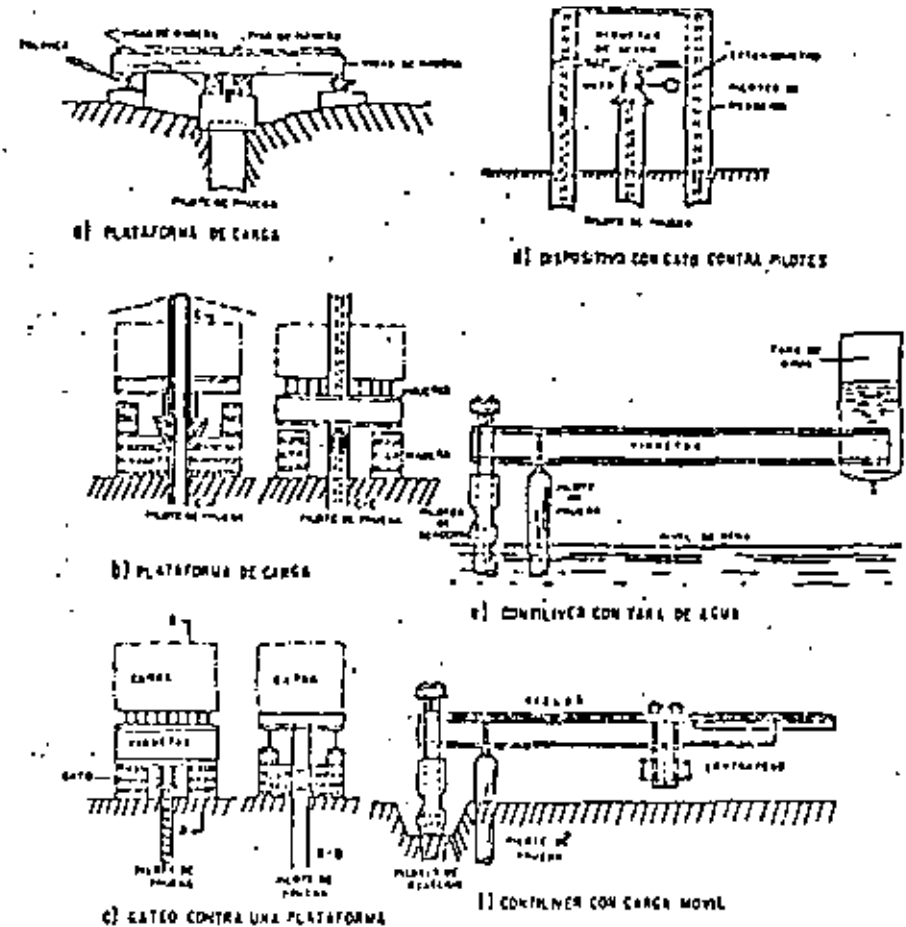


FIG. IX-b.1 Dispositivos típicos para pruebas de carga en pilotes (según R. D. Chellis)

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 lastrado y muy expeditos, por el contrario, si se usan gatos.

La secuencia 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 descanse 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 pilotada en un extremo a la que se carga en el otro extremo.



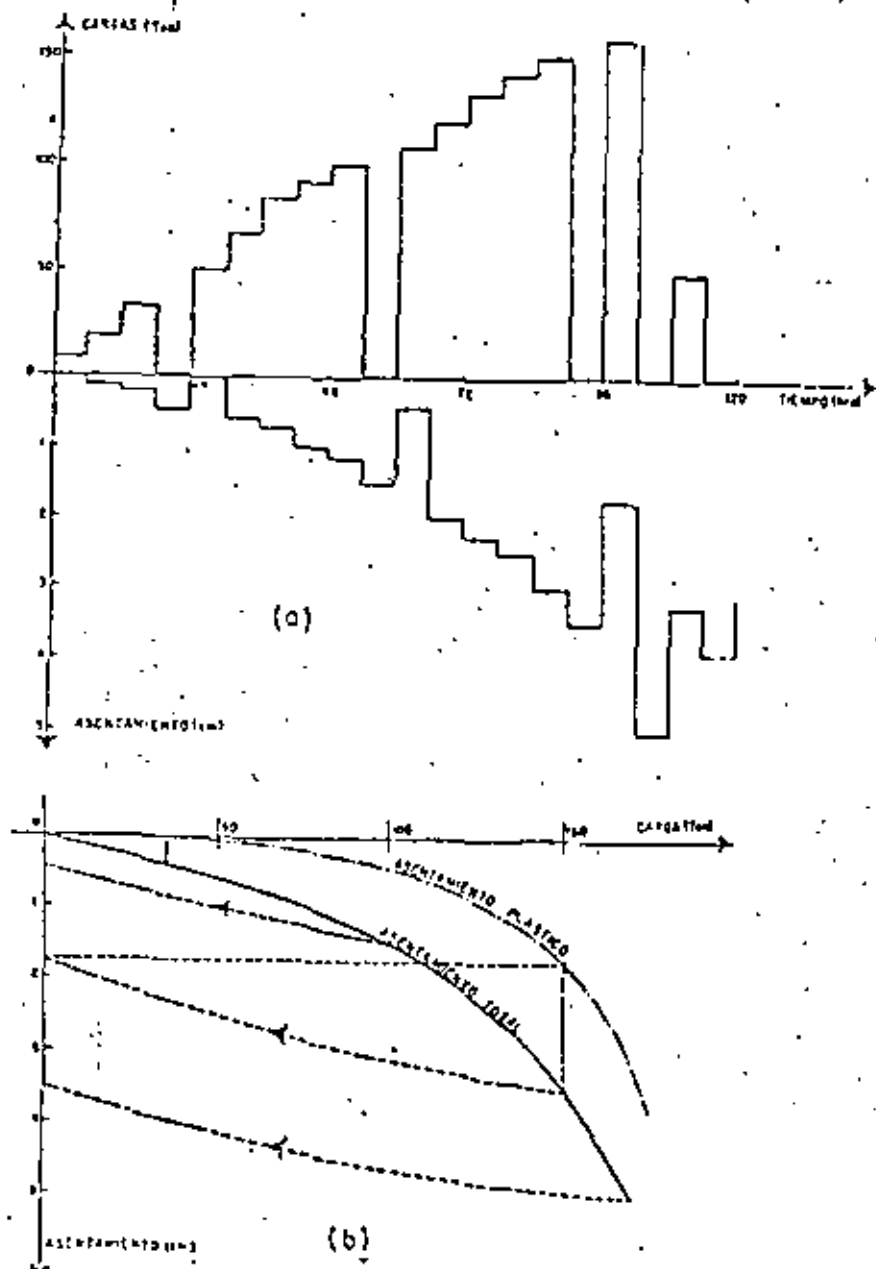


FIG. IX-b.2 Diagrama de correlación entre carga, asentamiento y tiempo, en una prueba de carga en un pilote.

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 médit 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

10
11
12
13

14
15
16
17
18

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. Determinase la carga para la cual, en 48 h correspondan 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
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE
CIMENTACIONES SUPERFICIALES

M. EN I. JOSE ANTONIO MENDOZA M.

JUNIO, 1980

Notas del M. EN C. GABRIEL MORENO PECERO

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Por (+)

GABRIEL MORENO PECERO.

GENERALIDADES.

Dentro del curso de Cimentaciones Superficiales corresponde tratar en esta parte el análisis de capacidad de carga, es decir, se trata por lo tanto de responder a la pregunta: ¿qué esfuerzo permite el suelo que le imponga un cimiento superficial de manera que la estructura de la que forme parte ese cimiento, se comporte adecuadamente?

Los anteriores expositores han comentado ya, -- los tipos de cimentación superficial que se emplean comúnmente y los estudios previos que se requieran hacer para determinar el cimiento más conveniente a una estructura dada, que comprenden tanto al aspecto técnico de determinar las características mecánicas (resistencia, deformabilidad, etc.) del material o los materiales en que se efectuará el apoyo de los cimientos, así como la consideración de los aspectos económicos, de manera que mediante el conocimiento de los resultados de esos estudios previos, se pueda ahora pasar a determinar la llamada capacidad de carga del cimiento elegido.

(+). Ingeniero Civil.-Maestría en Ingeniería.-Profesor de Mecánica de Suelos en la U.N.A.M. y en la Universidad Iberoamericana.-Jefe de la Oficina de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Obras Públicas.

INTRODUCCIÓN.

Antes que nada, conviene hacer una definición de lo que se entenderá en esta exposición, por capacidad de carga del material de apoyo de un cimiento; al respecto, existen en los diferentes tratados, definiciones más o menos detalladas del concepto; como siempre, en ellas se tienen virtudes y defectos, por lo que el hecho de dar aquí una definición, es con el exclusivo propósito de entendernos. Tomando en cuenta lo anterior, se puede considerar que la capacidad de carga de un material de apoyo de un cimiento, es la magnitud del esfuerzo que transmite el cimiento al material y que produce en éste, su rotura. La capacidad de carga así definida, puesto que produce la falla del material de apoyo, se denomina capacidad de carga a la falla, desde luego en la práctica se afecta de un cierto factor de seguridad que determina la capacidad de carga admisible de proyecto de diseño. Si se quisiera dar una definición aclaratoria de la capacidad de carga admisible, se podría proponer como tal: "es el esfuerzo que proporciona el cimiento de una estructura al material en que se apoya, de manera que el comportamiento del cimiento resulte adecuado a la función de la estructura". En esta definición habría que discutir qué es lo que se considera comportamiento adecuado de la estructura. En él, están implícitas dos condiciones a cumplir por el cimiento; primera, que no se produzca la rotura del material de apoyo, y segunda, que bajo la acción de las cargas impuestas por el cimiento, no se produzcan en el material de apoyo deformaciones considerables. En esta exposición, y tal como se ha dado la definición de capacidad de carga a la falla, se tratará exclusivamente del primer aspecto, ya que el segundo, será objeto de la exposición que seguirá a la presente.

100

100

Es conveniente mencionar que a pesar de la importancia innegable de este aspecto de las cimentaciones superficiales, en los primeros días de la ingeniería de las cimentaciones, el valor de la capacidad de carga se seleccionaba de acuerdo al criterio del ingeniero, basado en su "experiencia". Así, en el pasado, los ingenieros usaron simples reglas empíricas; muchos ingenieros que estudiaron en las décadas de los treinta y los cuarenta, en la entonces Escuela Nacional de Ingeniería de la U.M.A.M., mencionan que, en aquellas épocas se enseñaba que para determinar la capacidad de carga de un terreno, debía de colocarse sobre él, una mesa de cuatro patas, cargarla y medir los asentamientos de la misma. De la relación entre estos asentamientos y las cargas aplicadas, se obtenían los datos que se consideraban los adecuados para determinar la capacidad de carga del terreno. Otro método que en aquella época se comentaba, era el del famoso "Barretón", en él se tomaba un barretón, se levantaba unos dos metros y se dejaba caer verticalmente; el barretón penetraba varios centímetros en el terreno en que se quería determinar la capacidad de carga y se suponía que la distancia penetrada, multiplicada por la resistencia, se igualaba con el peso del barretón multiplicado por la altura de caída, y en esta forma se obtenía lo que práticamente se llamaba la capacidad de carga del suelo, para resistir el peso de un edificio cuyas características geométricas no se tomaban en cuenta. Se mencionaba también, lo que se llamaba "fatiga de resistencia del terreno", siendo ésta la misma para un edificio que tuviera diez por diez metros de área o cien por cien metros, esta idea se enseñaba como una evidencia en los años comentados. Ahora, a un geotecnista que proceda de esta manera, se le considera que lo que determina no tiene nada que ver con la capacidad de carga de un material de apoyo.

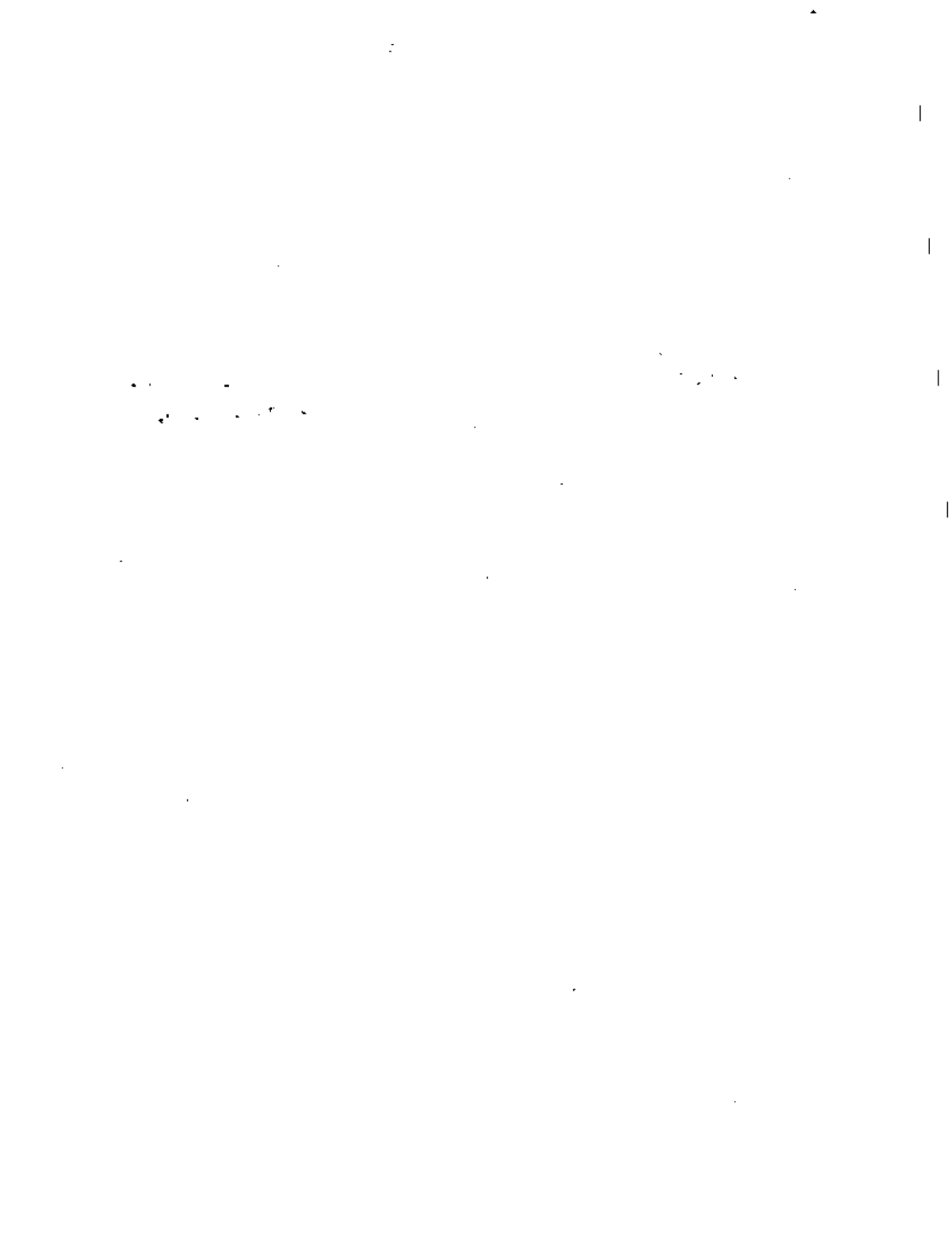


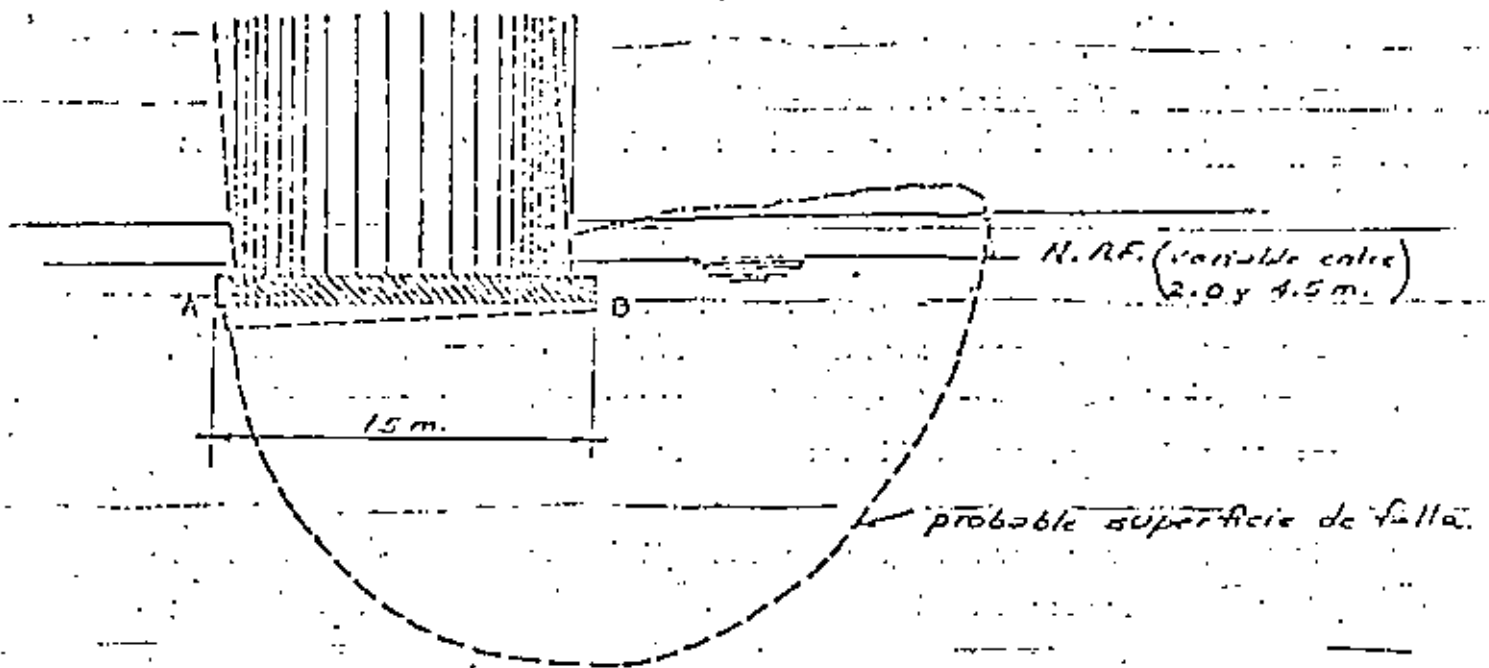
Desde luego, el interés en el análisis de la capacidad de carga de las cimentaciones no es reciente, se inició en el año de 1857, con un trabajo teórico muy meritorio de Rankine.

Lo que podría considerarse como el inicio de la investigación moderna del problema, principia con un trabajo teórico del profesor Ludwig Prandtl, en 1921, quien estudió el fenómeno de la indentación de metales; este estudio teórico fue tomado en cuenta por Reissner, quien en 1924, estudió el caso de materiales sin peso y con fricción interna. En 1934 y 1935, Caquot y Buisman respectivamente, aplicaron las soluciones teóricas antes mencionadas al análisis de cimentaciones; y en el año de 1943 apareció un trabajo de Terzaghi que conjuntó lo que hasta esa fecha se tenía, en forma tal, que su contribución ha sido básica. A partir de entonces, muchos ingenieros investigadores han tratado este tema con la idea de obtener resultados más próximos a la realidad. En el presente escrito se mencionarán sólo aquellas teorías y criterios que ya han sido calibrados en la práctica diaria de manera que, puedan servir de base para entrar a los refinamientos mencionados.

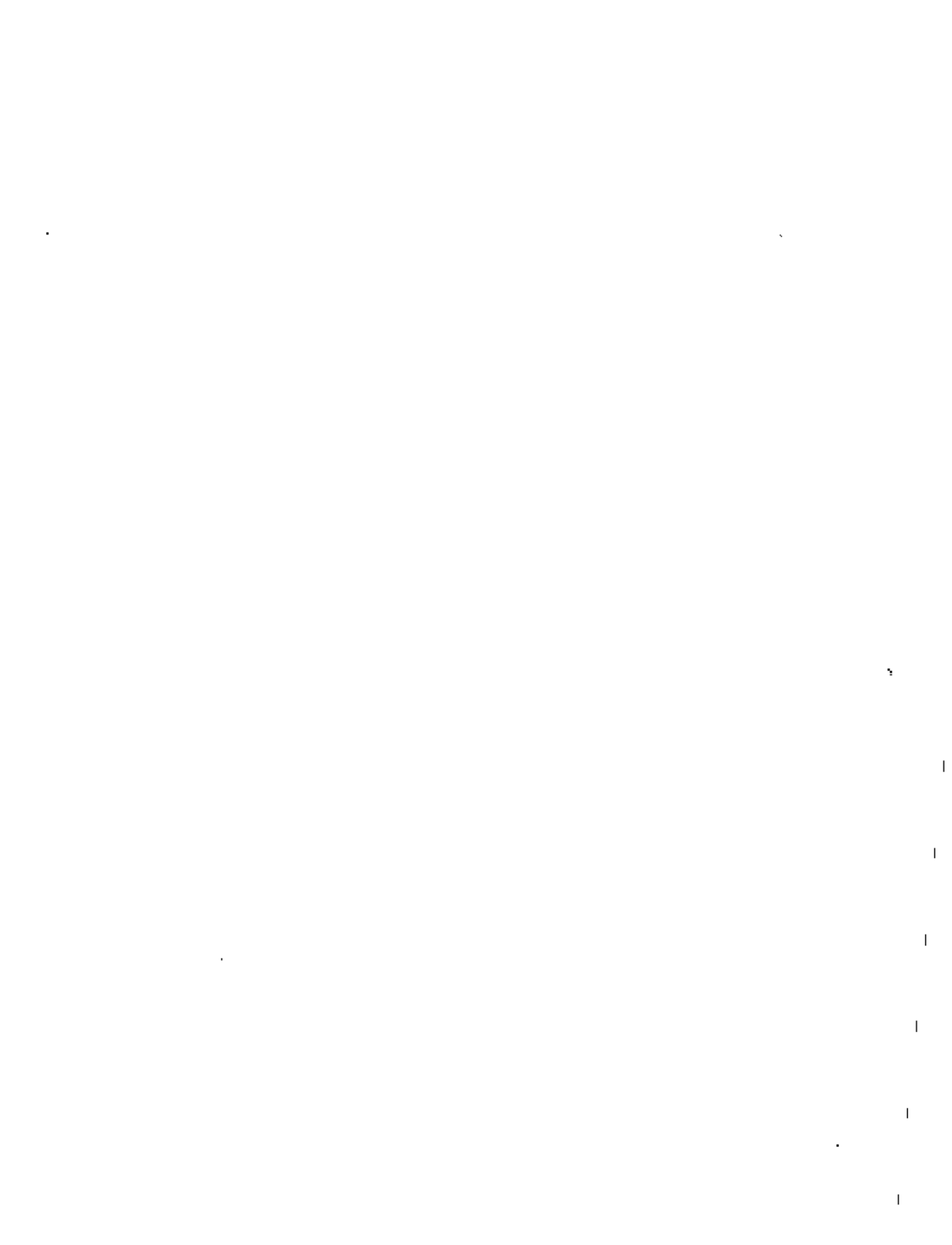
Con el objeto de visualizar la importancia del tema, se presenta a continuación el caso de una falla típica, por capacidad de carga, de un depósito de granos que ocurrió en Canadá hace tiempo.

Un silo de 15 metros de ancho, 24 metros de altura y 70 metros de longitud, descansando sobre una arcilla laminada muy sensitiva, sufrió un colapso debido a la rotura por resistencia al corte del estrato de suelo colocado debajo, como se muestra en la figura.





La cimentación estaba constituida por una losa corrida apoyada a 3.0 metros bajo el nivel del terreno natural; el nivel de aguas freáticas aparecía a profundidades que variaban entre 2.0 y 4.5 metros. Antes de la construcción de la estructura, se llevó a cabo un ensayo de carga superficial, sobre un cimiento de 30 por 30 ca. por un corto tiempo con resultados aparentemente satisfactorios. Puesto que la resistencia a la compresión simple q_u de la arcilla cercana a la superficie, fue en sí dos veces tan grande como el valor promedio obtenido para el depósito entero, el comportamiento satisfactorio del cimiento de ensayo, no es sorprendente e ilustra como pueden ser engañosos los resultados de tal ensayo, a menos que sean completados por otros resultados y apropiadamente interpretados. Posteriormente investigaciones revelaron que la resistencia a la compresión simple, bajaba de 2.0 kg/cm^2 al nivel de la losa de cimentación,



a 1.0 kg/cm^2 , a una profundidad de 5.5 metros bajo ella. El contenido de agua correspondiente aumentaba con profundidad de 31 a 46%. La consistencia de la arcilla aumentaba de 2.0 a 5.0, lo que indicaba la gran dependencia que tenía la resistencia de la arcilla de su estructura. Los valores promedio de la resistencia a la compresión simple, fueron de 1.5 kg/cm^2 por encima de los seis metros y 0.8 kg/cm^2 para los siguientes 12.0 metros. La profundidad total afectada por la falla era aproximadamente 18.0 metros. La presión impuesta por el silo vacío, fue de 0.9 kg/cm^2 y de 3.0 kg/cm^2 cuando se llenó con el grano.

El peso del silo vacío había producido un asentamiento muy pequeño, de 3 mm en el punto A y 1.5 mm en el punto B. Se comenzó la operación de llenado del silo, la presión ejercida sobre el suelo alcanzó en un mes, el valor de 2.5 kg/cm^2 y los asentamientos en el mismo período, fueron de 2.5 cm en el punto A y 4.0 cm en B. Las siguientes seis meses, los silos permanecieron parcialmente llenos y la presión ejercida sobre el suelo, varió entre 2.5 kg/cm^2 y 2.1 kg/cm^2 . Pero el asentamiento durante el período de seis meses aumentó rápidamente y alcanzó los valores de 26.0 cm en A y 22.0 cm en B. El asentamiento total estimado debido a la consolidación de la arcilla era solamente de 12.0 cm. Por lo tanto, el asentamiento observado al final de este período no podía haber sido causado solamente por consolidación. Más de la mitad del asentamiento medido durante este período de seis meses, podía haber sido causado por deformación provocada por esfuerzos tangenciales, cuando se intentó llenar los silos, la presión transmitida al suelo aumentó, en un mes, de 2.1 kg/cm^2 a su valor final de 3.0 kg/cm^2 . Justamente antes de la falla, los asentamientos fueron de 35.0 cm en A y 29.0 cm en B. Los silos fallaron súbitamente en dos minutos, tomando la posición mostrada en el esquema de la figura.

El ejemplo anterior y muchos otros informes similares, indican la importancia de hacer el análisis de capacidad de carga. Si la arcilla laminada subyacente a la losa de cimentación de los silos antes mencionados, hubiera sido estudiada dentro de la profundidad a la cual la superficie de falla tuvo lugar, la rotura del suelo y el colapso de los silos se hubiera podido evitar.

La capacidad de carga a la falla del material que sirve de apoyo al ciciente, no pueda determinar del análisis teórico, considerando las propiedades físicas-reales de ese material, o en algunos casos, de una apropiada interpretación de ensayos de carga adecuados. Para encontrar la capacidad de carga a la falla, pueden emplearse las propiedades promedio del material de apoyo para depósitos uniformes, para cada zona de variación regular. Para depósitos de variación errática, un criterio puede ser el emplear en el análisis el valor de la resistencia más bajo obtenido.

Otro hecho importante es la selección del factor de seguridad, selección que depende de que tan bien son conocidas las propiedades del suelo, del tipo de carga y del peligro impuesto por una falla completa de la cimentación. Para la mayoría de las estructuras donde no hay posibilidad de tolerar la falla del material de apoyo y cuando se conocen razonablemente bien las propiedades mecánicas de esa material, así como las cargas en cuanto a magnitud y distribución, un factor de seguridad del orden de 2.5 puede emplearse para la consideración de cargas totales. Si hay una componente grande de la carga viva, que es improbable que se desarrolle, un factor de seguridad de 2 puede ser empleado para la carga total. Cuando las condiciones del material de apoyo no están bien establecidas, un factor de seguridad de 3 puede emplearse, y si hay condiciones sospechosas, el valor del factor de seguridad debe elevarse a 4.



Para estructuras de tipo provisional, donde algún riesgo de una falla por capacidad de carga puede ser tolerado, se puede usar un factor de seguridad de 1.5.

En los sitios en que el nivel de aguas freáticas está a baja profundidad, conviene calcular la capacidad de carga con la consideración de que ese nivel se puede levantar hasta la base de la cimentación o aún más arriba.

En el estudio de una cimentación de una estructura importante, las propiedades mecánicas del material de apoyo y la magnitud y distribución de las cargas, son los factores dominantes para determinar la capacidad de carga y el factor de seguridad apropiado.

En lo anterior, se ha hecho una semblanza del análisis de la capacidad de carga de un cimiento; por lo que se ha esbozado dicha capacidad de carga depende entre otras cosas de la resistencia del material de apoyo, y esta resistencia está en función de la falla de ese material, es decir, el material resiste bajo la acción de cargas hasta que falla, por ello, resulta conveniente mencionar los tipos de falla que comúnmente se presentan para el caso de cimientos superficiales.

TIPOS DE FALLA.

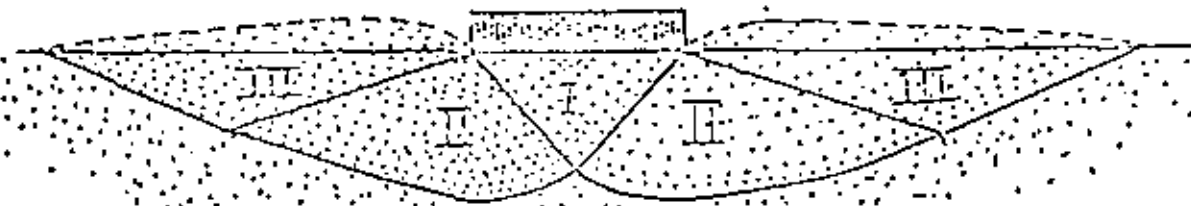
Para determinar los tipos de falla que ocurren por capacidad de carga se puede recurrir como siempre, al análisis teórico, con la consideración de hipótesis simplificadoras y/o a la observación del comportamiento de cimentaciones. Cualquiera que sea el caso, se puede concluir que la falla ocurre por rotura del material de apoyo, debido a la aparición de esfuerzos cortantes por la acción de la sobrecarga impuesta por la cimentación.



En términos generales se pueden distinguir tres tipos de fallas:

- A).- Falla por corte general.
- B).- Falla por corte local.
- C).- Falla por punzonamiento.

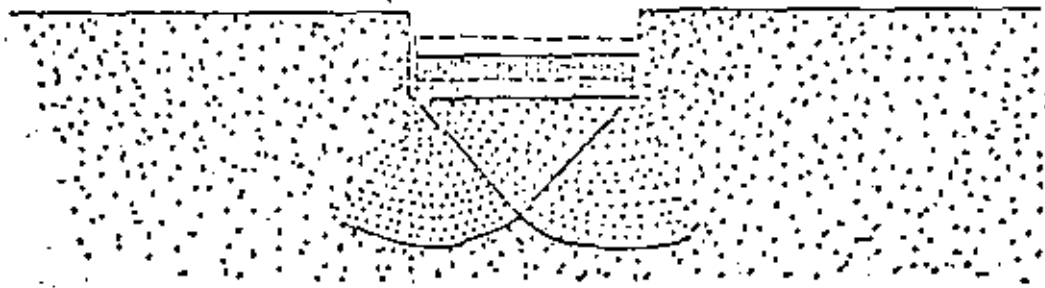
La falla por corte general se caracteriza por la aparición de una superficie de deslizamiento continua, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno, como puede observarse en la figura.



FALLA GENERAL.

En términos generales la falla es súbita y catastrófica, la cimentación se inclina y existe una tendencia al hundimiento en el suelo adyacente a los lados de la cimentación, aunque el colapso final del suelo se produce de un solo lado.

La falla por corte local es aquella en que la superficie de falla sólo se define claramente en la inmediata vecindad del cimiento. En general, existe una marcada tendencia al hundimiento del material de apoyo, a los lados de la cimentación y un hundimiento de la misma, tal que si se llega a valores del orden de la mitad del ancho o diámetro del cimiento, puede lograrse que la superficie de falla se desarrolle hasta la superficie exterior del terreno de apoyo, es decir, para pasar de una falla de corte local a una de corte general, en este caso, se requiere provocar un hundimiento considerable. En este tipo de falla, no se produce colapso catastrófico ni inclinación de la cimentación, la que más bien se empotra en el terreno movilizándose la resistencia de los estratos más profundos.

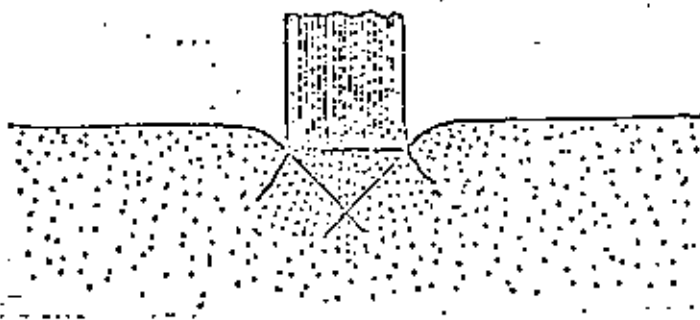


FALLA LOCAL.

La falla por punzonamiento significa un movimiento vertical de la cimentación, debido a la compresión del terreno inmediatamente debajo del cimiento. Este tipo de falla no es



fácilmente observable, la penetración subsiguiente de la zapata, se debe a la rotura por corte alrededor de la cimentación. El terreno fuera del área de carga casi ni se entera de la presencia del cemento. Con excepción de pequeños y bruscos movimientos verticales de la cimentación, no se observa en esta inclinación.



FALLA POR PUNZAMIENTO.

Una cuestión que surge de inmediato, es el determinar los factores de los que depende el que se presente en la práctica un cierto tipo de falla. Si se analizan todos ellos, se llega a la conclusión de que el más importante, en el sentido de que su influencia es fundamental, es la compresibilidad relativa del suelo donde se efectúa el apoyo. En términos generales, si por ejemplo, se tiene un suelo incompresible, la falla será de tipo general, si por el contrario el suelo es muy compresible, (con respecto a su resistencia) la falla que se presentará será por punzamiento. Un hecho que en primera instancia no se siente muy lógico, pero que las experiencias al respecto así lo han determinado, es el de que la clase de suelo no es un factor que influya en el



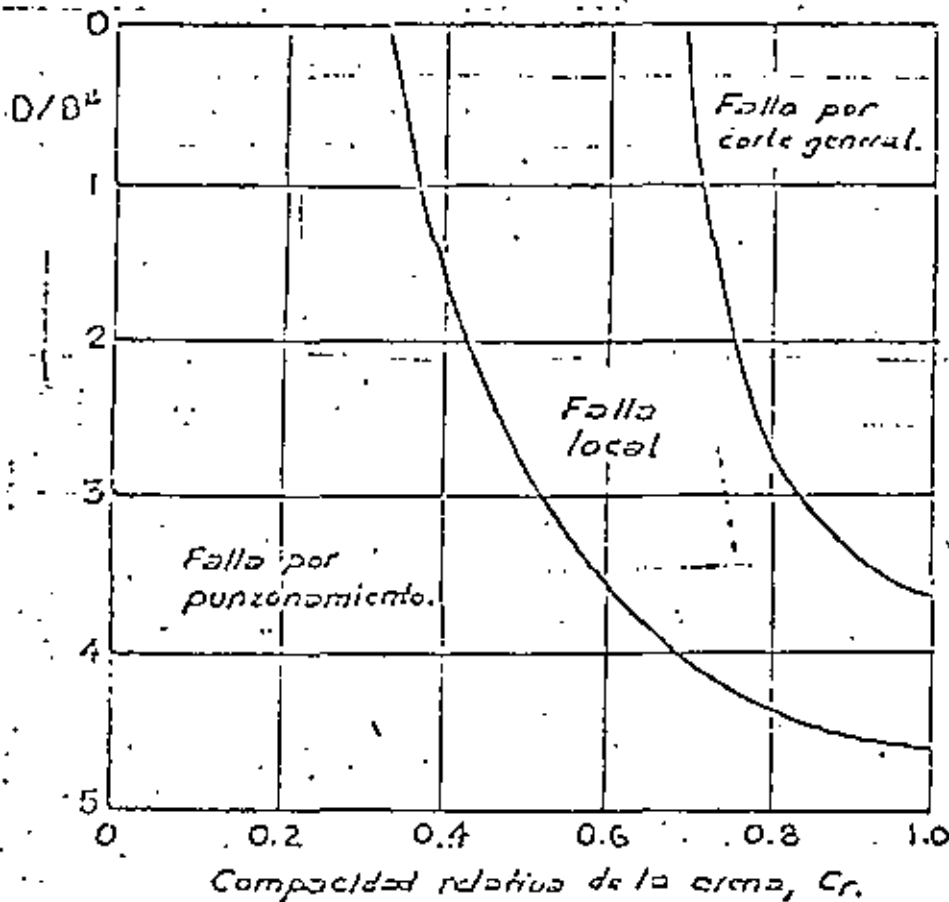
tipo de falla que se presente. Las experiencias que existen, indican que si se tiene un cimiento sobre arena compacta, lo común es que se produzca una falla de tipo general, mientras que, la misma zapata apoyada en arena suelta provocará una falla por punzonamiento, sin embargo, si la zapata se coloca sobre la arena compacta pero a una cierta profundidad, la falla ocurrirá por punzonamiento o también si bajo la arena compacta existe un estrato de suelo deformable.

También se ha observado que una cimentación en una arcilla saturada y compresible, puede fallar por corte general si el procedimiento constructivo que se siga es tal que no se genere cambio de volumen en el suelo, en tanto que, en el mismo suelo, la falla puede ser por punzonamiento si se permite cambio de volumen del suelo de cimentación, por ejemplo, si la carga se aplica con relativa lentitud en la práctica.

Lo anterior no deja de ser cualitativo, por ello, los investigadores han tratado de introducir algunos parámetros tales como el llamado índice de rigidez que constituye un intento de tener ciertos parámetros que al cuantificarlos puedan determinar el tipo de falla que puede presentarse.

En la figura se muestran gráficamente los resultados de una serie de experiencias realizadas por Vesic, en el caso de arenas, para determinar el tipo de falla que puede presentarse en función de la compacidad relativa de la arena y de una relación en que interviene la profundidad de desplante.





$B^n = B$ para zapatas cuadradas o circulares.

$B = 2BL/(B+L)$ para zapatas rectangulares.

(Ref. Vesic, A. Capacidad de carga de cimentaciones profundas en arena).

Resulta entonces evidente que la capacidad de carga del material de cimentación, dependerá del tipo de falla que se presente y que la "falla" sólo se defina con claridad en el caso de falla por corte general, puesto que, en los otros tipos de falla se lleva implícita la variable deformación, por ello, han surgido algunos criterios para determinar la carga límite de falla; por ejemplo, aquel que la define como el punto en que la pendiente de la curva esfuerzo-acentamiento se vuelve horizontal.

Por lo antes escrito, es necesario determinar de qué magnitud son las deformaciones que producen las fallas por corte local y por punzonamiento.

Algunas experiencias al respecto, debidas a Skemp-ton, indican que en arcillas saturadas los asentamientos por del 3 al 7 por ciento del ancho de la zapata, valores que se aumentan hasta un 15% a medida que las zapatas son más profundas. En el caso de arenas, De Beer, Meyerhof, Mohr y Vesic, han encontrado que en el caso de zapatas superficiales los asentamientos necesarios para llegar a las cargas límites de falla, varían del 5 al 15%, magnitudes que pueden alcanzar el 25% para zapatas profundas. Se ha encontrado que a medida que las zapatas aumentan de tamaño, los valores antes mencionados tienden a sus magnitudes máximas.

DETERMINACION DE LA CARGA LIMITE DE FALLA.

Existen algunas teorías en relación al cálculo de la carga límite de falla, todas están limitadas casi exclusivamente a soluciones obtenidas haciendo la hipótesis de tener un sólido rígido plástico, que no muestra ninguna deformación antes de que se produzca la falla por corte, y después de ella se supone que se produce un flujo plástico a esfuerzo constante. Las teorías también contemplan casi siempre, el caso de falla general, modificando los resultados para tomar en cuenta el caso de materiales de apoyo compresibles. En términos generales, las teorías mencionadas, suponen un material de apoyo homogéneo y ocupando un semi-espacio con resistencia:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

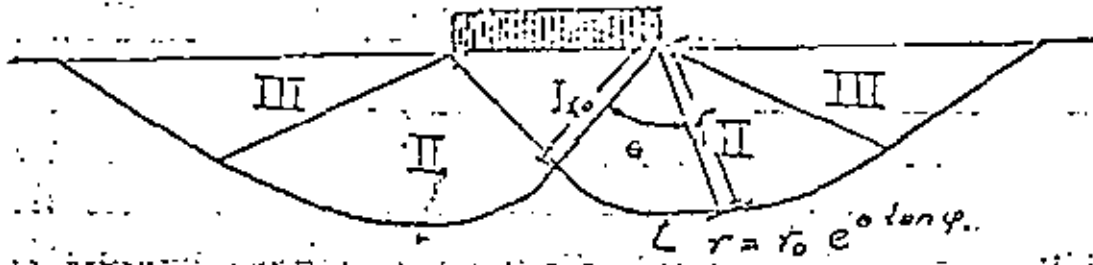
Y de comportamiento rígido plástico. Se considera además, que el ancho B de la cimentación, es bastante mayor a su longitud L (problema bidimensional), que se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante del material de apoyo, arriba del nivel de desplante y se considera que no existe fricción entre el material de apoyo y la cimentación.

En términos generales, estas hipótesis no son inadecuadas para el caso de que la profundidad de apoyo sea menor o igual al ancho del cimiento (cimentación superficial) también para el caso de que la longitud L del cimiento sea mayor a cinco veces su ancho B . Reissner y Prandtl resolvieron el problema empleando la teoría de la plasticidad. En su planteamiento, se considera que el material de apoyo sujeto a falla, consiste de tres zonas. La primera sujeta a un estado de empuje activo de Rankine, la segunda que sufre un estado de corte radial y finalmente las zonas terceras que reciben un empuje pasivo de Rankine. En la figura se observa que las superficies de falla en las zonas primera y tercera, son planas mientras que en las zonas segundas, constituyen dos familias: una de curvas y otra de superficies planas. Los trazos de los fragmentos curvos de las superficies de falla, resultan ser espirales logarítmicas de ecuación:

$$r = r_0 e^{\phi \tan \psi}$$

En la figura se puede ver el significado de las literales que aparecen en la fórmula.





Podemos concluir que en el caso de tener un material de apoyo de comportamiento exclusivamente cohesivo, es decir, $\phi = 0$, o $\phi \neq 0$, los tramos curvos tienen por ecuación:

$$r = r_0$$

lo que significa que resultan ser curvas circulares de radio r_0 .

Prandtl y Reissner en su análisis consideraron primero, que el material de apoyo no tenía peso y encontraron que la fórmula teórica de la capacidad de carga era:

$$q_f = c N_c + \gamma D_f N_q$$

donde:



q_f = Capacidad de carga a la falla, en unidades de esfuerzo.

c = Cohesión.

γ = Peso volumétrico de material de apoyo.

D_f = Profundidad de desplante.

N_c y N_q , factores de capacidad de carga adimensionales cuyo valor depende exclusivamente del ángulo ϕ .

Para el caso de considerar un material friccionante ($c = 0$) y apoyado en la superficie del material de apoyo ($D_f = 0$) se puede obtener:

$$q_f = 1/2 \gamma B N_\gamma$$

donde:

q_f = Capacidad de carga a la falla en unidades de esfuerzo.

B = Ancho del cimiento.

N_γ = Factor de capacidad de carga, adimensional.

Para los casos de materiales de apoyo de comportamiento intermedio ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$) se acepta la superposición de causas y efectos y se llega a la ecuación:

$$q_f = c N_c + D_f \gamma N_q + 1/2 B \gamma N_\gamma$$

Ecuación que se conoce como de Terzaghi.

El hecho de aceptar superposición de causas y efectos preocupa que la forma de la superficie de falla va a ser la misma en el caso de un material de apoyo de comportamiento friccionante y en el de uno de comportamiento cohesivo y aún en el de material de comportamiento cohesivo-friccionante. Esta hipótesis -- que desde luego no es correcta, conduce a errores que dejan un margen de seguridad que no pasa de 17 a 20% para φ comprendido entre 30° y 40° y que es igual a cero para $\varphi = 0$.

La observación de los valores de los coeficientes de capacidad de carga, permite hacer algunas conclusiones interesantes.

Así se tiene:

φ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	N_c/N_γ	N_q/N_γ
0°	5.14	1.0	0	0.20	∞	∞
15°	10.98	3.94	2.65	0.36	4.14	1.45
30°	30.14	18.4	22.4	0.61	1.34	0.82
45°	133.68	134.68	271.75	1.01	0.40	0.49

Primera.- En suelos de comportamiento cohesivo no se incrementa notablemente la capacidad de carga si se profundiza el cimentamiento, en cambio esto sí se logra si se incrementa aunque sea poco, la resistencia del material de apoyo.

Segunda.- En suelos de comportamiento cohesivo, la capacidad de carga en unidades de esfuerzo, no depende del ancho B del cimentamiento.



En la tabla que se anexa a estas notas, aparecen indicados los valores de los coeficientes de capacidad de carga que se han obtenido para diferentes valores del ángulo φ .

Al hacer el examen de las variaciones de los coeficientes N_c , N_q , y N_γ , obtenidos en diferentes soluciones teóricas del problema, se encuentra que es el tercero el que sufre mayor variación en su magnitud, ya que se encuentran valores de la tercera parte al doble de los que se indican en la tabla mencionada.

Actualmente continúa la investigación del problema de la evaluación de la capacidad de carga y existe tendencia a unificar el criterio en el sentido de utilizar los valores de los coeficientes de capacidad de carga que aparecen en la tabla anexa.

En lo que sigue se harán algunos comentarios respecto a factores que influyen en la determinación de la capacidad de carga, que son:

- a).- Dimensiones del cimiento.
- b).- Compresibilidad del material de apoyo.
- c).- Rugosidad de la base del cimiento.



FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

n	H_n	H_n	H_n	H_n/H_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.60	0.00	0.20	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.85	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.96	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.05	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.23	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
	14.83	6.40	5.39	0.43	0.35
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.83	7.82	7.13	0.45	0.40
23	18.05	8.65	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.85	0.51	0.47
26	22.25	11.95	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.90	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.85	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.55
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.59
32	35.40	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.00	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.05	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	53.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.93	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.56	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
	105.11	99.02	185.52	0.94	0.93
	116.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.59	134.66	271.75	1.01	1.00
46	152.10	156.51	330.55	1.04	1.04
47	173.04	187.21	403.57	1.08	1.07
48	199.26	222.31	495.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.82	319.07	762.82	1.20	1.19



d).- Cimientos adyacentes.

e).- Nivel de aguas freáticas.

f).- Velocidad de aplicación de la carga.

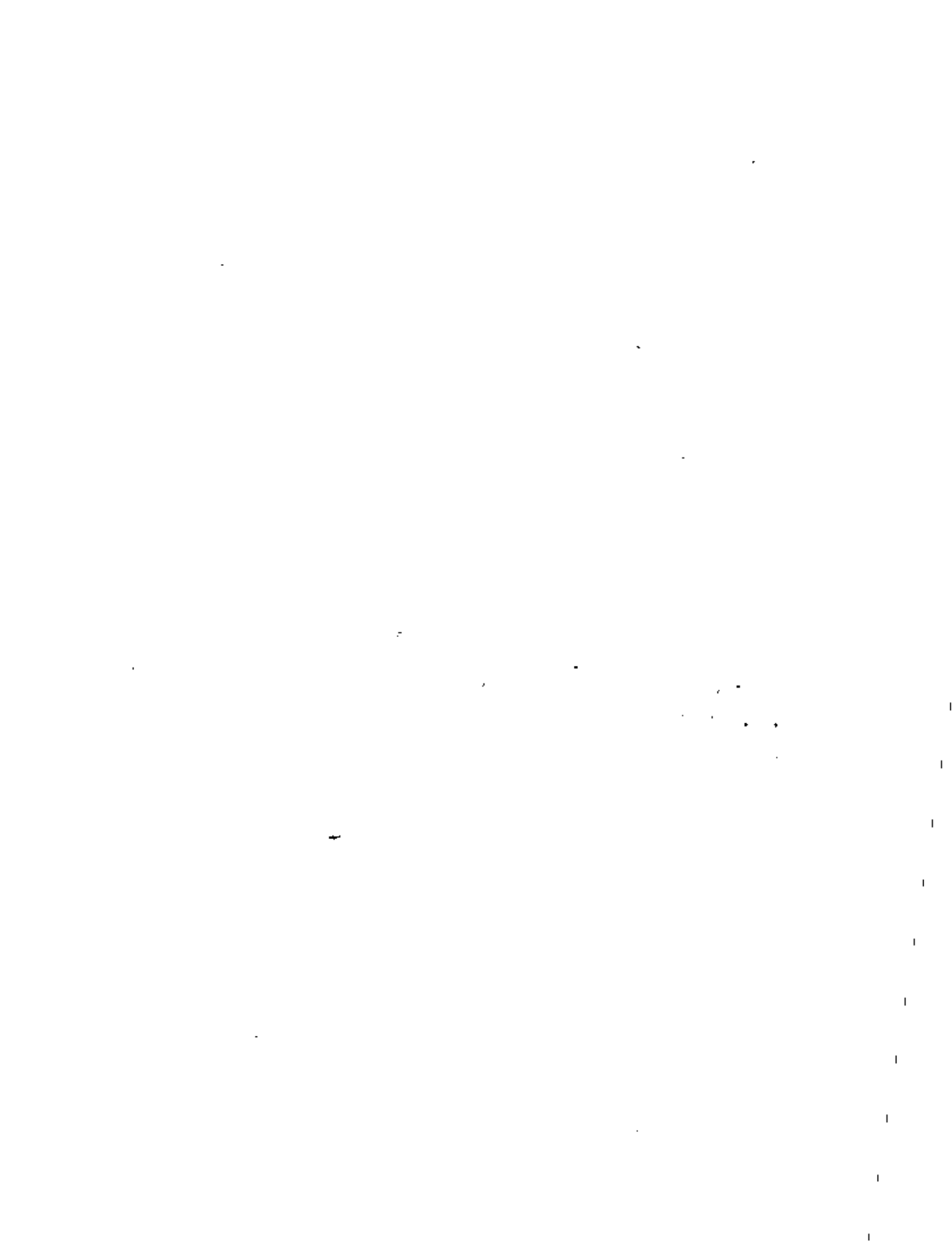
DIMENSIONES DEL CIMIENTO.

Como se comentó, la determinación teórica de la capacidad de carga, se ha hecho sobre la base de análisis bidimensional, lo que exige que el cimiento sea bastante más largo que ancho y que el material de apoyo sea homogéneo en cuanto a resistencia. En relación al primer hecho, se ha encontrado que debe cumplirse el que la relación L/B sea mayor de 5. Investigaciones tanto teóricas como de pruebas de campo, indican que los coeficientes de capacidad de carga, pueden modificarse en función de otros coeficientes llamados de forma, tal como se indica en la siguiente expresión;

$$q_f = c N_c \beta_c + \gamma D_f N_q \beta_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma \beta_\gamma$$

Algunos resultados experimentales han determinado valores para los coeficientes de forma que pueden obtenerse si se manejan las fórmulas que se anotan en seguida.

Forma de la base.	β_c	β_q	β_γ
Rectangular.	$1 + (B/L) \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$	$1 + \left(\frac{D_f}{L} \right) \tan \phi$	$1 - 0.4 c/L$
Circular o cuadrada.	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$	0.60



COMPRESIBILIDAD DEL MATERIAL DE APOYO.

Otra de las hipótesis que se hizo en la determinación de la capacidad de carga, fué la de considerar el material de apoyo incompresible, lo que en cierta forma fué motivada por la aceptación de que la falla se produciría en forma general. Cuando se tiene un material de apoyo compresible, como ya se comentó, la falla es de tipo local y la capacidad de carga se reduce. Uno de los criterios más aceptados para efectuar la reducción, es el debido a Terzaghi quien propone disminuir los parámetros de resistencia de manera de considerar en los cálculos los siguientes valores:

$$c_r = \frac{2}{3} c$$

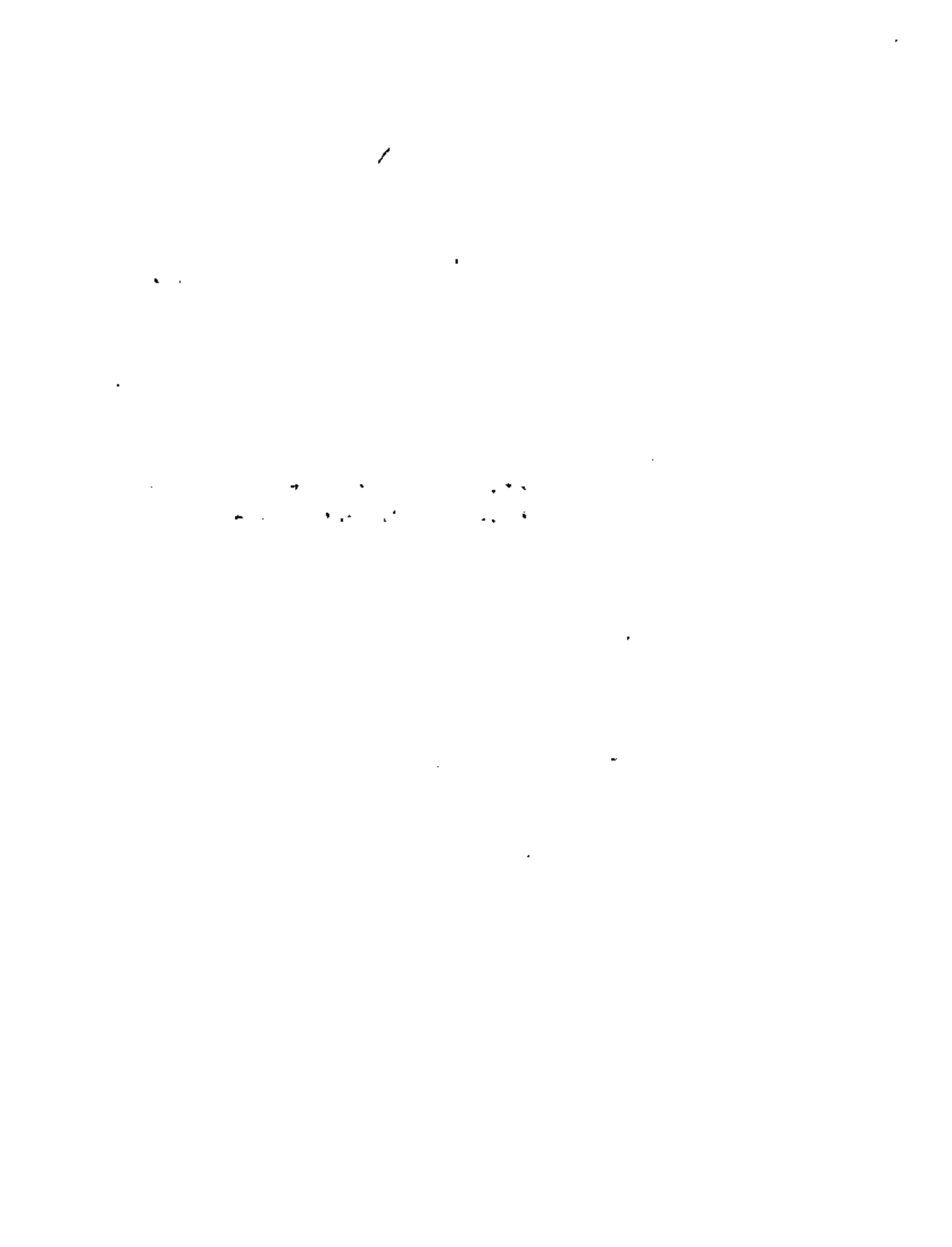
$$\phi_r = \text{ang}^{\text{ul}} \tan \frac{2}{3} \tan \phi$$

donde:

c_r = Cohesión reducida.

ϕ_r = Angulo de fricción interna reducida.

En general, este criterio resulta ser bastante conservador en casos de suelos de comportamiento friccional y también, aunque no tanto, en el caso de suelos de comportamiento cohesivo, quizá debido entre otras cosas a que la compresibilidad relativa de un suelo, tiende a disminuir a medida que aumenta el tamaño del cimiento. Existen algunas investigaciones interesantes que toman en cuenta esta influencia pero ellas no han conducido a criterios que puedan aplicarse con suficiente seguridad en los cálculos que ahora se hacen en la práctica, por lo que se recomienda, mientras tanto seguir con el criterio de Terzaghi.



RUGOSIDAD DE LA BASE DE LA CIMENTACION.

Evidentemente entre cimiento y material de apoyo, se producen esfuerzos cortantes que pueden considerarse que incrementan la capacidad de carga. Las investigaciones que se han hecho al respecto, sugieren que la capacidad de carga de una cimentación lisa sobre la superficie de un suelo de comportamiento no cohesivo, debe ser sólo la mitad de la capacidad de una cimentación rugosa, pero otros hechos experimentales han mostrado un efecto casi nulo de la rugosidad, al menos para cargas verticales. Mientras se dilucida esta cuestión, se sugiere seguir utilizando los factores anotados que no consideren este efecto.

CIMENTOS ADYACENTES.

En general, las expresiones y teorías al respecto indican que en suelos friccionantes sueltos, bajos valores de ϕ) -- la influencia de cimentaciones adyacentes es despreciable, lo que no sucede para suelos friccionantes compactados (altos valores de ϕ).

Los efectos aún disminuyen más cuando la forma del cimiento tiende a tener una área de apoyo cuadrada, por ello, no se recomienda tomar en cuenta los efectos de la interferencia en los cálculos de la capacidad de carga.

NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS.

La presencia del nivel de aguas freáticas en el material de apoyo, es un factor que si requiriera tomarse en cuenta en el caso de la determinación de la capacidad de carga.



Para suelos gruesos, la presencia del agua puede anular la llamada cohesión aparente, lo que produce una considerable disminución de la resistencia. También los tres términos de la ecuación de la capacidad de carga, pueden sufrir disminución considerable. Por ello, se recomienda hacer el cálculo de la capacidad de carga considerando el nivel freático más alto posible, durante la vida útil de la estructura.

Una ecuación que no propone para tomarla en cuenta en los cálculos de la capacidad de carga, es la siguiente:

$$q = \gamma' + (Z_w/B) (\gamma_m - \gamma')$$

γ = Peso volumétrico del material de apoyo, por considerar en los cálculos de capacidad de carga.

γ_m = Peso volumétrico del material de apoyo con su humedad natural.

γ' = Peso volumétrico del material de apoyo sumergido.

Z_w = Profundidad del nivel de aguas freáticas respecto al nivel de desplante.

B = Ancho del cimiento.

Desde luego, existe también el efecto de las fuerzas de filtración que en este caso, se consideran despreciables.



VELOCIDAD DE CARGA.

Las teorías de capacidad de carga, se han desarrollado bajo la hipótesis de que las solicitaciones son estáticas, - sin embargo, existen casos reales en que no se cumple esta condición, por lo que es conveniente hacer algunos comentarios respecto a cómo se modifica la capacidad de carga al incrementarse la velocidad de aplicación de los esfuerzos. En términos generales, la velocidad de aplicación de la carga, modifica la capacidad de carga sólo en la medida en que puede relacionarse con la disipación de la presión que aparece en el agua del suelo, generada por la misma aplicación de la carga. Bajo esa consideración, se han hecho experiencias, encontrándose los siguientes resultados:

- a).- Cuando se pasa de una carga estática a una de impacto, las cimentaciones apoyadas en arena compacta o en arcilla dura, cambian de tipo de falla, de corte general a punzonamiento.
- b).- Cuando se pasa de una carga estática a una de impacto, se produce una ligera disminución inicial en la capacidad de carga de cimentaciones en arena compacta.
- c).- Todas las cimentaciones en arcillas muy duras, muestran un aumento muy considerable en su capacidad de carga, al cambiarse la carga, de la condición estática a la de impacto.

Estas notas dan un panorama general, acerca del análisis de capacidad de carga de cimentaciones superficiales, y en ellas se ha puesto especial énfasis en las limitaciones que tienen las formas teóricas que existen al respecto, para que en su aplicación práctica, se logren los mejores resultados.



REFERENCIAS.

- 1.- Bjerrum, L. y Overland, A., "Foundation Failure of an Oil Tank in Fredrikstad, Norway", Proc., IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, London (1957), pp 287-290.
- 2.- Brinch Hansen, J., "Simpel beregning af fundamenters bæreevne Ingeniøren", Vol 64, No 4 (1965), pp 95-100.
- 3.- Buisman, A. S. K., "De weerstand van paalpunten in zand", de Ingenieur 50 (1935), pp St. 25-28, 31-35.
- 4.- Buisman, A. S. K., "Grondmechanica", Waltman, Delft (1949), -- pág 190.
- 5.- Caquot, A., "Equilibre des massifs a frottement interne", Cauchier-Villars, Paris (1934), pp 1-91.
- 6.- Caquot, A y Kérisel, J., "Traté de Mécaniques des Sols", Cauchier-Villars, Paris (1956).
- 7.- De Beer, E. E., "Grondmechanica, Deel II", Fundering N.V. Standard Boekhandel, Antwerpen (1949), pp 41-51.
- 8.- De Beer, E. E., "Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand, Bearing Capacity and Settlement of Foundations", Proc., Symposium held at Duke University (1965), pp 15-34.



- 9.- De Beer, E. E. y Vesic, A., "Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations directes établies en surface", Annales des Travaux Publics de Belgique 59, N° 3 — (1958), pp 5-58.
- 10.- Meyerhof, G. G., "An Investigation of the Bearing Capacity of Shallow Footings on Dry Sand", Proc., II International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, Rotterdam (1948), pp 237-243.
- 11.- Meyerhof, G. G., "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol 2 (1951), pp 301-332.
- 12.- Meyerhof, G. G., "Influence of Roughness of Base and Ground Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol 5, N° 3 (1955), pp 227-242.
- 13.- Skempton, A. W., "An Investigation of the Bearing Capacity of a Soft Clay Soil", Journal of the Institution of Civil Engineers, Vol 18, Londres (1942), pp 307-321.
- 14.- Skempton, A. W., "The Bearing Capacity of Clays", Proc., Building Research Congress, Londres (1951), pp 160-189.
- 15.- Terzaghi, K., "Erdbaumechanik auf bodenmechanischer Grundlage", Kion (1925).
- 16.- Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Nueva York (1943)
- 17.- Terzaghi, K., y Peck, R. B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons, 2a. ed. (1966), pág. 729, Nueva York (1948).



18.- Tchobotarioff, G.P., "Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures", McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York (1951).

19.- Vocić, A., "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, No 39 (1953), pp 112-153.

20.- Vocić, A., "Análisis de la Capacidad de carga de Cimentaciones Superficiales", (1974), Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

21.- [Faint text, likely a reference to a book or report]

22.- [Faint text, likely a reference to a book or report]

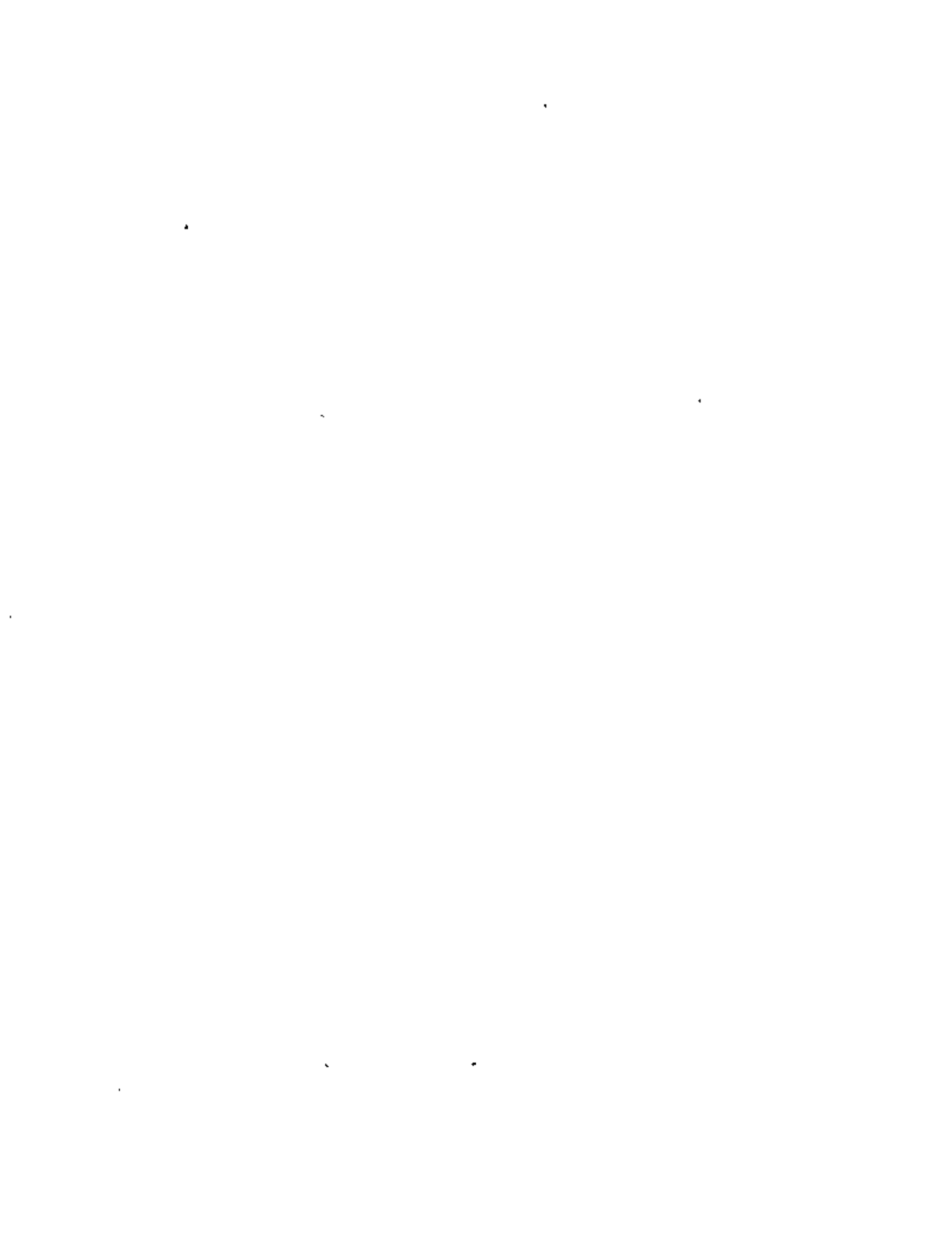
23.- [Faint text, likely a reference to a book or report]

24.- [Faint text, likely a reference to a book or report]

25.- [Faint text, likely a reference to a book or report]

26.- [Faint text, likely a reference to a book or report]

27.- [Faint text, likely a reference to a book or report]





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ESTUDIOS PREVIOS

M. EN I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO

JUNIO, 1980



A.- ESTUDIOS GEOLÓGICOS MILVIOS.

Con el fin de conocer en forma muy general el tipo de suelos y rocas que existen en la zona, se puede buscar información en cartas geológicas y de zonificación, de las cuales a continuación se da una relación de las instituciones en donde se puede acudir:

D E T E N A L

D E F E N S A N A C I O N A L

I N S T I T U T O D E G E O L O G I A U . N . A . M .

En ellas se pueden distinguir:

Fallas

Fracturas

Distintas formaciones de roca

Tipos de suelo

residuales

transportados

Ríos y arroyos

Sistemas de drenaje

Posibles bancos de materiales para agregados

Accesos

Poblaciones más cercanas, etc.



B.- ESTUDIOS PREVIOS DE MECANICA DE SUELOS.

B.1.- Unidades Habitacionales de uno o dos niveles o estructuras ligeras

Los estudios previos de mecánicas de suelos en las Unidades Habitacionales de uno o dos niveles o estructuras ligeras se dividen en las siguientes etapas:

- I.- Información complementaria
- II.- Reconocimiento al lugar
- III.- Trabajos de campo
- IV.- Trabajos de laboratorio

A continuación se describe cada una de ellas.

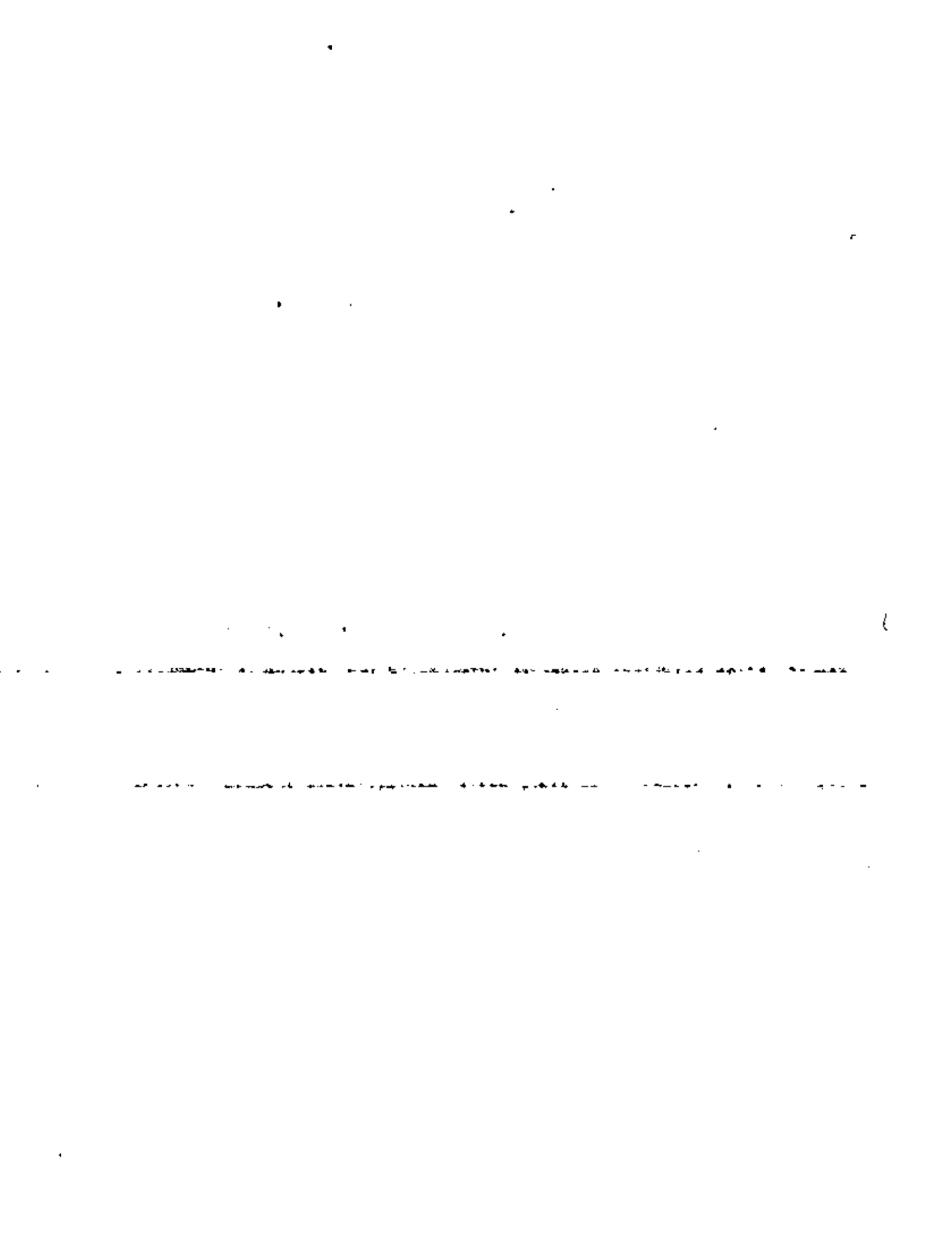
1.- Información complementaria.- Con el fin de programar adecuadamente todos los trabajos se requiere, si es posible, información complementaria en la zona aledaña como es.

1.1.- Dimensiones y forma de la Unidad Habitacional o de la estructura en estudio para poder determinar el número probable y el tipo de los sondeos a realizar.

1.2.- El tipo de estructuras que se van a construir, con el fin de ubicar las zonas de mayor concentración de cargas y las áreas verdes o jardines y poder ubicar adecuadamente los sondeos.

Los datos anteriores se pueden solicitar a los Representantes del Organismo que solicita el estudio en el lugar.

1.3.- Recabar información de estudios de Mecánica de Suelos que se hayan hecho en zonas aledañas con el fin de tener idea del tipo de suelos que se van a encontrar y los problemas que se pueden presentar,



así como su enfoque para resolverlos, al respecto se anexa información de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, respecto a los lugares en los que se han intentado una zonificación discutiendo las propiedades mecánicas de los materiales encontrados y los posibles problemas que como ya se dijo se pueden presentar.

II.- Reconocimiento del lugar.- Toda la información descrita en 1, se puede solicitar antes de hacer el reconocimiento con el fin de perder el menor tiempo posible y llegar al lugar con una idea concreta del problema que se pretende resolver.

Durante la visita se harán los siguientes trabajos:

II.1.- Se hará una descripción del lugar, en la que se anote el tipo de suelo y/o roca superficial, el tipo de construcciones del lugar y el tipo de cimentaciones que se emplearon.

II.2.- Se observará si alguna estructura tiene falla o grietas debido a fallas de la cimentación.

II.3.- Se investigará observando pozos o cortes del lugar si existe el nivel de aguas freáticas, así como el tipo probable del suelo que se encontrará. Para clasificar el suelo úsese el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

II.4.- Se determinará el número, tipo y localización de los sondeos que se realizarán para determinar la estratigrafía y las propiedades mecánicas del suelo. Para este tipo de estudios, se puede programar pozos a cielo abierto hechos con pico y pala de sección cuadrada de 1m. de lado y llevados hasta una profundidad de 3.0m; pero como criterio general la profundidad de los sondeos debe ser tal que cubra de 2 a 3 veces el ancho del cimiento. Si no es posible que la condición anterior



se satisfaga con pozos a cielo abierto, entonces es necesario emplear otro tipo de sondeos.

III.- Trabajos de campo.- De la observación de los sondeos recomendados en el inciso II.4, se pueden sacar las siguientes conclusiones:

III.1.- Que el subsuelo esté formado por suelos finos y cohesivos como las arcillas, cuya consistencia variará de la siguiente manera:

Muy blanda.

Blanda.

Poco firme.

Firme.

Muy firme.

Dura.

Esta es una evaluación sólo cualitativa y como tal debe tomarse.

III.2.- Que el subsuelo esté formado por una arena que de acuerdo a su compactidad pueda ser:

- Muy suelta.

- Suelta.

- Poco compacta.

- Compacta.

- Muy compacta.

En este punto conviene determinar si la arena es de granos redondos o angulosos, si está bien graduada o mal graduada, si es de tamaño grueso, medio o fino.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

CHICAGO, ILL.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

III.3.- que el suelo esté formado por material intermedio o compuestos como son todos los dados en la carta de clasificación de suelos en cuyo caso se determinará el comportamiento de los mismos si es esencialmente fino o granular o si guarda un comportamiento intermedio.

III.4.- Si se encuentra otro tipo de suelos como son:

- Boleos empacados en algunos de los materiales antes descritos.
- Rocas en cuyo caso se hace una descripción lo más completa de la misma.

En todos los casos se debe determinar en forma aproximada el porcentaje de cada uno de los materiales encontrados.

Si los sondeos realizados fueron pozos a cielo abierto, se debe de tomar de cada uno de ellos muestras alteradas a cada metro o donde cambie el material y muestras inalteradas cúbicas de 20cm de lado; a las que se les debe envolver en mantá cubierta con brea y cera; también debe hacerse una columna estratigráfica de cada uno de los sondeos en la que se debe anotar; la clasificación de campo de cada estrato, su espesor, color, consistencia o compacidad y la elevación del nivel de aguas freáticas si éste se encuentra.

Si los materiales encontrados son muy blandos o sueltos y se pierden al ser sacados que no son adecuados para desplantar sobre ellos la cimentación se pueden profundizar los sondeos con postadora para tratar de encontrar un estrato resistente.

Si se programaron otro tipo de sondeos distintos a los pozos a cielo abierto, como son por ejemplo el sondeo de penetración estándar; el de tubuliso de pared delgada tipo Shelby de 4" de diámetro. En este caso a las muestras alteradas representativas se les debe depositar en

.....

.....

.....

un frasco de vidrio con tapa, la que se sella con una mezcla de parafina y brea o en una doble envoltura de bolsa de plástico; a cada muestra se le debe poner una etiqueta en la que vaya su clasificación de campo, color, consistencia o compacidad y profundidad y número de muestra de acuerdo con la profundidad de cada sondeo.

Las muestras inalteradas se obtendrán cuando se presentan suelos de comportamiento cohesivo o plástico o de comportamiento intermedio. No tiene caso labrar muestras en arena, puesto que es muy difícil mantener las paredes de la muestra.

A las muestras obtenidas se les envía al laboratorio, ya sea el laboratorio Regional del lugar o al Central.

IV.- Trabajos de Laboratorio.- A las muestras obtenidas se les pueden hacer las siguientes pruebas de laboratorio.

<u>Prueba</u>	<u>Laboratorio</u>	<u>Nota</u>
-Clasificación	"	En muestras alteradas o inalterada.
-Humedad natural	"	"
-Límite líquido y plástico.	"	"
-Granulometría	"	"
-Resistencia a la compresión simple.	"	En muestras inalteradas.
-Triaxial rápida.	"	En muestras inalteradas y sólo en los casos especiales que se requieren.



<u>Prueba</u>	<u>Laboratorio</u>	<u>Nota</u>
- Triaxial rápida consolidada	"	En muestras inalteradas y sólo en los casos - - especiales que se requie- ran.
- Consolidada	"	Idem
- Expansividad	"	Idem.
Otras	"	

B.2.- Para los edificios de más de dos niveles o de grandes concentraciones de cargas, serán semejantes a los comentados anteriormente salvo el inciso 11.4, pues en este caso siempre se utilizarán sondeos con máquina del tipo de penetración estándar, tubo liso de pared delgada tipo Shelby y sondeos tipo Dennison..

En las hojas anexas también se encontrarán parte de las Normas Técnicas Complementarias así como algunos de sus artículos del Reglamento de - - Construcción para el Distrito Federal., en lo referente a los estudios - previos que editó en el folleto 405 el Instituto de Ingeniería de la - U.N.A.M.

México, D.F. 10 de Junio de 1980

Ing. Gabriel García Altamirano.



CONTENIDO

Ciudades estudiadas por los miembros de la SMMS (1959 - 1978) Rubén García Fons	1
El subsuelo de la ciudad de Celaya, Gto. José Luis Terón P. Gthoniel Mondragón M. Martiano Aguilar G.	9
El subsuelo de la ciudad de Cuernavaca, Mor. Gabriel García Astorizano Vicente M. Bello A.	17
El subsuelo de la ciudad de Chihuahua, Chih. Carlos Fernández Loatza Rubén García Pérez Jesús Torres Díaz	41
El subsuelo de la ciudad de Puerto Vallarta, Jal. Sergio D. Sada Ortega Emecto Zaragoza Contreras	55
El subsuelo de la ciudad de Tapachula, Chis. Rubén B. Reyes Reyes Amuro Sotelo Rodríguez	65
El subsuelo de la ciudad de Tlaxcala, Tlax. Francisco José Ruz Villamil	73
El subsuelo de la ciudad de Tula, Hgo. Eduardo Soto Yáñez José Luis Lara Aréchiga	79



CIUDADES ESTUDIADAS POR LOS MIEMBROS DE LA S. M. M. S. (1959-1978)

Rubén García Fons

- Acapulco, Gro:** VI Reunión Nacional, México 1972,
Tomo I, pp. 1 - 60;
C. L. Flamand, L. Ayestarán y otros
- VII Reunión Nacional, -Guadalajara 1974,
Tomo II, pp. 1 - 34;
J. Luis León
- Aguascalientes, Aga:** VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 1 - 10;
J. M. Orozco, Rubén G. Fons y otros
- Campesche, Camp:** VI Reunión Nacional, México 1972,
Tomo I, pp. Y.11 a Y.41;
Guillermo Springall y L. Espinosa
- Cancún, Q. R:** VI Reunión Nacional, México 1972,
Tomo I, pp. 93 - 98;
Guillermo Springall y L. Espinosa
- VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 11 - 15;
Guillermo Sotés y Gustavo Ortega
- Celaya, Gto:** IX Reunión Nacional, Mérida 1978,
Tomo I
Carlos J. Orozco y otros
- Cd. Juárez, Chih:** VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 27 - 39;
Mario Saldivar, Federico Uranga y Rodolfo C. Avitia
- Cd. Obregón, Son:** VII Reunión Nacional, Guadalajara 1974,
Tomo I, pp. 337 - 379;
Juan M. Rodríguez G.
- Cd. Victoria, Tamps:** VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 41 - 50;
J. M. Orozco, Agapito C. Galindo y otros
- Coatsacoalcos-Minatitlán, Ver:** VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo II, pp. 35 - 55;
Luis Montañez

.....

1

.....

1

.....

.....

.....

1

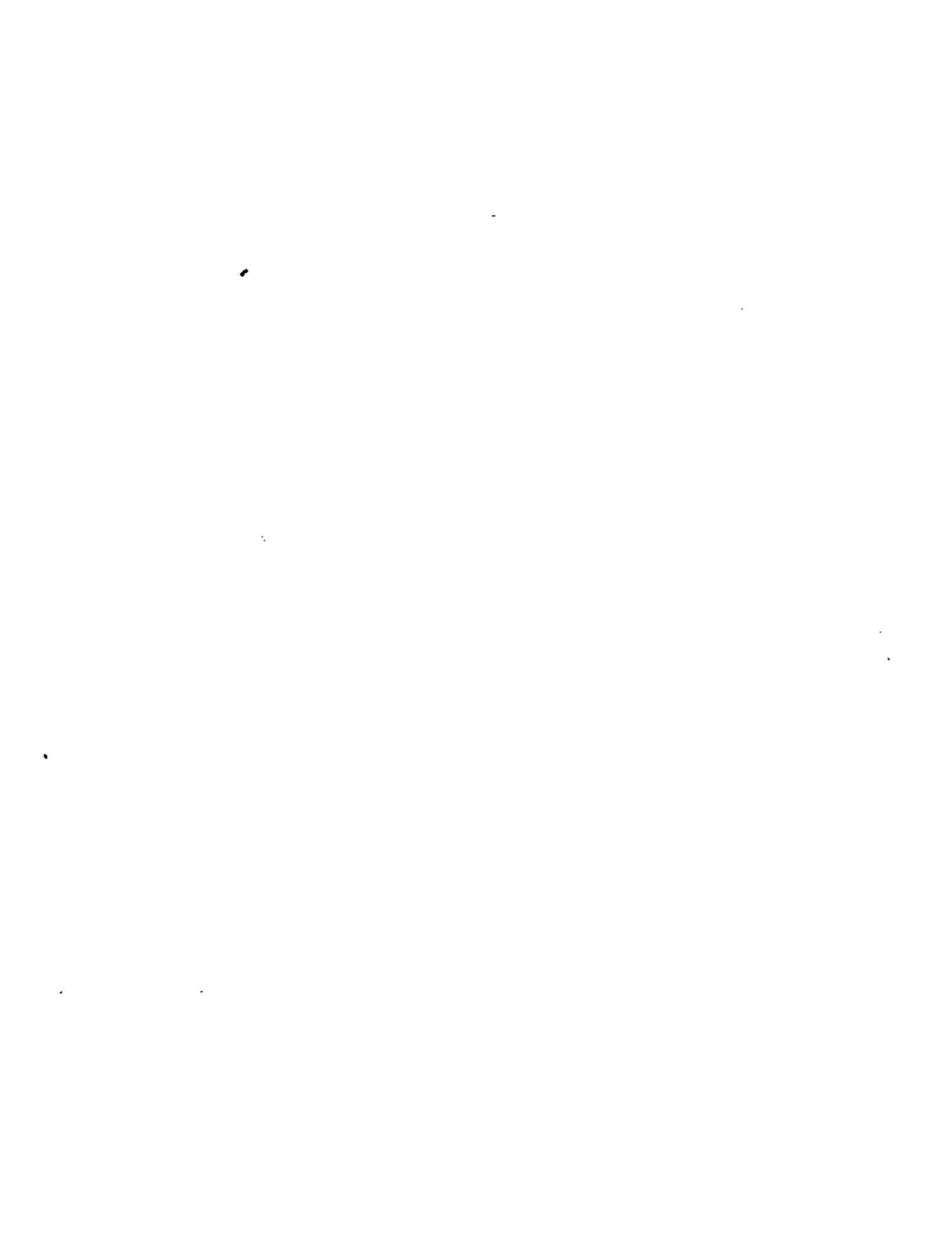
1

1

- Colima, Col: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 51 - 59;
J. M. Orozco, Carlos F. Loaiza y Pedro Preciado M.
- Córdoba, Ver: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo II, pp. 57 - 61;
Carlos Silva y Raúl Esquivel
- Cuernavaca, Mor: IX Reunión Nacional, Mérida 1978,
Tomo I
G. García Altamirano y Vicente Bello A.
- Culiacán, Sin: VII Reunión Nacional, Guadalajara 1974,
Tomo I, pp. 412 - 422;
Boris Siamper
- Chetumal, Q. Ri: VI Reunión Nacional, México 1972,
Tomo I, pp. Y.11 a Y.41;
Guillermo Springall y L. Espinosa
- Chihuahua, Chih: IX Reunión Nacional, Mérida 1978,
Tomo I
Carlos Fernández L., Kubén García-Pérez y otros
- Durango, Dgo: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 61 - 75;
J. M. Orozco, Tomás Hernández C. y otros
- Ensenada, B.C.N: VII Reunión Nacional, Guadalajara 1974,
Tomo I, pp. 273 - 280;
J. A. Mendoza Márquez
- Realizamientos en la autopista Tijuana - Ensenada.
Contribución de la SGP al Séptimo Congreso Internacio-
nal de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentacio-
nes, México 1969.
- Guadalajara, Jal: V Reunión Nacional, México 1970,
Tomo I, pp. II.1 - II.17;
Javier Saborío, Raúl Gómez y J. Muro
- VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo II, pp. 83 - 94;
Raúl Esquivel
- Guanajuato, Gto: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 77 - 82;
Fidel Náder D., L. Montañez y Ernesto Vázquez H.
- Guaymas, Son: VII Reunión Nacional, Guadalajara 1974,
Tomo I, pp. 377 - 226;
Departamento de Ingeniería Experimental, PIMEY
- Hermosillo, Son: VII Reunión Nacional, Guadalajara 1974,
Tomo I, pp. 307 - 325;
José Springall C.



- Irapuato, Gto: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976, Tomo I, pp. 83 - 93; Fidel Náder y Luis Montañez C.
- Jalapa, Ver: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976, Tomo II, pp. 95 - 101; Raúl Esquivel
- La Paz, B.C.S.: VII Reunión Nacional, Guadalajara 1974, Tomo I, pp. 281 - 296; C. Fernández Loziza
- Las Truchas, Mich: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976, Tomo I, Parte I, pp. 95- 120; Enrique Santoyo, Luis Montañez y Federico Montemayor
- León, Gto: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976, Tomo I, Parte II, pp. 121 - 132; B. Covarrubias, G. Gay y otros
- León, Gto: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976, Tomo I, pp. 133 - 200; J. M. Rodríguez y R. López Pérez
- Los Mochis, Sin: VII Reunión Nacional, Guadalajara 1974, Tomo I, pp. 393 - 411; J. L. Castilla
- Matamoros, Tamps: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976, Tomo I, pp. 201 - 230; Jaime A. Martínez
- Manzanillo, Col: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976, Tomo-II, pp. 103 - 117; Raúl Esquivel y Carlos Silva
- Moretlan, Sin: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976, Tomo I, pp. 231 - 256; Abraham Bilstein.
- México, D. F.: V Reunión Nacional, México 1970, Tomo I, pp. IV.1 - IV.50; U. Resencia, G. Springall y otros
- Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, México, 1959:
- Excavaciones con el auxilio de electrólisis en la Cd. de México; Tomo I, pp. 235 a 252. Enrique Tamez y Carlos Flamand.
 - Pruebas de extracción con pilotes a escala reducida en arcillas típicas del Valle de México; Tomo I, pp. 369 a 404. Romeo Enríquez y Emilio Rosenbluth
- El subsuelo de la Cd. de México



- Enderezado de dos edificios; Un metro en el caso más desfavorable; Tomo I, pp.429 a 465.
Manuel González Flores
- Problemas de cimentación en la Cd. de México; Tomo III, pp. 1071.
Raúl J. Marsal

Congreso sobre Cimientos Profundos, México, 1964:

- Pilotes electrometálicos en las arcillas del Valle de México; Tomo I, pp. 277 a 294.
Enrique Tamez G.
- Recimentación y enderezado de una iglesia del siglo XVIII por medio de pilotes de control en México, D.F; Tomo I, pp. 343 a 360.
Manuel González Flores

Séptimo Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, México, 1969:

- Test Embankments on Texcoco Lake
Alfonso Rico R, Gabriel Moreno F. y G. García Altamirano

Volumen Nabor Carrillo: El Hundimiento de la Cd. de México y Proyecto Texcoco, 1969.

Metro: Tran subterráneo de la ciudad de México, 1969

Estudios de Mecánica de Suelos del Departamento del Distrito Federal, Dirección General de Obras Públicas del D.D.F., 367 páginas.

Interceptores Profundos y el Emisor Central de la Ciudad de México, 1969. Dirección General de Obras Hidráulicas del D.D.F., 56 páginas.

Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México, Simposio, 1976. Varios autores.

El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México, 1978. Varios autores.

Mérida, Yuc:

VI Reunión Nacional, México 1972,
Tomo I, pp. Y.11 a Y.41;
Guillermo Springall y L. Espinosa

Mérida, B.C.N:

VII Reunión Nacional, Guadalajara 1974,
Tomo I, pp. 297 - 304;
J. M. Campos



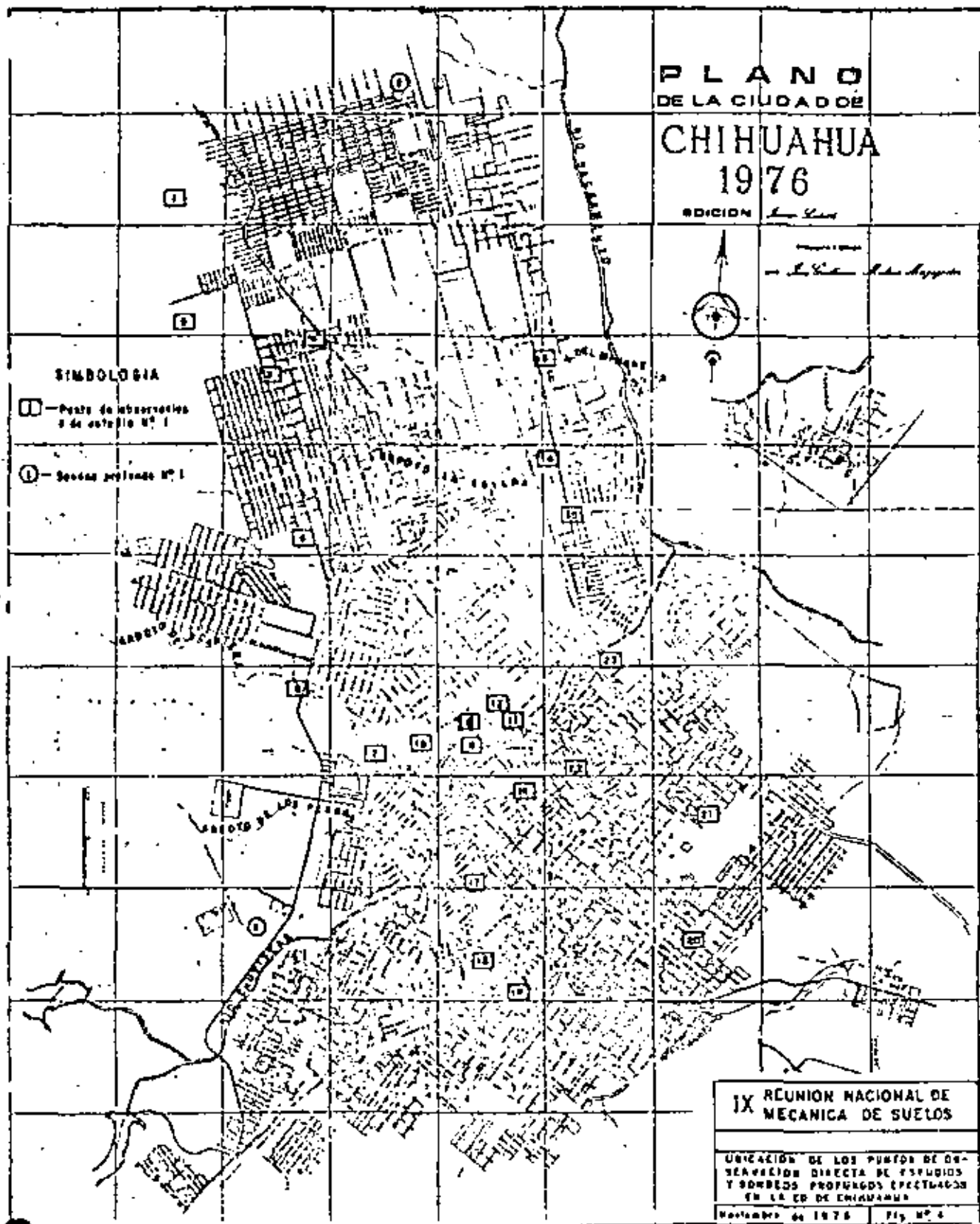
- VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo II, pp. 119 - 134;
L. Santoyo y L. Montoya
- Monterrey, N. L.:
V Reunión Nacional, México 1970,
Tomo I, pp. III.1 - III.29;
Néctor M. Villanueva
- Morelia, Mich.:
VI Reunión Nacional, México 1972,
Tomo I, pp. M.1 - M.22;
Héctor Esquivel
- VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo II, pp. 135 - 155;
Héctor Esquivel
- Minatitlán-Coatzacoalcos y
Pajaritos, Ver.:
V Reunión Nacional, México 1970,
Tomo I, pp. I.1 - I.101;
L. Viteitez, E. Soto y A. Mosqueda
- Navajas, Son.:
VII Reunión Nacional, Guadalejara 1974,
Tomo I, pp. 381 - 393;
Oziel L. Zárate
- Nuevo Laredo, Tamps.:
VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 237 - 263;
Gustavo Kocha A.
- Oaxaca, Oax.:
VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo II, pp. 157 - 170;
José L. León
- Orizaba, Ver.:
VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo II, pp. 171 - 181;
Héctor Esquivel
- Puerto Vallarta, Jal.:
IX Reunión Nacional, Mérida 1978,
Tomo I
Sergio Sada O. y otros
- Puebla, Pue.:
VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo II, pp. 183 - 210;
Gabriel Arvidet G.
- Querétaro, Gro.:
VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 265 - 284;
José A. Ponce
- Rayosa, Tamps.:
VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 285 - 292;
José L. Terán, Mario P. Saldívar y otros
- Río Bravo, Tamps.:
VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 293 - 297;
José L. Terán, Mario P. Saldívar y Mauro Ruiz G.

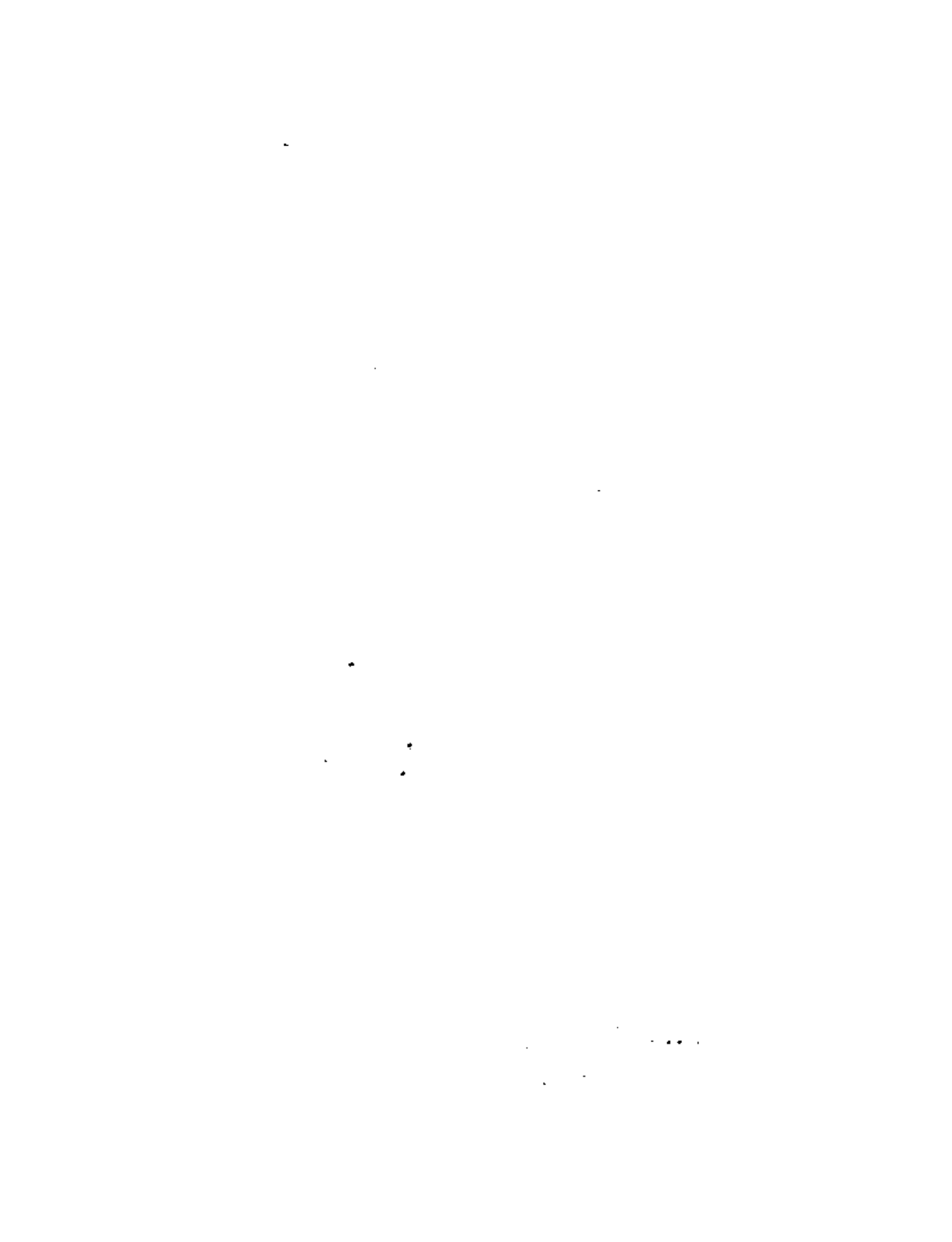


- Salamanca, Gto: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 299 - 311;
José Vargas C. y Roberto Anzaldúa Q.
- San Luis Potosí, S.L.P.: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 313 - 356;
Juan M. Rodríguez y José M. Aranda
- Tampico, Tamps: VI Reunión Nacional, México 1972,
Tomo I, pp. T.1 - T.16;
Lzilio B. Benevides, F. Hernández y otros
- Tapachula, Chis: II Reunión Nacional, Mérida 1978,
Tomo I
Rubén E. Reyes Reyes
- Tepic, Nays: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 357 - 365;
J. L. Terán, Ismael S. García y René A. Orozco
- Tijuana, B.C.N.: VII Reunión Nacional, Guadalajara 1974,
Tomo I, pp. 263 - 272;
Gustavo Kocha A.
- VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo II, pp. 211 - 228;
Enrique Santoyo y Luis Montañez
- Deslizamientos en la Autopista Tijuana - Ensenada.
Contribución de la SOP al Séptimo Congreso Internacio-
nal de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentación
del México 1969.
- Tlaxcala, Tlax: IX Reunión Nacional, Mérida 1978,
Tomo I
Francisco Ruz Villamil
- Toluca, Edo. de México: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 367 - 397;
Ernesto Martínez P.
- Torreón - Gómez Palacio: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 399 - 419;
Juan J. Schmitter y Janardanani Uppot O.
- Tula, Hgo: II Reunión Nacional, Mérida 1978,
Tomo I
E. Soto Yáñez
- Tuxtla Gutiérrez, Chis: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo II, pp. 229 - 244;
Leopoldo Espinosa
- Veracruz, Ver: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo II, pp. 245 - 256;
Raúl Esquivel
- Villahermosa, Tab: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo II, pp. 237 - 265;
Leopoldo Espinosa
- Zacatecas, Zac: VIII Reunión Nacional, Guanajuato 1976,
Tomo I, pp. 421 - 427;
Juan M. Orozco y Sergio D. Seda Ortega











centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ESTUDIOS PREVIOS

NORMAS

M. EN I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO

JUNIO, 1980



1. INTRODUCCION

Las normas presentadas a continuación tienen por objeto proporcionar crit
rios de diseño y especificaciones de construcción que permitan asegurar el
cumplimiento de los requisitos definidos en el capítulo XXXIX del título IV
del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Para usar crit
rios diferentes de los aquí presentados se requerirá la aprobación del Depart
tamento del Distrito Federal.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

2.1 Reconocimiento del sitio

En la Zona I del Distrito Federal, definida en el artículo 262 del Reglamen
to, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar dond
e se localiza el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercan
os al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas, de
reilenos o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que fueron o pud
ieron ser objetos de explotación subterránea en el pasado. El reconocimient
o deberá complementarse con los datos que proporcionen antiguos habitantes
del lugar y la observación del comportamiento que acusen el subsuelo y las
construcciones existentes.

En las Zonas II y III del Distrito Federal, definidas en el artículo 262 del Reglamento, se revisará la historia de cargas soportadas previamente por el suelo de cimentación y las áreas circundantes, con objeto de averiguar las diferencias en el estado de preconsolidación de predios vecinos o de las di
versas partes de un mismo predio que pueden dar origen a movimien
tos importantes.

2.2 Sondeos

Para cumplimiento de los requisitos de investigación del subsuelo definidos en el artículo 262 del Reglamento, los sondeos se realizarán de acuerdo con las especificaciones siguientes:

2.2.1 Pozos a cielo abierto.

Los pozos a cielo abierto deberán ser de dimensiones suficientes para permi
tir el examen directo de los diferentes estratos del suelo en su estado na
tural. Se llevará un regis
tro completo de las condiciones del subsuelo obser
vadas durante la excavación, incluyendo una clasificación preliminar de los materiales encontrados. Las muestras alteradas o inalteradas se labra
rán en las paredes de la excavación después de remover la costra de material alterado
do que suele formarse por intemperización. Las muestras inalteradas deberán ser protegidas contra pérdida de humedad y alteración de la estructura.

2.2.2 Sondeos de penetración estándar

Los sondeos de este tipo consistirán en hincar a golpes un penetrómetro estándar en el fondo de una perforación, con un martinete de 63.5 kg cayendo desde una altura de 76 cm.

El fondo del pozo en el que se realice la prueba deberá ser previamente lim
piado de manera cuidadosa. Se hincará entonces el penetrómetro 15 cm en el suelo. A partir de este momento se empezarán a contar los golpes necesarios para lograr una penetración adicional de 30 cm. Finalmente, se hincará el pe
netr
óme
tro 15 cm más antes de retirarlo y de remover de su interior la mues
tra alterada obtenida.



El penetrómetro empleado deberá ser del tipo indicado en la fig 1. Sin embargo, se considerará aceptable emplear tubos de una sola pieza.

La resistencia y compacidad de los suelos gruesos (más de 50 por ciento del material retenido en la malla No 200) podrán ser estimadas por medio de las correlaciones presentadas en la fig 2.

Para fines de cálculos preliminares, la consistencia y resistencia de los suelos finos (menos de 50 por ciento del material retenido en la malla No 200), podrán ser estimadas burdamente recurriendo a la tabla 1.

TABLA 1. CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION Y LA CONSISTENCIA DE LOS SUELOS FINOS

Consistencia	Resistencia a la penetración	Resistencia a la compresión simple q_u (ton/m ²)
Muy blandas	Menos de 2 golpes	Menos de 1.5
Blandos	De 2 a 4	De 1.5 a 3
Medianamente firmes	De 4 a 8	De 3 a 6
Firmes	De 8 a 15	De 6 a 12
Muy firmes	De 15 a 30	De 12 a 25
Duros	Más de 30	Más de 25

2.2.3 Sondeos de muestreo inalterado

Estos sondeos se realizarán por procedimientos que reduzcan al mínimo la alteración de las muestras obtenidas.

En suelos cohesivos blandos se emplearán muestreadores cilíndricos de pared delgada. La relación de área de estos muestreadores, A_r , definida a continuación, no será mayor del 10 por ciento.

$$A_r (\%) = 100 \frac{D_c^2 - D_i^2}{D_e^2} \quad (1)$$

donde

D_e diámetro exterior del tubo

D_i diámetro interior del mismo

El diámetro mínimo aconsejable del muestreador es de 10 cm.

Para suelos firmes o duros se recurrirá a muestreadores de doble barril, tales como el tipo Denison, Hazier y otros similares.

Las muestras obtenidas deberán ser protegidas contra pérdida de humedad y alteración de estructura y ser sometidas a prueba a la mayor brevedad para evitar los cambios químicos y físicos que ocurren durante un almacenamiento prolongado.

2.3 Propiedades índices de los suelos

Se procederá a la determinación de las propiedades índices relevantes de las muestras alteradas e inalteradas de acuerdo con las especificaciones de la tabla 2. Las determinaciones anteriores deberán realizarse en cada estrato identificable. En los estratos aparentemente homogéneos de más de 1 metro de espesor, nunca se hará menos de una determinación por cada metro de sondeo.

2.4 Identificación y clasificación de los suelos

Los materiales encontrados se identificarán y clasificarán, a partir de sus propiedades índices, de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (tabla 3).

2.5 Propiedades mecánicas de los suelos de formaciones naturales

Las propiedades mecánicas de estos suelos se determinarán por los procedimientos indicados en la tabla 4. Para estos fines, las muestras de materiales cohesivos serán siempre de tipo inalterado. Las determinaciones anteriores deberán realizarse en cada estrato identificable que pueda afectar la estabilidad o los movimientos de la construcción. En los estratos de más de cua

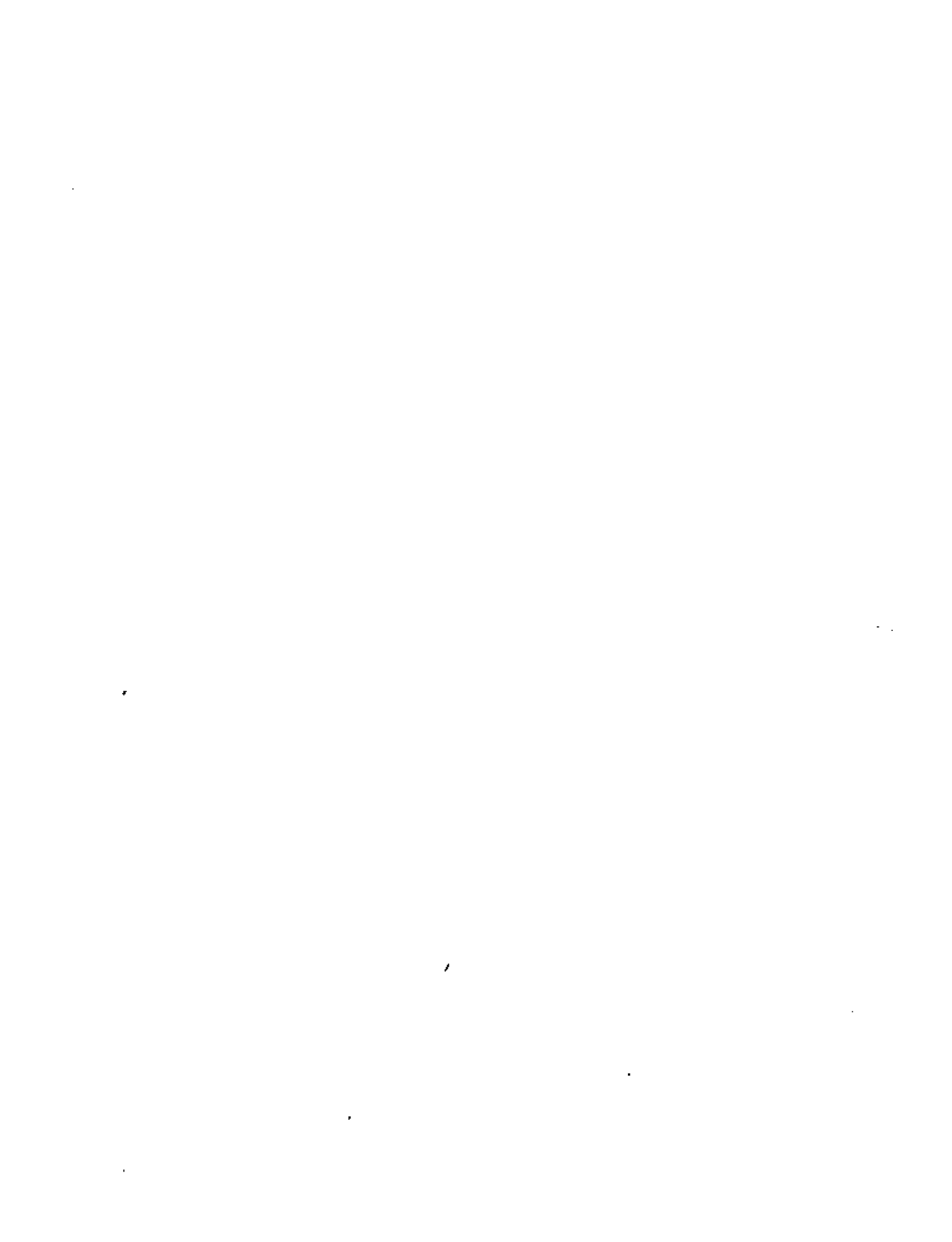


TABLA 2. DETERMINACION EN EL LABORATORIO DE LAS PROPIEDADES INDICES DE LOS SUELOS

Prueba	Procedimiento especificado	Tipo de muestra	Cantidad de material requerido
Preparación de las muestras	SRM, p 71	Alterada o inalterada	La requerida para las pruebas posteriores
Contenido de agua	SRM, p 75	Inalterada o alterada con contenido de agua natural	Cantidad representativa del material estudiado
Densidad de sólidos	SRM, p 79	Alterada o inalterada	Suelos cohesivos: 25 a 50 g Suelos no cohesivos: 60 g Gravas: 10 partículas como mínimo
Granulometría: Análisis combinado	SRM, p 101	Muestras no segregada, alterada o inalterada	Suelos arcillosos y limosos: 200 a 500 g Suelos arenosos: 500 a 1 000 g
Límite de consistencia		Inalterada o alterada con contenido de agua sensiblemente igual al natural. Fracción menor que la malla No 40 (0.42 mm)	
Límite líquido SRM	SRM, p 142		75 a 100 g
Límite plástico	SRM, p 156	Igual al caso anterior	15 a 20 g
Límite de contracción	SRM, p 161	Inalterada o alterada	100 g

* "Manual de mecánica de suelos", Quinta edición, Secretaría de Recursos Hidráulicos, México, D. F. (1970)



TABLA 4. DETERMINACION EN EL LABORATORIO DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE
LOS SUELOS DE FORMACIONES NATURALES

Pruebas	Procedimiento sugerido	Observaciones
<u>Consolidación unidimensional</u>	SRH*, p 225	Se definirá la curva relación de vacíos de equilibrio contra presión efectiva en su rama de carga creciente mediante al menos tres puntos de cada lado de la carga de preconsolidación y en la rama de descarga mediante tres puntos a partir de una carga mayor que la de preconsolidación.
<u>Permeabilidad</u>		
Con carga constante	SRH, p 194	
Con carga variable	SRH, p 213	
<u>Resistencia</u>		
Corte directo	SRH, p 335	
Compresión no confinada	SRH, p 325	La falla en esta prueba deberá ser por corte y no por agrietamiento longitudinal o según fisuras preexistentes; en caso de no poder cumplirse esta condición, se recurrirá a la prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU)
Pruebas triaxiales (UU, CU o CD)	SRH, p 269	(UU: no consolidada-no drenada CU: consolidada-no drenada CD: consolidada-drenada)

* Véase nota al pie de la tabla 2

1. $\frac{1}{2} \times \frac{1}{2} = \frac{1}{4}$

2. $\frac{1}{2} \times \frac{1}{3} = \frac{1}{6}$

3. $\frac{1}{3} \times \frac{1}{3} = \frac{1}{9}$

4. $\frac{1}{4} \times \frac{1}{4} = \frac{1}{16}$

5. $\frac{1}{5} \times \frac{1}{5} = \frac{1}{25}$

6. $\frac{1}{6} \times \frac{1}{6} = \frac{1}{36}$

7. $\frac{1}{7} \times \frac{1}{7} = \frac{1}{49}$

8. $\frac{1}{8} \times \frac{1}{8} = \frac{1}{64}$

9. $\frac{1}{9} \times \frac{1}{9} = \frac{1}{81}$

10. $\frac{1}{10} \times \frac{1}{10} = \frac{1}{100}$

11. $\frac{1}{11} \times \frac{1}{11} = \frac{1}{121}$

12. $\frac{1}{12} \times \frac{1}{12} = \frac{1}{144}$

13. $\frac{1}{13} \times \frac{1}{13} = \frac{1}{169}$

14. $\frac{1}{14} \times \frac{1}{14} = \frac{1}{196}$

15. $\frac{1}{15} \times \frac{1}{15} = \frac{1}{225}$

16. $\frac{1}{16} \times \frac{1}{16} = \frac{1}{256}$

17. $\frac{1}{17} \times \frac{1}{17} = \frac{1}{289}$

18. $\frac{1}{18} \times \frac{1}{18} = \frac{1}{324}$

19. $\frac{1}{19} \times \frac{1}{19} = \frac{1}{361}$

20. $\frac{1}{20} \times \frac{1}{20} = \frac{1}{400}$

21. $\frac{1}{21} \times \frac{1}{21} = \frac{1}{441}$

22. $\frac{1}{22} \times \frac{1}{22} = \frac{1}{484}$

23. $\frac{1}{23} \times \frac{1}{23} = \frac{1}{529}$

24. $\frac{1}{24} \times \frac{1}{24} = \frac{1}{576}$

tro metros de espesor, nunca se hará menos de una determinación por cada cuatro metros de sondeo, salvo en los casos en los que se demuestre que son suficientemente homogéneos para que sea aceptable un intervalo mayor.

En los casos en los que el Reglamento lo permita, las propiedades mecánicas podrán ser estimadas a partir de las propiedades índices. Se considerará en tonces aceptable emplear los resultados de laboratorio obtenidos en otro ma terial del Distrito Federal, cuyos límites de consistencia, contenido de agua y clasificación visual sean semejantes a los de la muestra de interés.

2.6 Determinación de las propiedades mecánicas de los suelos compactados

Para especificación y control de la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Próctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo de muy alta presión, se estudiará la conveniencia de recurrir a la prueba Próctor modificada o a otra prueba de impactos de alta energía de compactación.

TABLA 5. PRUEBAS DE COMPACTACION EN EL LABORATORIO

Prueba	Procedimiento especificado
Próctor estándar	SRH ^a , p 174 (con molde de 940 cm ³ de capacidad)
Próctor modificada	SRH, p 182 (con molde de 940 cm ³ de capacidad)

^a Véase nota al pie de la tabla 2

La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se ba sarán en el concepto de compacidad relativa.

2.7 Medición in situ de las propiedades de los suelos

La medición directa o indirecta in situ de las propiedades de los suelos se considerará necesaria en caso de no poder obtener muestras inalteradas o suficientemente representativas. Los procedimientos de prueba podrán ser los indicados en la tabla 6.



TABLA 6. MEDICION IN SITU DE LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS

Propiedad determinada y nombre	Procedimiento y equipo sugeridos
<u>Resistencia</u> Prueba de Veleta Penetración dinámica	SRH, p 380 Véase inciso 2.2.2
<u>Deformabilidad</u> Prueba de placa	Véanse especificaciones a continuación
<u>Peso volumétrico in situ</u> Con arena Con bolsa de hule	SRH, p 409 SRH, p 416 (después de calibración por comparación con el método anterior)
Permeabilidad	SRH, p 365

* Véase nota al pie de la tabla 2

Para realizar pruebas de placa, se empleará una placa rígida de 2.5 cm de espesor y, por lo menos 30 cm de diámetro. La carga se aplicará con un dispositivo de rótula después de haber aplanado la superficie de apoyo con un colchón delgado de arena fina. Se cargará en incrementos de aproximadamente 1/10 de la carga estimada de falla, salvo en la cercanía de dicha carga en la que los incrementos se reducirán a la mitad. Los desplazamientos se medirán con una aproximación de 1/100 de milímetro. En cada etapa de la prueba, la fuerza aplicada se mantendrá constante hasta que la velocidad de deformación sea menor de 1/200 mm/min. En el caso de materiales estratificados, se realizará una prueba en cada estrato que pueda afectar la estabilidad de la construcción. Los resultados de pruebas de placa no se utilizarán con el propósito de calcular los asentamientos diferidos de las estructuras.

1. The first step in the process of identifying a problem is to define the problem clearly.

2. The second step is to identify the causes of the problem.

3. The third step is to identify the effects of the problem.

4. The fourth step is to identify the stakeholders involved in the problem.

5. The fifth step is to identify the resources available to solve the problem.

6. The sixth step is to identify the constraints on the solution.

7. The seventh step is to identify the options for solving the problem.

8. The eighth step is to identify the risks associated with each option.

9. The ninth step is to identify the benefits of each option.

10. The tenth step is to identify the costs of each option.

11. The eleventh step is to identify the time required for each option.

12. The twelfth step is to identify the effort required for each option.

13. The thirteenth step is to identify the resources required for each option.

14. The fourteenth step is to identify the risks associated with each option.

15. The fifteenth step is to identify the benefits of each option.

16. The sixteenth step is to identify the costs of each option.

17. The seventeenth step is to identify the time required for each option.

18. The eighteenth step is to identify the effort required for each option.

19. The nineteenth step is to identify the resources required for each option.

20. The twentieth step is to identify the risks associated with each option.

21. The twenty-first step is to identify the benefits of each option.

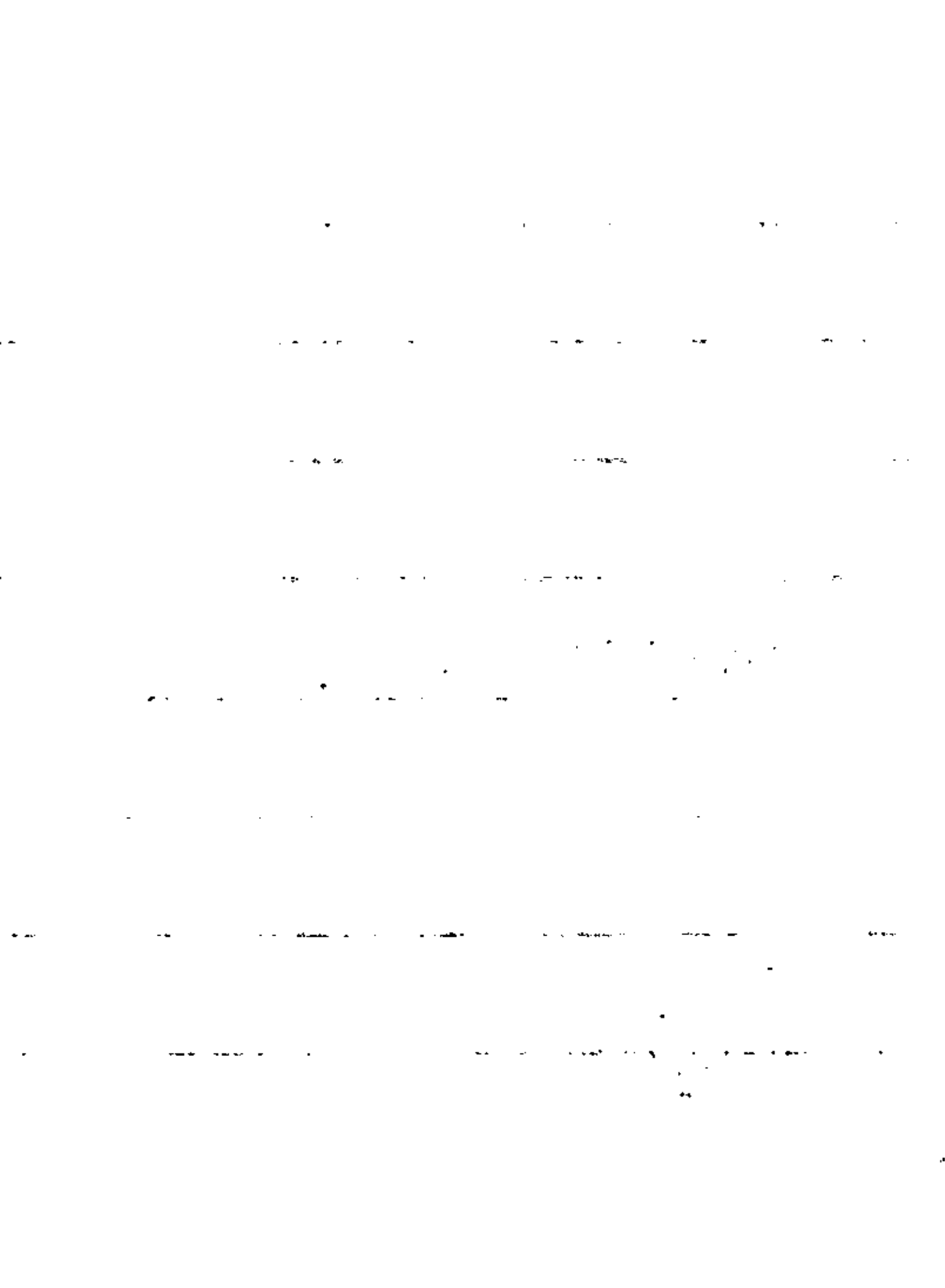
22. The twenty-second step is to identify the costs of each option.

23. The twenty-third step is to identify the time required for each option.

24. The twenty-fourth step is to identify the effort required for each option.

25. The twenty-fifth step is to identify the resources required for each option.





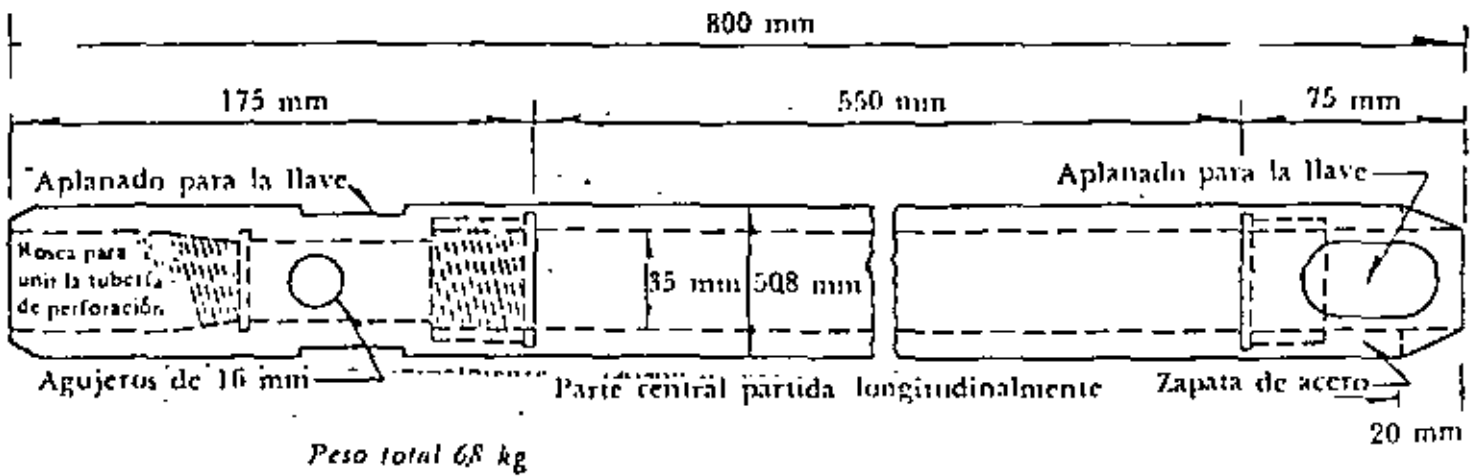
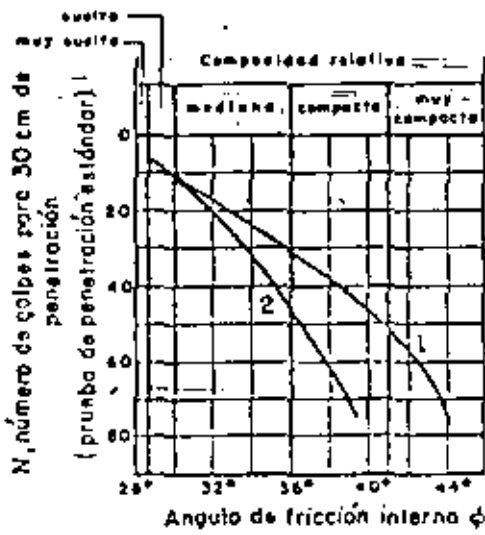
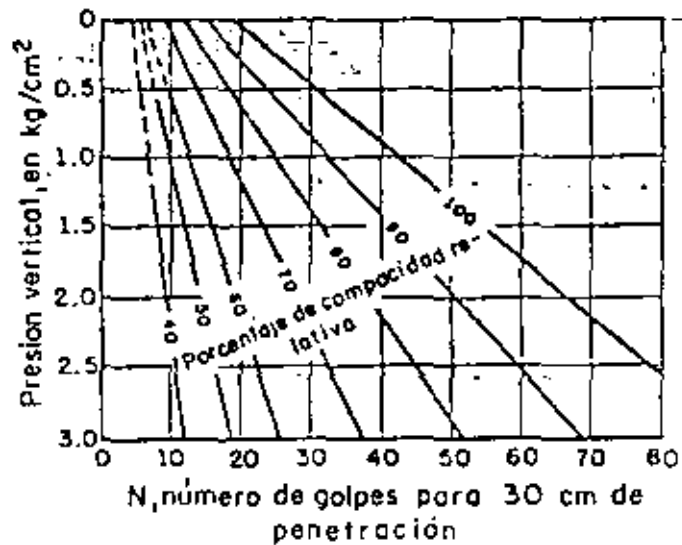


Fig 1 Penetrómetro estándar



- 1 Relación para arenas de grano angular o redondeado de mediano o grueso
- 2 Relación para arenas finas y para arenas limosas



a) Angulo de fricción interna del material

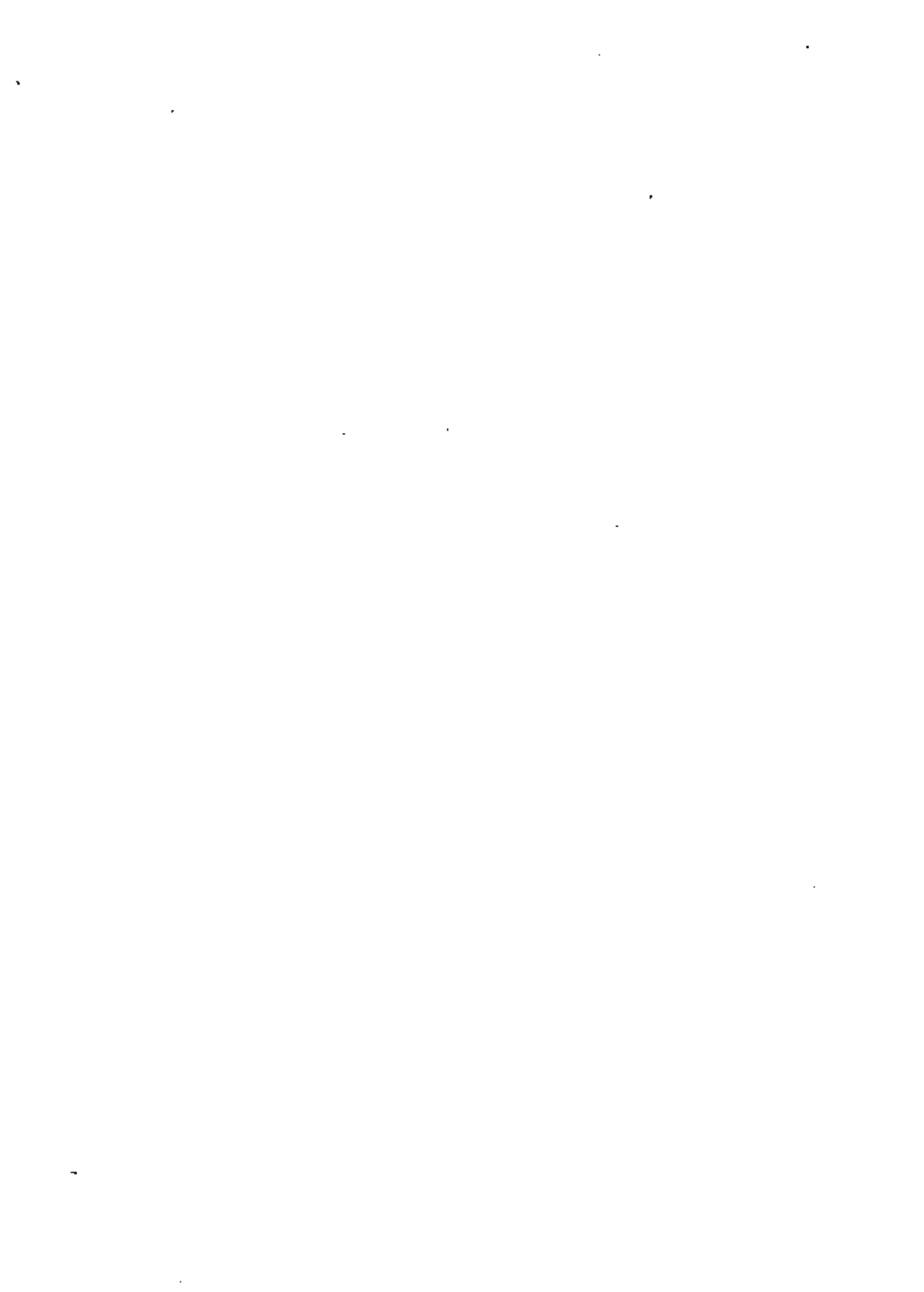
b) Compacidad relativa

Fig 2 Correlación entre los resultados de una prueba de penetración estándar con a) y b)



APENDICES

**FRAGMENTOS
DEL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES
PARA EL DISTRITO FEDERAL
RELATIVOS A CIMENTACIONES**



TITULO IV. REQUISITOS DE SEGURIDAD Y SERVICIO PARA LAS ESTRUCTURAS

CAPITULO XXXIX. Cimentaciones

ARTICULO 259. ALCANCE

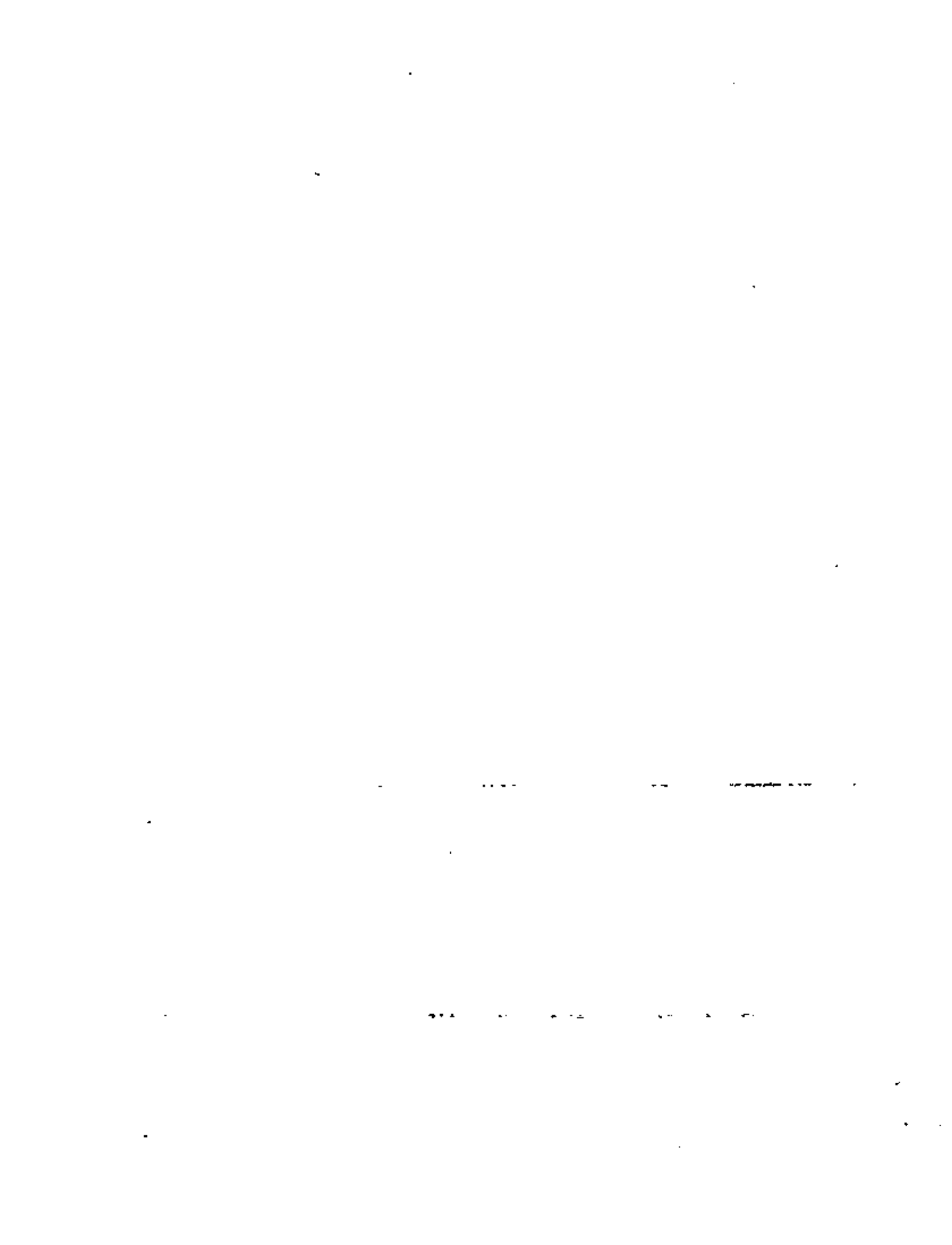
En este capítulo se fijan los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de las cimentaciones de las estructuras.

ARTICULO 260. DEFINICIONES

- Para los propósitos de este Reglamento se adoptarán las siguientes definiciones:

- 1) Se llamará cimentación al conjunto formado por la subestructura, los pilotes o pilas sobre los que esta se apoye, en su caso, y el suelo en que aquella y estos se implanten.
- 11) Se llamará incremento neto de presión o de carga aplicado por una subestructura o por un elemento de ella, al resultado de sustraer de la presión o carga total transmitida al suelo por dicha subestructura o elemento, la presión o carga total previamente existente en el suelo al nivel de desplante.

Según que tal incremento resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación o elemento de que se trate se denominará parcialmente compensado, compensado o sobrecompensado respectivamente.



- III) Se llamará capacidad de carga neta de un elemento o de un conjunto de elementos de cimentación, al mínimo incremento de carga que produciría alguno de los estados límite de falla que se indican en el inciso II del artículo 265 de este Reglamento.

ARTICULO 261. OBLIGACION DE CIMENTAR

Toda construcción se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Los elementos de la subestructura no podrán, en ningún caso, desplantarse sobre tierra vegetal o sobre desechos sueltos. Solo se aceptará cimentar sobre rellenos artificiales cuando se demuestre que estos cumplen con los requisitos definidos en el artículo 272 de este Reglamento.

ARTICULO 262. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

La tabla siguiente especifica los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo en todo sitio en que se proyecte una cimentación. Para la aplicación de esta tabla se considerará que:

- I) El Distrito Federal se divide en cuatro zonas (fig 1):

Zona I, con suelos compresibles de espesor $H < 3$ m.

Zona II, con suelos compresibles de espesor $3 \text{ m} \leq H < 20$ m.

Zona III, con suelos compresibles de espesor $H \geq 20$ m

Zona IV, poco conocida desde el punto de vista de la mecánica de suelos.

- II) El peso unitario medio \bar{w} de una estructura es la suma de las cargas permanentes y variables al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de la construcción.

En edificios formados por cuerpos desligados estructuralmente, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.

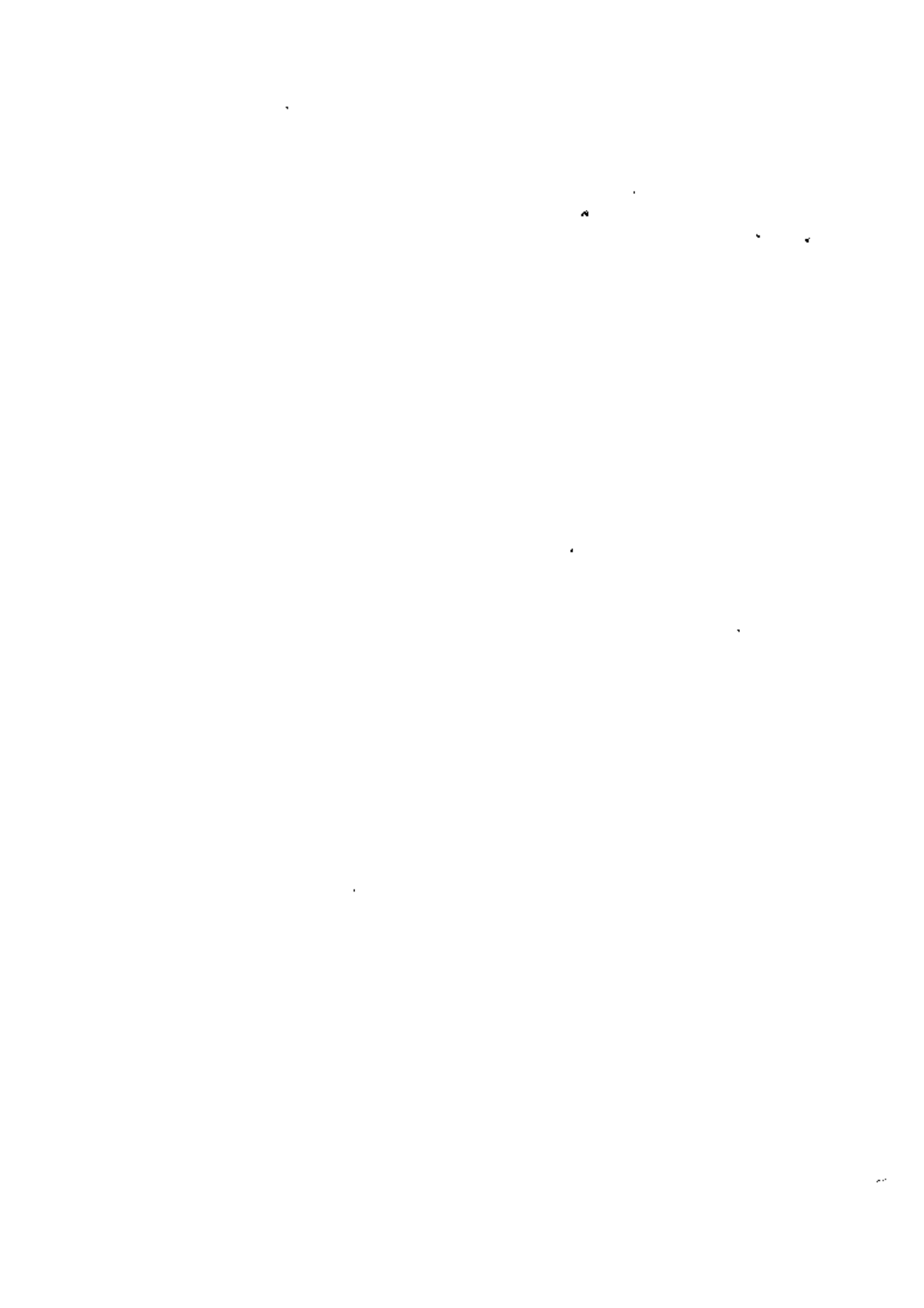
- III) En caso de que se requieran exploraciones (pozos a cielo abierto o sondeos), el número mínimo a realizar en un sitio será de una por cada 60 m o fracción del perímetro o la envolvente de mínima





extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 100 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a dos metros, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar todo el espesor de los materiales compresibles deberán, además, penetrar el estrato incompresible subyacente a fin de verificar la capacidad de este para soportar las cargas propuestas.

- IV) Los procedimientos de detección de galerías de minas y otras oquedades podrán ser directos, es decir, basados en observaciones y mediciones directas de las cavidades o en sondeos, o indírectos, mediante métodos geofísicos. Sin embargo, los métodos indirectos deberán complementarse con observaciones directas en caso de detectarse anomalías en el subsuelo.
- V) La descripción y la clasificación de los suelos de cimentación se hará de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.



REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO DE CIMENTACION

Zona I: <u>Espesor de material compresible $H < 3$ m.</u>		
Caso	Peso unitario medio de la estructura, \bar{w}	Investigaciones
A ₁	$\bar{w} < 2 \text{ ton/m}^2$ y profundidad de desplante $D_f \leq 2.5$ m	<ol style="list-style-type: none"> 1) Detección, por procedimientos directos o indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades. 2) Pozos a cielo o bierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante y la posición del nivel freático, si existe en la profundidad explorada. 3) En caso de no realizar las investigaciones del inciso anterior, el incremento neto de presión no podrá ser mayor de 6 ton/m^2. Además, deberá poder comprobarse que las estructuras que se encuentren en la vecindad con incrementos netos de presión similares o mayores que los considerados, han tenido un comportamiento satisfactorio.
B ₁	$2 \leq \bar{w} < 6 \text{ ton/m}^2$ y $D_f \leq 2.5$ m	<ol style="list-style-type: none"> 1) Las del inciso 1 del caso A₁. 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y la posición del nivel freático, en su caso; muestreo inalterado y pruebas de laboratorio para determinar la resistencia, o pruebas en el sitio para determinar las capacidades de carga. 3) En caso de no realizar las investigaciones del inciso anterior, se aplicarán las reglas del inciso 3 del caso A₁.
C ₁	$\bar{w} \geq 6 \text{ ton/m}^2$ ó $D_f > 2.5$ m	<ol style="list-style-type: none"> 1) Las del inciso 1 del caso A₁. 2) Las del inciso 2 del caso B₁. 3) Sondeos de penetración estándar para determinar la estratigrafía, la posición del nivel freático si existe en la profundidad explorada, y las propiedades índices de los materiales encontrados. La profundidad de los sondeos será al menos igual a dos veces el ancho en planta de la subestructura, excepto cuando el estrato compresible se encuentra a una profundidad menor en cuyo caso ésta será la profundidad del sondeo. 4) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional.



Zona II. Espesor de material compresible $3 \leq H < 20$ m		
Caso	Peso unitario medio de la estructura, \bar{w}	Investigaciones
A _{II}	$\bar{w} \leq 2 \text{ ton/m}^2$ y $D_f \leq 2.5$ m	<ol style="list-style-type: none"> 1) Las del inciso 2 del caso B_I o las del 3 del C_I. 2) En caso de no realizar las investigaciones del inciso anterior, el incremento neto de presión no podrá ser mayor de 5 ton/m^2 bajo zapatas ni de 2 ton/m^2 bajo cimentaciones que abarquen más del 50% del área cubierta. Además, deberá poder comprobarse que estructuras que se encuentren en la vecindad con cimentación de mismo tipo e incrementos netos de presión similares o mayores que los considerados, han tenido un comportamiento satisfactorio.
B _{II}	$2 < \bar{w} \leq 6 \text{ ton/m}^2$ y $D_f \leq 2.5$ m	<ol style="list-style-type: none"> 1) Las del inciso 3 del caso C_I. 2) Estimación de las propiedades mecánicas pertinentes a partir de las propiedades índices, siempre que existan correlaciones aplicables a los materiales del sitio. En caso contrario; muestreo inalterado y pruebas de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas de interés. 3) En caso de no realizar las investigaciones de las dos incisas anteriores, se aplicarán las reglas del inciso 2 del caso A_{II}. 4) Las del inciso 4 del caso C_I.
C _{II}	$\bar{w} > 6 \text{ ton/m}^2$ o $D_f > 2.5$ m	<ol style="list-style-type: none"> 1) Las del inciso 3 del caso C_I. 2) Las del inciso 2 del caso B_{II}. 3) Las del inciso 4 del caso C_I.



Zona III. Espesor de material compresible $H > 20$ m		
Caso	Peso unitario medio de la estructura, \bar{w}	Investigaciones
A _{III}	$\bar{w} \leq 2 \text{ ton/m}^2$ y $D_f \leq 2.5 \text{ m}$	<ol style="list-style-type: none"> 1) Las del inciso 2 del caso B_I ó las del 3 del C_I. 2) En caso de no realizar las investigaciones del inciso anterior, el incremento neto de presión no podrá ser mayor de 5 ton/m^2 bajo zapatas que abarquen menos de 50% del área cubierta, ni de 1.5 ton/m^2 bajo cimentaciones que ocupen una porción mayor del área cubierta. Además, deberá poder comprobarse que estructuras que se encuentren en la vecindad con cimentación de mismo tipo e incremento neto de presión similar o mayor que el considerado, han tenido un comportamiento satisfactorio.
B _{III}	$2 < \bar{w} \leq 4 \text{ ton/m}^2$ y $D_f \leq 2.5 \text{ m}$	<ol style="list-style-type: none"> 1) Las del inciso 3 del caso C_I. 2) Las del inciso 2 del caso B_{II}. 3) En caso de no realizar las investigaciones de los dos incisos anteriores, se aplicarán las reglas del inciso 2 del caso A_{III}. 4) Las del inciso 4 del caso C_I.
C _{III}	$\bar{w} > 4 \text{ ton/m}^2$ ó $D_f > 2.5 \text{ m}$	<ol style="list-style-type: none"> 1) Las del inciso 3 del caso C_I. 2) Las del inciso 2 del caso B_{II}. 3) Las del inciso 4 del caso C_I.



Zona IV: <u>Poco conocida desde el punto de vista de la mecánica de suelos</u>		
Caso	Peso unitario medio de la estructura, \bar{w}	Investigaciones
A _{IV}	Cualquiera	* 1) Pozos a cielo abierto o sondeos de penetración estándar para determinar la estratigrafía. 2) Definición de la zona I a III a la que pertenece el sitio de interés, a partir de los resultados de los sondeos anteriores, y aplicación de las normas correspondientes.

ARTICULO 263. INVESTIGACION DE LAS CONSTRUCCIONES COLINDANTES

Deberán investigarse las condiciones de cimentación, estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos y desplomes de las construcciones colindantes y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

ARTICULO 264. PROTECCION DEL SUELO DE CIMENTACION

La subestructura deberá desplantarse a una profundidad tal que sea insignificante la posibilidad de deterioro del suelo por erosión o intemperismo en el contacto con la subestructura.

- 1) En toda cimentación, y especialmente en las someras, se adoptarán medidas adecuadas para evitar el arrastre de los suelos por tubi-

ficación a causa del flujo de aguas superficiales o subterráneas hacia el alcantarillado.

24.

- 11) En las zonas II. y III. definidas en el artículo 262 de este Reglamento, las cimentaciones se protegerán contra la evaporación local del agua del suelo provocada por la operación de calderas o equipos similares.





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
fáculad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

TIPOS DE CIMIENTOS PROFUNDOS

M en I Gabriel Moreno Pecero

Junio, 1980



ALGUNOS COMENTARIOS ACERCA DE LA CIMENTACION DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS MEDIANTE CILINDROS.

Objetivo.

En lo que sigue, se hará una exposición de aspectos relacionados con las cimentaciones profundas mediante cilindros, -- con el fin de que al final de ellos, se tenga una idea de la forma en que se eligen, se diseñan y se construyen este tipo de cimentaciones.

Definición.

Cilindro es un elemento de apoyo de las estructuras -- constituido por concreto armado, que tiene la forma de un cilindro. Normalmente es hueco y el espesor de su pared es del orden de 0,30 m.

Elección.

En términos generales, los cilindros se eligen como -- elementos de cimentación cuando se conjuntan dos condiciones simultáneamente:

- La estructura que va a ser soportada tiene concentraciones altas de esfuerzos.
- Existe a una cierta profundidad, relativamente -- grande, un estrato francamente resistente.

Un ejemplo clásico que frecuentemente se tiene en la Ingeniería Civil, es el de los puentes en donde aparte de conjuntarse las dos condiciones anteriores, aparecen otras que forzan aún más la elección de cimentación de cilindros. Entre estas condiciones está el hecho siempre importante, de que la construcción de la cimentación mediante cilindros, ofrece casi la seguridad de que no habrá interrupción durante la construcción, por efecto de temporales, lo que si ocurre en el caso de emplear otro tipo de cimentaciones profundas, como por ejemplo, pilotes.

Una condición que debe tenerse en cuenta siempre, en la elección del tipo de cimentación y fundamentalmente en la determinación de la profundidad a la que deben llevarse los cimientos, es la socavación, es decir, aquel fenómeno consistente en el arrastre de las partículas sólidas del suelo por efecto de la energía cinética del agua; es obvio que el desplante de los apoyos debe llevarse a una profundidad mayor que la correspondiente a la socavación, esta condición, en muchas ocasiones conduce a una elección de cimiento profundo mediante cilindros.

Cuando en la estratigrafía del suelo de cimentación, aparecen fragmentos de roca, de tamaños de medianos a grandes, (mayores de 25 cm de diámetro) y en por ciento mayores de 10, la introducción de pilotes se dificulta y en ocasiones es prácticamente imposible; en esos casos, una solución alternativa para la cimentación, es la elección de cilindros, debido a que el procedimiento constructivo de ellos permite atravesarlos sin grandes dificultades; claro está que, a medida que el tamaño de los fragmentos de roca se incrementa, la dificultad de hincado, aun de los cilindros, también lo hace. En relación con la magnitud de las cargas, no sólo deben considerarse las verticales sino también las horizontales, producto de fuerzas de frenaje, de sismo, de viento, etc. En general, las cimentaciones mediante cilindros son

bastante más estables y seguras que las piloteadas, para este tipo de fuerzas.

Casos Especiales de Elección de Cilindros.

- a).- Es frecuente que para proteger los apoyos de los puentes se diseñen y construyan elementos llamados "Duques de Alba" que tienen por objeto absorber las fuerzas -- provocadas por choques de buques.

En ocasiones, se elige como elemento receptor de --- esas fuerzas a cilindros, calculándose en este caso su profundidad de hincado en función de la magnitud de la fuerza que debe absorber.

Como quiera que el cilindro es un elemento rígido, los cálculos determinan para este tipo de acción, una profundidad de hincado bastante grande; con el objeto -- de disminuirla, en ocasiones, se recurre a hacer que -- el cilindro sea un elemento relativamente flexible y -- para ello, se le dota de unos elementos amortiguadores en la parte en que recibe el impacto del buque, constituidos por resortes.

- b).- Recientemente los cilindros se han utilizado como elementos de acceso de maquinaria y obreros a la zona de construcción de túneles con relativo éxito. Como ejemplo tenemos algunas de las lumbreras de acceso a los colectores que ahora se están construyendo en la zona del Valle de México, en este caso el diámetro de los cilindros es del orden de los 9 m.

c).- En Japón se usan cilindros gigantes como elementos de cimentación de edificios de muchos niveles cuyo hundimiento en el terreno de apoyo, se consigue empleando la Obra de Mano. Este tipo de apoyo se usa cuando se tienen dos estratos de suelo, uno superior, poco resistente y deformable constituido por ejemplo por arcillas y el otro inferior, francamente resistente; además, se debe cumplir que el primero mencionado, sea totalmente homogéneo.

Procedimiento de Construcción.

El Procedimiento de construcción, constituye el factor fundamental en el costo de los cilindros. Practicamente, el costo por metro de cilindro (es de \$ 15,000.00 a \$ 20,000.00) varía poco con los diámetros usuales: 4, 5, 6 y 7 m.

El procedimiento constructivo más usual es el llamado "Pozo Indio", consiste en esencia en descender el cilindro en el terreno de apoyo por su propio peso, a medida que desde su interior se excava el suelo en el que penetra. La excavación del suelo, normalmente se hace empleando una cuchara de almejas pero en el caso de los cilindros que se mencionó que se utilizan en Japón para cimentación de edificios, la excavación se ejecuta por obreros que deben trabajar rítmicamente, pues de no hacerlo se corre el riesgo de que en alguna zona del cilindro se excave más que en otra, lo cual puede propiciar su inclinación, que en estos casos, situación de fracaso, debido a que resulta muy difícil volver a la verticalidad a cilindros con dimensiones tan grandes. Un caso especial en que también se utiliza la Obra de Mano, lo constituye el procedimiento constructivo mediante aire

comprimido. La idea es introducir aire a presión en la parte inferior del cilindro, con el objeto de equilibrar la presión del agua del suelo y evitar que ésta inunde el interior del cilindro; en estas condiciones es posible hacer descender al interior obreros que excaven el suelo de apoyo y propicien el hundimiento del cilindro. Las experiencias que existen al respecto, indican que este método es factible emplearlo hasta profundidades del orden de los 35 m, también se ha encontrado que su costo se incrementa muy rápidamente a partir de los 12 m de profundidad. La razón estriba en el hecho de que el rendimiento del trabajador disminuye rápidamente a medida que la presión del aire se incrementa.

Consideraciones Especiales.

a). Estabilidad del fondo durante la excavación.

Es común, cuando se tienen a arenas, que los sondeos de exploración previos determinen una alta compacidad de ellos, y que durante su excavación para lograr que el cilindro penetre, se encuentra que la tal alta compacidad no existe, las arenas se sienten sueltas y existe la duda de si servirán como elemento de apoyo seguro del cilindro. La experiencia y la teoría indican -- que hasta colar el tapón inferior del cilindro y confinar las arenas para que éstas tiendan a recuperar rápidamente la compacidad original; la razón de esta condición es el flujo de agua ascendente dentro del cilindro que genera la flotación de las partículas sólidas de la arena, producto, en ocasiones, del desnivel entre las superficies libres del agua freática dentro -- y fuera del cilindro y también a la extracción rápida del elemento excavador; para evitar este efecto se puede recurrir a mantener el agua en el interior del cilindro siempre a un nivel superior al que tiene fuera del cilindro, o bien a disminuir la permeabilidad del suelo de apoyo; para este caso, en ocasiones, se ha recurrido a colocar alrededor del cilindro costales llenos con arcilla.

En el caso de que el suelo, en el fondo del cilindro, sea fino como por ejemplo, arcilla, la falla de fondo es relativamente benéfica, pues facilita el hincado -- del cilindro, pero debe cumplirse que el volumen de -- suelo que falla sea semejante al que sustituya el cilindro, si no es así, se corre el peligro de que queden oquedades entre el suelo y la superficie lateral --

del cilindro o bien que se produzcan asentamientos en el terreno superficial, alrededor del cilindro. La experiencia indica que es más adecuado no provocar la falla del fondo, manteniendo siempre el tirante de agua en el interior del cilindro.

b). Fricción lateral.

De acuerdo con el procedimiento constructivo, los cilindros se introducen venciendo la fricción lateral — con su peso propio, por ello desde el diseño debe tenerse en cuenta que se produzca esta condición. En el caso de los suelos gruesos e inclusive con fragmentos de roca, es decir, para materiales de comportamiento francamente friccionante, la teoría determina que la fricción lateral debe incrementarse proporcionalmente con la profundidad, sin embargo, experiencias realizadas expresamente indican que por debajo de los 7 u 8 m, adquiere valores prácticamente constantes; la razón de este hecho se puede explicar si se tiene en cuenta el fenómeno conocido como arqueado.

En el caso de los suelos finos como por ejemplo en el de las arcillas, la fricción lateral es realmente provocada por una adherencia entre la pared exterior del cilindro y el suelo fino; en este caso, la adherencia se considera en el cálculo prácticamente constante con la profundidad y para el caso de arcillas muy poco resistentes, su valor es aproximadamente igual a la cohesión; a medida que la resistencia de la arcilla se incrementa también lo hace la adherencia, pero no llega a sobrepasar los 5 Ton/m², según algunas medidas realizadas.

Con el objeto de disminuir la fricción lateral, se han recurrido a varios métodos, como son:

- 1.- Disminución de la fricción, en el caso de los suelos gruesos, mediante inyecciones de agua a través de chiflones.
- 2.- Disminución de la adherencia con utilización de electrósmosis.
- 3.- Disminución de la adherencia por destrucción de la estructura del suelo fino.

En algunos casos se recurre a tratar de incrementar el peso del cilindro con sobrecargas externas, o bien manteniendo estanco su interior.

c). Verticalidad.

Una de las condiciones que debe cumplir el cilindro es obviamente el que sus paredes sean verticales, pero en la práctica, esta condición frecuentemente es difícil de cumplir.

Las razones son la heterogeneidad en cuanto a resistencia y deformación del suelo de cimentación y también en el procedimiento constructivo.

En la práctica se han tenido problemas graves a este respecto que han ocasionado desde dejar el cilindro inclinado, hasta abandonar este tipo de cimentaciones. Para enderezar los cilindros se han recurrido a procedimientos tales como sobrecargas excéntricas, disminución de adherencia en un lado del cilindro, empujes horizontales, etc.

Puente Mariano García Sela (Metlac.) Modelo físico de la cimentación de la pila No. 2

Alfonso Rico Rodríguez*
Roberto Sosa Garrido**
Miguel Quintero Narez***
Eduardo Aztegui T. T.†
Manuel Rangel Carrizales**

1. INTRODUCCION

Tomando en consideración la gran importancia del puente "Mariano García Sela (Metlac)" las autoridades de la Secretaría de Obras Públicas, a través del Departamento de Geotecnia de la Dirección General de Proyectos de Vías Terrestres, tomaron la decisión de realizar un modelo físico, a fin de investigar la estabilidad de la cimentación de su pila No. 2.

Esta investigación se desarrolló en el laboratorio de la Sección de Modelos y Prototipos, con la supervisión del Dr. Ernst G. Gaziev, experto de las Naciones Unidas.

2. DESCRIPCION DEL PROBLEMA

2.1 Aspectos generales

El puente "Mariano García Sela" está localizado en el Km. 291 + 850 de la Autopista México-Veracruz, en el tramo Orizaba-Córdoba, sobre la barranca Metlac. La elevación media de rasante del camino es de 1138 m y la del fondo de cauce de 1020 m, aproximadamente. El puente, de 360 m de longitud, cuenta con dos pilas intermedias, cuya separación es de 140 m, con dos tramos laterales con longitud de 110 m (fig 1).

* Alfonso Rico Rodríguez, M. en I., jefe del Departamento de Geotecnia de la Dirección General de Proyectos de Vías Terrestres, Secretaría de Obras Públicas.

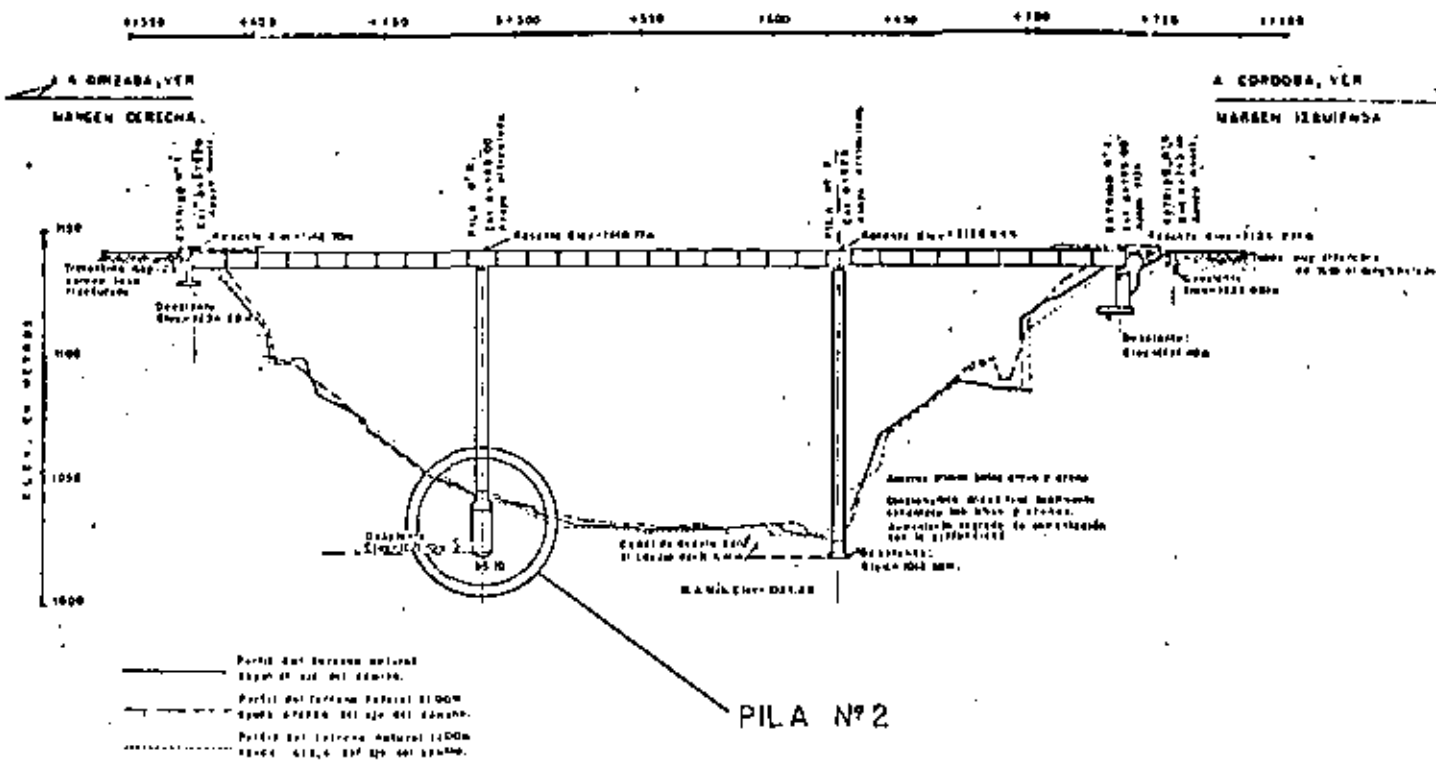
** Roberto Sosa Garrido, jefe de la oficina de diseño, Departamento de Geotecnia de la Dirección General de Proyectos de Vías Terrestres, Secretaría de Obras Públicas.

† Miguel Quintero Narez, jefe de la Sección de Modelos y Prototipos, Departamento de Geotecnia, Secretaría de Obras Públicas.

‡ Eduardo Aztegui T. T., jefe de la Sección de estudios experimentales, Departamento de Geotecnia, Secretaría de Obras Públicas.

§ Manuel Rangel Carrizales, ingeniero proyectista en la sección de modelos y prototipos, Departamento de Geotecnia, Secretaría de Obras Públicas.

PERFIL ESTRUCTURAL DEL PUENTE MARIANO GARCIA SELA.



(1)

PILA N° 2

NOTA: LA DESCRIPCION INDICADA PARA LA FORMACION DE LA BARRANCA CORRESPONDE AL PUNTO DE VISTA GEOLOGICO.

La pila No. 2, objeto del presente estudio, se encuentra cimentada sobre un suelo de origen reciente, constituido por conglomerados con bloques del tipo andesítico, por travertinos empaquetados en materiales arcillo limosos, solo parcialmente cementados, y por arenas limosas (fig 1).

2.2 Objeto del estudio

Se consideró necesaria la investigación del comportamiento y estabilidad de la cimentación de la pila No. 2 mediante un modelo físico en el que se representara el suelo de cimentación después de haber sido tratado con inyecciones de una mezcla

de cemento portland y puzolana; este tratamiento tuvo por objeto mejorar las condiciones de la cimentación de la pila, considerando los aspectos siguientes:

- a) Aumentar la rigidez del suelo de cimentación que rodea a los cilindros de la pila.
- b) Proporcionar al suelo una estructura más homogénea, con una mejor continuidad.
- c) Mejorar las condiciones del contacto entre los cilindros y el terreno adyacente.
- d) Disminuir el coeficiente de permeabilidad hidráulica del suelo.

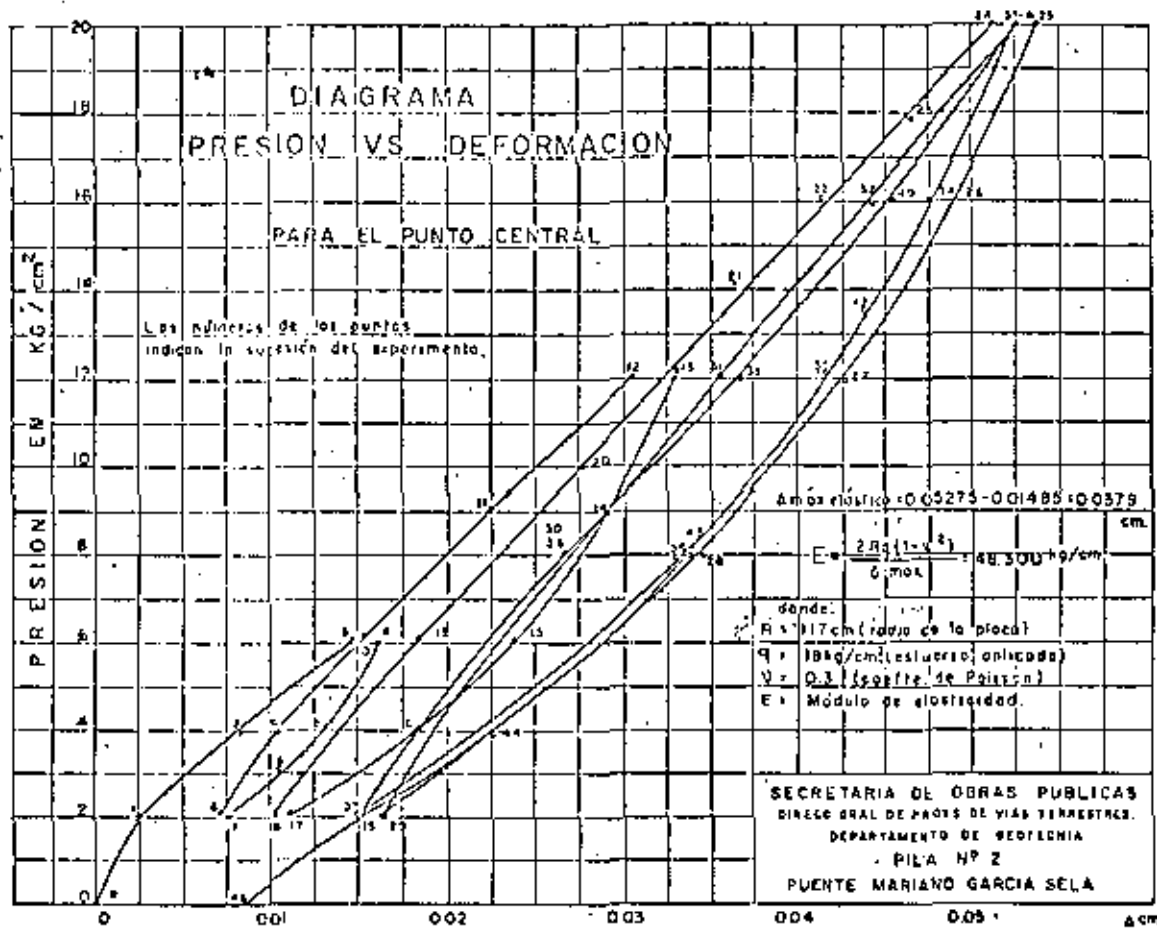


Fig. 2.

cilindros de la pila No. 2 y de las formaciones geológicas que la rodean, con objeto de conocer el comportamiento elástico de la cimentación, su continuidad y el enlace entre la superficie de los cilindros y el suelo circundante, principalmente.

Después de realizado el tratamiento del terreno se hizo una segunda auscultación microsísmica, con objeto de establecer una comparación con el primer estudio. El nuevo estudio se llevó a cabo de manera idéntica al anterior, utilizando los mismos lugares de disparo y de mediciones.

Con los resultados obtenidos en esta investigación geosísmica, se calcularon los diferentes módulos dinámicos de elasticidad (E_d), mediante la aplicación de la ecuación

$$E_d = \alpha^2 \rho \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu}$$

donde

- α velocidad longitudinal
- ρ masa específica
- ν relación de Poisson

Al punto en que se determinó el módulo estático ($E = 48300$

kg/cm²) por medio de la prueba de placa, le corresponde un módulo dinámico

$$E_d = 49768 \text{ kg/cm}^2$$

Con lo cual se obtiene la siguiente ecuación de transferencia

$$E = 0.97 E_d$$

lo que permite calcular los diferentes módulos estáticos en las formaciones geológicas. La tabla siguiente presenta los módulos estáticos referidos a dos capas, una superficial de 20 m de profundidad y otra que comprende desde los 20 m hasta los 30 m, para las condiciones de antes y después de realizada la inyección.

Prof. m.	Módulos estáticos, en kg/cm ²	
	Antes del inyectado	Después del inyectado
20	15 430	36 554
30	48 300	64 323

Los valores anteriores permiten apreciar la efectividad del tratamiento del terreno en lo que corresponde a su módulo de elasticidad. En el estrato superior, la relación de los módulos es de 2.36, y en el estrato inferior de 1.33.

Por otra parte, se consideró que el concreto armado de la estructura de la pila tiene un módulo de elasticidad de

$$E_p = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Los módulos elásticos de los dos estratos después de inyectados y el módulo elástico anterior constituyen los valores básicos considerados en el prototipo, de los cuales se parte para establecer la escala mecánica de los esfuerzos y los módulos elásticos en el modelo, para una determinada condición de las deformaciones unitarias.

4. SELECCION DE LOS MATERIALES Y CARACTERISTICAS DEL MODELO

El conocimiento de las propiedades de los materiales que constituyen la pila No. 2 (prototipo) y el suelo de la cimentación, así como los elementos mecánicos que actúan sobre la estructura, permitieron establecer la base principal en la determinación de las características del modelo físico y la elección de los materiales adecuados para su confección.

A continuación se presentan los estudios realizados para determinar las propiedades de estos materiales:

a) Mezclas de yeso, diatomita y agua.

Se emplearon tres mezclas para la elaboración del modelo, cuyos componentes son yeso, agua y diatomita, en diferentes proporciones.

Para definir estas proporciones en cada mezcla, se tomaron en cuenta básicamente los datos experimentales proporcionados por el Dr. Earst Gaziev y los obtenidos en los laboratorios de Mecánica de Suelos del Departamento de Ingeniería Experimental de la Secretaría de Recursos Hidráulicos; también se usaron los contenidos en el informe *Investigación de materiales para la construcción de modelos de estructuras y mecánica de rocas* del Departamento de Puentes, Dirección General de Proyectos de Vías Terrestres de la Secretaría de Obras Públicas.

Primero fue necesario regular las proporciones de la mezcla de acuerdo con la "consistencia", la cual se define por la magnitud del diámetro de una pastilla de yeso que se forma sobre un cristal, al escurrir la mezcla a través del cono del consistómetro (fotos 1 y 2)

Se considera consistencia normal de una mezcla de yeso aquella para la cual el diámetro de la pastilla es de $11.5 \text{ cm} \pm 0.5$.

A fin de conocer las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el modelo, se elaboraron prismas con sección de $3.8 \text{ cm} \times 3.8 \text{ cm}$ y longitud de 15.0 cm , los cuales se instrumentaron por medio de extensómetros eléctricos (*strain gages*), una vez alcanzado su estado seco. Posteriormente fue-



Foto 1. Consistómetro en operación

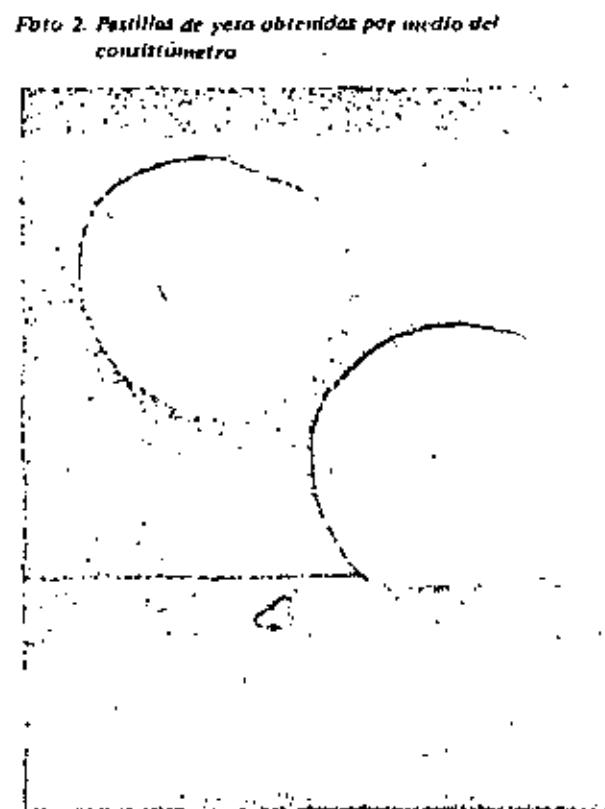


Foto 2. Pastillas de yeso obtenidas por medio del consistómetro

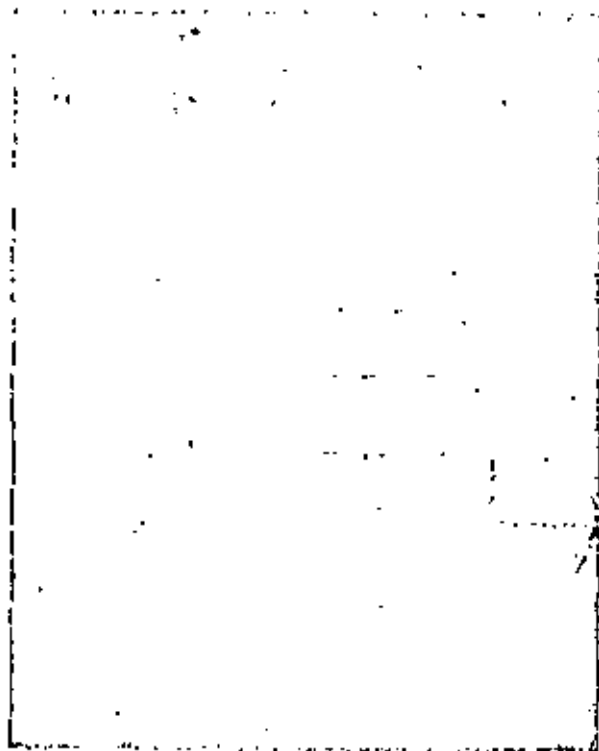


Foto 3. Molde de prismas, colando una mezcla de yeso

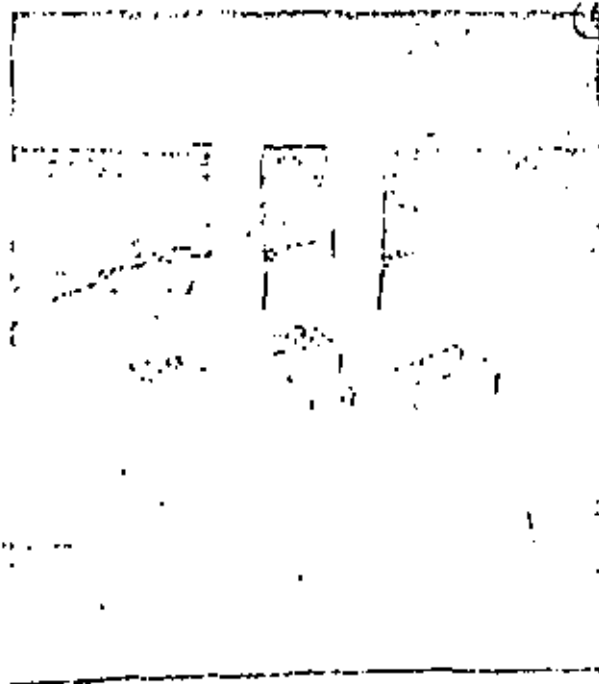


Foto 4. Prismas con electrodos de control de humedad y extensómetros electricos

Tabla 1

CARACTERISTICAS DE MEZCLAS DE YESO, AGUA, ARENA, DIATOMITA Y CEMENTO PORTLAND I (Experiencia del Depto Geotecnia D.G.P.V.T. S.O.P.)											
PRISMA Nº	PROPORCION (en peso)						MEZCLA Nº	RESIST R Kg/cm ²	MODULO ELASTICO E Kg/cm ²	PESO VOL γ _d Kg/dm ³	E/R
	Yeso Y	Agua A	Areña S	Diatomita D	Cemento C	Retardador R					
10	1	57	0	0.05	0	0004	17.517	170.00	9.500	1.28	570
11	1	57	0	0.25	0	0004	17.517	93.69	9.500	1.28	542
16	1	57	0	0.50	0	0004	17.517	104.82	9.500	1.28	522
17	1	57	0	0.05	0	0004	17.517	107.40	9.500	1.28	517
43	1	13	0	30	0	005	15.517	34.70	18.000	0.762	519
45	1	13	0	30	0	005	15.517	37.21	18.000	0.762	523
46	1	13	0	30	0	005	15.517	37.40	17.400	0.762	465
55	1	70	0	43	0	005	16.517	17.08	9.200	0.722	539
57	1	70	0	43	0	005	16.517	13.69	8.200	0.722	599
60	1	70	0	43	0	005	16.517	14.83	8.200	0.722	559
110	1	57	0	0	0	004	17.517	113.00	9.500	1.28	574
113	1	57	0	0	0	004	17.517	71.00	9.500	1.28	653
114	1	57	0	0	0	004	17.517	88.00	9.500	1.28	781
116	1	57	0	0	0	004	17.517	4.140	9.000	1.21	711
117	1	57	0	0	0	004	17.517	57.90	9.000	1.21	993
119	1	57	0	0	0	004	17.517	89.90	9.000	1.21	612
120	1	57	0	0	0	004	17.517	90.70	9.000	1.21	629
338	1	77	0	54	0	2.51.55	2.51.55	76.0	104.000	1.97	584
351	1	77	0	54	0	2.51.55	2.51.55	169.3	96.000	1.97	592
340	1	77	0	54	0	2.51.55	2.51.55	169.0	96.000	1.97	584

NOTA:
 YESO TIPO TIGRE
 ARENA MINA 100-200
 CEMENTO PORTLAND I
 DIATOMITA "WHITE FLOSS"
 RETARDADOR-CITRICOS.

Prismas
 De 30 x 30 x 15 cm
 Deformaciones
 Uniformentales determinadas
 con extensómetros electricos
 ubicados en la parte
 media de la long del prisma
 l' = 0.20

PROPIEDADES
 DE
 MEZCLAS

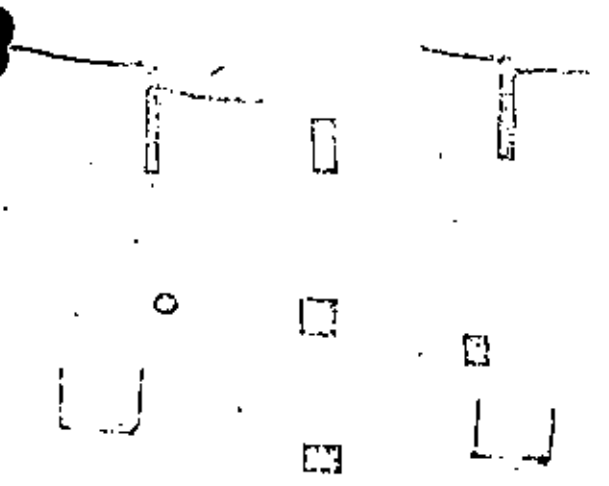


Foto 5. Diferentes tipos de extensómetros eléctricos (tamaño real)

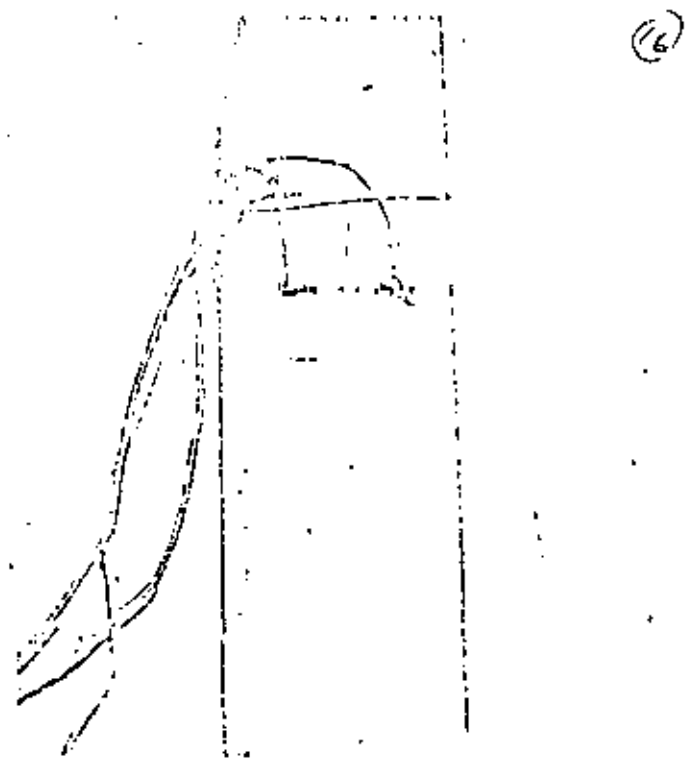


Foto 6. Prisma instrumentado con extensómetros eléctricos. (En caras opuestas para determinar el módulo de elasticidad)

ron sometidos estos prismas a la prueba de carga uniaxial, hasta fluir a la ruptura y, mediante el estudio gráfico correspondiente, se determinaron sus módulos de elasticidad y los esfuerzos de ruptura a la compresión (fotos 3, 4, 5, 6 y 7).

Los resultados obtenidos en estas pruebas se presentan en la tabla 1. Asimismo, la fig 13 presenta una correlación entre los

módulos de elasticidad y las correspondientes relaciones agua-yeso.

b) Módulos de elasticidad en los materiales del modelo.

Para representar el material de la pila en el modelo, se escogió una mezcla de yeso y diatomita, identificada con el No.



Foto 7. Prueba de carga uniaxial de un prisma instrumentado con extensómetros eléctricos para determinar el módulo de elasticidad de las mezclas de yeso empleadas en el modelo.

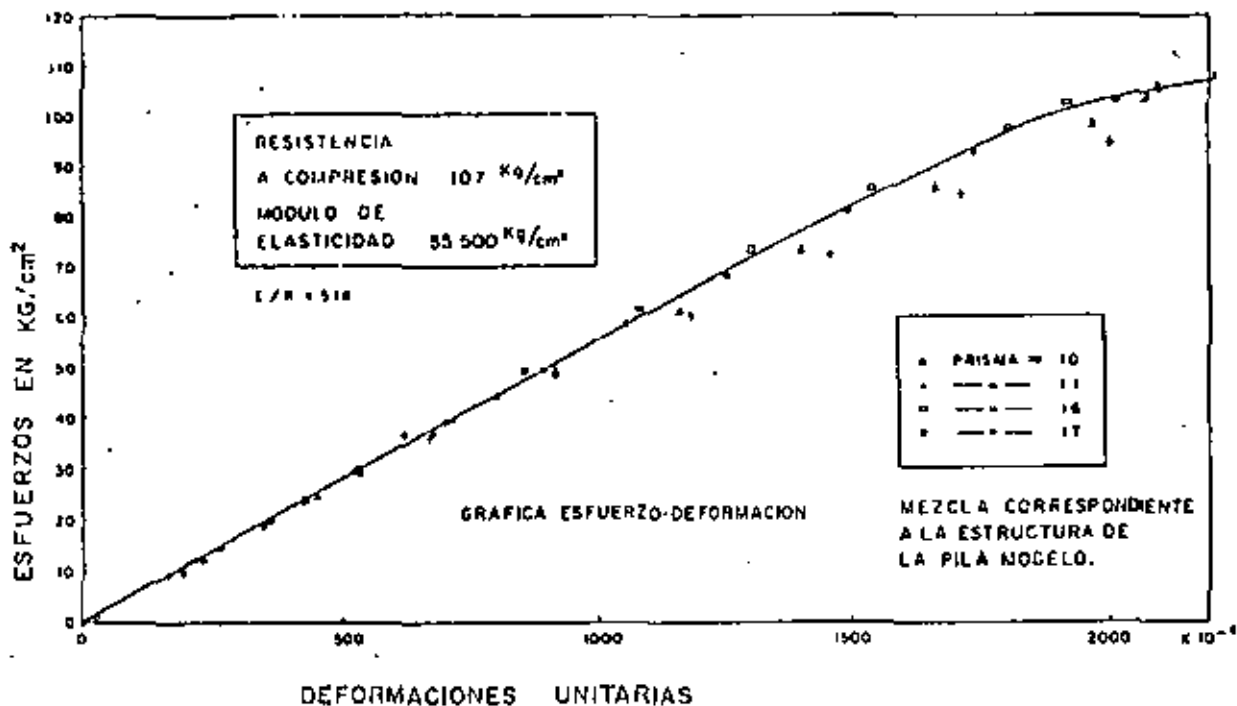


Fig 3.

17-SM4, con la que se fabricaron los prismas representativos Nos. 10, 11, 16 y 17, que fueron instrumentados por medio de extensómetros eléctricos y sometidos a la prueba de carga axial. El módulo de elasticidad correspondiente a esta mezcla es

$$E_{m1} = 55\,500 \text{ kg/cm}^2$$

Y el esfuerzo de ruptura

$$R_{m1} = 107 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{fig 3})$$

Para representar el material del estrato superior del suelo de cimentación en el modelo, fue seleccionada una mezcla de yeso, diatomita y agua, cuyo resultado en la prueba de carga dio el módulo de elasticidad promedio siguiente:

$$E_{m2} = 10\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Y el esfuerzo de ruptura

$$R_{m2} = 18 \text{ kg/cm}^2$$

El estrato inferior del suelo de cimentación se reprodujo en el modelo por medio de la mezcla No. 15-SM15, que contiene yeso, agua y diatomita. De los resultados obtenidos en las

pruebas de carga uniaxiales realizadas en prismas se encontró el módulo de elasticidad

$$E_{m3} = 18\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Y un esfuerzo de ruptura de

$$R_{m3} = 34 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{fig 4})$$

En la fig 4 se dan a conocer, además, los resultados de la prueba de carga midiendo las deformaciones unitarias transversales mediante la colocación adicional de un extensómetro eléctrico en posición normal respecto al eje del prisma. La relación de Poisson (μ) obtenida varía entre 0,19 y 0,22, y representa un parámetro adimensional que debe satisfacerse en el material del modelo.

Con objeto de representar en el modelo el armado metálico de las columnas y cilindros de la pila del prototipo, se utilizaron varillas de latón de dos diámetros, 3,2 mm y 1,65 mm, con un módulo de elasticidad aproximado de 900 000 kg/cm².

c) Similitud. Escalas.

En general, la similitud mecánica en un modelo se define solamente por medio de tres parámetros independientes: geometría, fuerza y tiempo.

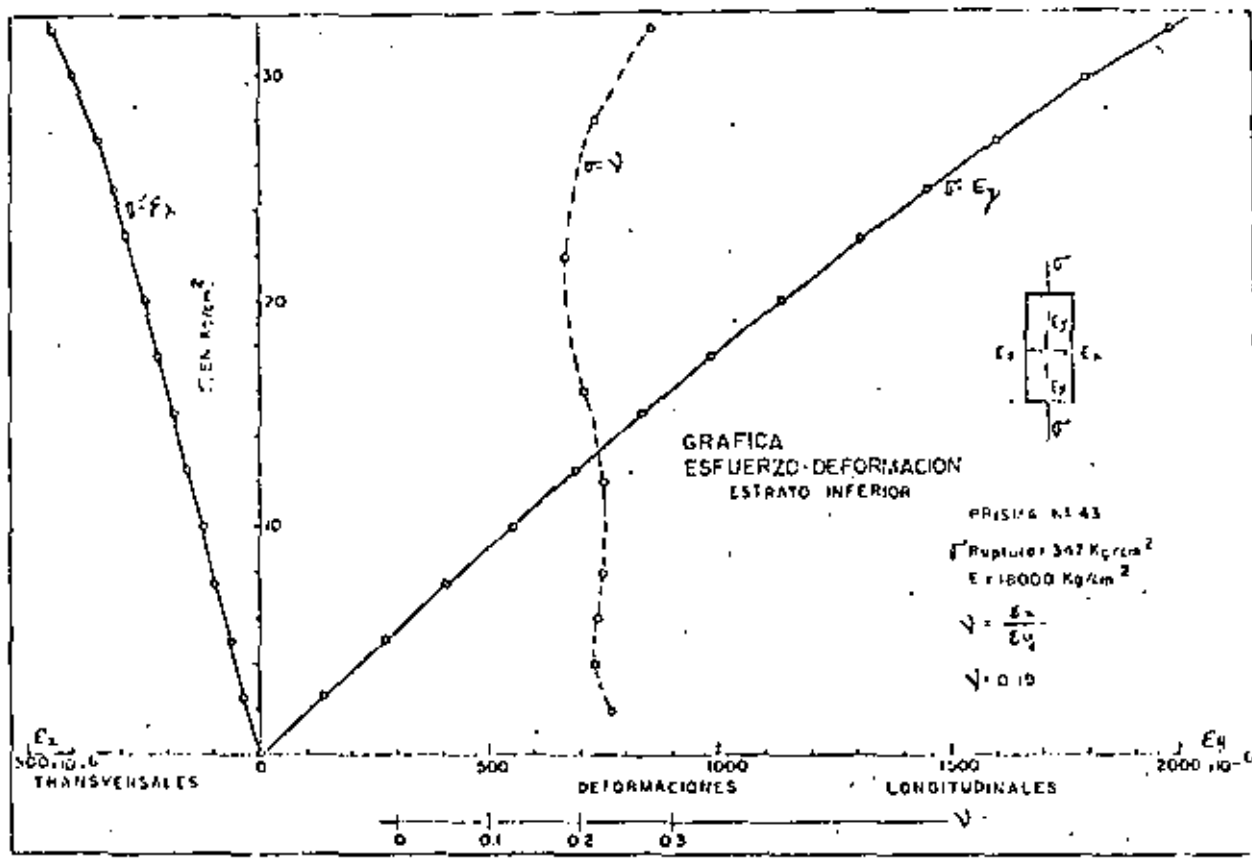
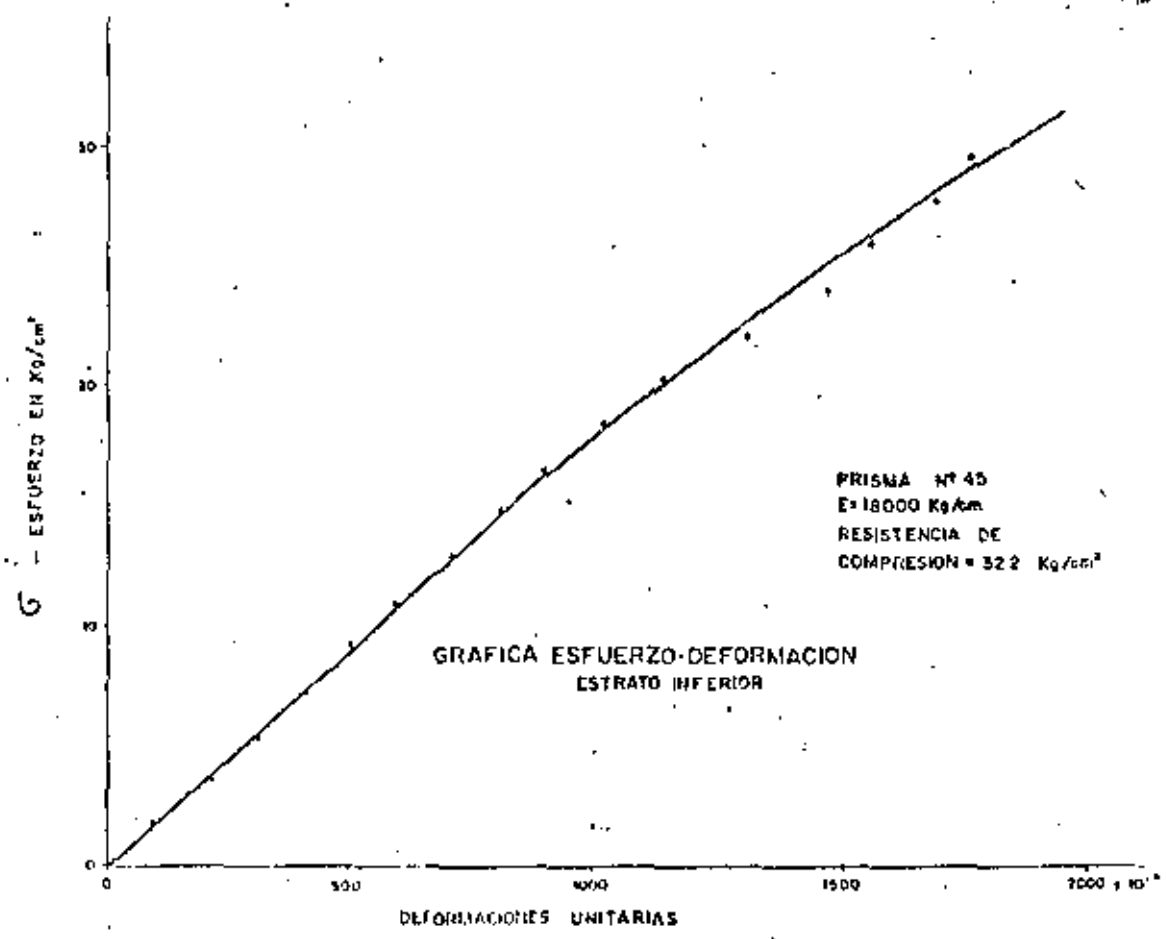


Fig. 4.

Fig. 5.



En el presente modelo se consideró únicamente el problema de la estática, con lo cual se excluye el tiempo del fenómeno, quedando básicamente dos parámetros: la geometría y la fuerza.

Escala geométrica

La escala geométrica del modelo se define por medio de la expresión siguiente:

$$\lambda = \frac{L_p}{L_m} \quad (1)$$

Donde L representa cualquier dimensión de longitud, ya sea en el prototipo (p) o en el modelo (m). De λ se derivan las escalas de áreas y volúmenes.

Para el modelo estudiado se escogió la escala

$$\lambda = 65$$

Las dimensiones del modelo se presentan en la fig 6.

Escala de esfuerzos.

Puesto que al establecer la semejanza del modelo se tomó en cuenta no solamente el material que forma la pila, sino también los dos estratos que constituyen el suelo de cimentación, se hizo necesario establecer las relaciones de los módulos de elasticidad correspondientes a esos tres materiales para definir escala de esfuerzos.

El módulo de elasticidad del concreto es

$$E_p' = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Y el módulo elástico en el material correspondiente en el modelo (mezcla de yeso) es

$$E_m' = 55\,500 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la escala de módulos es la siguiente:

$$\xi = \frac{E_p'}{E_m'} = 3.6$$

Y para este caso, en que las deformaciones unitarias son iguales en ambos sistemas

$$\xi = \sigma_p / \sigma_m$$

La escala ξ define también las relaciones de módulos de elasticidad en los estratos superior e inferior del suelo de cimentación.

El módulo de elasticidad del estrato superior en el campo después del tratamiento es el siguiente:

$$E_p'' = 30\,154 \text{ kg/cm}^2$$

Y el correspondiente al modelo resulta

$$E_m'' = 10\,000 \text{ kg/cm}^2$$

El módulo de elasticidad en el estrato inferior en el campo después del tratamiento es

$$E_p''' = 64\,323 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que el módulo del material del modelo resulta

$$E_m''' = 18\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Escala de fuerzas.

Se expresa de la siguiente manera:

$$\xi = \frac{k}{\lambda^3} \quad (2)$$

Donde k es la escala de las fuerzas o cargas. O bien

$$k = \xi \lambda^3 \quad (3)$$

Para el presente modelo la escala real de fuerzas es la siguiente:

$$k = 14152$$

Escala de pesos volumétricos.

$$\rho = \frac{\gamma_p}{\gamma_m}$$

La escala de fuerzas se expresa también de la siguiente manera:

$$k = \rho \lambda^3 \quad (4)$$

Considerando además la expresión 3, se tiene

$$\rho \lambda^3 = \xi \lambda^3 \quad (5)$$

De donde se obtiene

$$\rho = \xi \lambda^{-3} \quad (6)$$

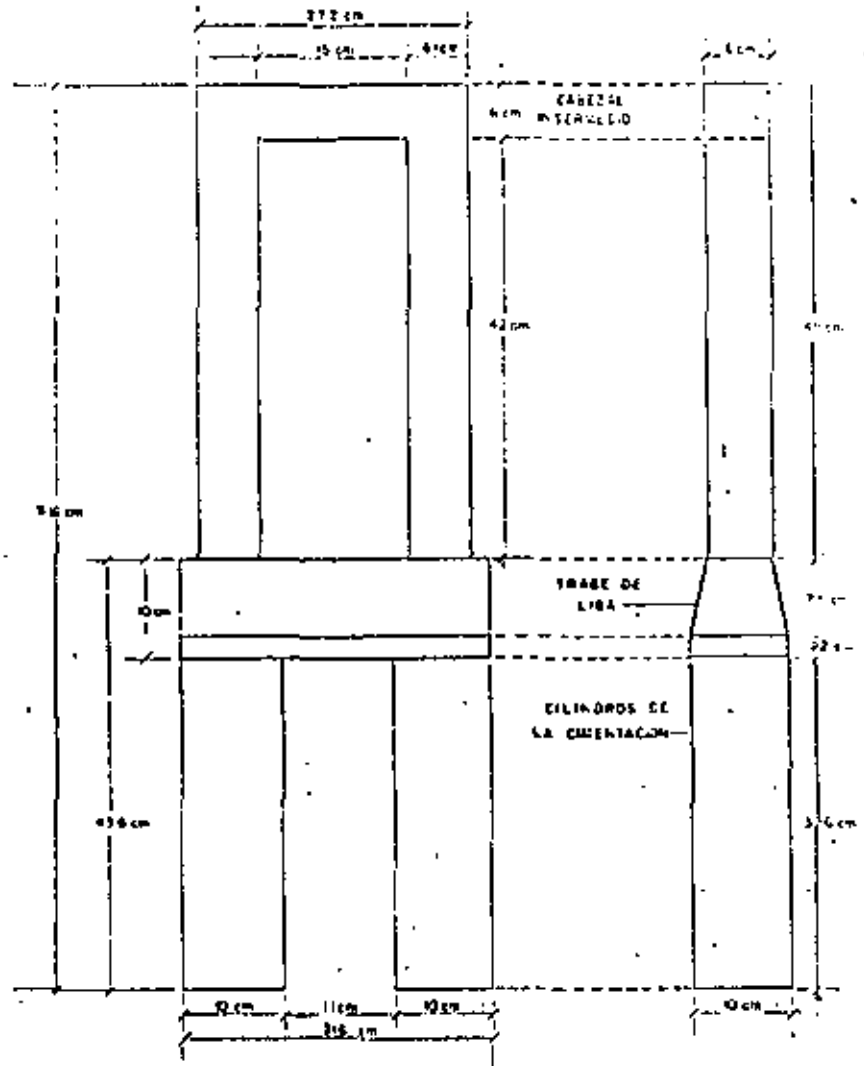
O bien

$$\rho = k \lambda^{-3} \quad (7)$$

Ecuaciones que permiten calcular la escala de los pesos volumétricos, mediante el conocimiento de las escalas básicas de geometría y de los esfuerzos o bien de la escala de fuerzas.

Para este modelo, la escala de pesos volumétricos es

$$\rho = 0.057$$



DIMENSIONES DEL MODELO EN LA ESTRUCTURA DE LA PILA N° 2

Fig 6. Dimensiones del modelo en la estructura de la pila No. 2

Lo cual significa que el modelo debe tener un peso volumétrico superior al del prototipo, a fin de satisfacer la semejanza de peso propio de los materiales en ambos sistemas. Es decir

$$\gamma_m = 17.4 \gamma_p$$

En la práctica no hay materiales que se puedan utilizar en el modelo con un peso volumétrico tan alto.

Esta situación se subsana mediante el empleo de métodos indirectos, apropiados en cada caso, entre los cuales se cuenta el procedimiento de "aplicación de cargas concentradas", que fue precisamente el utilizado en este caso. Esencialmente consiste en reproducir la distribución de esfuerzos en el modelo, por concepto de peso propio faltante, mediante la aplicación de fuerzas externas concentradas durante los periodos de carga.

Parámetros adimensionales

En este modelo también se satisfacen las siguientes expresio-

nes, por medio de las cuales se establecen en forma completa las características de la deformabilidad elástica en los dos sistemas:

$$\epsilon_p = \epsilon_m \tag{8}$$

$$\nu_p = \nu_m \tag{9}$$

Donde

- ϵ deformación unitaria en el prototipo (p), o en el modelo (m)
- ν relación de Poisson en el prototipo (p), o en el modelo (m)

En modelos como el presente, cuando los esfuerzos inducidos rebasan los límites de elasticidad de los correspondientes mate-

riales, las relaciones de la deformabilidad y de la mecánica sufren modificaciones significativas, de manera que las escalas afectadas por este nuevo fenómeno, incluyendo las ecuaciones 8 y 9, dejan de tener su validez de similitud.

La fig 4 presenta los resultados obtenidos en la prueba de compresión uniaxial a la que se sometió el prisma No. 43, correspondiente a la mezcla de yeso utilizada en el estrato inferior del modelo. En ella se observa que el valor medio de la relación de Poisson pueda ser considerado del orden de magnitud de 0,20 y, por lo tanto, la ecuación 9 queda satisfecha prácticamente, ya que los materiales del prototipo poseen valores parecidos.

Factor de rigidez EI en la estructura de la pila

La escala correspondiente a la rigidez de la pila queda expresada a partir de la escala geométrica (λ) y de la de los esfuerzos (ξ) de la siguiente manera:

$$\frac{(EI)_p}{(EI)_m} = \xi \lambda^4 \quad (10)$$

Donde

E módulo de elasticidad del material correspondiente

I momento de inercia de una sección horizontal en la pila

Sustituyendo los valores de las escalas, se tiene

$$\xi \lambda^4 = 58.5 \times 10^6 \text{ (valor ajustado)}$$

En las columnas del prototipo el factor es:

$$(EI)_p = 425 \times 10^{12} \text{ kg-cm}^2$$

Y en el modelo

$$(EI)_m = 7.2 \times 10^6 \text{ kg-cm}^2$$

Por lo que

$$(EI)_p / (EI)_m = 58.53 \times 10^6$$

Para los cilindros de cimentación se tiene

Prototipo:

$$(EI)_p = 1966 \times 10^{12} \text{ kg-cm}^2$$

Y modelo:

$$(EI)_m = 35.4 \times 10^6 \text{ kg-cm}^2$$

Por lo que

$$(EI)_p / (EI)_m = 55.54 \times 10^6$$

Se consideró en este caso que las escalas relacionadas con los módulos de elasticidad de los materiales de la cimentación son los más convenientes para la similitud que se propone establecer.

5. CONSTRUCCION DEL MODELO

5.1 Marco de pruebas

Para dar apoyo a la cimentación del modelo y también a las cargas aplicadas exteriormente, se construyó un marco de pruebas, de acero, cuyo diseño estructural fue realizado por el Departamento de Puentes de la D. G. P. V. T.

El marco es de forma rectangular con las dimensiones útiles (interiores) siguientes: altura 150 cm, longitud 185 cm y ancho 30 cm. Su peso aproximado es de 1 600 kg (foto 8).

Se construyeron dos gatos mecánicos, de tipo tornillo, con capacidad cada uno de 3 ton, con objeto de aplicar las cargas concentradas, horizontal y verticalmente, en el modelo (fig 7).

5.2 Estructura de la pila en el modelo

La estructura se construyó de yeso, reproduciendo su armadura con varillas de latón de 3.2 y 1.65 mm de diámetro, y módulo de elasticidad aproximado de 900 000 kg/cm²

Se hizo primeramente un molde positivo de madera, el cual sirvió para hacer el colado de un molde de yeso, formado por dos piezas simétricas (fotos 9 y 10).

Una vez secado el molde negativo, se procedió a colocar el modelo de la estructura de la pila.

5.3 Suelo de cimentación en el modelo

El suelo del modelo está representado por dos estratos principales, los cuales se construyeron utilizando mezclas de yeso elaboradas cuidadosamente en varias capas de construcción, con espesor mínimo de 10 cm.

En la porción superior de la primera capa quedaron ahogados en la masa de yeso veinticuatro electrodos de latón, conductores hacia el exterior por medio de cables eléctricos, cuya finalidad fue poder efectuar lecturas de la resistencia eléctrica durante el periodo de secado de la mezcla, con lo cual se pudo conocer en forma indirecta la variación del contenido de agua. En todos los casos en que se colocaron electrodos de este tipo, la separación entre piezas en cada pareja fue de 10 cm.

La segunda capa de yeso fue colocada de tal manera que llegase hasta el nivel superior del estrato de cimentación, correspondiendo a esta etapa la colocación de la estructura de la pila en su posición definitiva dentro del conjunto del modelo (foto 11). Asimismo se colocaron 6 electrodos de latón para control de humedad durante el proceso de secado.

En forma similar se colocaron la tercera, cuarta y quinta capas que correspondieron al estrato superior, en el cual quedaron

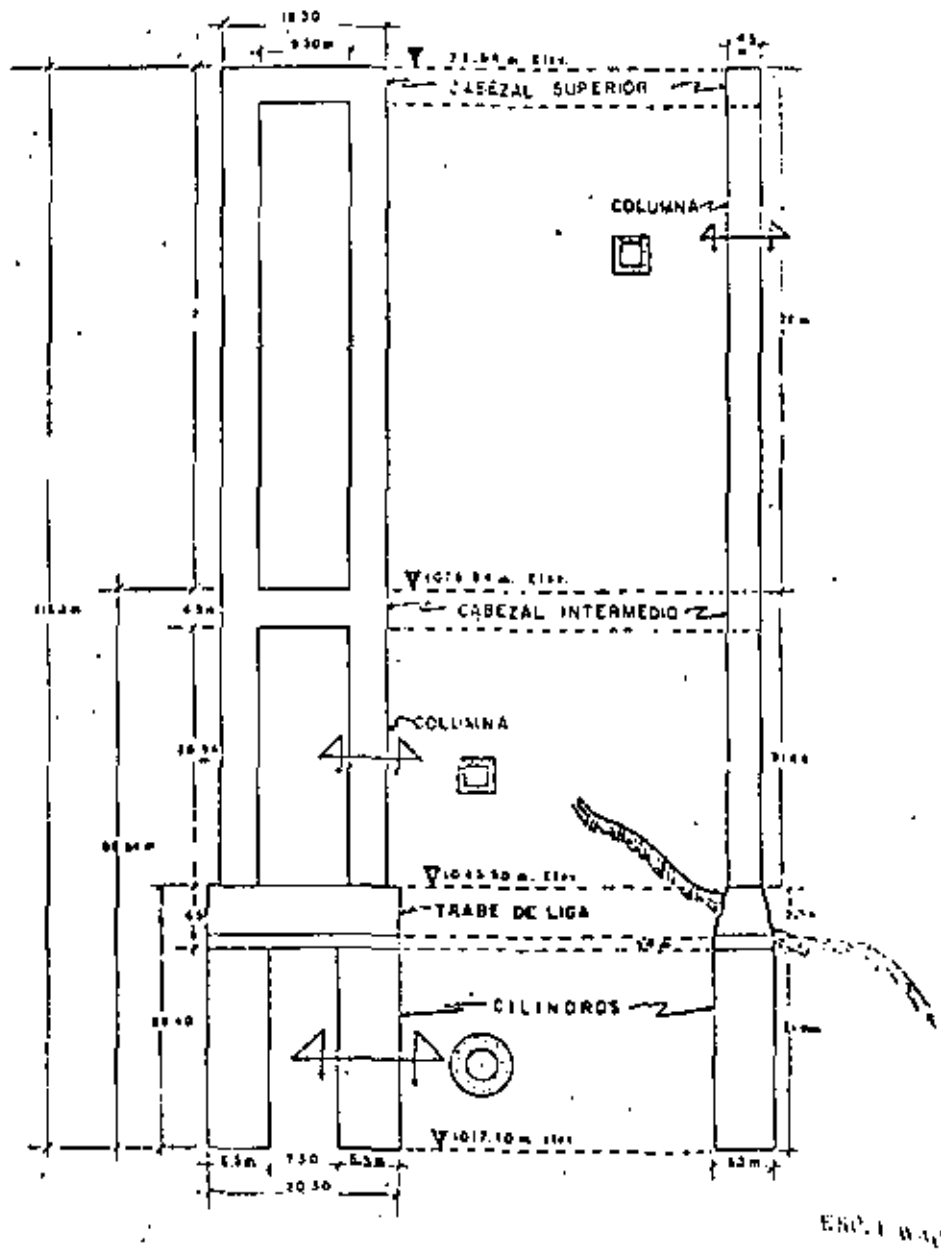


Fig. 8. Estructura completa de la pila No. 1.

ahogados 14 electrodos de latón, con lo que se tuvo un total de 44 electrodos distribuidos convenientemente en toda la masa del modelo que representa el suelo de cimentación de la pila.

Al concluir el colado de la última capa, el modelo se secó mediante calor utilizando lámparas de rayos infrarrojos y corrientes de aire con ventiladores eléctricos.

En la serie de fotografías que comprende desde la 11 hasta la 18, se presenta una sucesión gráfica de las etapas más importantes durante la construcción del modelo, las cuales corresponden a las ya descritas.

Previamente a la realización de estos colados, se prepararon

prismas especiales instrumentados con electrodos de latón, con objeto de efectuarse lecturas de la resistencia eléctrica durante el período de curado. En estos prismas se utilizaron mezclas de yeso cuyas proporciones fueron iguales a las de la cimentación del modelo (Figs. 1 y 19).

Los resultados obtenidos en estas mediciones se presentan en forma gráfica en las Figs. 9 a 12. En la primera se pueden observar las curvas que relacionan el peso del prisma y la variación de la resistencia eléctrica. En la segunda se tiene un diagrama que muestra la variación del peso del prisma y el tiempo de curado en días. Y en la tercera, se presenta la evolución del modelo a través de la variación de la resistencia eléctrica.



Foto 9. Moble positivo de madera de la estructura de la pila para el molcho balnearmentchi



Foto 10. Positivo de madera y armadura de latón correspondiente al molcho

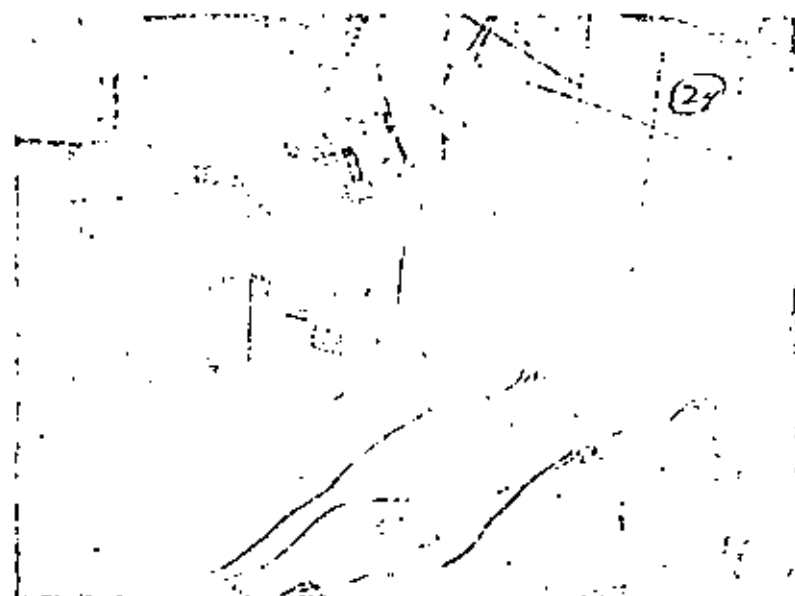


Foto 11. Colocación de electrodos para la segunda capa. Extremis inferiores de los cilindros de la pila en la posición de desplante



Foto 12. Electrodos suspendidos en la posición definitiva (antes de verter la primera capa del estrato inferior)

Foto 13. Detalle de colocación de electrodos en la primera capa antes de hacer el colado



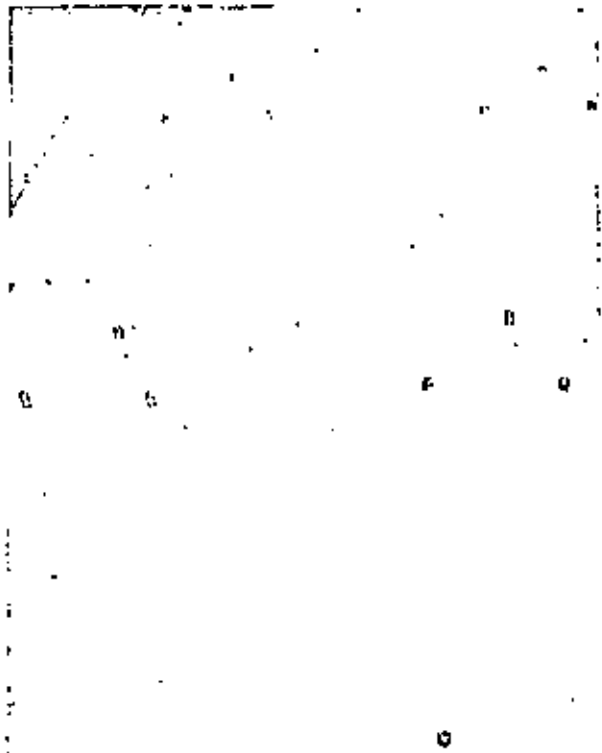


Foto 14. Primera capa después de ser calentada. Los electrodos forman triángulos.



Foto 15. Se inicia el secado de la primera capa por medio de rayos infrarrojos y flujo de aire.

Foto 16. Medición de la resistencia óhmica de la primera capa durante el período de secado.



Foto 17. Pila del modelo suspendida del marco de prueba en posición definitiva. Véanse los estenso-metros eléctricos verticales (estiramiento) y horizontales (presión).



Debe hacerse notar que el secado de los prismas se desarrolló a la temperatura ambiente, con límites de variación de 22° C hasta 26° C.

Estos resultados están relacionados con mediciones semejantes efectuadas en la masa de yeso del modelo durante el proceso de secado. Así por ejemplo, se puede observar en las figs 11 y 12 la existencia de un paralelismo entre modelo y prismas, en lo que se refiere a la magnitud de la resistencia eléctrica alcanzada en el estado seco de la mezcla.

Las fotos 16 y 19 ilustran el procedimiento de medición realizado en el modelo y en los prismas, respectivamente.

La fig 13 muestra la gráfica que relaciona el módulo elástico con la relación agua/yeso.

5.4 Sistema de cargas

La carga correspondiente al peso propio de la pila en el modelo es la siguiente:

$$W_m = 187.4 \text{ kg}$$

Asimismo, la del peso propio de la superestructura en el modelo es

$$W_{sm} = 98.2 \text{ kg}$$

Ambas cargas actúan en forma permanente sobre la pila, dando origen a la carga vertical de proyecto en el modelo V_m

$$V_m = W_m + W_{sm}$$

$$V_m = 285.6 \text{ kg}$$

Los elementos mecánicos de proyecto, que actúan sobre la pila, permiten determinar el momento M_{zp} , producido en el pie de la columna, a la elevación 1.045.50 m, el cual, mediante la escala de momentos queda reducido a su correspondiente en el modelo

$$M_{zm} = 400 \text{ kg-cm}$$

La carga horizontal $\{H\}$ requerida para producir este momento, aplicada en el centro del cabezal intermedio, es igual a

$$H_m = 17.86 \text{ kg (condición de proyecto)}$$

A fin de reproducir en el modelo los esfuerzos de peso propio de la pila, se utilizó el método de aplicación de cargas concentradas, actuando sobre el nivel superior del cabezal intermedio, ya que este resultó ser el más sencillo en su aplicación durante el proceso cíclico de carga y descarga a que fue sometido el modelo.

Foto 18. Pila en su posición definitiva después de colada la segunda capa de yeso hasta el límite del estrato inferior

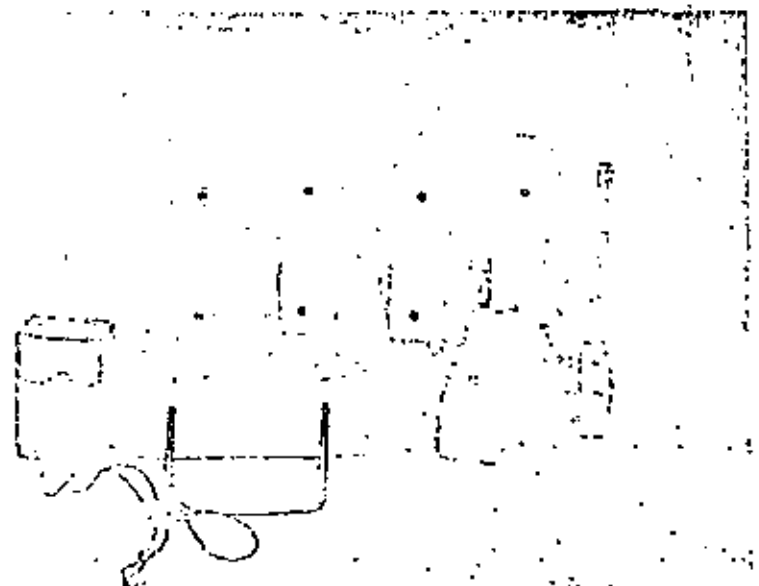


Foto 19. Prismas de yeso con electrodos ahogados y aparato para medir la resistencia óhmica

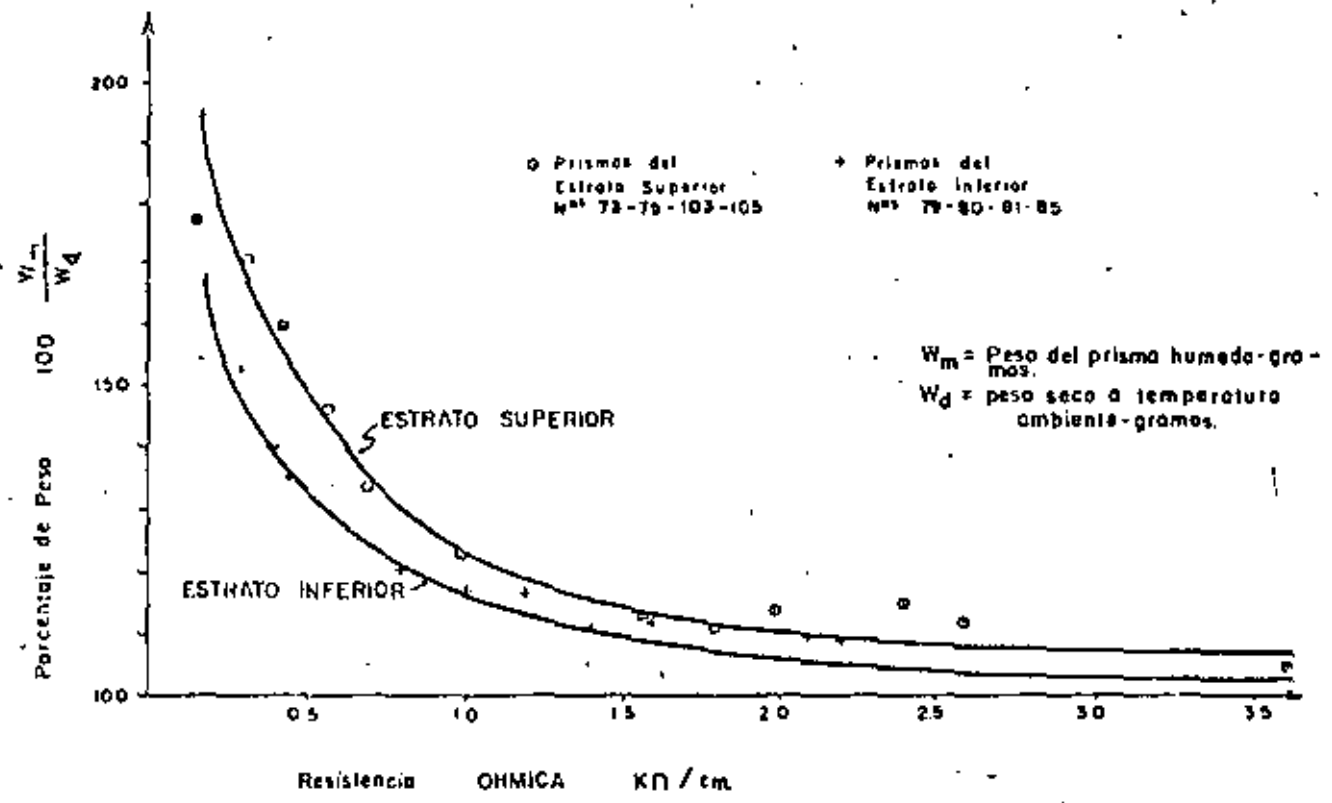


Fig 9. Distribucion de humedad de prisma en prismas

Fig 10. Secado de prisma de mezcla de yeso

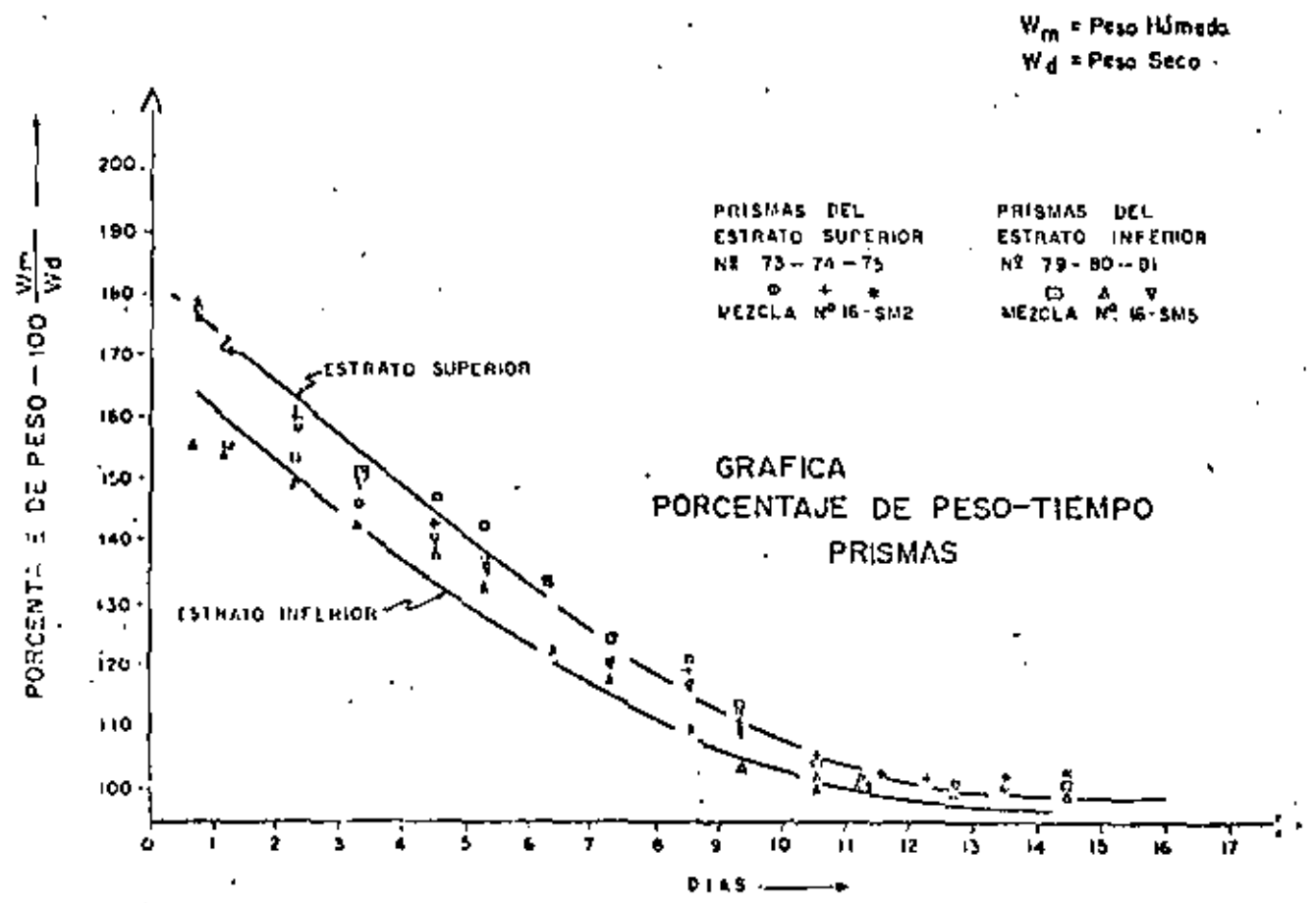


Fig 10. Secado de prisma de mezcla de yeso

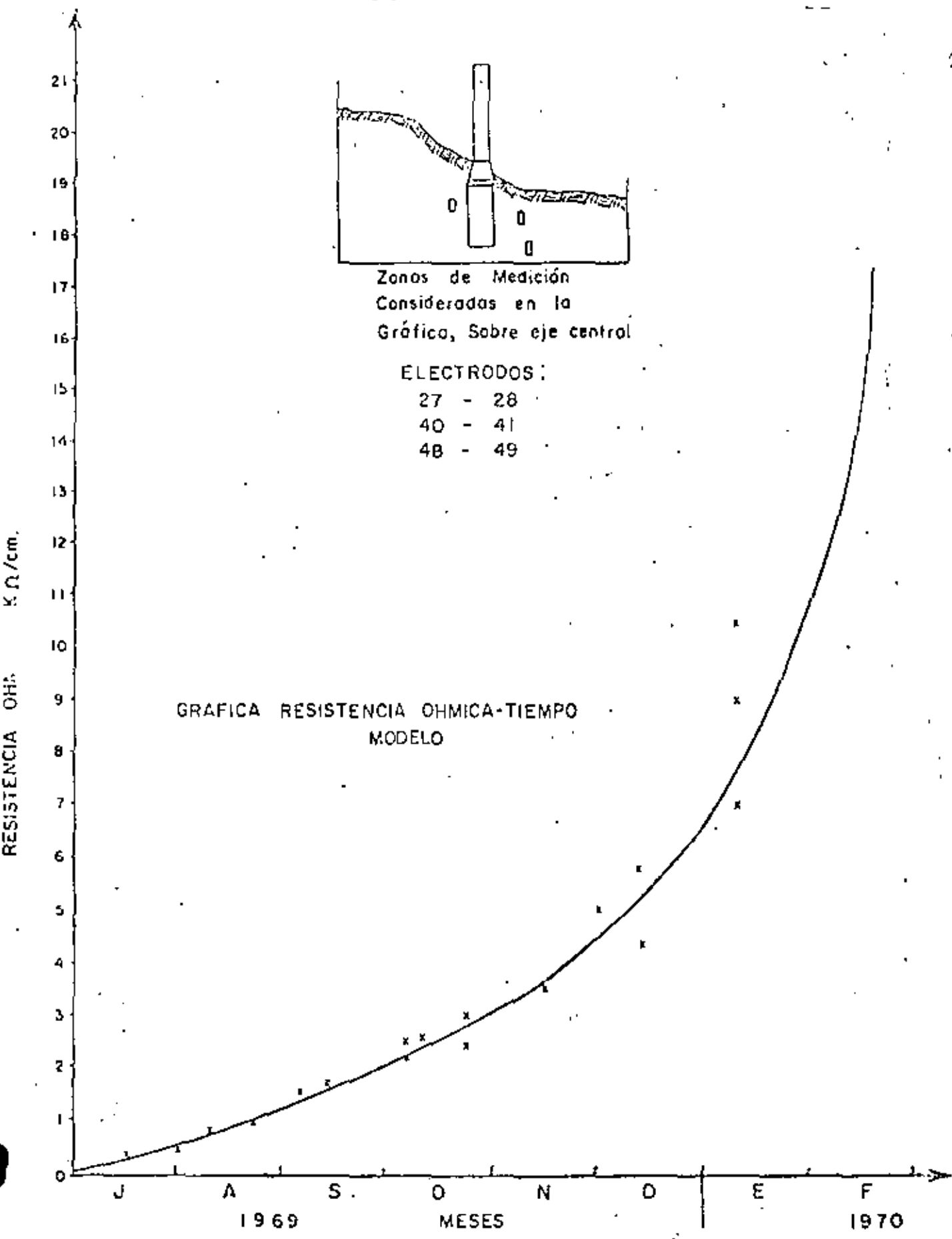


Fig 11. Control indirecta de humedad durante el secado del modelo

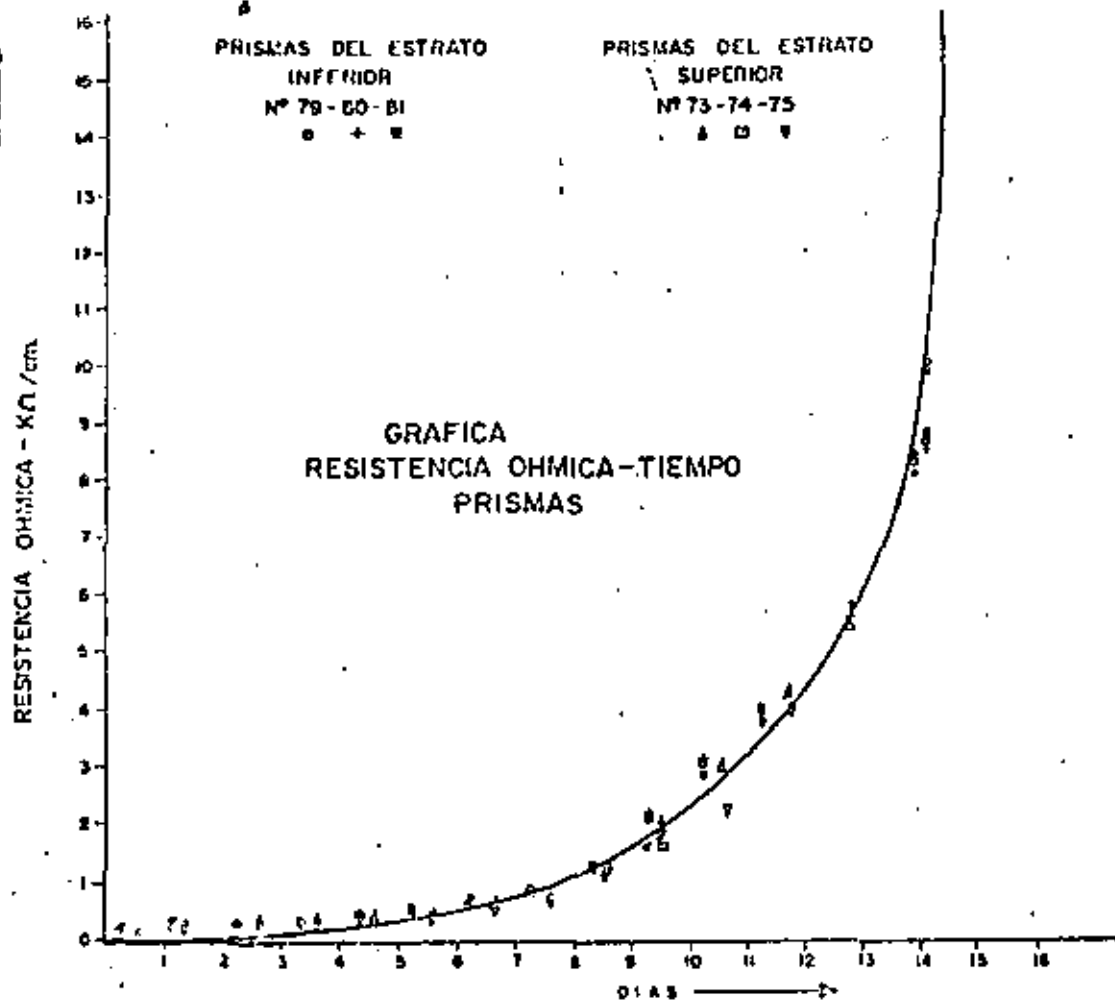
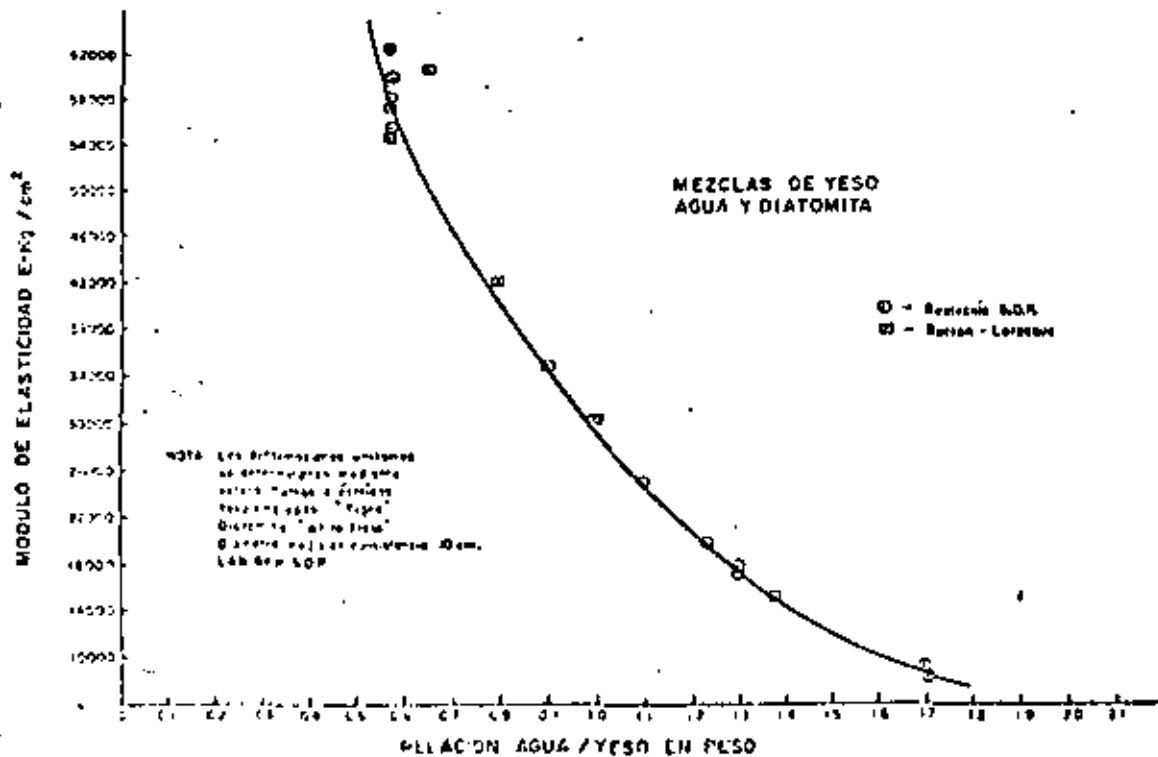


Fig 12. Control de humedad durante el secado de prismas de yeso

Fig 13. Gráfica módulo elástico-relación agua/yeso



6. TIPO DE MODELO Y APARATOS DE MEDICION

Una vez definidas y satisfechas las condiciones de similitud, mediante las expresiones descritas en el cap 4, parece posible establecer las siguientes afirmaciones:

- El fenómeno físico representado se desarrolla fundamentalmente en un plano.
- La masa de yeso del modelo satisface la ley de Hooke y la relación de Poisson.
- La curva esfuerzo-deformación del material de yeso es del tipo semielástico, razonablemente representativa de su correspondiente en el prototipo. Sin embargo, los límites de la microfisuración en el modelo y otros parámetros colaterales no se cumplen.
- Estas condiciones de similitud señaladas permiten definir al modelo como representativo del tipo hookeano, no destructivo.

Fig 14. Localización de extensómetros eléctricos en el modelo (cara sur)

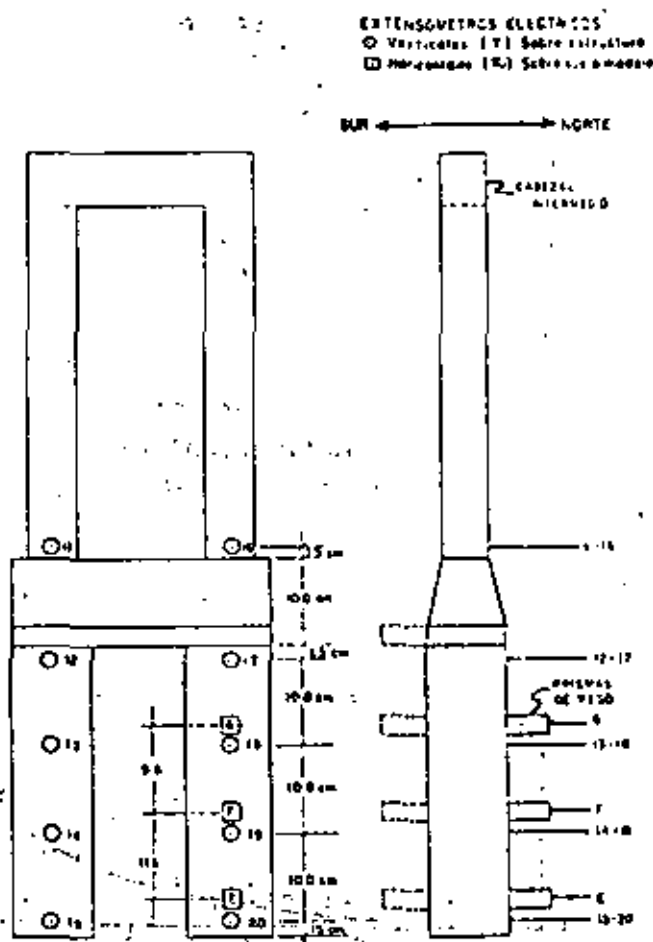
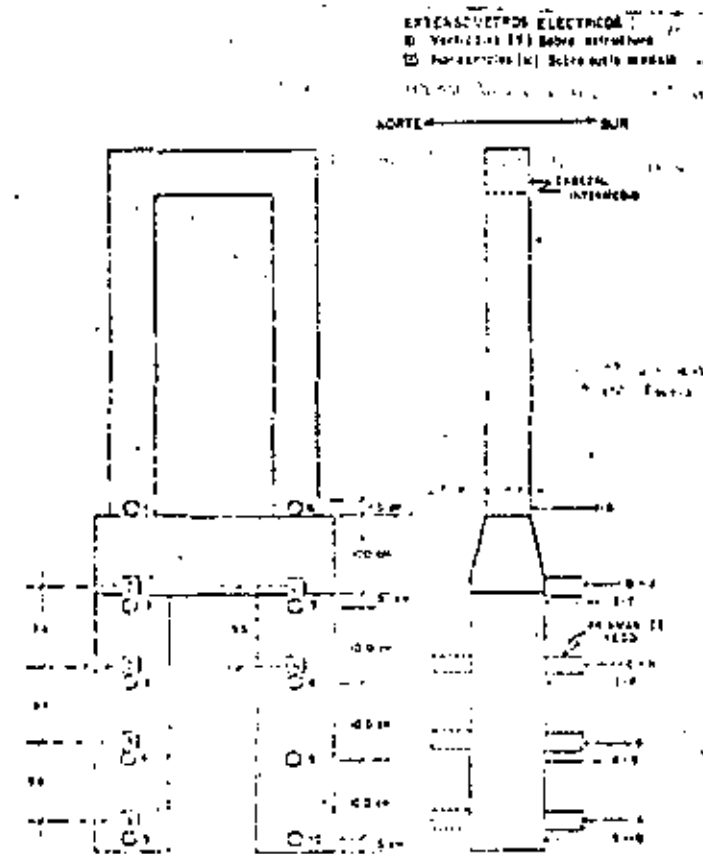


Fig 15. Localización de extensómetros eléctricos en el modelo (cara norte)

Instrumentación y mediciones en el modelo

Con objeto de medir las deformaciones unitarias en el modelo, se hizo una instrumentación con extensómetros eléctricos (*strain gages*) localizados en 29 puntos, de los cuales 20 quedaron ubicados en la superficie de los cilindros de cimentación y 9 en el interior de la masa de yeso que representa el suelo de cimentación, colocados en las cercanías de la estructura.

Los extensómetros eléctricos empleados tienen una resistencia de 99.5 ± 0.2 % ohms, con una longitud de parrilla de 30 mm. En las figs 14 y 15, así como en la foto 17, se puede observar la disposición de los extensómetros colocados en el modelo. La foto 5 presenta diferentes extensómetros eléctricos.

Las deformaciones se midieron empleando un puente eléctrico (tipo Wheatstone) de indicador automático, modelo SM-60AT de Kyowa; se alternó con un indicador manual, modelo 120C de Baldwin, ambos con una precisión de 5×10^{-4} (foto 20).

Las cargas exteriores fueron aplicadas por medio de dos ganchos mecánicos diseñados especialmente para el caso; se midieron

1 2 3 4 5 6

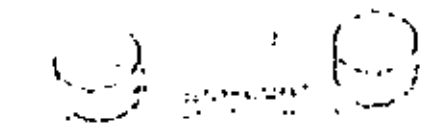


Foto 20. Fuente eléctrica de hidrator automática utilizado en la medición de las deformaciones unitarias en el modelo.

Foto 21. Celda de carga instrumentada con extensómetros eléctricos (ver foto 20)



Foto 22. Vista general del modelo en el periodo de precarga

Foto 23. Modelo en el periodo de precarga. Vista del suelo de cimentación

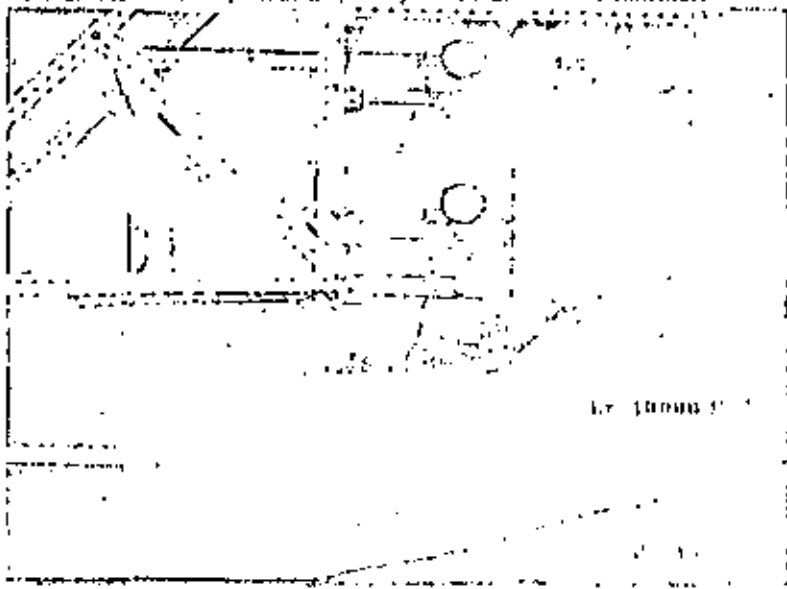
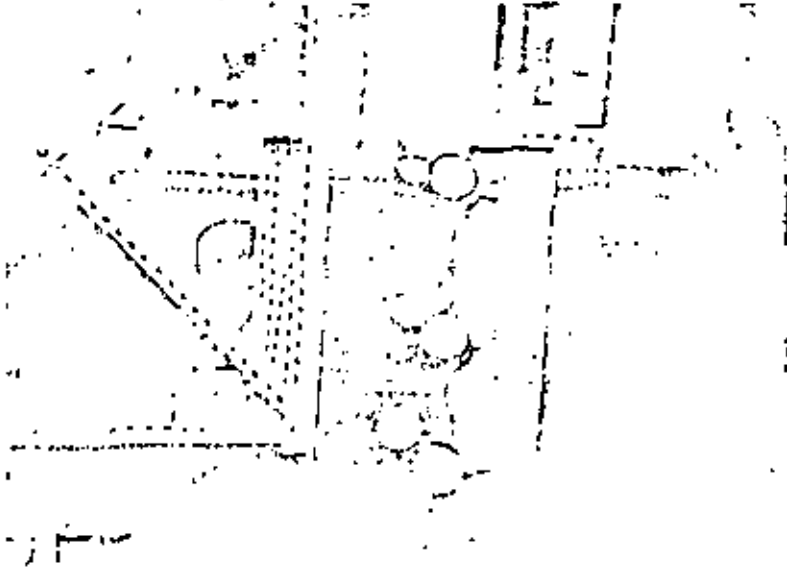


Foto 24. Ceros mecánicos en su posición. Celdas de carga. Extensómetros mecánicos para medir desplazamientos en las columnas



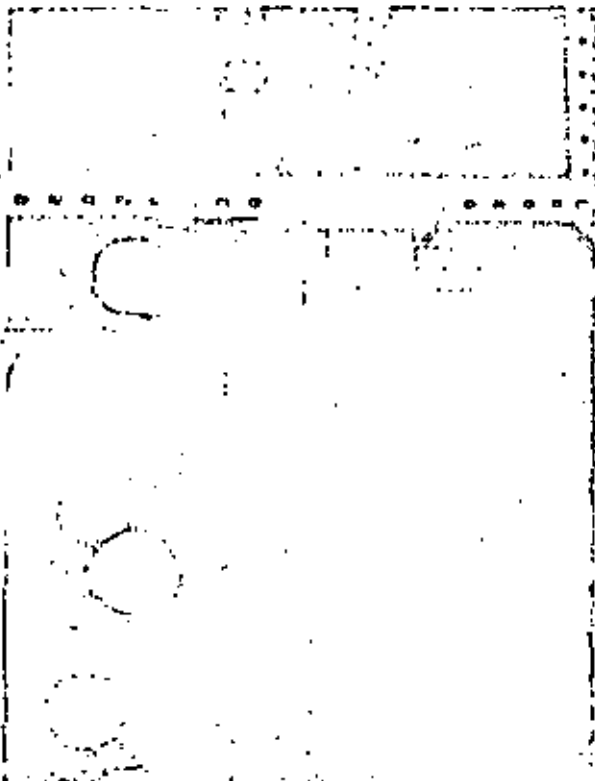
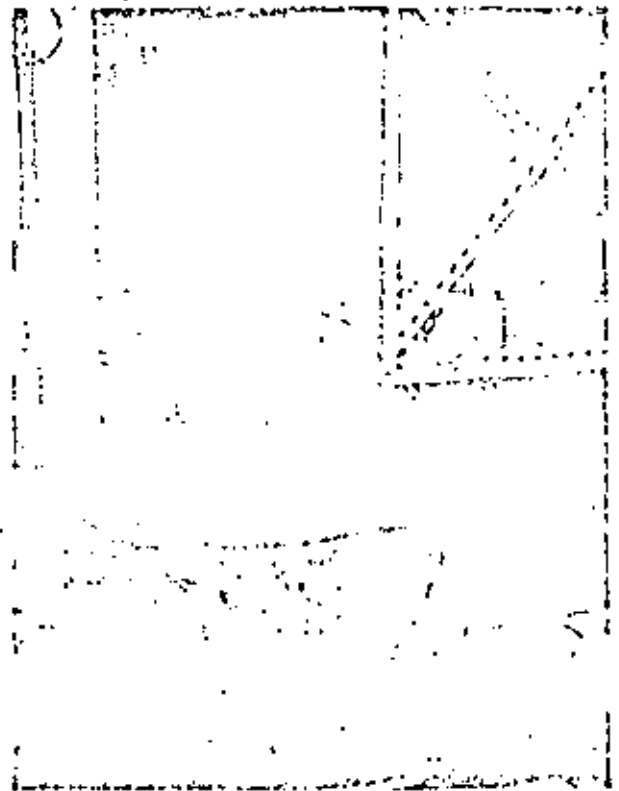


Foto 25. Celdas de carga y extensómetros mecánicos en el periodo de pre-carga



Foto 26. Conexiones en los extensómetros eléctricos y celdas de carga hacia el puente Wheatstone y conmutadores

Foto 27. Conexiones de los extensómetros eléctricos procedentes del interior de la masa del modelo



utilizando un sistema de "celdas de carga" y un puente eléctrico tipo "W" de Baldwin, en el cual la división menor del cuadrante corresponde a una deformación unitaria de 1×10^{-5} .

Las celdas de carga consisten en un cilindro de lucita (plástico acrílico), con diámetro de 31 mm y longitud de 80 mm, instrumentado con dos extensómetros eléctricos en la porción media de su longitud, cuya calibración fue previamente realizada en el laboratorio mediante la aplicación directa de cargas patrón. La foto 21 muestra una de las celdas de carga.

Los desplazamientos horizontales de las columnas de la pila se midieron con extensómetros mecánicos o micrómetros, apoyados sobre una pequeña estructura sujeta al marco de pruebas, formada por tramos angulares de "perfiles ranurados", tal como se puede observar en las fotos 22 a 29.

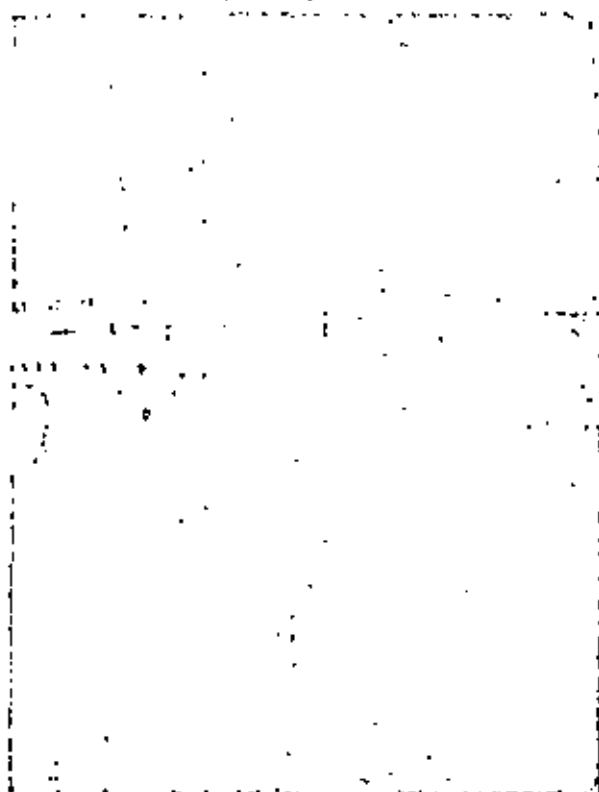


Foto 28. Detalle de gata en ensayos horizontal y vertical

7. INVESTIGACION EN EL MODELO

El modelo fue sometido a un periodo de cargas, durante el cual se hicieron mediciones de las deformaciones unitarias y de los desplazamientos desarrollados en las columnas de la estructura de la pila. El proceso de cargas incluye básicamente tres etapas bien definidas, las cuales se describen a continuación:

Primera etapa

Constituye el periodo de precarga y tiene por objeto proporcionar el acomodo de todas las partes del modelo y verificar el funcionamiento de los diversos dispositivos de medición.

Los ciclos de carga y descarga que comprende esta etapa se efectuaron aplicando solamente cargas verticales, cuya magnitud llegó hasta 35 por ciento de la carga vertical de proyecto.

Segunda etapa

Corresponde al periodo de aplicación de las cargas de proyecto o de operación; durante ella se realizaron varios ciclos de carga y descarga.

La carga horizontal se fue aumentando sucesivamente por medio de cinco incrementos hasta alcanzar su nivel de proyecto de 17.86 kg; entre tanto la carga vertical permaneció constante en 285.6 kg, que es su valor correspondiente de operación.

En estas condiciones de carga se efectuaron lecturas de las deformaciones unitarias y de los desplazamientos en todos los extensómetros, tanto eléctricos como mecánicos. Con los datos obtenidos se prepararon las gráficas de distribución de esfuerzos consignados en las figs 18 y 19, así como los diagramas de los desplazamientos horizontales ocurridos en las columnas de la pila, que se muestran en las figs 16 y 17.

Asimismo se efectuó en esta etapa la verificación de los esfuerzos medidos con extensómetros eléctricos, comparándolos con los encontrados analíticamente. Los esfuerzos se registraron a cuatro puntos localizados al pie de las columnas de la pila.

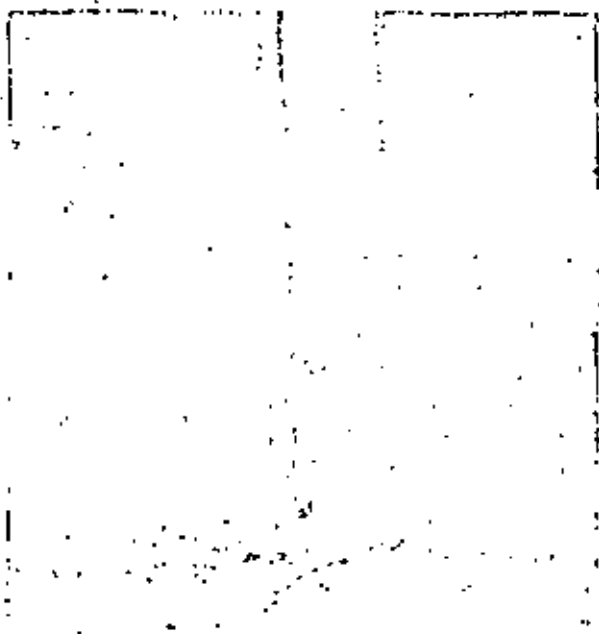
Tercera etapa

En general, durante esta etapa se aumentó la carga horizontal a partir del nivel de proyecto, sosteniendo constante en forma simultánea la carga vertical de 285.6 kg, correspondiente a la de operación. Esta forma de aplicación de las cargas tuvo por objeto conducir al modelo hacia una condición crítica de ruptura, a través de una operación simplificada de breve duración.

La realización del procedimiento señalado comprende dos fases diferentes que se describen a continuación.

a) Consistió, primero, en aplicar al modelo una carga horizontal de 20 kg, simultáneamente con la carga vertical de proyecto. En estas condiciones se registraron las lecturas correspondientes en los extensómetros eléctricos y mecánicos. Después

Foto 29. Falta alinea de las columnas de la pila en el modelo



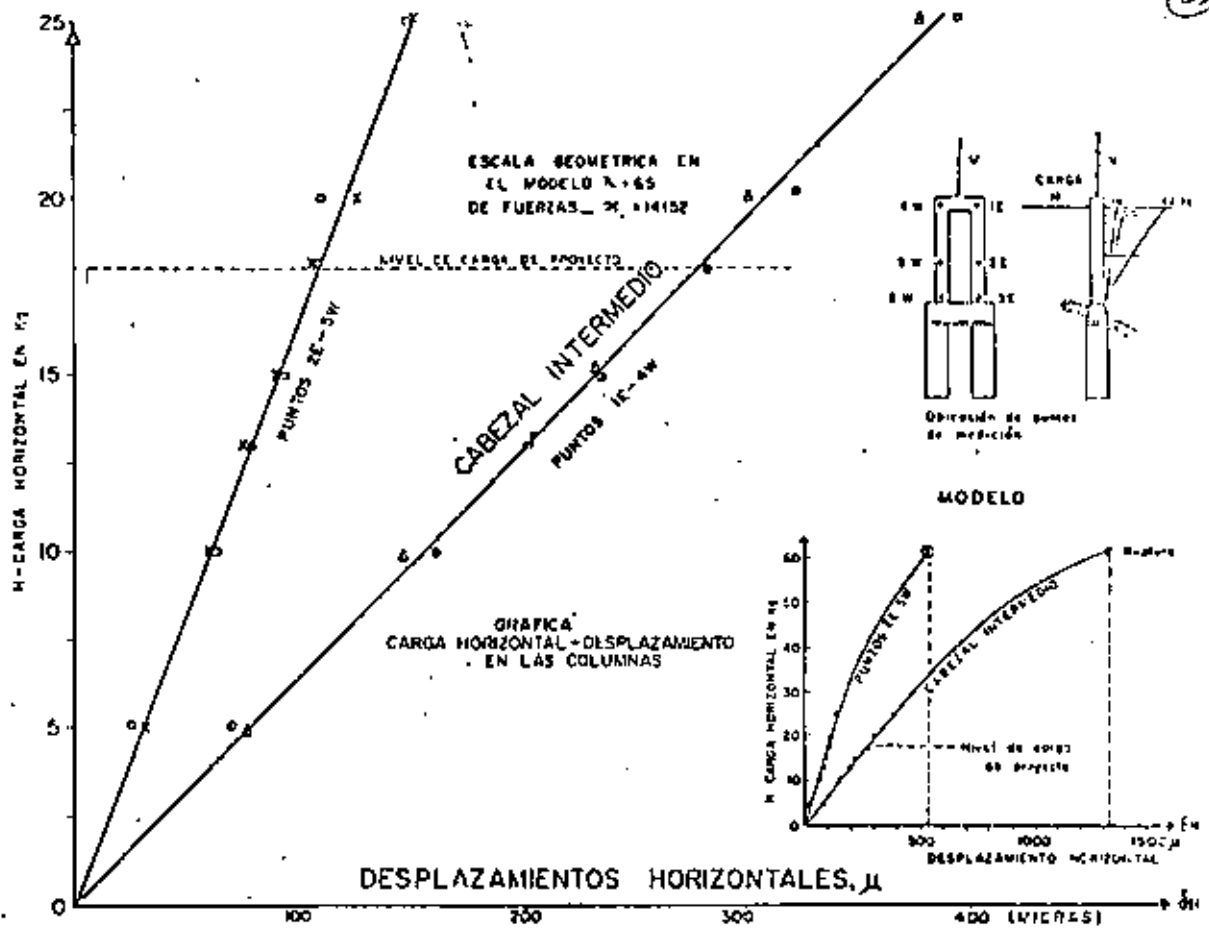


Fig 1A

se sometió el modelo a una nueva carga horizontal de 25 kg, con una carga vertical igual a la de proyecto, registrando las lecturas de todos los extensómetros. En esta forma quedaron concluidos los dos ciclos de carga y descarga realizados en esta fase.

b) En la segunda fase la operación consistió en mantener constante la carga vertical de proyecto (285.6 kg), mientras que la horizontal se fue aumentando lentamente a partir de los 25 kg, imprimiéndole una velocidad de carga apropiada, hasta alcanzar la ruptura del modelo, la cual quedó definida en el momento en que las agujas indicadoras de los aparatos de medición dejaron de funcionar. Esto aconteció cuando la carga horizontal llegó al valor máximo de 62 kg.

El control de la carga horizontal aplicada al modelo, en esta segunda fase, se pudo realizar mediante el empleo de un puente eléctrico Kyowa de indicador automático y el de la carga vertical mediante un puente Baldwin de operación manual.

7. fuerzas en el prototipo

En la fig 18 se puede ver la distribución de los esfuerzos verticales σ_v en la estructura de la pila al ser aplicada la carga de proyecto, en sus componentes horizontal y vertical (línea de círculos). Los esfuerzos se calcularon con las deformaciones unitarias medidas en el modelo a través de los extensómetros

eléctricos (*strain gages*), los cuales fueron colocados sobre la superficie de los cilindros, dispuestos en cinco elevaciones diferentes, correspondiendo diez puntos de medición al lado sur y diez al norte (figs 14 y 15).

Los esfuerzos cuya ubicación corresponde al lado sur de los cilindros son de compresión y alcanzan un valor máximo de 42 kg/cm² aproximadamente, para la carga de proyecto.

En el lado norte de la pila, los esfuerzos verticales σ_v son tensiones en la parte superior de la trabe de tija, con un valor máximo de 4 kg/cm² y compresiones en los niveles inferiores, con valor máximo de 2.5 kg/cm², aproximadamente.

En la fig 19 se presenta la distribución de los esfuerzos horizontales σ_h inducidos en el suelo de cimentación del prototipo, calculados con las mediciones hechas en el modelo para la condición de carga de proyecto.

El esfuerzo máximo de compresión se presenta en el punto D, situado a 2 m de la pila y a una profundidad en el terreno de 2.5 m (dimensiones del prototipo), con magnitud de 1.7 kg/cm².

7.2 Desplazamientos en el prototipo

Se midieron los desplazamientos horizontales de las columnas

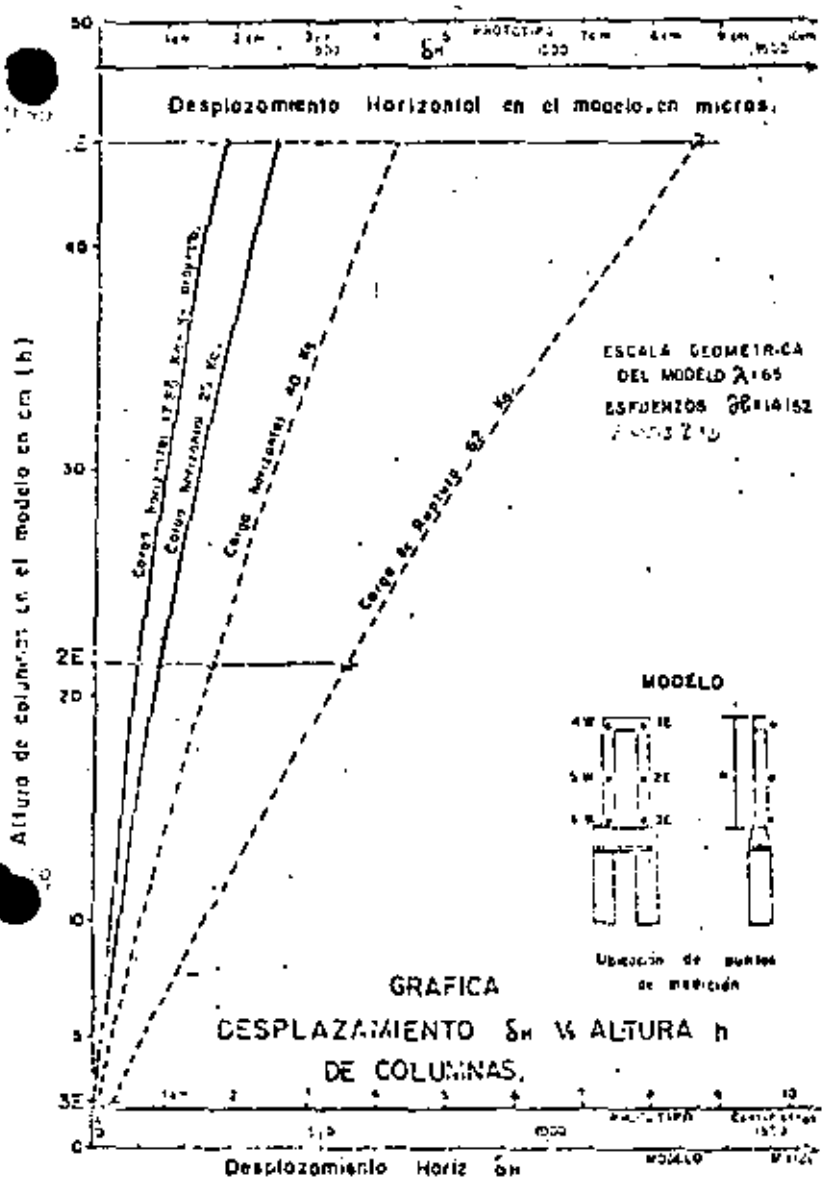


Fig. 17.

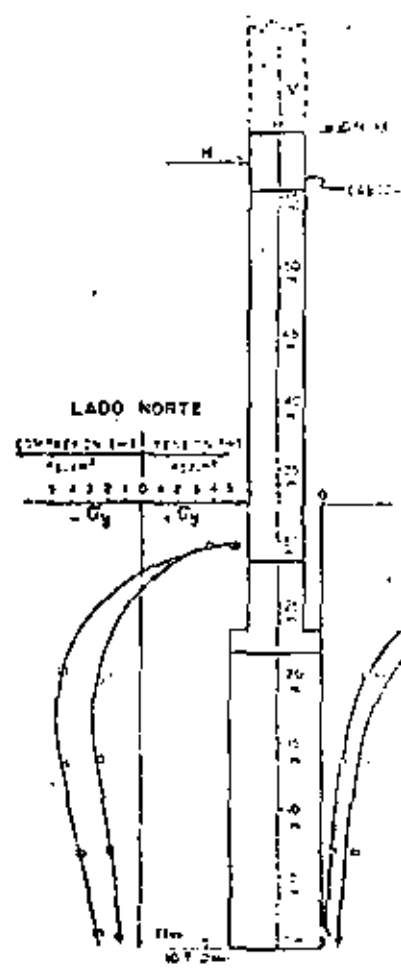


Fig. 18. Distribución de esfuerzos.

de la pila utilizando micrómetros que se colocaron en seis puntos localizados en la carga sur del modelo.

En la fig 16 se pueden observar dos curvas que relacionan la carga horizontal y sus correspondientes desplazamientos. En el ángulo superior izquierdo de la figura el diagrama exhibe la proporcionalidad existente hasta el nivel de carga horizontal de proyecto. En el ángulo inferior derecho se presentan las curvas completas, hasta llegar a los puntos correspondientes al estado de ruptura.

En la fig 17 se presentan los desplazamientos ocurridos a diferentes alturas en las columnas, referidos tanto al modelo como al prototipo.

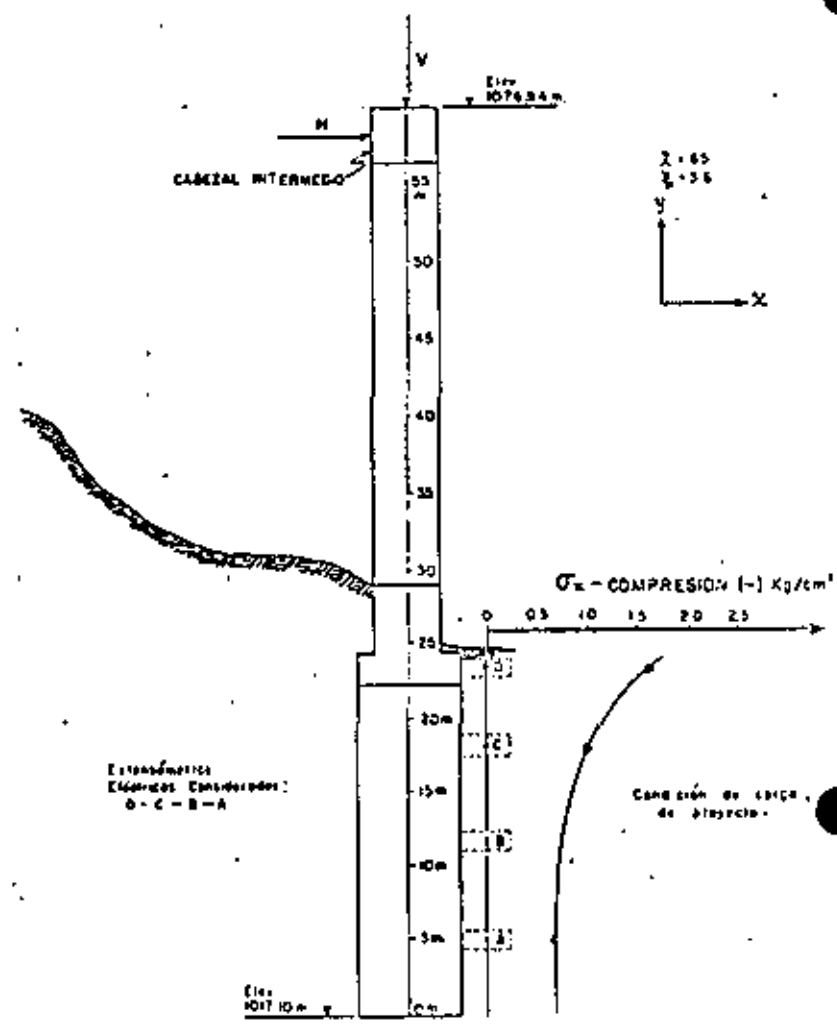
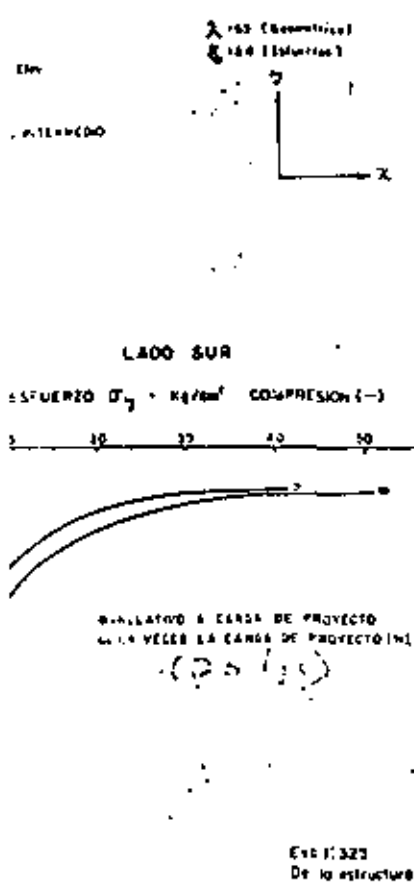
Al aplicar las cargas de proyecto, el desplazamiento sufrido en el nivel correspondiente al cabezal intermedio tiene un orden de magnitud de 7 cm y, para la carga de ruptura, el

desplazamiento alcanza los 9 cm. Al extrapolar estos valores hasta el cabezal superior de la pila, se obtiene un desplazamiento aproximado de 7 cm, considerando aplicada la carga de proyecto.

En relación con estos desplazamientos, se debe hacer notar que el extremo superior de la pila en el modelo no está en una situación real respecto al prototipo, por las restricciones de movimiento que le impone a este la superestructura.

8. CONCLUSIONES

1. El esfuerzo máximo de compresión es de 12 kg/cm^2 en la estructura de la pila del prototipo, localizado en el pie de las columnas y referido a las condiciones de carga de operación.
2. El esfuerzo máximo de tensión es de 4 kg/cm^2 , localizado al



LOS CORRESPONDIENTES
A PROTOTIPO
correspondientes en la estructura prototipo

Fig 19. Distribución de esfuerzos correspondientes en el suelo de cimentación del prototipo.

pie de las columnas en el prototipo, para las condiciones de carga de operación.

Los esfuerzos de compresión y tensión señalados se ubican en las caras opuestas de las columnas.

3. Por lo que respecta al suelo de cimentación del prototipo, el esfuerzo máximo de compresión desarrollado es del orden de magnitud de 2 kg/cm². Es probable que se hayan producido esfuerzos mayores en puntos más cercanos a la superficie de contacto entre el suelo y la estructura de la pila.

4. Todos los esfuerzos medidos en el modelo son menores que los límites de resistencia de los materiales en que actuaron, al ser aplicada la carga de operación.

5. Los esfuerzos inducidos en el modelo, al ser aplicada la

carga de operación, son menores que los correspondientes a los límites de elasticidad de los materiales en los cuales actuaron. Se hace notar que, en el caso de la estructura, casi se alcanzan dichos límites.

6. La carga máxima aplicada al modelo en los límites de la microfisuración fue de 62 kg y con ella sobrevino la ruptura. Considerando la escala de fuerzas, bajo estas condiciones límites la carga de ruptura representó un factor de seguridad de 1,98, el cual es válido exclusivamente para el sistema de cargas aplicado.

7. El estudio de la evolución de los esfuerzos desarrollados en el modelo, en relación con las diversas cargas horizontales aplicadas, revela que el estado de ruptura producido por la carga de 62 kg tuvo lugar en el material que constituye la estructura de la pila.

9. REFERENCIAS

1. Gaziev, E.G. y Heredia L.C., "Presá Internacional La Amistad" Informe del Monolito No. 31 Secretaría de Recursos Hidráulicos, México, D. F. (ene 1967)
2. Gaziev, E.G., "Aspectos generales de la mecánica de rocas" Informe D 11, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F. (jun 1970)
3. "Investigaciones de materiales para la construcción de modelos de estructuras y de mecánica de rocas" Oficina de Modelos Físicos-Depto. de Puentes, SOP, México, D. F. (1968)
4. "Auscultación microsísmica para el apoyo No. 2 del Puente Metlac, Veracruz (Mariano García Sela)". Informe No. 1624 presentado a la Secretaría de Obras Públicas por la Compañía GEOFIMEX, S. A., 18 de septiembre de 1968
5. "Auscultación microsísmica para el apoyo No. 2 del Puente Metlac (Mariano García Sela), después del tratamiento del suelo", Informe No. 1667 presentado a la Secretaría de Obras Públicas por la Compañía GEOFIMEX, S. A., en enero de 1969
6. "Efectos de la inyección de cemento-puzolana en la estabilidad del puente Metlac (Mariano García Sela). Informe del Departamento de Geotecnia remitido con oficio No. 214-IV-177 al Director General de Proyectos de Vías Terrestres el 14 de mayo de 1969
7. Olert, L. y Duvall, W.I., "Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock, John Wiley & Sons, Inc. (1967)
8. Raphael, J.M., "Properties of plaster-celite mixtures for models". Symposium on Concrete Dams Models, Laboratorio Naz. de Engenharia Civil, Lisboa (oct 1963)
9. Stratton, J.L. y da Costa, J.P., "Methods and Materials for the study of the weight stresses in dams by means of models", RILEM, Boletín No. 10 (1961)

aluminio (*) es hasta ahora el metal que más se ha usado en este tipo de reacciones, con excelentes resultados y se aplica introduciendo en el terreno barras que se hacen funcionar como ánodos, utilizando como cátodos barras o tubos de cualquier otro metal (hierro o cobre generalmente); los cátodos no sufren corrosión importante y son recuperables. En México se está estudiando en la actualidad los efectos del tratamiento eléctrico sobre pilotes de hierro tubular y estructural. Las observaciones realizadas hasta ahora en pruebas de extracción de electrodos positivos permiten asegurar importantes incrementos de la adherencia, tanto por el efecto de los iones de hierro sobre las propiedades de la arcilla, como por la desecación de ésta alrededor del pilote.

C) HINCADO DE CILINDROS DE PARED DELGADA

En un estudio realizado recientemente sobre los problemas a que dará lugar la construcción de un túnel de 3.5 m de diámetro interior, a profundidades de 15 a 20 m, a través de los depósitos lacustres de arcilla blanda de la Ciudad de México, apareció el problema de la construcción de lumbreras de acceso cuyo diámetro interior se proyecta del orden de 8 m. Dadas las características de baja resistencia al corte y de expansividad de las arcillas del Valle, se llegó a la conclusión de que la solución más adecuada sería la de hincar un cilindro de concreto, haciéndolo bajar por su propio peso y excavando en el fondo, sin abatir el nivel del agua dentro del cilindro, con objeto de contrarrestar la falla por el fondo. De acuerdo con los estudios realizados se previó que la adherencia entre concreto y suelo será, por lo menos, de 2 ton/m² de área periferal del cilindro; esto implica que la pared del cilindro debería tener un espesor no menor de 1.25 m, si se deseaba parantizar el peso suficiente para vencer la adherencia. Se pensó

entonces en la forma de disminuir la adherencia, recurriendo a la "electrósmosis", con el fin de reducir el espesor de la pared, ya que, por razones estructurales no se requieren más de 25 cm, para soportar las presiones laterales hasta una profundidad de 20 m. Se realizaron entonces pruebas de extracción de un tubo de hierro de 13 m de longitud y 8.9 cm de diámetro exterior, que se había hincado previamente y dejado reposar por un lapso de 15 días. Se ejecutaron varias pruebas a diferentes intervalos de tiempo, sin tratamiento alguno. Enseguida se aplicó una corriente eléctrica, haciendo funcionar al tubo como cátodo y empleando como ánodos dos varillas de acero con la misma longitud que el tubo, hincadas a 2 m de distancia a ambos lados de éste. Bajo un potencial de 40 volts, la corriente se aplicó durante periodos sucesivos de 5, 10 y 15 minutos, suspendiendo en cada uno de ellos la corriente inmediatamente antes de realizar la prueba de extracción. Finalmente, se llevó a cabo una última prueba extrayendo el tubo mientras la corriente estaba actuando, después de 5 minutos. La Figura 9 ilustra las variaciones de la adherencia a través del tiempo y en ella puede observarse que ésta disminuye notablemente con la corriente eléctrica, pasando de valores máximos de 3 tons/m², sin tratamiento, a 0.1 ton/m², después de 5 minutos de tratamiento. Este fenómeno es una consecuencia de la acumulación de agua alrededor del cátodo. De tales resultados experimentales se concluyó que la pared del cilindro tendrá un espesor de 25 cm y estará provista de una camisa exterior de lámina de hierro, Núm. 14 ó 16, que servirá simultáneamente de cinta y cátodo. En su etapa final el cilindro tendrá, en su extremo inferior, una tapa de concreto colada bajo el agua. Pero, al retirar el agua del interior para iniciar los trabajos dentro de la lumbrera, se presentará el problema de la tendencia del cilindro a subir a consecuencia del efecto de flotación. Tal tendencia deberá ser resistida por la adherencia entre lámina y suelo. Nuevamente entrará en acción la corriente eléctrica, pero ahora cambiando la polaridad; es decir, haciendo funcionar a la camisa exterior de lámina como ánodo, con lo cual se conseguirá aumentar la adherencia.

(*) Lea Casagrande.- *Electroosmotic Stabilization of Soils*; citado en la página 4.

(32)

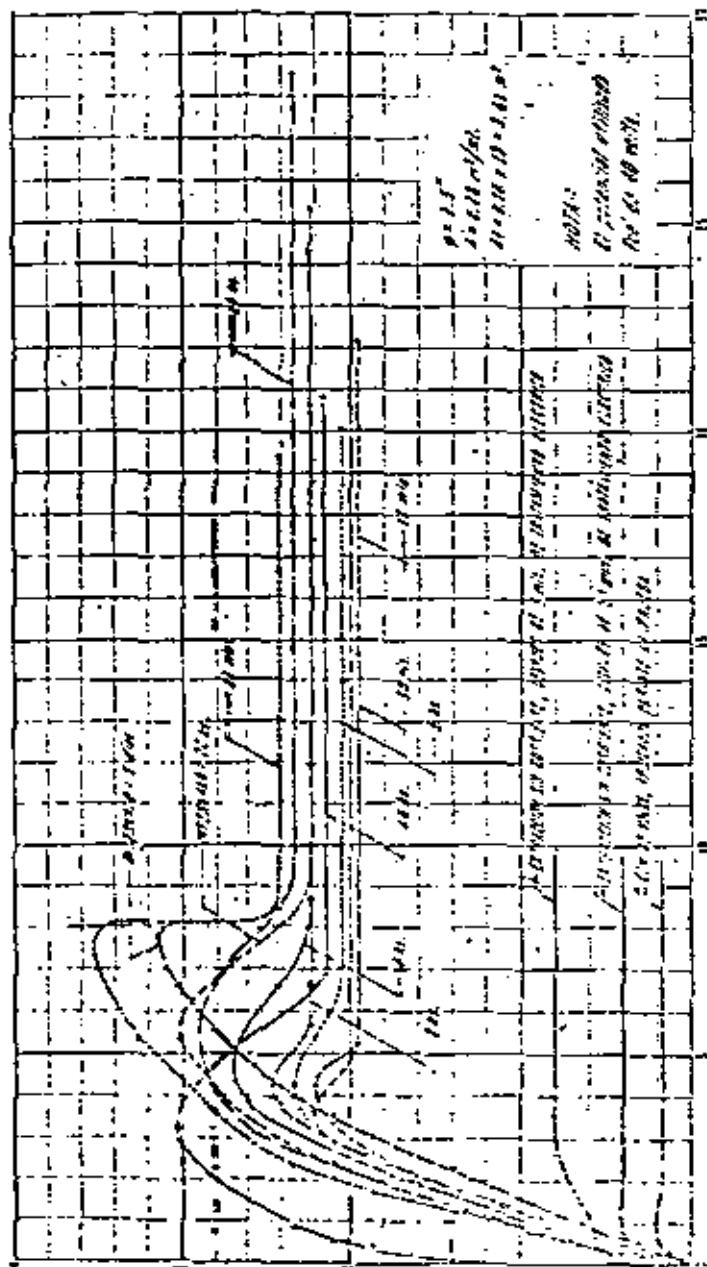


Fig. 9.- Prueba de extracción. Túneles La Raza

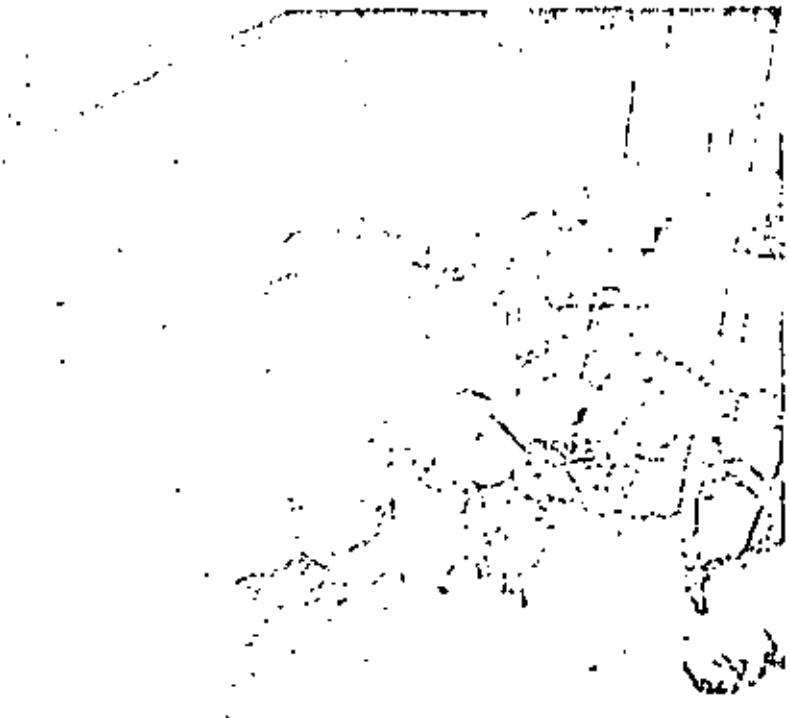
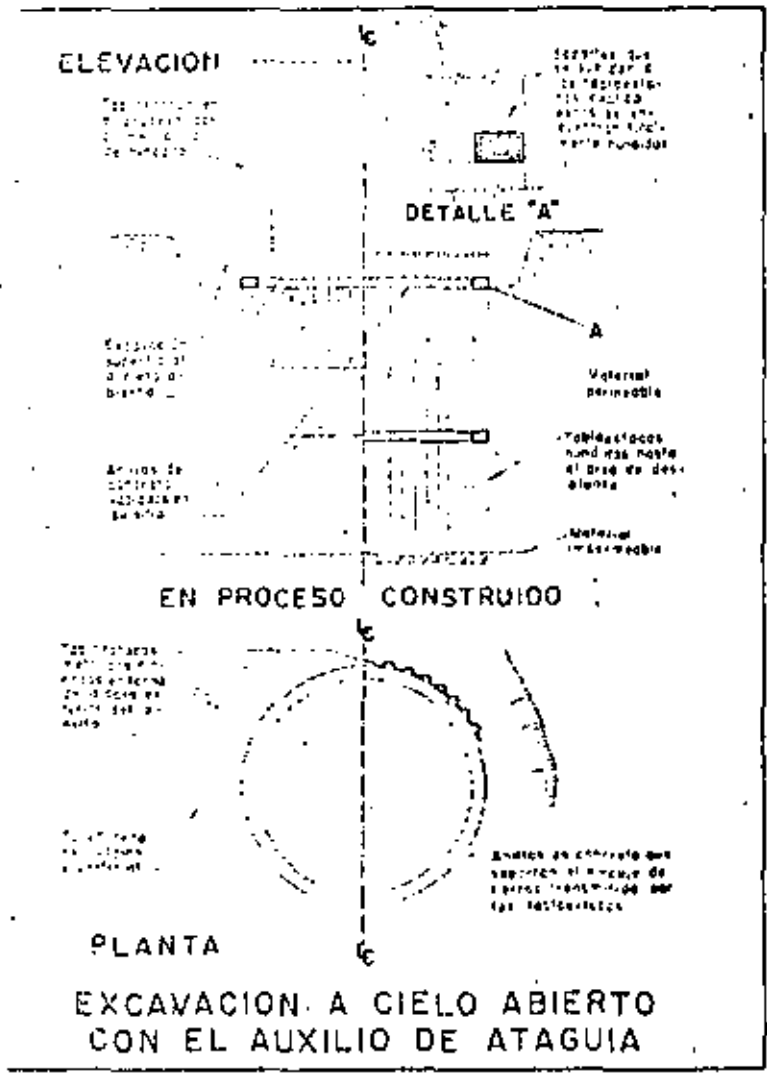
Esta misma idea se podrá extender a la construcción de pilas de cimentación de gran diámetro, en las que el hincado, ya sea a presión o por su propio peso, dependiendo del diámetro, se facilite haciendo disminuir la adherencia con corriente eléctrica; invirtiendo la polaridad, después de instalada la pila, ocurre el fenómeno contrario.

CONCLUSION

La energía eléctrica aplicada a los suelos finos, blandos y saturados facilita la ejecución de excavaciones profundas abatiendo con rapidez el nivel freático, eliminando las fuerzas de filtración que son desfavorables para la estabilidad y creando en la zona afectada por el fenómeno electrosmótico un estado de tensiones en el agua del suelo. Estos tres factores favorecen la estabilidad de los taludes de las excavaciones y permiten ejercer un control sobre la magnitud de las expansiones del fondo.

Los fenómenos electro-químicos y la desecación que ocurren alrededor de los ápodos tienen aplicación en el endurecimiento químico de los suelos blandos y en el mejoramiento de la capacidad de carga de pilotes de fricción.

La acumulación de agua que resulta alrededor del cátodo produce una considerable disminución de la adherencia, lo cual facilita el hincado de cilindros o pilas bajo su propio peso y permite emplear espesores de la pared del cilindro relativamente delgados.



Una variante de las excavaciones a cielo abierto, que se muestra en los grabados de esta página, se presenta con el empleo de tablaestacas metálicas. Estas tablaestacas, una vez hundidas en el terreno, necesariamente tiene que ser blando, deben llegar a un manto impermeable, que normalmente es el propio suelo de desplante. De lo contrario, toda el agua del subsuelo entraría por la parte inferior de la ataguía, cuyas reducidas dimensiones no permiten alojar un considerable número de bombas, y menos aún si éstas son de gran diámetro.

Por otra parte, debe contarse con un contravento interior, para que el empuje de tierras no doble las tablaestacas hacia el interior de la excavación, al ir efectuándola.

En casos como el que se describe, se ha dispuesto este procedimiento en la siguiente forma:

Sobre el terreno natural convenientemente nivelado, se construye un anillo de concreto reforzado de sección rectangular y de ≈ 10 m de diámetro, dotado de soportes de varilla o solera en su cara superior, cuyo objeto se indicará más adelante.

Las tablaestacas se hincan en varios ciclos en torno del anillo de concreto, mediante una daga dotada de pulso y martillo de gravedad o de vapor; o bien con una piloteadora de madera construida en el lugar.

Se hincan sucesivamente unos dos metros, procurando que las primeras tablaestacas conserven la verticalidad, talo que unas engargolan con otras.

Una vez logrado el cierre del primer ciclo de hincado se continúa con los siguientes, hasta agotar la longitud de las tablaestacas.

Estas deben contar con un largo tal, que libre el espesor de la excavación. En su defecto, puede combinarse una excavación inicial a cielo abierto con este procedimiento.

Terminado el hincado del tablaestacado, el anillo de concreto primeramente construido se suelda a las tablaestacas, mediante los soportes metálicos de los anillos a que se aludió anteriormente.

Se procede a continuación a extraer material dentro del área del tablaestacado, hasta una profundidad que varía en función del momento resistente de las tablaestacas y del empuje de tierras. En ese nivel se suelda un segundo anillo de concreto reforzado, que se suspende de las tablaestacas de la manera antes descrita; prosiguiendo con igual sistema hasta llegar al piso de desplante.

Las filtraciones dentro de la ataguía son mínimas si el hincado de las tablaestacas es correcto, y las fallas aisladas se emmendan calafateando las aberturas.

Una vez desplantado y construido el apoyo en el interior de la ataguía, sin obstáculos de contravento, dado que los anillos de concreto dejan totalmente libre el área de la excavación, se procede a rellenarla.

Al llegar con el relleno al nivel del primer anillo de concreto (contando de abajo arriba), se cortan las barras de suspensión, y se fractura el concreto a fin de que el anillo deje de aprisionar a las tablaestacas con el terreno; con lo cual es factible extraerlas.

Se repite el mismo procedimiento en los demás anillos, hasta llegar a la parte superior del tablaestacado, y mediante un extractor neumático (martillo de hincado de acción inversa), suspendido de una grúa, se procede al rescate de las tablaestacas. Estas pueden salir de 30 a 40 por día, o simplemente de 3 a 4; por lo que debe hacerse un estudio económico durante esta operación de rescate, a fin de determinar la conveniencia de perder tal o cual número de las mismas.

Por lo descrito, se refiere que este procedimiento es, en sí, también costoso, por lo que su empleo está condicionado, como el anterior, a casos particulares.

El haber empleado este procedimiento en el caso a que se refieren estas notas, obedeció a la proximidad de un puente provisional que debía conservarse en servicio, por lo que los taholes de una excavación a cielo abierto hubieran provocado desperfectos de consideración en dicho puente.

CIMENTACION CON CILINDROS ABIERTOS

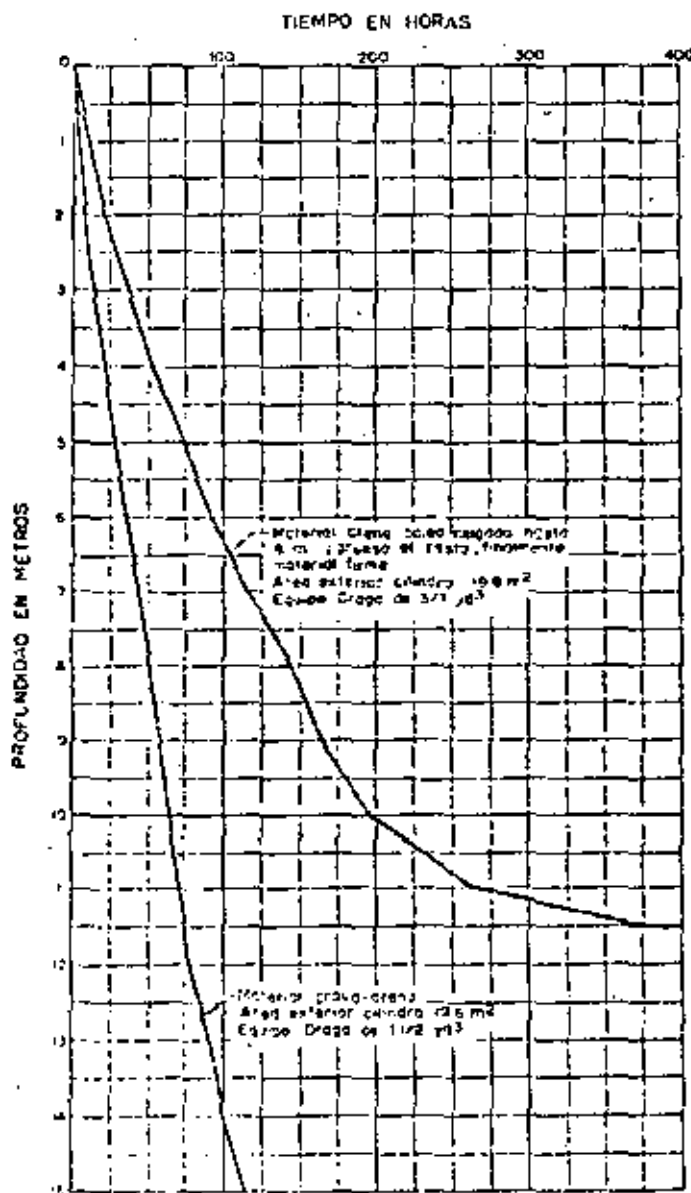
(14)

Este sistema de cimentación, en el que se emplean cilindros abiertos de concreto reforzado de pared gruesa, está basado en los llamados pozos indios, procedimiento muy antiguo, ideado para la construcción de pozos de agua, y que aún se emplea en la actualidad.

Los grabados de la página anterior ilustran el caso más simple, cuando la draga puede transitar dentro del cauce, por estar el mismo sin agua debido al estiaje. El procedimiento es el siguiente:

Sobre la superficie donde se va a cimentar el apoyo se nivela una plataforma de trabajo, y en ella se instala una cuchilla cortadora de acero estructural, la cual constituye el borde de ataque. (Véanse los grabados 33-21 y 34-21). Dentro de la cuchilla se arma el fierro de refuerzo del cilindro, continuando el armado según

GRAFICA DE HUNDIMIENTOS-TIEMPO





progresar la construcción del cilindro; y una vez colocados los forros de madera o acero que moldean las superficies interior y exterior del cilindro, se procede a su colado.

Ya endurecido el concreto, el cucharón de almeja de la draga excava en el interior del cilindro, que se hunde por su peso y la falta de apoyo. (véanse los grabados 37-21, 38-21 y 39-21); cuando el borde superior de la sección colada se encuentra prácticamente al nivel del terreno, se construye un nuevo tramo, y se continúa con tal proceso hasta que dicho cilindro llegue a la profundidad prevista para su cimentación, de acuerdo con las consideraciones técnicas al respecto.

El primer tramo del cilindro presenta una sección tronco-cónica en su interior para alojar una losa denominada tapón inferior, y que no requiere refuerzo debido a su gran peralte y poco claro.

Como regularmente hay agua en el interior de los cilindros/aun en cauces aparentemente secos, por la presencia de corriente subterráneas, se precisa colar dicha losa bajo agua.

Generalmente, como se ilustra en el grabado N° 43-23, se emplea para ello un bote de fondo móvil cuya tapa inferior, cuando está cargado de concreto, va sujeta por uno de los cables de la draga, y así el concreto, al llegar a su sitio de vaciado, escurre por gravedad al soltar este cable y operar el segundo de los cables de la draga, conectado a la parte superior del bote. El revenimiento especificado para estos concretos es del orden de los 15 cm.

Cuando por sondeos y control de revolturas, se deduce que el nivel del concreto ha llegado al borde superior del tapón, se suspende el colado, excepto cuando, por indicaciones de proyecto o por desperfectos que haya sufrido el cilindro durante su hincado, se haga necesario continuar con el colado hasta el nivel del tapón superior. En estos casos, y siempre que sea posible, es conveniente (puede haber filtraciones fuertes de agua en las paredes agrietadas) vaciar el agua del interior del cilindro después de colado el tapón inferior, y rellenar trabajando en seco.

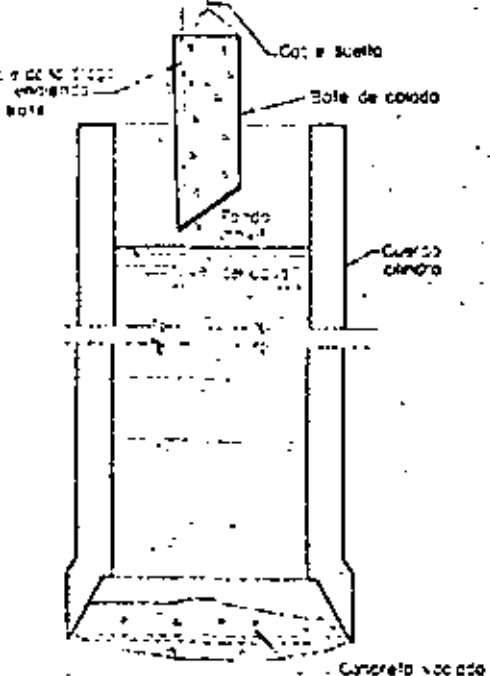
Las fracturas en los cilindros pueden ser ocasionadas por el empleo de explosivos, en el fondo de la excavación, ya que el efecto de éstos desaloja el agua hacia arriba, y al recuperar su nivel se produce un efecto de golpe de ariete.

Otro procedimiento para colar bajo agua es el que se describe en la página N° 35, y puede calificarse como el más adecuado debido a que el concreto vaciado, salvo el inyectado inicialmente, no tiene contacto con el agua.

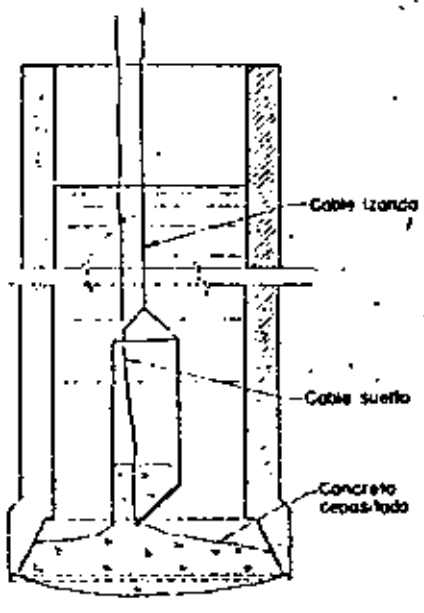
Después de colado el tapón inferior y si se considera procedente, una vez que el concreto ha adquirido suficiente resistencia, se efectúa su inspección *in situ*, para lo cual se extrae el agua del interior del cilindro por cada bomba de pozo profundo o un bote de colado dotado de una válvula para admisión y expulsión de agua; para esta última operación se hace necesario izar la válvula tal como se ilustra en una de las figuras del grabado N° 43-23.



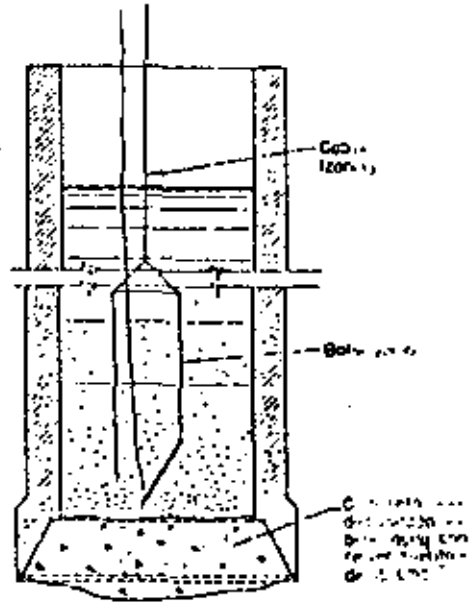
44-23



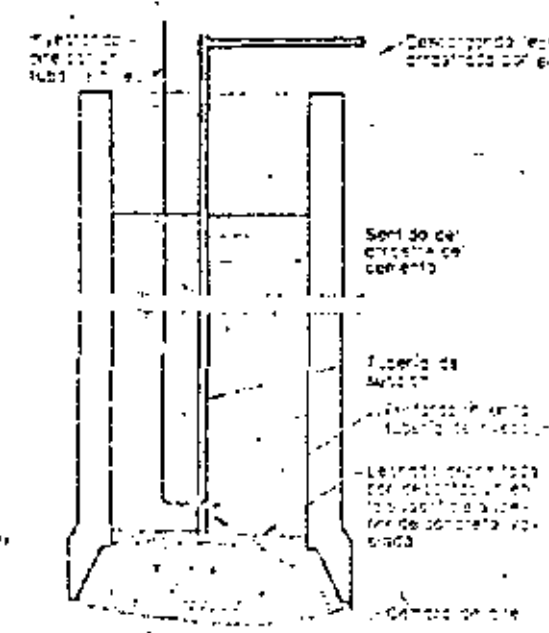
INTRODUCIENDO BOTE DE COLADO



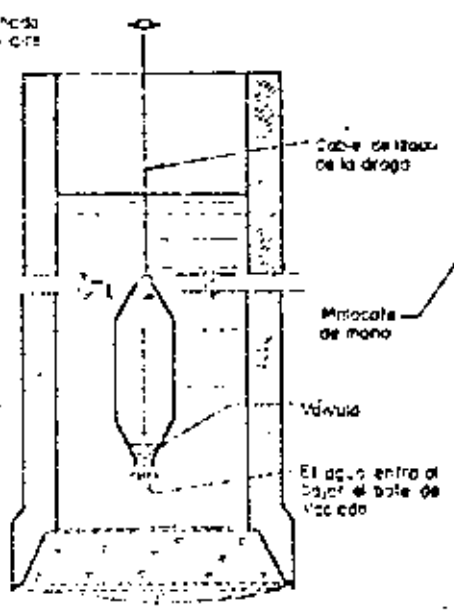
VACIANDO MEZCLA EN EL TAPON INFERIOR



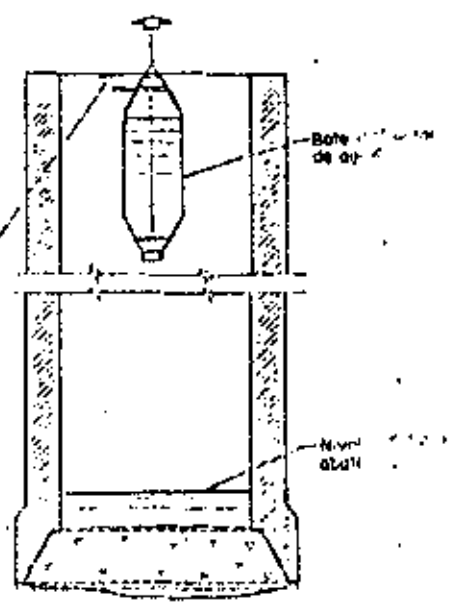
TAPON INFERIOR CONSTRUIDO



RAZANDO LA LECHADA DEPOSITADA



EXTRAYENDO EL AGUA DEL INTERIOR DEL CILINDRO



TAPON POR INSPECCIONAR

PROCEDIMIENTO DE COLADO BAJO AGUA CON BOTE DE FONDO MOVIL

Como durante el colado se lava parcialmente el concreto, el agua se enturbia y, al decantarse, el cemento se precipita formando una gruesa capa sobre el concreto vaciado, la cual es preciso retirar para fines de inspección; si se cuenta con una compresora tal operación se simplifica, empleando —horas después del colado— el dispositivo que se ilustra en el grabado a que se hizo mención en el párrafo anterior.

Finalmente, sobre el borte superior del cuerpo del cilindro se cuela y apoya una losa superior circular de concreto reforzado, en la cual se desplantará el apoyo por construir. Si la infraestructura del apoyo la integran dos cilindros, el tapón superior conectará a ambos.

Como este tapón se cuela generalmente abajo del nivel de aguas mínimas, por razones de estética el cuerpo del cilindro se prolonga en una longitud igual al peralte del tapón superior, con un espesor de 20 cm a manera de ademe, como se ve en la fotografía de esta página.

Para evitar el empleo de una obra falsa suspendida no recuperable, en la construcción del tapón superior, es usual rellenar el interior del cilindro con arena u otro material, mediante una draga.

Las gráficas que aparecen en el grabado N° 40-22, dan idea del rendimiento de hincado logrado en distintos suelos y en condiciones normales. Cuando existen obstáculos en la trayectoria de hincado, en el empotramiento del cilindro en un manto duro o por la presencia de aguas superficiales permanentes, no se pueden predecir ni generalizar los rendimientos, siendo éstos del orden promedio de 3 meses por cilindro, llegando en ocasiones a 1.5 años.

A continuación se expone una serie de casos especiales que se han resuelto en el hincado de cilindros en diferentes puentes, siendo de considerarse como representativos.

HINCAIDO DE CILINDRO SOBRE TERRAPLENES DENTRO DEL AGUA

En el grabado N° 41-22, se puede observar un terraplén construido dentro de un cauce de 3 m de tirante, y de aguas tranquilas en época de estiaje, lo que permitió considerar económica y viable esta solución. El terraplén fue ampliado en su extremo a fin de alojar dos cilindros y sus elementos de trabajo; fue construido con material arcilloso y protegido con un tablastacado de madera rolliza en las partes expuestas a la erosión producida por la corriente, que aumentó al reducirse la sección hidráulica del cauce.

Este procedimiento resultó ser sumamente económico y eficaz al trabajar con moldes recuperables, por lo que los trabajos de estructuración se limitaron únicamente a la fabricación de las cuchillas.

En algunos casos el sistema de construcción seguido en el hincado de cilindros, dentro de un cauce de aguas permanentes, ha sido el siguiente (véase grabado de esta página):

Un chalán de 21.5 m x 5.7 m x 1.2 m se acondiciona con dos salientes de 2.5 m x 0.5 m, en cuyos extremos se instalan dos columnas tubulares de 8" Ø, y 5 m de altura, y en la parte superior de éstas una vigueta I de 15", de sección pesada, de la cual se agarra un diferencial (1), para botar y suspender la sección inferior, o cuchilla del cilindro (2) (3).

El resto de la superficie del chalán, una vez botada dicha sección, se aprovecha para estibar los forros metálicos (4) e instalar soldadoras y demás equipo, para luego continuar con la estructuración de las partes faltantes del propio cilindro.

De sus forros interiores se sujeta el cilindro al diferencial (1), a fin de continuar armando tanto éstos como el fierro de refuerzo y los forros exteriores.

Cuando el cilindro alcanza una altura de 4.0 m se procede a lastrarlo con concreto, en una altura aproximada de 80 cm, para hacerlo estable, y con objeto de que el borde libre de contacto —para conectar mediante soldadura una nueva sección—, quede al nivel del chalán, y así poder efectuar más fácilmente este trabajo y proseguir con el hundimiento del cilindro.

Se continúa después el lastrado progresivo con concreto, prolongando los forros para que su interior permanezca estanco. Con el cilindro en la posición (5), y después de excavar con la draga el fondo del cauce en el área interior delimitada por el cilindro, se logra un empotramiento de 4 m, dentro del lecho del cauce. El concreto alcanza a sobresalir hasta 2 m, contados del lecho, quedando el resto de las paredes del cilindro completamente vacías.

En esta forma el cilindro, que es considerablemente menos estable que los cajones como el descrito en la página N° 26, queda en condiciones aceptables de seguridad contra el volteamiento.

Si el cilindro se llegase a colar en su totalidad, hasta la superficie del agua, la posición de su centro de gravedad subiría, y con ello también su tendencia a voltearse. Se ha tenido noticia de varios fracasos debidos a esta causa.

Terminada la etapa de construcción antes descrita, el cilindro inmediato, (en caso de que sean dos los que integren la infraestructura del apoyo), se construye en forma idéntica, hasta hundirse 2 m abajo del borde inferior del primer cilindro, por lo que cuenta con una mayor altura de colado, ya que los asentamientos son, en parte, resultado directo del peso de los cilindros.

A continuación se reanuda el hincado del primer cilindro, a la vez que se prolongan los forros metálicos, el fierro de refuerzo, y la altura de colado, hasta que este cilindro haya oídos 4 m, quedando en consecuencia 2 m abajo del segundo cilindro.

El proceso subsecuente es el de continuar, sucesivamente con el procedimiento descrito, hasta que ambos cilindros logren un empotramiento tal, que permita hincar indistintamente, uno u otro cilindro; con esto se hace posible colar sus paredes hasta el nivel del agua, para de ahí continuar colándolas con moldes recuperables.

Puede también construirse un solo cilindro en su totalidad, y a continuación el simétrico.

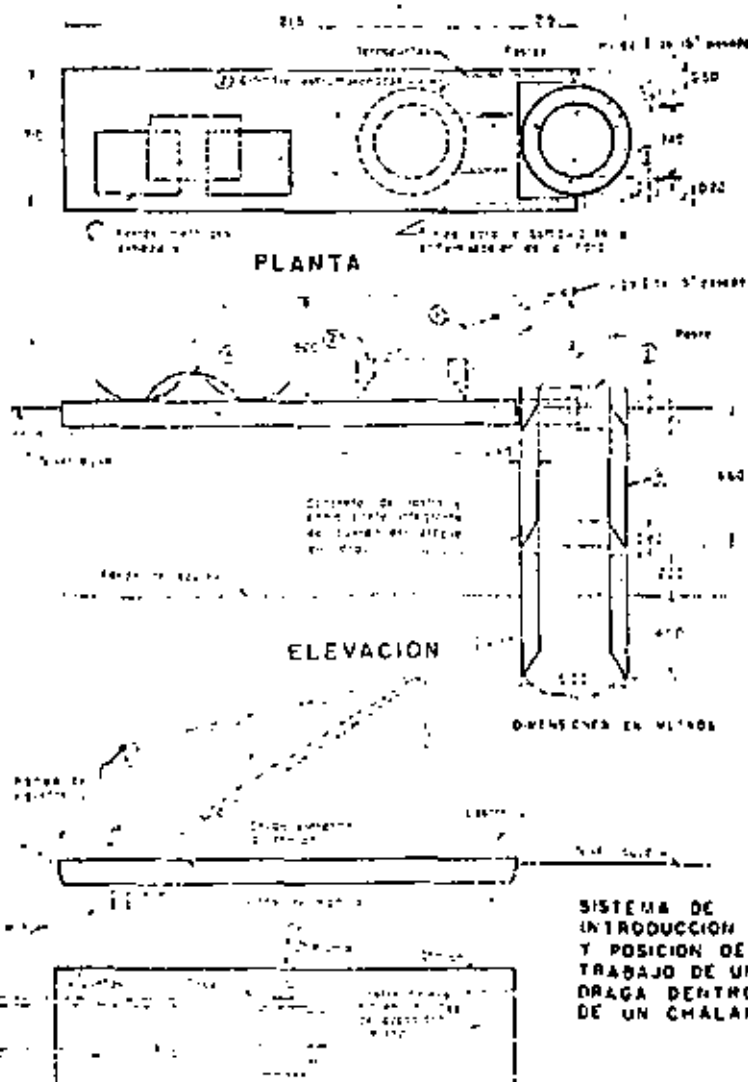
En ocasiones, por razones económicas, es usual proyectar los forros de los cilindros en forma tal, que puedan ser empataados con tornillos, a fin de recuperarlos mediante buzos, una vez que el concreto vertido en los mismos haya obtenido la resistencia requerida para tal objeto. Esta práctica se ha desechado, tanto por

el tiempo perdido en dichas operaciones, como por el hecho de ser preciso colar las paredes de los cilindros en agua, a causa de que las juntas de los forros no llegan a ser herméticas.

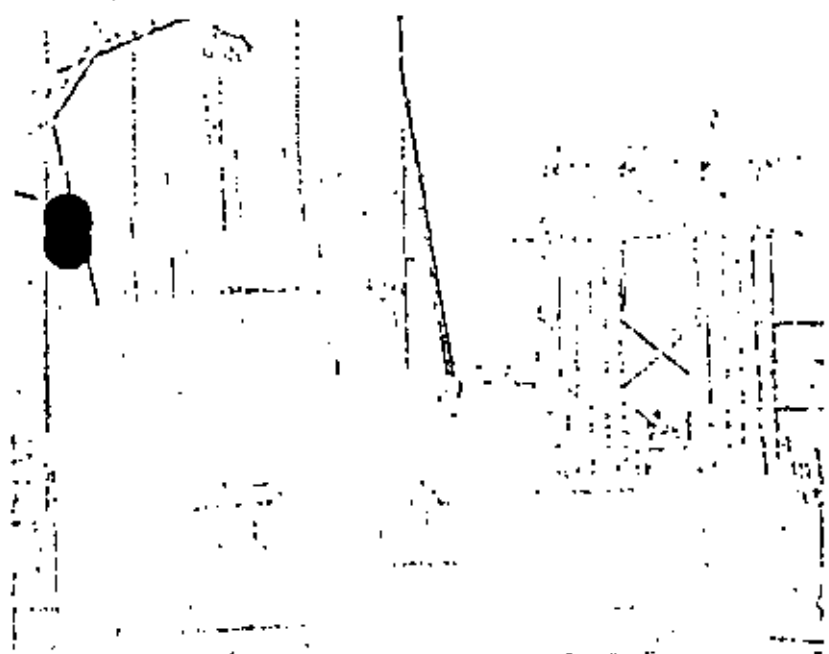
En lo que respecta a las dragas con que se hincan los cilindros, cabe decir que operan sobre chalanes convenientemente lastrados para su mejor estabilidad, ya que, dadas las dimensiones de los chalanes que normalmente se emplean (20 m x 6 m), es poco el peso de la draga con relación a la capacidad de desplazamiento de los chalanes.

El sistema habitual de introducir una draga al chalán, es acercarlo a la margen, apoyándolo en ésta, si ello es posible; se tienden unas viguetas I de corta longitud, entre la margen y el chalán, de manera que la concentración del extremo de aquellas, quede alejada del centro del chalán.

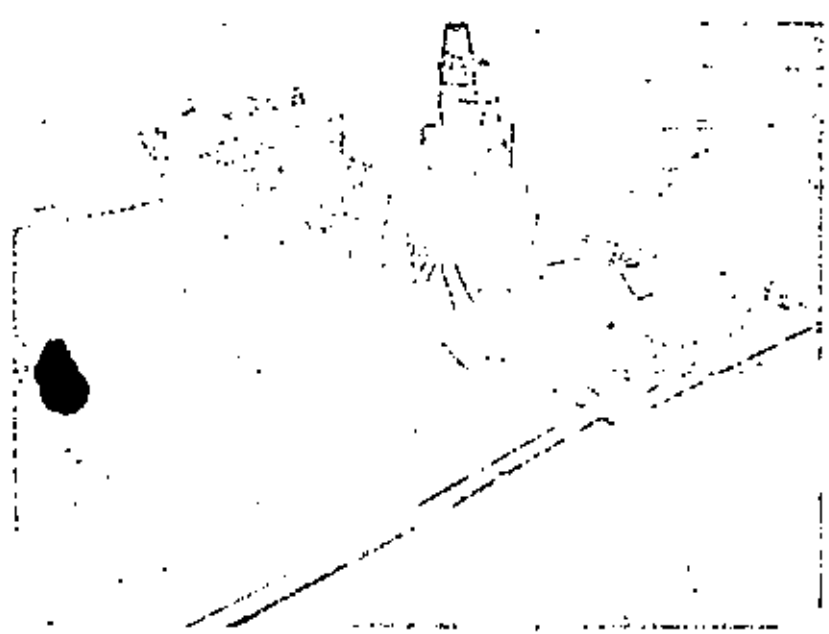
Si las dimensiones del chalán empleado lo hacen necesario, se coloca lastre en el extremo opuesto a la margen; al entrar la draga al chalán, el terreno de la margen (si el chalán apoya sobre ella), o el agua misma, reaccionan hacia arriba, a la vez que el peso del extremo opuesto del chalán y el propio peso del lastre producen un momento estabilizante.



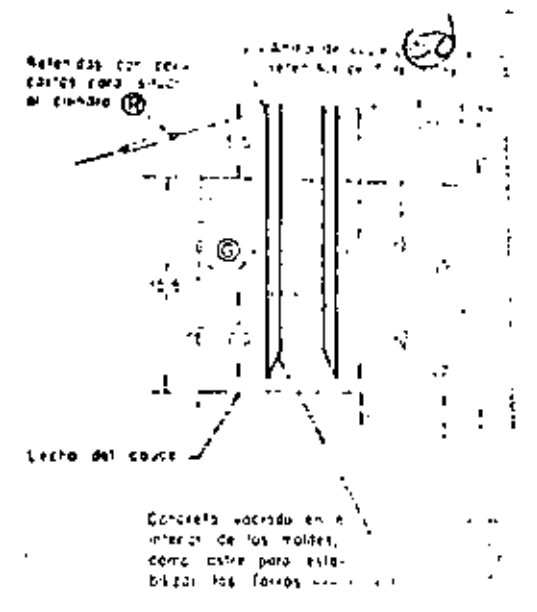
CONSTRUCCION E HINCADO DE UN CILINDRO EN UN CAUCE DE AGUAS PERMANENTES



46-25



47A-25



SECUENCIA D

un cilindro fue arrastrado hacia el mar, por las condiciones de flotabilidad, fue posible volverlo de nuevo con remolcadores a su sitio.

Los forros exteriores de los cilindros serán de 1.80 m y los interiores en dos, teniendo ambos 1.50 m de espesor a ser de 3 m al disponerse de lámina de acero. Las operaciones de fabricación y montaje en un término de 5 días, son las siguientes:

- 1) Montaje de forros metálicos: para los que entran en guías colocadas ex profeso en la se-
- 2) Armado: al hacerlo es preciso tener en cuenta las dimensiones de proyecto del cilindro, a fin de hacer efectivos los moldes.
- 3) Soldadura total y armado del fierro.
- 4) Vaciado del lastre (concreto), para la longitud igual a la trabajada, o lo que sea.

Al efectuar este último paso, si se proyecta un cilindro de 1.80 m, se tendrá que vaciar una altura de 0.75 m, de acuerdo con las siguientes consideraciones:

$$A \times h \times 1 = P, \quad A \times H \times 2.4 = P,$$

$$A \times h \times 1 = A \times H \times 2.4 \quad \therefore H = \frac{h}{2.4}$$

Siendo:
 A = área de la sección transversal de los cilindros.
 h = altura de los forros metálicos que se vaciarán.
 P = peso volumétrico del agua.
 H = altura de concreto que será necesario vaciar para obtener los resultados pretendidos.
 2.4 = peso volumétrico del concreto.

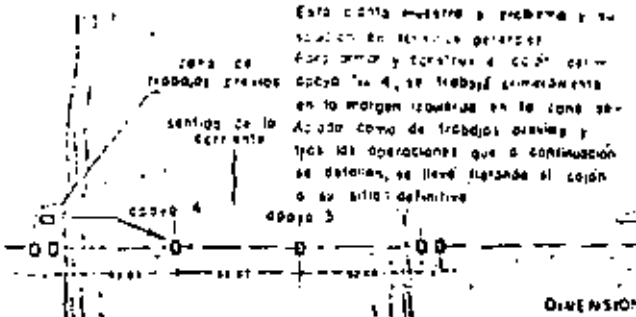
Lo anterior no es rigurosamente exacto, debido a que el peso de los forros metálicos y del acero que los soporta...

Como ampliación de la exposición de la página precedente, se describirá en términos muy generales la ejecución de este proceso de trabajo, en un tramo próximo a la desembocadura de un río en el mar, lo que, por lo mismo, presenta corrientes en ambos sentidos; una de ellas, la más peligrosa, es la que se produce por la baja de la marea, cuando que se calma a la propia del río. Estas condiciones en tiempos de máximas crecientes, dan origen a grandes dificultades, que deben superarse.

La organización es la siguiente: en una plataforma auxiliar de trabajo, próxima al apoyo, se sitúa el equipo de fabricación, consistente en una planta de cuatro o más soldadoras, que se emplean en la fabricación simultánea de los forros metálicos de cuatro cilindros. Para el montaje de estos forros se utiliza una grúa operada por un control, semejante a la que se describe en la página N° 28.

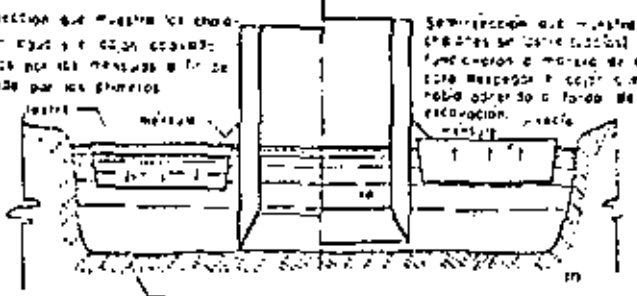
Cada cilindro se sujeta mediante retenidas durante su fabricación. Los corrientes del agua son tan poderosos que, en una ocasión,

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION E HINGADO DE UN CAJON EN EL APOYO 4 DEL PUENTE TUXPAN.



Esta planta muestra el problema y su solución en términos generales. Para armar y concretar el cajón en el apoyo 4, se trabajó primeramente en la margen izquierda en la zona señalada como de trabajos previos y tras las operaciones que a continuación se detallan, se llevó a cabo el cajón a su sitio definitivo.

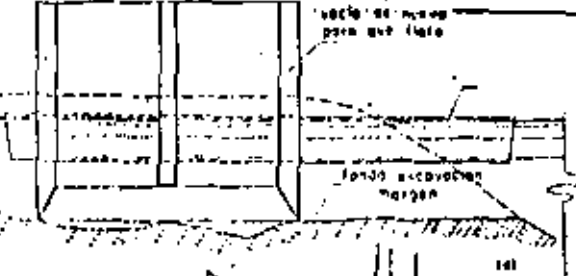
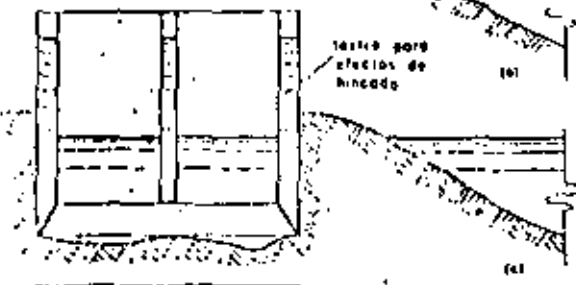
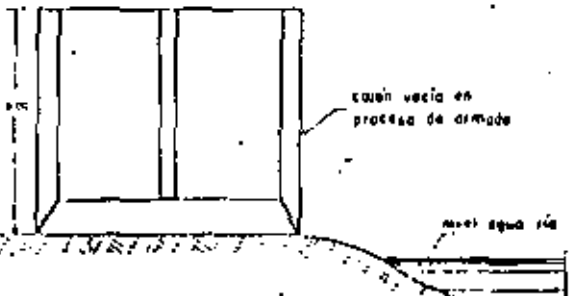
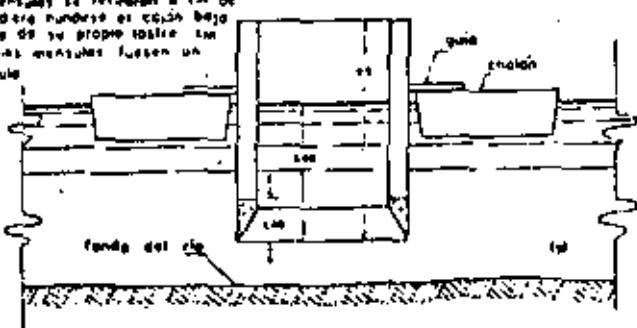
Semi-sección que muestra los canales con el cajón y el cajón colocado en estos por las mensulas a fin de ser usado por los pilotes.



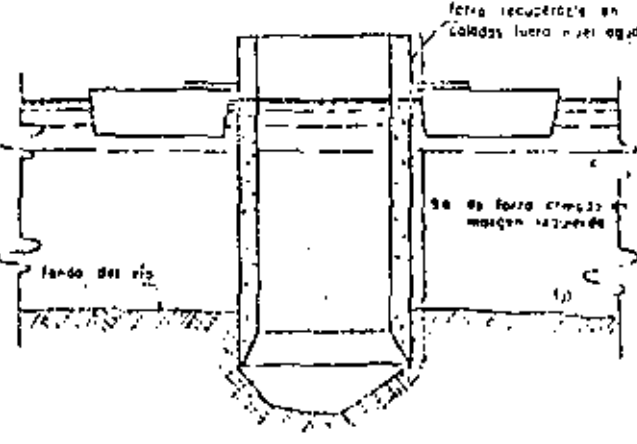
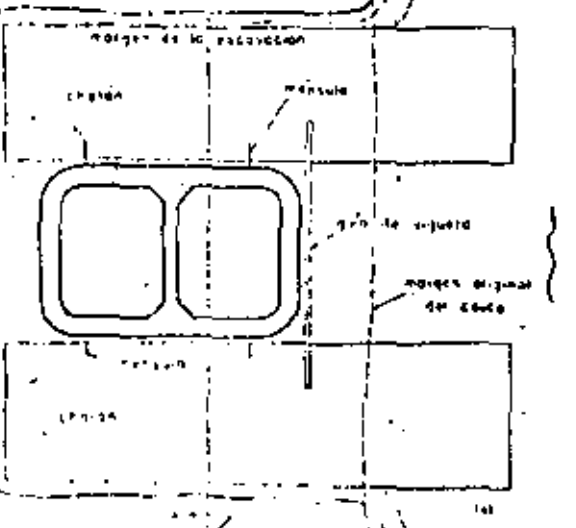
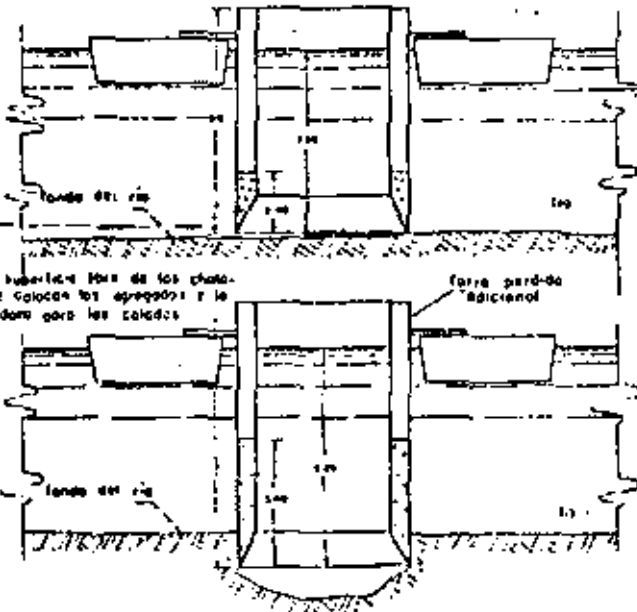
Semi-sección que muestra los canales en la zona señalada de los trabajos previos a fin de que se pueda acceder a fondo de la excavación.

DIMENSIONES EN METROS

Las mensulas se retiraron a fin de que pudieran hundirse el cajón bajo el peso de su propio lastre sin que las mensulas fuesen un obstáculo.



En la superficie superior de los canales, se colocan los agregados y se revocamos para las caladas.



CONSTRUCCION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL APOYO 4 DEL PUENTE TUXPAN

El lugar donde se localizó la pila N° 4 tenía un tirante de 9 a 10 m, y se encuentra dentro del canal de navegación del río; por lo que la velocidad del agua en ese lugar es considerable. Se redujo el tirante a 7.5 m, mediante el depósito del desazolve del río, transportado por una draga de la Secretaría de Marina; habiéndose suspendido tales trabajos debido a que el material era arrastrado por la corriente.

Tal como se muestra en los grabados de esta página, se procedió a construir el cajón, sobre una plataforma nivelada en el lado de aguas abajo de la margen izquierda, a 50 cm del nivel de marea alta, habiéndose armado primeramente la cuchilla cortadora, y sobre ésta se soldó el forro interior. Se colocó el fierro de refuerzo y escántillones de acero y concreto para recibir el forro exterior de los moldes metálicos del cajón, mismos que servirían posteriormente para resistir las presiones exteriores del agua a que estarían sujetos los forros estancos, así como los empujes del concreto.

Habiéndose construido los moldes metálicos del cajón hasta una altura de 9 m, se llenaron de agua, tanto para comprobar la impermeabilidad de los mismos, como para que mediante este lastre pudiese ser hincado el cajón en la plataforma de trabajo hasta una profundidad de 6 m, tal como se observa en la secuencia gráfica de esta página.

Una vez hincado en la forma que se indica, se excavó en la parte exterior para permitir la entrada de dos chalanes: uno de 200 y otro de 300 ton de capacidad, a fin de transportarlo a su sitio de hincado. La fuerte adherencia de la cuchilla del cajón en el terreno, impidió que los moldes flotaran, no obstante que se les extrajo el agua que había servido de lastre para su hincado.

Para despegarlo del fondo, los chalanes se lastraron con agua, y se le solidarón al cajón unas ménsulas, con objeto de apoyarlo sobre los chalanes que, al ser deslastrados trabajaron como dos grandes gatos, levantando la estructura metálica del cajón, después de varias tentativas. Como la aplicación de la reacción del peso del cajón se concentró en la orilla de los chalanes, estos tendían a esparcarse. Se pensó en colocar unos puntales en el borde opuesto de los chalanes; no habiendo sido necesaria esta medida, ya que los moldes pudieron desprenderse del fondo, sin necesidad de esto.

Sosteniendo el cajón en dicha forma, y con un calado de 4 m, se sacó del lugar en que se encontraba y se transportó dentro del río donde el calado era mayor; habiéndose colado en estas condiciones el cuerpo del cajón hasta una altura de 1.4 m, aumentando con ello su calado a 5.6 m; lográndose así mejorar su estabilidad, ya que originalmente el centro de gravedad se encontraba arriba del centro de carena. Antes de este colado se quitaron las ménsulas que se habían solidado al cajón, y se colocaron unas viguetas entre los chalanes, para formar un cerco alrededor del cajón a fin de impedir su volteamiento.

El colado anterior y todos los subsecuentes, se efectuaron cargando los materiales y las máquinas sobre los chalanes que sostenían el cajón.

Las revolventoras vaciaban directamente en las ventanas laterales abiertas en la pared de la lámina, las cuales se tapaban conforme el cajón bajaba; evitándose así la entrada de agua dentro de los forros estancos. En el interior el concreto era distribuido por medio de trompas de elefante y canales.

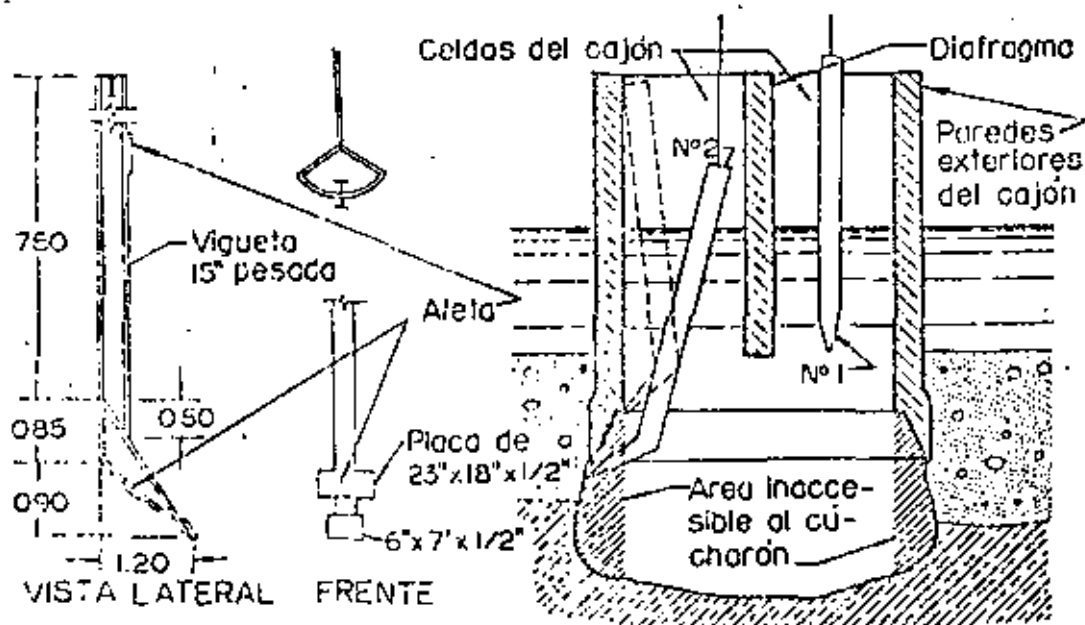
Después del colado inicial, los chalanes remolcados llevaron el cajón a su sitio definitivo, donde se aumentó la altura del colado a 2.0 m, con lo cual el filo de la cuchilla tocó fondo. Se anclaron los chalanes con cables, para precisar la posición definitiva del cajón, y se coló hasta una altura de 3 m, con lo cual el calado en marea baja fue de 7.7 m.

A partir de ahí se colaba e hincaba el cajón alternadamente, cuidando que la altura del concreto no subiese demasiado, sin antes lograr un empotramiento que garantizase la estabilidad del cajón. (Con 3.85 m de altura de colado, el calado fue de 8 m. Con 5.4, de 9.2. Con 8.4 de 10.3. Con 9.4 de 10.5 y a 11.0 m de colado, igual altura sumergida y un empotramiento de 3.5 m). Tal procedimiento obligó a ir prolongando los moldes hasta librar el tirante, y lograr el empotramiento necesario para garantizar las condiciones de seguridad a que se hizo referencia; siendo así factible continuar la construcción del cajón sin perder moldes.

El hincado se efectuó con una draga montada en un chalán, la cual operaba un cucharón de almeja mientras se trabajó en material suave. Al llegar al material compacto, se emplearon dos tipos de ariete: el primero era una vigueta pesada, con punta, para abrir caja fracturando el material compacto dentro del área accesible del cajón, delimitada por sus paramentos interiores. El material así atacado era extraído con el cucharón de almeja.

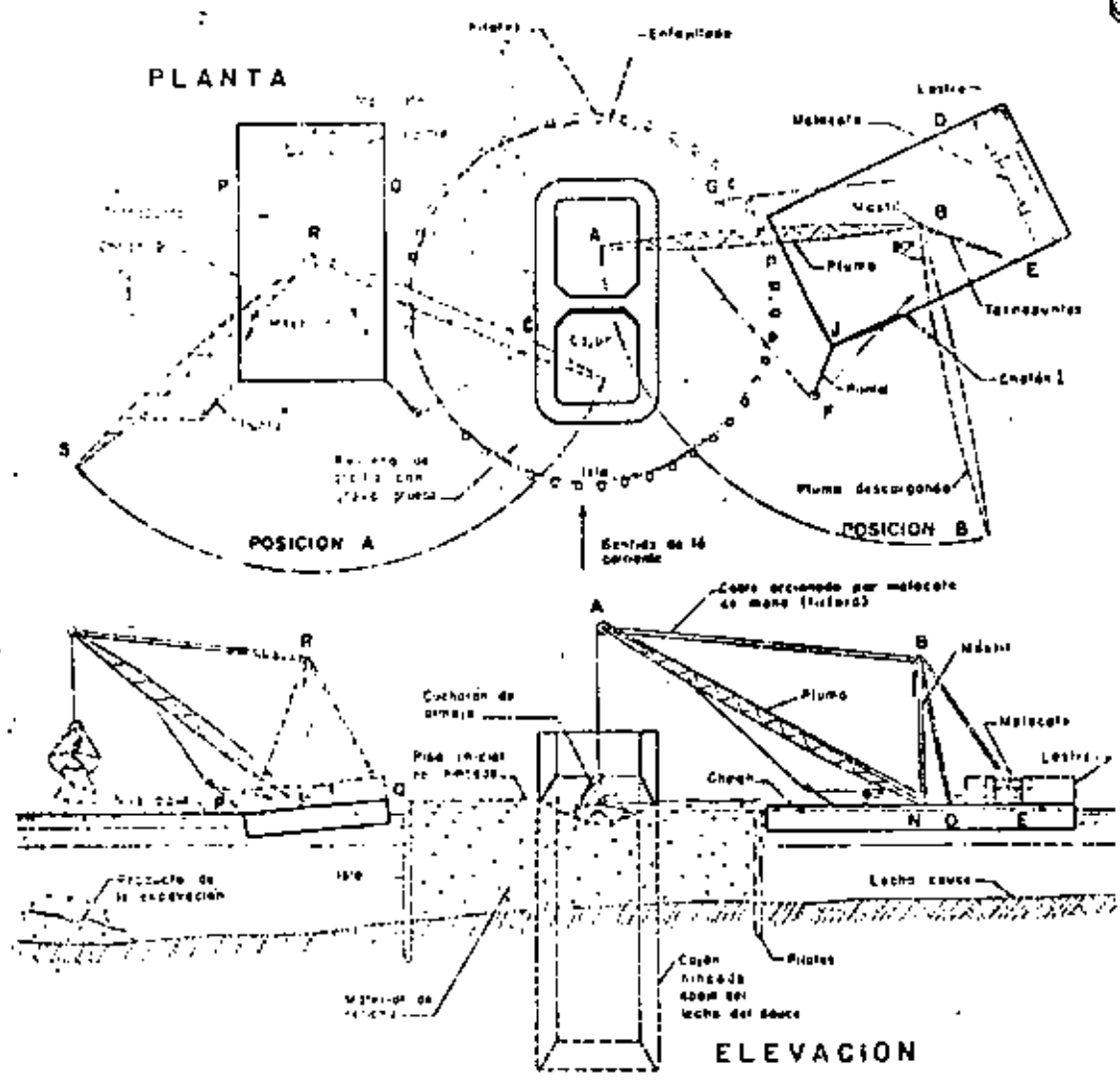
El otro tipo de ariete estuvo constituido por una vigueta de 15" pesada, de ocho metros de longitud, con una sección doblada siguiendo el perfil inclinado de la cuchilla del cajón, dotada aquella de una lámina que hacía que el empuje hidráulico de abajo hacia arriba la introdujera bajo la cuchilla; tal como se indica en el grabado inferior. Con este sistema se atacó fácilmente el área inaccesible al cucharón de almeja.

Una vez que el cajón llegó al nivel y piso especificados, se vació el tapón inferior con cubeta, como se indica en la página 23; habiéndose rellenado el resto del interior del cajón con arena, a fin de evitar la construcción de los moldes del piso del tapón superior.



DETALLE DE LOS "ARIETES"

DIMENSIONES EN METROS



PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION
E HINCADO DE UN CAJON SOBRE UNA
"ISLA" EN LA PILA N° 3 DEL PUENTE TUXPAN

53-28

Un ejemplo representativo de las islas parcialmente confinadas para hincado de cilindros o cajones, es el sistema que se siguió en la construcción de la infraestructura del apoyo N° 3 del puente de Tuxpan. (Véase grabado de esta página).

En el sitio de este apoyo el tirante del río es del orden de los cinco metros, en una sección de baja velocidad; por lo que se procedió a rellenar con grava y arcilla un cerco de pilotes de troncos de palmera que, espaciados a sesenta centímetros, se hincaron en el perímetro de un círculo de 15 metros de diámetro, con centro en la intersección de los ejes de apoyo. Estos troncos se ligaron con un enfajillado de ramas que impedian la salida del material, y se rodearon así mismo mediante cinchos de varilla para sostener el empuje del relleno antes mencionado.

La cuchilla cortadora del cajón se armó y soldó en la orilla del río, en la margen derecha, y se llevó flotando a la isla aprovechando la marea alta. Al bajar la marea, cuya variación es de unos ochenta centímetros, la cuchilla quedó colocada en su lugar correcto, lastrándose para evitar que al subir flotara nuevamente.

No se armó directamente la cuchilla sobre el islote, ya que el arrastre del agua obligó a que el nivel del mismo correspondiese al de la marca mínima.

Después de armada la cuchilla y el fierro de refuerzo correspondiente, se vació concreto en la misma, y una vez prolongado el cuerpo del cajón con moldes recuperables, se procedió a su hincado.

Este se efectuó con un equipo acondicionado, cuyas características y funcionamiento se describen a continuación:

Sobre el chalán (1) (iguales consideraciones para el chalán 2), se instaló un mástil BN, el cual fue contraventado por las tornapuntas BD y BE, apoyando en la base de éste la pluma AN. Tanto en la parte inferior, como en la superior, este mástil puede girar arrastrando en su giro a la pluma AN.

El ángulo de abertura entre la pluma y el mástil, se controla con un polipasto AB que se opera con un malacate de mano tipo *tirford*, que se ancla al propio mástil, ya que esta abertura permanece fija durante los trabajos de hincado; siendo el ángulo de inclinación de la pluma 60°, respecto de la horizontal.

El cucharón de almeja funciona con los dos cables de un malacate de dos tambores, los cuales están colocados a lo largo de la pluma AN. Una vez que el cucharón ha extraído material del fondo del cilindro, la pluma AN gira un ángulo de 90°, para tirar el producto de la excavación sobre la superficie del agua; operación que se efectúa jalando la pluma AN con un cable de manila que, agarrándola, pasa por una polea situada en el extremo del puntal FI; para de allí pasar al tambor de retorno del malacate, con lo cual la pluma gira y tira el material extraído.

Para volver la pluma a su posición de trabajo, se opera el cable simétrico en forma semejante.

El chalán (2) se dibujó intencionalmente en una posición inadecuada de trabajo, a fin de hacer más objetiva la forma de cómo se inclina el chalán al tirar el producto de la excavación, a causa de la excentricidad de la carga. El personal que opera este equipo debe ser, por consiguiente, sumamente diestro.

Las experiencias de hincado en este apoyo fueron las siguientes:

Durante los primeros metros de hincado, el cajón sufrió fuertes desplomes, causados por la diferente compacidad del material de relleno de la isla, los cuales eran corregidos excavando en el lado opuesto, a la vez que el cajón reteníase con el tirón de un polipasto accionado por un malacate debidamente anclado.

Parte de los hundimientos del cajón, se lograban mediante bombeo al extraer agua de su interior, provocándose con ello un flujo que lubricaba sus paredes exteriores, arrastrando material, con lo que bajaba dicho cajón.

Este sistema dio lugar a que el material del fondo perdiera estabilidad y se bufara al interior del cilindro, haciendo imposible su extracción, y por lo mismo el hundimiento de dicho cajón.

Se logró estabilizar este material, tirando por el exterior del cajón a fondo perdido, sacos de yute llenos de arcilla, que al ser arrastrados hasta su borde inferior, retenían el arrastre de la arena; permitiendo la formación de una caja y la extracción de material, logrando con ello su hundimiento.

Todas las operaciones aquí descritas, combinadas con acierto y repetidamente, permitieron que el hincado continuara hasta llegar al manto resistente; habiéndose practicado una caja en éste, a fin de lograr el debido empotramiento del cajón, mediante el empleo de los dispositivos que se describen en la página 27.

El procedimiento de construcción seguido en el hincado de cilindros dentro de cauces de aguas perennes, es el que se describe a continuación, haciendo referencia a los grabados de esta página:

Sobre cuantos chalanes (1), de capacidad suficiente para el objeto deseado, se instalan dos armaduras (2) articuladas en los nudos extremos (3), las cuales, mediante las trabes (4), transmiten su reacción al fondo de los chalanes por medio de los elementos (5) y (6).

Estas armaduras están conectadas entre sí mediante unos marcos PQ y NS cuyo detalle se muestra en la parte superior del grabado citado.

Tanto las armaduras (2) como los marcos, disponen en su centro de sendos gatos de arena (7) cuyo funcionamiento se describe en las páginas N^{os} 172 y 173, estando alojados en unos bastidores (8) construídos *ex profeso* en el centro de los elementos estructurales mencionados.

Dentro de estos bastidores, y apoyado en el vástago o pistón de los gatos de arena, corre un marco móvil (9).

Estando el marco móvil (9) en posición superior, con los cilindros de los gatos de arena (7) totalmente cargados, se colocan la cuchilla y los moldes de la primera sección del cilindro (10) sobre unas vigas apoyadas provisionalmente en la cuerda inferior de las armaduras (2), a fin de proceder al armado y colado de esta primera sección.

Dentro del concreto, y anclados convenientemente, se dejan ahogados cuatro cables de suspensión (11), que se amarran al marco móvil (9); conexión que debe hacerse con todas las medidas de seguridad para que no se barran los agarres, evitando así el consiguiente colapso de la sección suspendida.

Se retiran las vigas provisionales sobre las que se apoya la cuchilla (1^{ra} colada), procediendo a continuación a la inmersión de la sección colada haciendo funcionar para ello los gatos de arena, con lo cual desciende el marco móvil (9) y con él la sección colada.

Simultáneamente a la instalación de los cables de suspensión (11), se instalan los cables (12) que agarran la sección colada con el marco fijo (13); estos cables deben tener, respecto a los cables (11), una longitud adicional tal, que al sumergirse la sección colada prácticamente en su totalidad (se deja el borde superior de ésta 25 cm arriba del nivel de agua), quede suspendida del marco fijo (13), y el marco móvil suelto y en condición de ser elevado.

La operación de elevar el marco móvil (9) se efectúa con el auxilio de gatos hidráulicos y calzas de madera apoyadas en unas ménsulas (14) soldadas al bastidor de los gatos de arena (7).

Esta operación puede simplificarse empleando dragas u otros elementos de que se disponga. Suspendida la sección (10) del marco fijo (13) se procede al colado de la segunda sección del cilindro, repitiendo la operación antes descrita; secuencia que se reitera hasta que el cilindro cuente con suficiente empotramiento dentro del fondo del cauce; logrado esto se retiran los chalanes y las armaduras, continuando el hincado del cilindro con los procedimientos habituales.

Evidentemente, para que el cilindro cuente con el empotramiento necesario, se precisa extraer material del cauce dentro del área interior del cilindro en proceso de construcción e hincado, estando suspendido el cilindro y operando para su descenso en la forma antes descrita.

Como se desprende, el procedimiento descrito requiere muchas operaciones, y la necesidad de contar con dispositivos especiales, de manera que en un puente donde sea preciso hincar numerosos cilindros, se multiplican estas necesidades, haciéndolo posiblemente impráctico, por lo que se impone la conveniencia de optar por los métodos convencionales descritos en las páginas anteriores.

Una de las principales ventajas que ofrece este procedimiento de cimentación, además de no perder los torques metálicos usuales, es la de contrarrestar con su peso el arrastre de la corriente, quedando suspendida la estabilidad del cilindro a la capacidad de los chalanes. Cabe observar, finalmente, que los chalanes deben estar amarrados con anclas, en forma semejante a la descrita en la página N^o 36.





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

CIMENTACION SOBRE CILINDROS

M en I Gabriel Moreno Pecero

Junio, 1980

ALGUNOS COMENTARIOS EN RELACION CON CIMENTACIONES PROFUNDAS
CILINDROS REDONDOS

PROBLEMAS ESPECIALES

I.- Fricción Lateral.

Una de las situaciones críticas que se presenta durante la construcción de los cilindros, es que éstos frecuentemente se quedan "pegados", es decir, el suelo circundante al cilindro ejerce fuerzas en él, que se oponen a que baje. Es conveniente, dada la frecuencia con que se presenta esta situación, el estudiarla con cierto detalle. Por ello separaremos los dos elementos que intervienen: el tipo de suelo y el cilindro.

En cuanto al primero de los factores conviene dividirlo en suelos de comportamiento friccionante y suelos de comportamiento cohesivo. Como ejemplo típico de los primeros tenemos a las arenas secas o saturadas, y del segundo a las arcillas.

a). Suelos de comportamiento friccionante.

En este tipo de suelos el esfuerzo de fricción entre ellos y los cilindros depende de la fuerza normal en la superficie de contacto y de la naturaleza de las superficies en cuyo contacto se desarrolla la fricción.

La fuerza normal (σ) a su vez es función del peso propio de las partículas sólidas del suelo que se encuentran a profundidades menores que la correspondiente a la posición de fuerza normal, y se acepta que existe una cierta proporcionalidad entre ese peso propio y la fuerza normal, de manera que si llamamos a este coeficiente de proporcionalidad k puede escribirse:

$$\sigma = k \gamma z \quad (1) \quad \text{donde:}$$

σ = esfuerzo normal.

k = coeficiente de proporcionalidad.

z = profundidad a la que se considera σ .

El esfuerzo de fricción que podemos llamar f , a la profundidad z dentro de la magnitud de

$$f = \mu \sigma \quad (2) \text{ donde:}$$

f = esfuerzo de fricción

μ = coeficiente de fricción.

El coeficiente de fricción depende de la naturaleza de los materiales en contacto, en este caso suelo friccionante y concreto.

Reuniendo las fórmulas 1 y 2 se tiene

$$f = \mu k \sigma z \quad (3)$$

Para el coeficiente k deben considerarse las teorías de empuje de tierras que existen, tales como la de Rankine donde definen 3 coeficientes: el pasivo, k_p , debido a la condición de empuje pasivo, el activo, k_a , debido a la condición de empuje activo y el coeficiente de empuje en reposo, k_0 , debido a la condición de reposo del suelo.

La primera pregunta que surge al respecto es ¿cuál de los 3 coeficientes mencionados es el que debe emplearse en el cálculo de la fricción?, si se analiza con detalle esta cuestión se llega a la conclusión de que ninguna de las 3 representa la condición en que se comporta el suelo en la vecindad del cilindro, pero quizá los que más se aproximan son k_a y k_0 . De estos 2 el más adecuado resulta ser k_0 debido a que si las partículas sólidas de la arena no se movieran sería, sin duda, el empuje en reposo la condición a considerar; como las partículas sólidas del suelo se mueven, realmente el empuje que ejercen disminuirá y por lo tanto, el coeficiente de empuje será un

poco menor que el de reposo. Algunas experiencias al respecto han mostrado que un valor adecuado para este coeficiente es de 0.4.

En cuanto al coeficiente μ , de fricción entre el suelo y el concreto del cilindro, su valor como ya se indicó, depende de la naturaleza de las superficies en contacto. Se ha encontrado adecuado expresarlo en función del material cuyo comportamiento cambia, es decir, en función de la fricción de la arena, teniendo en cuenta que normalmente los cilindros o son de concreto o se recubren de acero. Algunas normas alemanas al respecto recomiendan considerar a μ como:

$$\frac{1}{3} \tan \phi < \mu < \frac{2}{3} \tan \phi \quad \text{donde:}$$

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

En términos generales, la ϕ de las arenas varía entre 30° y 45° de manera que puede escribirse como:

$$0.19 < \mu < 0.66$$

Se sugiere que el menor valor se emplee cuando se tienen arenas muy sueltas de granos redondeados y con mala granulometría en contacto con acero y el mayor valor de μ para el caso de arenas compactadas de granos angulosos y de mala granulometría en contacto con concreto.

Si se toman en cuenta los valores numéricos mencionados se llega a la conclusión de que el esfuerzo de fricción varía entre:

$$f = \begin{cases} 0.68 \tau_z \\ 0.26 \tau_z \end{cases}$$

es decir, que el valor máximo es del orden de 3 veces el mínimo o lo que es lo mismo que como máxima la fricción entre suelo y cilindro sea 3 veces mayor que el valor más pequeño de ésta.

Es conveniente observar que de acuerdo con la fórmula teórica la fricción es función directa de la profundidad z .

Hasta aquí la parte teórica.

Experiencias al respecto indican que a partir de una z --
a 6 m de profundidad, para suelos friccionalos, la fricción permanece
prácticamente constante. Para explicarnos este hecho, tenemos que
revisar las hipótesis de la teoría en el sentido de observar si se --
cumplen en la realidad. En estas condiciones, puede fácilmente llegar
se a la conclusión de que en el caso en estudio, el suelo se mueve --
con respecto al cilindro a una velocidad que va siendo mayor a medida
que la profundidad z se aproxima a la correspondiente a la cuchilla --
del cilindro, todo esto, debido al procedimiento constructivo que se
emplea (pozo indio). Esto quiere decir que si se acepta la fórmula --
general teórica de la fricción, para que f se mantenga constante a pe-
sar de que z se incrementa es necesario que algo disminuya, ese algo
puede ser el producto μk y el incremento de z debe ser contrarresta-
do por el decremento de μk , la disminución de este último producto --
puede deberse a que la k ^{disminuye} ó bien ambos; existiendo estas tres al-
ternativas posibles se llega a la conclusión de que lo más factible --
de suceder es que disminuye μ , para ello basta recordar que el efec-
to dinámico reduce la fricción hasta en algunas ocasiones anularla. --
La anterior consideración teórica lleva a una conclusión práctica in-
teresante, entre más rápido se mueve la arena con respecto al cilin-
dro, menor fricción se ejerce entre éste y la arena; quizá esta obser-
vación sea la regla pero para solucionar el problema tan común men-
cionado al principio, de que el cilindro se queda detenido.

Si esto es así, todas las recomendaciones que se dan al --
respecto deben tratar de cumplirlas.

Analizando la misma situación desde otro punto de vista, y
pensando fundamentalmente en la zona del cilindro en que la fuerza de
fricción se va incrementando con la profundidad, se puede hacer la
reflexión. Hace tiempo se hicieron algunas mediciones de presiones --
en las paredes de algunos silos encontrándose resultados similares al
mencionado, es decir, que a partir de una cierta profundidad el es-
fuerzo normal a la pared se mantenía prácticamente constante. Por --
otra parte, también existe un estudio teórico de las presiones vertica-

las que recibe una estructura cilíndrica (alcantarilla) cuando sobre ella se coloca una sobrecarga impuesta por un terraplén, en él, Spangler y Marston encontraron que también a partir de una cierta altura del terraplén los esfuerzos que se ejercían sobre la estructura se mantenían prácticamente constantes; la razón en ambos casos se ha explicado en la teoría de la mecánica de suelos mediante el llamado arco de suelos; este efecto en esencia consiste en que las partículas sólidas del suelo en lugar de ejercer su peso sobre las que están debajo de ellas, lo transmiten a las que están a su lado, de manera que son éstas las que sufren los mayores esfuerzos a expensas de que las que le siguen hacia abajo descansan de estos mismos esfuerzos, si esto es cierto, quedaría decir que en la zona en que los esfuerzos de fricción son prácticamente constantes el descanso mencionado no es total, es decir, la disminución de las presiones verticales efectivamente existe pero no es en magnitud tal que mantenga las fuerzas de fricción constantes con la profundidad, quizá la explicación más razonable a esta situación sea la combinación de los dos efectos mencionados, es decir, la disminución de μ por el efecto dinámico que se tiene cuando la arena se mueve con respecto al cilindro y al del arco de los suelos.

Analizando así la situación conviene indicar cuál o cuáles son las soluciones más adecuadas.

Primera solución:

Abatir con rapidez el nivel de las aguas en el interior del cilindro. Esta solución tiene un doble efecto benéfico, por un lado, el peso del cilindro aumenta pues pasa de una condición de sumergido a no sumergido, por otro lado se establece un flujo de agua a través de la arena, ascendente con ella en la zona de apoyo del cilindro que la "suelta" y hace que penetre hacia el interior del cilindro provocando en muchas ocasiones el hincado del mismo. Analizando teóricamente este problema con el objeto de poder responder a la pregunta de

cuanto es conveniente abatir del nivel de agua en el interior del cilindro, la teoría nos indica que debe ser como mínimo, la magnitud determinada por la siguiente fórmula:

$$h = \frac{\gamma'}{\gamma_0} L \quad \text{donde:}$$

γ' = peso volumétrico sumergido del suelo.

γ_0 = peso volumétrico del agua.

L = longitud de recorrido del agua dentro del suelo.

Si se quisiera dar una recomendación práctica de lo anterior, se tendría que decir que el abatimiento mínimo del agua en el interior del cilindro debe ser una fracción de la longitud de hincado del cilindro en el suelo y que esa fracción es el valor absoluto de la diferencia entre el peso volumétrico del suelo saturado menos el peso volumétrico del agua.

Segunda solución.

Una segunda solución que en ocasiones se ocurre es el disminuir el material que aparece a partir del nivel a que se lleva el cilindro con el objeto de que el que está en contacto con el cilindro pierda su apoyo y su peso venza la fricción interna del suelo, en estas condiciones, se tendrá una especie de falla de la masa de suelo vecina al cilindro (en una distancia que depende de la resistencia friccional del suelo y de la fricción entre suelo y cilindro. Analizando teóricamente esta condición se llega a la conclusión de que la distancia horizontal que debe excavarne hacia los lados del cilindro y abajo del nivel de apoyo de éste, debe variar entre 2 cm y 6 cm por cada metro de altura del cilindro.

Esta recomendación tiene la desventaja de que cuando en ocasiones se emplean explosivos para hacer la excavación mencionada se produzca en el agua una alta presión que a veces llega a fracturar el cilindro.

Tercera solución.

Como tercera solución poco empleada en la práctica, se tiene el uso de chiflones de agua. Si se quiere analizar teóricamente su efecto se llegará a la conclusión de que en esencia provoca la disminución de la fricción entre cilindro y suelo por la correspondiente disminución del coeficiente de fricción al inducir el movimiento de las partículas sólidas del suelo y del agua misma en la vecindad de la pared exterior del cilindro.

Cuarta solución.

Como cuarta solución no ocurre aquella que tiende a cambiar la naturaleza de los materiales en contacto y que consiste en esencia en poner en la superficie exterior del cilindro, antes de hincharlo, una grasa que disminuye definitivamente la fricción.

b). Suelos de comportamiento cohesivo.

Como ejemplo típico ya se anotó antes a las arcillas y realmente en este caso, ésto es lo que hacen es pegarse al cilindro, es decir, adherirse; se siente que existe una cierta correlación entre la resistencia del suelo y la fuerza con la que se adhiere al cilindro, desde luego no se puede afirmar de antemano que tal relación sea lineal. La resistencia de este tipo de suelo está expresada por:

$$s = c \quad \text{donde:}$$

s = resistencia

c = cohesión.

es decir, la resistencia es constante e independiente del esfuerzo normal, luego entonces la adherencia también lo será.

Resultados de algunas pruebas realizadas por Tomlinson muestran que para cohesiones relativamente pequeñas la adherencia pueda considerarse de igual magnitud a éstas pero a medida que se va incrementando el valor de la cohesión la adherencia va teniendo valores más pequeños que ésta llegando a ser prácticamente constante (independiente del valor de la cohesión) siendo 4 Ton/m^2 la magnitud que alcanza para el caso de arcillas en contacto con acero y de 6 Ton/m^2 para el caso de arcillas en contacto con concreto.

A fin de llegar a soluciones del problema que nos ocupa es conveniente mencionar que los factores de los que depende la resistencia y por lo tanto la adherencia, son la estructura del suelo y su contenido de agua.

Sabido es que a medida que se incrementa el contenido de agua se disminuye la resistencia de las arcillas; en cierta forma lo que sucede puede explicarse con relativa facilidad si se considera que entre las partículas sólidas existen fuerzas que son las que generan la resistencia del suelo, si se disminuyen las fuerzas de atracción entre las partículas sólidas, también lo hace la resistencia del suelo, y para ello una posibilidad es aumentar la presión hacia las partículas sólidas aumentando el espesor de la película de agua que existe entre partícula sólida y partícula sólida, es decir, lo que se requiere es incrementar el contenido de agua del suelo; por otra parte existen entre las partículas sólidas fuerzas de repulsión que disminuyen en su magnitud a medida que se incrementa la concentración de sales que tenga el agua del suelo; en este caso lo que se requiere, para disminuir la resistencia del suelo, es aumentar la magnitud de las fuerzas de repulsión y por ello se necesita disminuir la concentración de sales en el agua; en resumen, si se quiere disminuir la adherencia entre suelo y cilindro habrá necesidad de disminuir la resistencia del suelo y para ello existen dos alternativas en cuanto al contenido de agua:

- a) Incrementar el contenido de agua.
- b) Disminuir la concentración de sales que existen en el agua del suelo.

Llevadas las anteriores ideas a la práctica, se encuentra el ingeniero, con el problema de que es necesario aumentar el contenido de agua en la profundidad de la pared externa del cilindro para disminuir ahí la adherencia y por lo tanto se requerirá provocar un flujo del agua hacia esa frontera; es obvio que entre más rápido provoque ese flujo, mayor eficiencia obtendrá del procedimiento, pero las arcillas son materiales muy poco permeables y por lo tanto en condiciones normales el flujo de agua a través de ellas es muy lento, surge entonces la necesidad de incrementarlo en cuanto a rapidez y por lo tanto se tiene como posibilidad para lograrlo la electrólisis. En el pasado se han hecho algunas pruebas obteniéndose resultados relativamente satisfactorios, por ejemplo, con motivo del proyecto de un túnel de 3.5 m de diámetro interior a profundidades de 15 a 20 m -- a través de los depósitos lícuestrs de arcilla blanda de la Ciudad de México, apareció el problema de la construcción de lumbreras de acceso cuyo diámetro interior se proyecta del orden de 8 m. Dadas las características de baja resistencia al corte y de expansividad de las arcillas del Valle, se llegó a la conclusión de que la solución más adecuada sería la de hincar un cilindro de concreto, haciéndolo bajar por su propio peso y excavando en el fondo, sin abatir el nivel del agua dentro del cilindro, con objeto de contrarrestar la falla por el fondo. De acuerdo con los estudios realizados se previó que la adherencia entre concreto y suelo será, por lo menos, de 3 Ton/m^2 de área perimetral del cilindro; esto implica que la pared del cilindro debería tener un espesor no menor de 1.25 m, si se deseara garantizar el peso suficiente para vencer la adherencia. Se pensó entonces en la forma de disminuir la adherencia, recurriendo a la "electrólisis" con el fin de reducir el espesor de la pared, ya que, por razones estructurales no se requieren mas de 25 cm, para soportar las presiones laterales hasta una profundidad de 20 m. Se realizaron entonces pruebas de extracción de un tubo de hierro de 13 m de longitud y 8.9 cm de diámetro exterior, que se había hincado previamente y dejó reposar por un lapso de 15 días. Se ejecutaron varias pruebas a diferentes intervalos de tiempo, sin tratamiento alguno. Enseguida se aplicó una corriente eléctrica, haciendo funcionar al tubo como cátodo y empleando como ánodos dos varillas de acero con

la misma longitud que el tubo, hincados a 2 m de distancia a ambos lados de éste. Bajo un potencial de 40 volts, la corriente se aplicó durante periodos sucesivos de 5, 10 y 15 minutos, suspendiendo en cada uno de ellos la corriente inmediatamente antes de realizar la prueba de extracción. Finalmente, se llevó a cabo una última prueba extrayendo el tubo mientras la corriente estaba actuando, después de 5 minutos. La Figura 9 ilustra las variaciones de la adherencia a través del tiempo y en ella puede observarse que ésta disminuye notablemente con la corriente eléctrica, pasando de valores máximos de 3 Ton/m^2 , sin tratamiento, a 0.1 Ton/m^2 , después de 5 minutos de tratamiento. Este fenómeno es una consecuencia de la acumulación de agua alrededor del cátodo. De tales resultados experimentales se concluyó que la pared del cilindro tendrá un espesor de 25 cm y estará provista de una camisa exterior de lámina de hierro, Núm. 14 ó 16, - servirá simultáneamente de ciabra y cátodo. En su etapa final el cilindro tendrá, en su extremo inferior, una tapa de concreto colada bajo el agua. Pero, al retirar el agua del interior para iniciar los trabajos dentro de la lumbrera, se presentará el problema de la tendencia del cilindro a subir a consecuencia del efecto de flotación. Tal tendencia deberá ser resistida por la adherencia entre lámina y suelo. Nuevamente entrará en acción la corriente eléctrica, pero ahora cambiando la polaridad; es decir, haciendo funcionar a la camisa exterior de lámina como ánodo, con lo cual se conseguirá aumentar la adherencia.

Quizá se debería proponer para estos casos también el inyección de agua pero no mediante chiflonas sino con tubos de diámetro común llevados a través del interior de la pared de concreto del cilindro y saliendo a diferentes profundidades convenientemente estudiadas.

Desde el punto de vista del otro factor, es decir, de la estructura es conocido el hecho de que destruyendo éste se disminuye la resistencia del suelo arcilloso y por lo tanto su adherencia al cilindro. Con el objeto de notar la forma en que conviene destruir esa estructura es necesario hacer un razonamiento acerca de qué tipo de estructura tienen las arcillas en su proximidad al cilindro.

Actualmente se sabe que a partir de una cierta magnitud de la deformación inducida en las arcilla, éstas se comportan en forma similar. Este comportamiento determina en ejes esfuerzo-deformación, una línea recta paralela al eje de las deformaciones, no puede afirmarse que exhiben un comportamiento plástico. La explicación que se da al respecto de la similitud en el comportamiento de las arcillas después de una cierta deformación es la de que todas adquieren una misma forma de la estructura, se afirma, que las partículas sólidas se orientan siendo partículas paralelas entre sí, de manera que todas las arcillas en estas condiciones y con los mismos contenidos de agua deberán exhibir aproximadamente la misma resistencia (la razón de que sea aproximadamente, es de que no se están tomando en cuenta otros factores tales como la forma de las partículas sólidas, su composición mineralógica y la concentración de sales en el agua). La resistencia que exhiben estas arcillas se denomina en la teoría de la Mecánica de los suelos, residual.

Pues bien, las arcillas que están en la proximidad de la pared del cilindro es muy probable que tengan esta condición de resistencia residual pues por el procedimiento constructivo que se sigue en el hincado del cilindro, se induce en ella una deformación considerable. Si así es, al destruir la estructura de la arcilla significa desde el punto de vista teórico que efectivamente ésta no debe existir, esta condición llevada a la práctica implica que es necesario destruirla por completo, o sea remodelarla totalmente; en ocasiones en la práctica cuando el cilindro se "pega" a la arcilla se ha recurrido a hacer una serie de sondajes en el perímetro externo del cilindro con el objeto exclusivo de remodelar a la arcilla y por lo tanto destruirla su estructura.

Otros procedimientos que se emplean para desprender los cilindros coinciden con los anotados para el caso de los suelos friccionantes como son el dejar sin apoyo el suelo en la vecindad del cilindro, el de abatir la superficie libre del agua en el interior del cilindro a fin de incrementar el peso del mismo.

II.- Pérdida de la Verticalidad.

Uno de los problemas que frecuentemente se presentan durante el hincado de los cilindros es la pérdida de su verticalidad. Las causas de tal situación son varias; una de ellas es la falta de homogeneidad en el suelo, en este caso, bien puede suceder, que una zona del cilindro quede apoyada en un suelo más compresible y menos resistente, o bien también es frecuente que al avance del procedimiento constructivo se haga en forma uniforme, es decir, que en una zona de apoyo del cilindro se excave más que en otro; otra causa lo constituye el hecho ya comentado antes de no obligar a que el centro de gravedad del cilindro esté localizado lo más bajo posible.

Para corregir esta anomalía en la práctica se recurre a procedimientos tales como excavar más en la zona menos hundida, o jalar el cilindro con cables normales cuando no va muy profundo. Ha habido ocasiones en que al analizarlo estructuralmente y desde el punto de vista de Mecánica de Suelos se ha llegado a la conclusión de que es posible dejarlo inclinado, quizá en esos casos podría aumentarse el factor de seguridad colocando algunos elementos que actuaran como puntales, como por ejemplo pilotes inclinados.

III.- Falta de apoyo Lateral.

En ocasiones por el procedimiento constructivo que se sigue se excava más volumen de suelo que el correspondiente a la parte del cilindro que penetra en el suelo, esto provoca que se observe que el suelo en la vecindad del cilindro se hunda.

Esto también se provoca a diferentes profundidades lo que se traduce en la formación de una serie de cavernas localizadas en la inmediata vecindad de la pared externa del cilindro. Esta condición implica que el suelo que rodea al cilindro no da la suficiente reacción horizontal. En el caso de puentes y apoyos muy esbeltos esta condición es esencial puesto que se requiere una condición de empotramiento real, es decir, los proyectos de la estructura exigen que

el apoyo no sufra ningún desplazamiento horizontal, por ello en estos casos cuando se presenta la situación mencionada se recurre a inyectar las cavernas o a tratar de disminuir los esfuerzos horizontales - (caso del puente Matías).

D



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

EJEMPLOS

M. EN I. GABRIEL MORENO PECERO

JUNIO, 1980



NO.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.	Estudio de bancos de materiales para rellenos (Ya ejecutado, ver nuestra Estimación de fecha 24 de mayo de 1980, Ref. S-106-80)	lote	1	\$93,300.00	\$ 93,300.00
2	Localización y muestreo de bancos para subbase, base y carpeta, y para terraplén de F. C. (Al menos dos bancos de cada material y tres muestras de cada banco)	lote	1	40,000.00	40,000.00
3	Ensayes de laboratorio.				
	a) Clasificación visual y al tacto, y determinación de humedad natural	jgo.	50	60.00	3,000.00
	b) Límites de plasticidad, líquido y plástico	jgo.	40	330.00	13,200.00
	c) Contracción lineal	pba.	40	130.00	5,200.00
	d) Densidad de sólidos	pba.	20	145.00	2,900.00
	e) Granulometrías con malla.	pba.	40	380.00	15,200.00
	f) Peso volumétrico seco y húmedo	pba.	20	150.00	3,000.00
	g) Resistencia con torcómetro	pba.	20	30.00	600.00
	h) Compresión no confinada	pba.	12	325.00	3,900.00

NO	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
i)	Compresión triaxial no consolidada no drenada	serie	3	\$ 1,330.00	\$ 3,990.00
j)	Saturación bajo carga	serie	2	2,170.00	4,340.00
k)	Compactación Próc--tor estándar	pba.	8	730.00	5,840.00
l)	Compactación Próc--tor modificada ---- (AASHTO)	pba.	9	930.00	8,370.00
m)	Compactación Porter	pba.	6	745.00	4,470.00
n)	Valor relativo de --soporte	pba.	24	870.00	20,880.00
o)	Equivalente de arena	pba.	24	360.00	8,640.00
p)	Desgaste "Los Angeles"	pba.	6	960.00	5,760.00
q)	Intemperismo acelerado	pba.	4	1,200.00	4,800.00
r)	Ensaye de afinidad	pba.	6	500.00	3,000.00
s)	Ensaye Marshall (diseño mezcla asfáltica)	serie	2	6,000.00	12,000.00
4	Muestreo de pozos a ciclo abierto (ya efectuado)	lote	1	10,000.00	10,000.00
5	Honorarios por diseño de pavimentos	lote	1	80,000.00	80,000.00
6	Honorarios por diseño terraplén para espuela de F. C.	lote	1	40,000.00	40,000.00
7	Honorarios por revisión de hundimientos	lote	1	60,000.00	60,000.00
8	Análisis de hundimientos locales	lote	1	40,000.00	40,000.00

.../

NO.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
9	Análisis de procedimiento constructivos y programa de excavación para torre de encostalado	lote	1	\$ 50,000.00	\$ 50,000.00
10	Estudio de subdrenaje	lote	1	120,000.00	120,000.00
					<u>\$662,390.00</u> *****

El importe de este PRESUPUESTO/CONTRATO Mds-066/80 es de -----
\$652,390.00 (SEISCIENTOS. SESENTA Y DOS MIL, TRESCIENTOS NOVENTA --
----- PESOS 00/100 M.N.) más el 10% de I.V.A.

V. PLAZO DE EJECUCION

Daremos comienzo a los estudios (los que aún no se ejecutan) a los 3 días de la orden de trabajo y del anticipo y entregaremos los informes parciales 8 semanas después.

VI. FORMA DE PAGO

Un anticipo por el 50% de este PRESUPUESTO/CONTRATO al recibir la orden de trabajo; y el saldo a la entrega del informe.

VII. CONDICIONES GENERALES

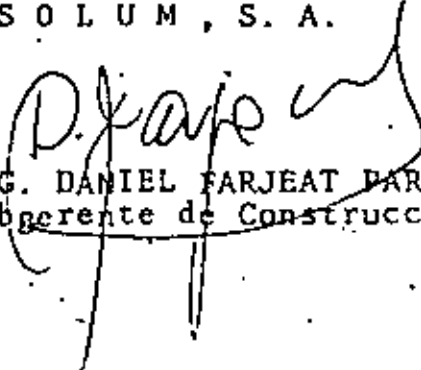
- 1.- Se nos darán todos los permisos y facilidades necesarios para la ejecución de los trabajos.
- 2.- Se nos deberá proporcionar la información necesaria para la ejecución de los estudios, como son: planos topográficos, tipos de estructuras y cargas, información de tránsito

.../

- 3.- Este PRESUPUESTO/CONTRATO MdS-06b/80 tiene una validez de 30 -- días.
- 4.- La fecha de comienzo de los trabajos es estimada y deberá ajustarse a nuestra disponibilidad al recibir la orden de trabajo.
- 5.- Las cantidades del trabajo antes indicadas son estimadas en base a nuestro conocimiento del sitio; sin embargo, podrán aumentar o disminuir de conformidad a los resultados que se vayan obteniendo durante la exploración. Cualquier cambio en dichas -- cantidades por los motivos antes enunciados, se hará del conocimiento del cliente para su aprobación y pago posterior.

Quedando a sus apreciables órdenes para cualquier aclaración sobre nuestra propuesta, nos es grato suscribirnos de Uds.

A T E N T A M E N T E
S O L U M , S . A .


ING. DANIEL FARJEAT PARAMO
Subgerente de Construcción

CONFORME CON LOS TERMINOS
--DE--ESTE--PRESUPUESTO/CONTRATO

ING. ERNESTO MIRANDA LOPEZ

ALMACENES NACIONALES DE DEPOSITO

c.c.p. Ing. Rodolfo Hoyo Monroy.- Dirección de Edificios SAHOP
Ing. José Antonio Mendoza.- Dirección General de Servicios
Técnicos SAHOP

RAQ/tbr.



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

CLASIFICACION DE CIMENTACIONES

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER MARTIN DEL CAMPO

JUNIO, 1980



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, sin embargo 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-

alidad 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 atagulas.
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.

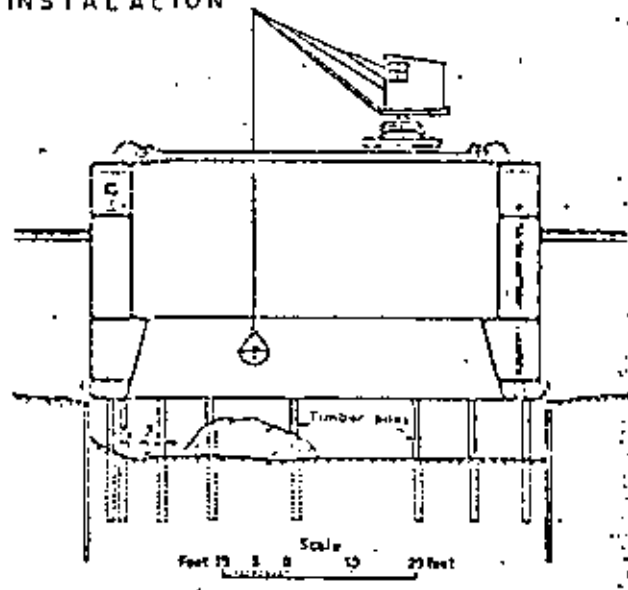
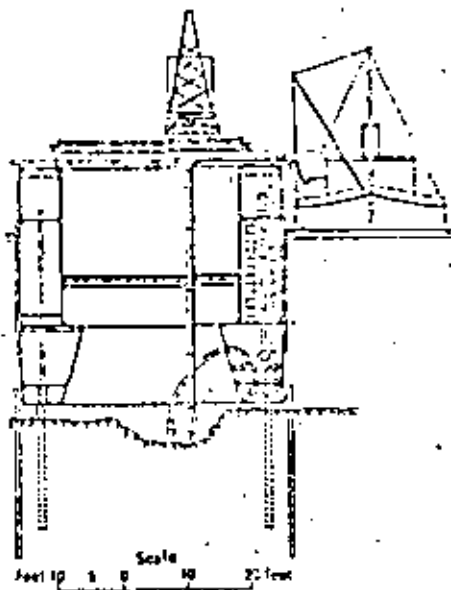
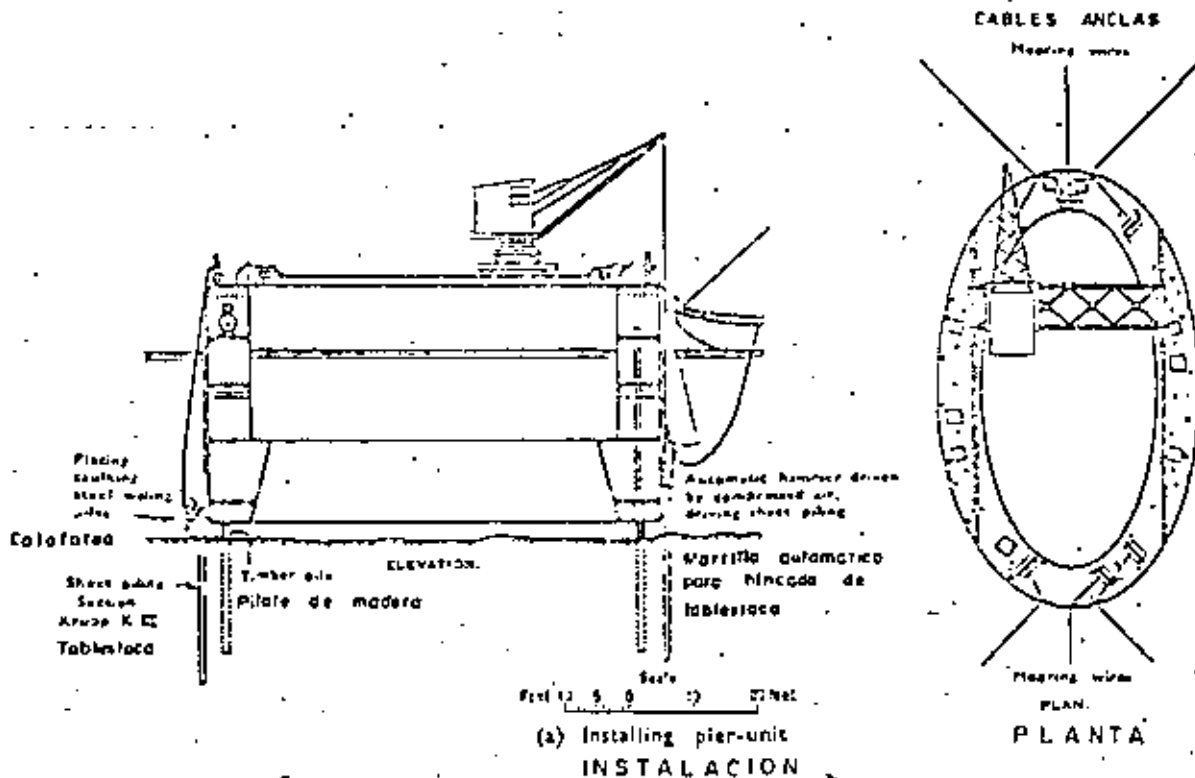
Cuando no existe amplitud suficiente para tender taludes, se emplean Ataguías las cuales son estructuras temporales fabricadas ya sea con madera, concreto, acero, ó inclusive tierra. Se instalan alrededor del área por excavar con la finalidad específica de excluir el suelo y/o el agua de la excavación.

Cada antagufa 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--

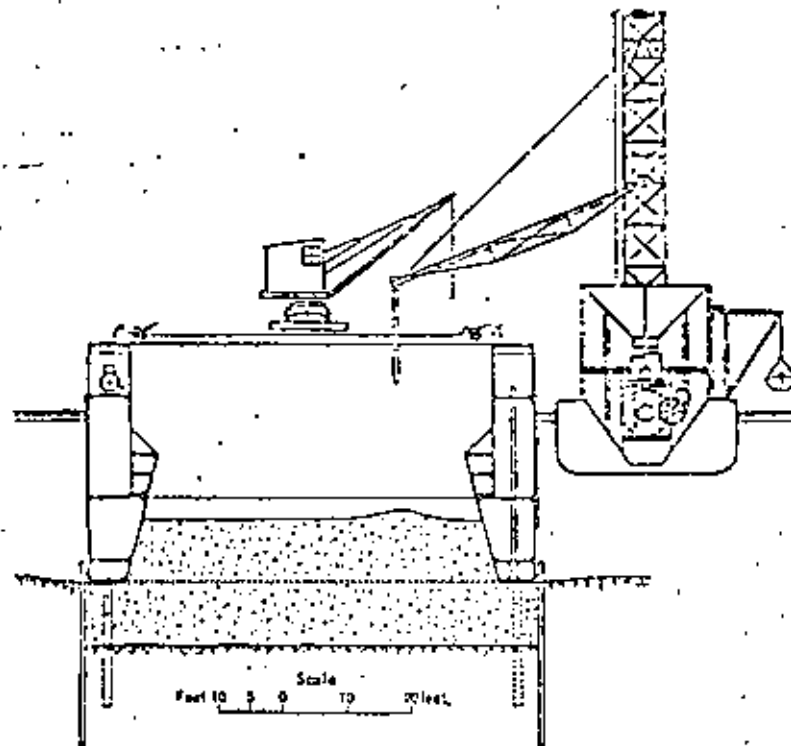
49



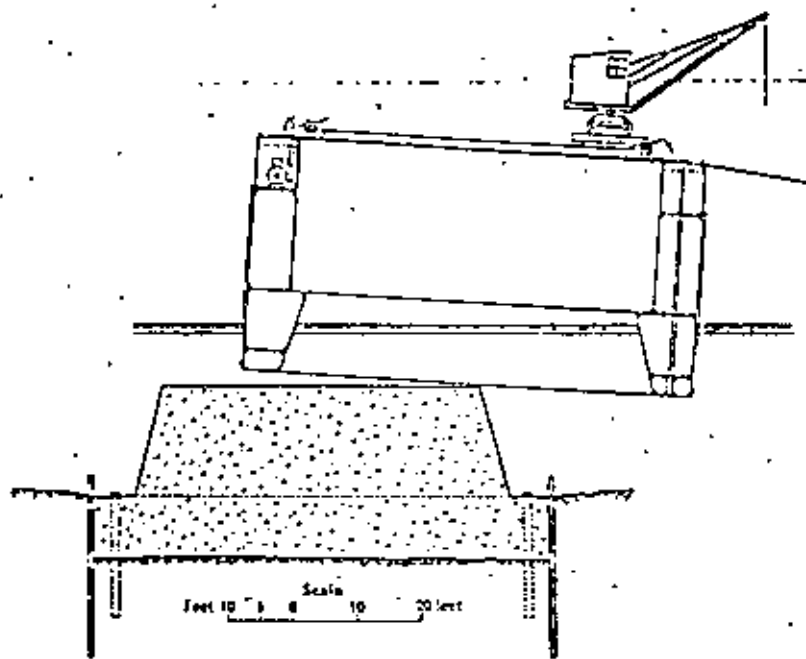
ATAGUIA FLOTANTE

Fig. 1

46



(d) Concreting
COLADO.



(e) Pier-unit screening off completed foundation
RETIRO DE LA ATAGUIA

FIG. 219. Starstrom Bridge, Denmark: floating cofferdam ("pier unit") constructing pier foundations.

(Mansell 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 SOBRE - COMPENSACION.

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.

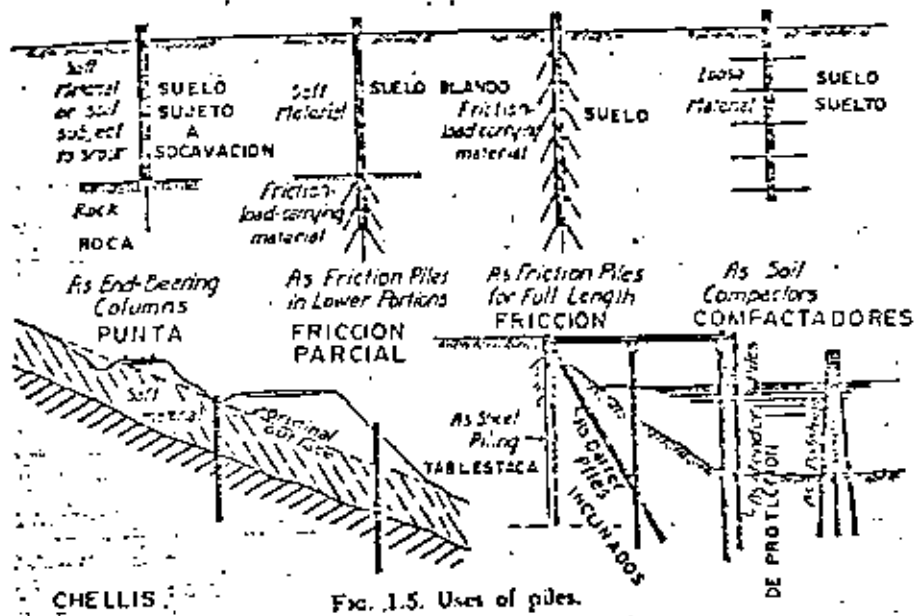


Fig. 1.5. Uses of piles.

Fig. 2

USOS DE PILOTES

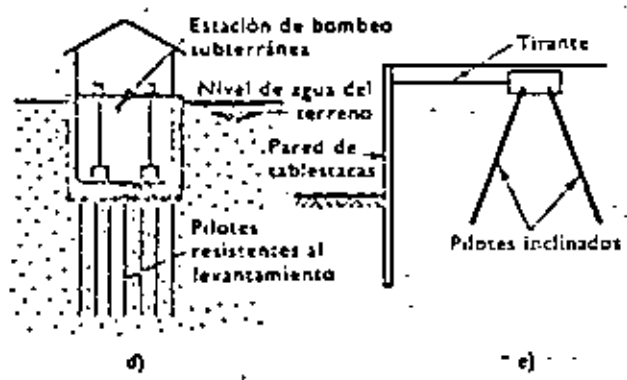
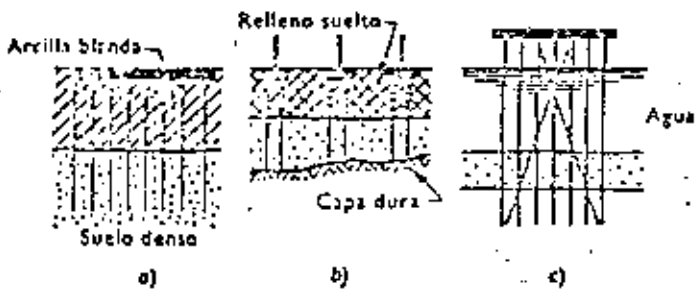


Figura 2.5
TIPOS DE CIMENTACIONES DE PILOTES

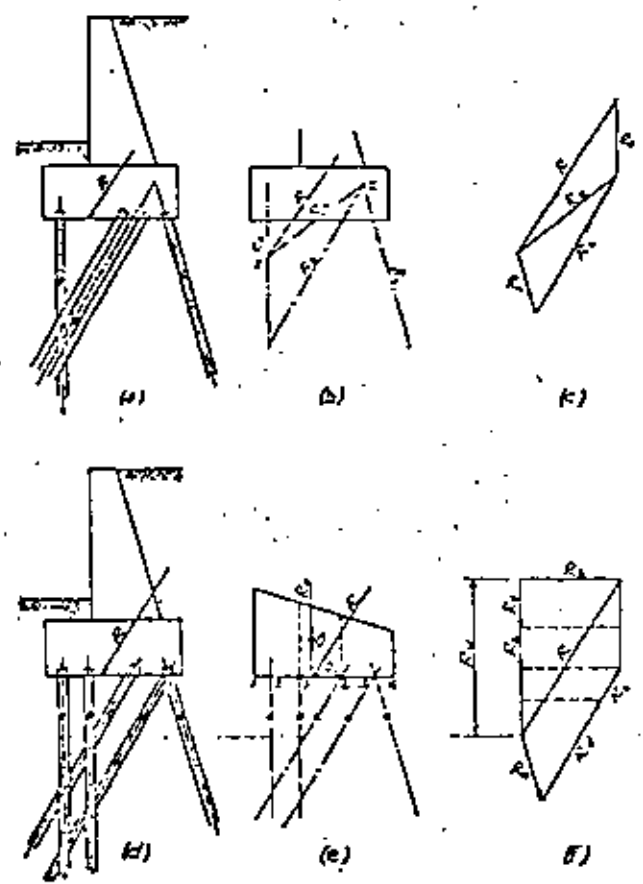


Fig. 8.5. Determination of pile reactions. (a), (b), and (c) Culmann's method (d), (e), (f) Trapezoidal method.

TOMLINSON

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 34 m	Practically unlimited
Optimum length	30-60 ft 9-18 m	40-100 ft 12-30 m
Applicable material specifications	ASTM-D25 for piles. PI-54 for quality of creosote. CI-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 $\frac{\text{psi}}{\text{cm}^2}$ for cedar, western hemlock, Norway pine, spruce, and depending on Code 56-84 $\frac{\text{psi}}{\text{cm}^2}$ for southern pine, Douglas fir, oak, cypress, hickory	9,000-12,000 psi 633 - 845 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
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 HP 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

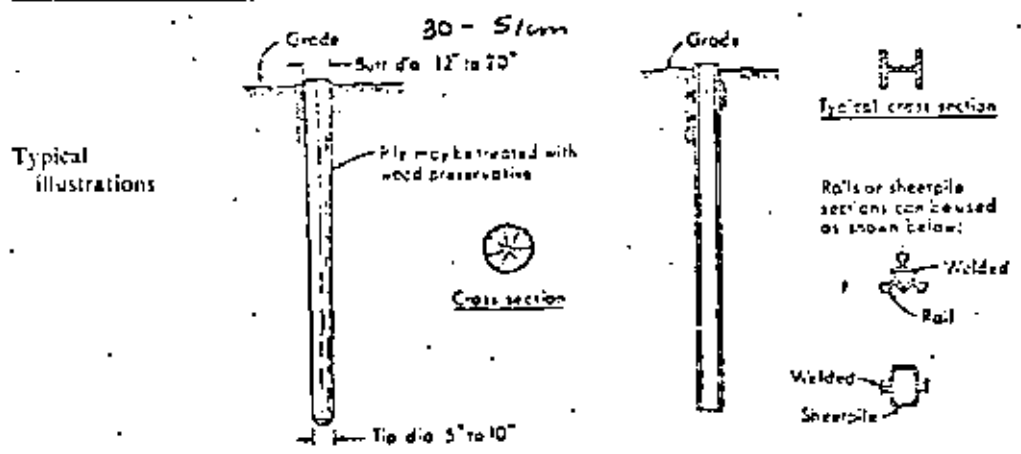


Fig. 3

<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 prestressed 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 Redriving 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

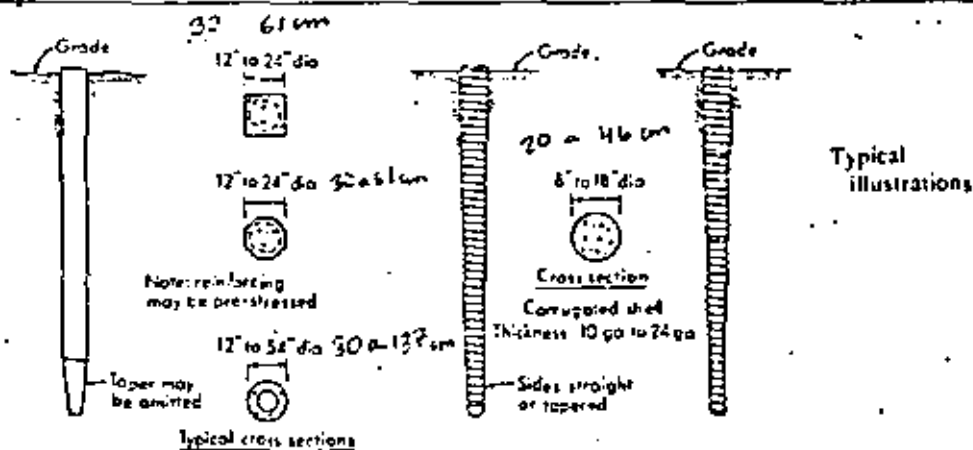
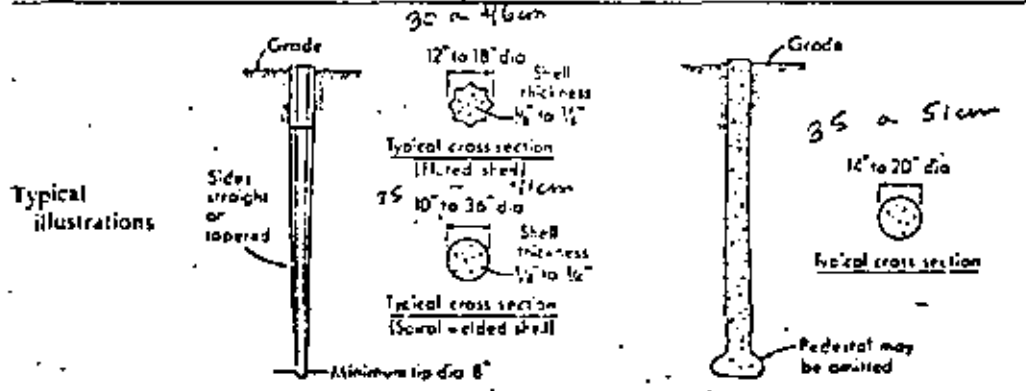


Fig. 3

2

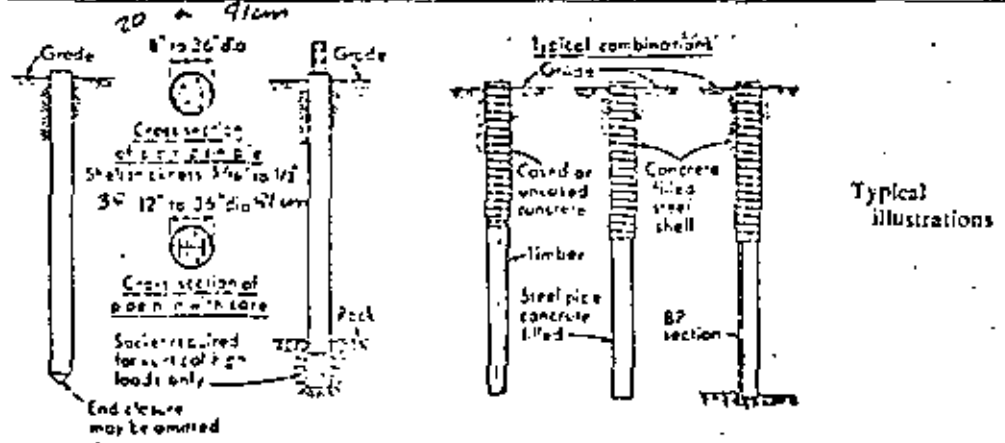
Table 9-1 (Continued)

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 8 m-12 m
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



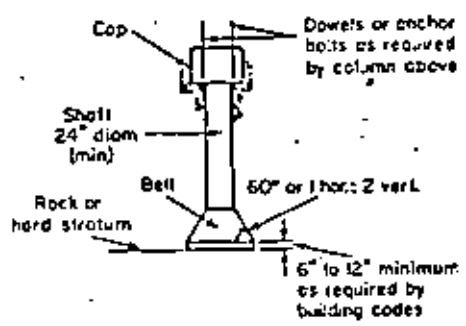
Notes: Stresses given for steel piles and shells are for noncorrosive locations. For corrosive locations estimate possible reduction in steel cross section or provide protection from corrosion.

Concrete-filled steel pipe piles	Composite piles	File type
Practically unlimited 40-120 ft 12 - 37 m ASTM A36 for core ASTM A252 for pipe ACI Code 318 for concrete 675 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	180 ft 55 m 60-120 ft 18 - 37 m ACI Code 318 for concrete ASTM A36 for structural section ASTM A252 for steel pipe ASTM 1725 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	Maximum length Optimum length Applicable material specifications Recommended maximum stresses Maximum load for usual conditions Optimum-load range Disadvantages Advantages
200 tons without cores 2,000 tons for large sections with steel cores 60-120 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 obstructions High load capacities Easy to splice Provides high bending resistance where unsupported length is loaded laterally	30-80 tons Difficult to attain good joint between two materials Considerable length can be provided at comparatively low cost The weakest of any material used shall govern allowable stresses and capacity	

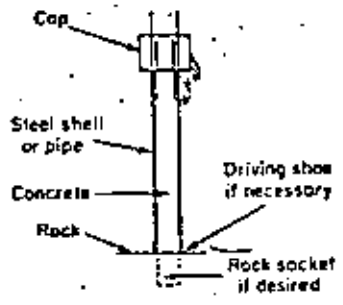


* Reprinted and updated from Design Manual, Department of the Navy, Bureau of Yards and Docks, 1961.

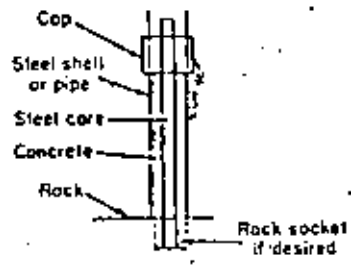
Fig. 3



Concrete
 Concrete strength 3000-5000 psi
 Cap may be omitted if transfer of column load is not a problem.
 Shell 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

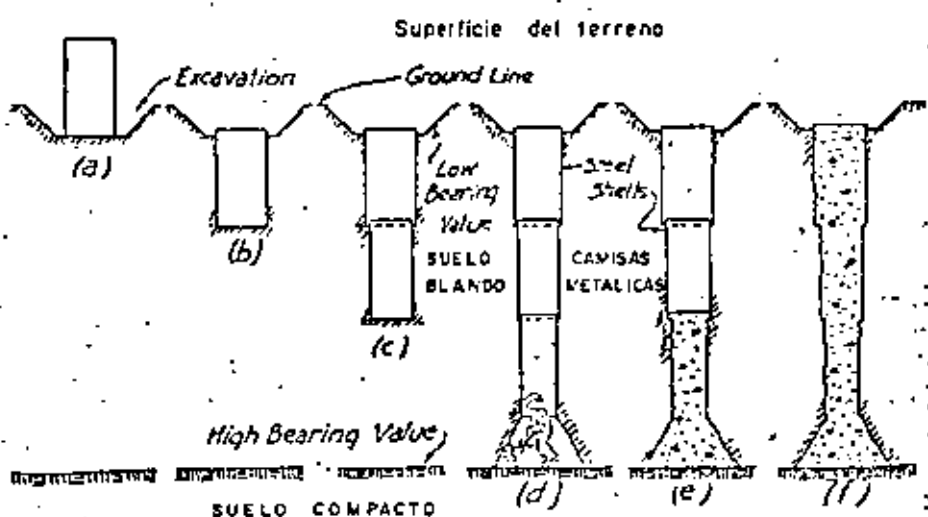


Fig. 10.2. Gow caisson pile.

METODO GOW

Calweld, Watson, Williams, etc., que abaratan el proceso, y permiten la construcción de pilas bajo el nivel freático en combinación con todo 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.

6. 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.

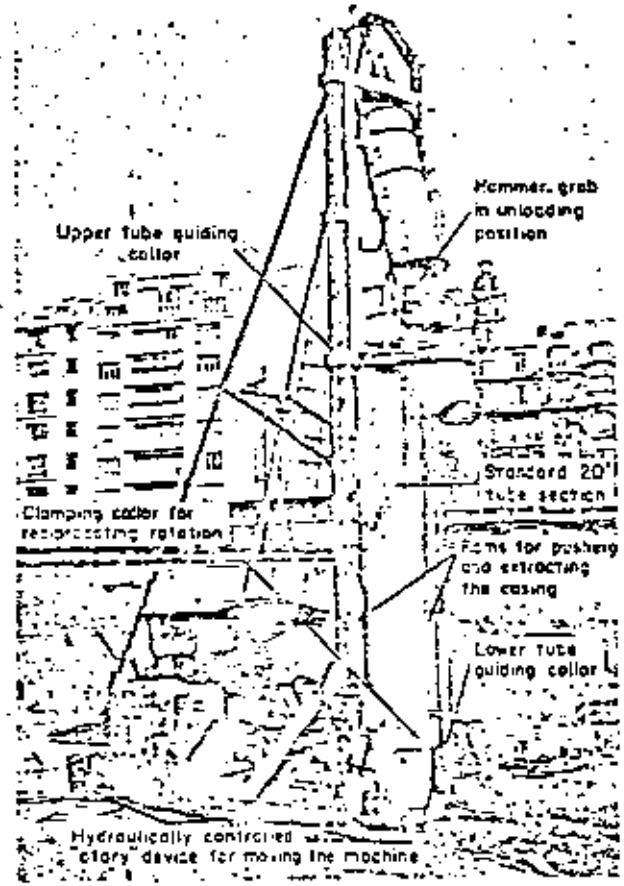


Fig. 9-10 Benoto caisson excavating machine. Photograph courtesy of Benoto, Inc.

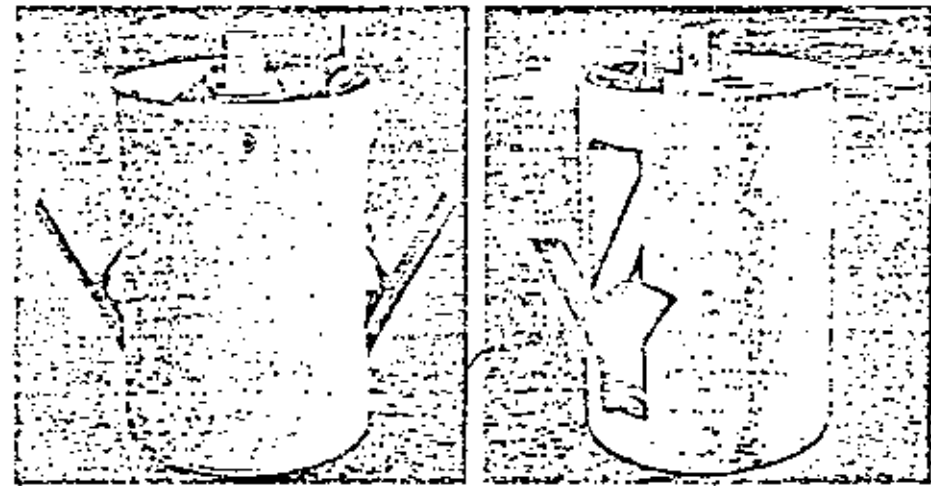


Fig. 9-9 Bellows bucket. Photographs courtesy of Calweld, Inc.

Perforadoras de gran diámetro y dispositivos para excavar las "campanas" de las pilas

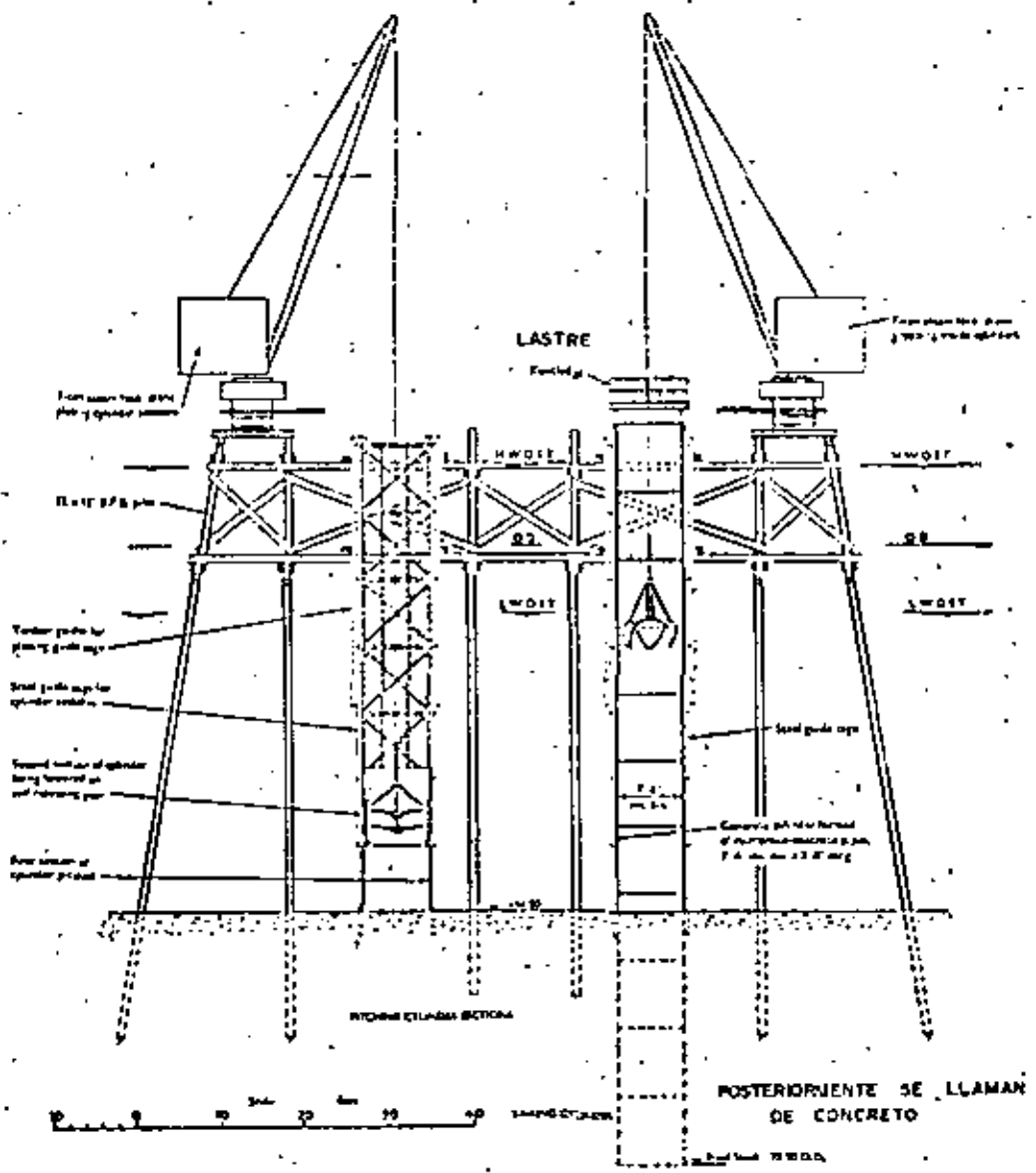


FIG. 226. Pitching and sinking 7 ft 6 in. diameter cylinders at No. 4 jetty, Thameshaven. (Malcom and Lewis, 1954)

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 ondulen.

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

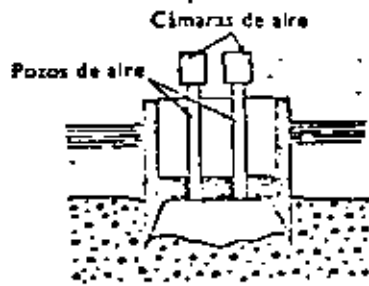


Figura 6.3
CAJÓN NEUMÁTICO

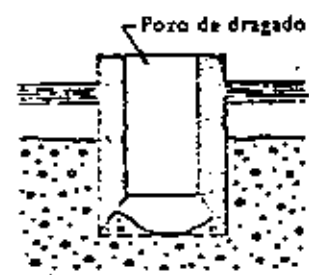
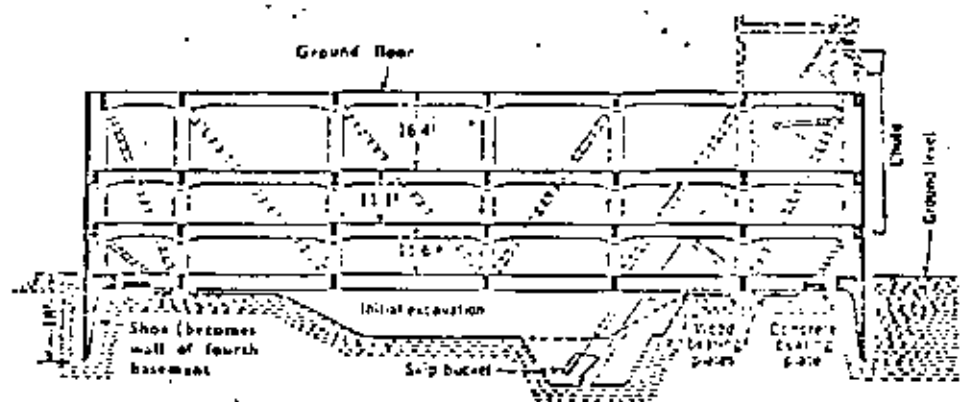


Figura 6.4
MONOLITO

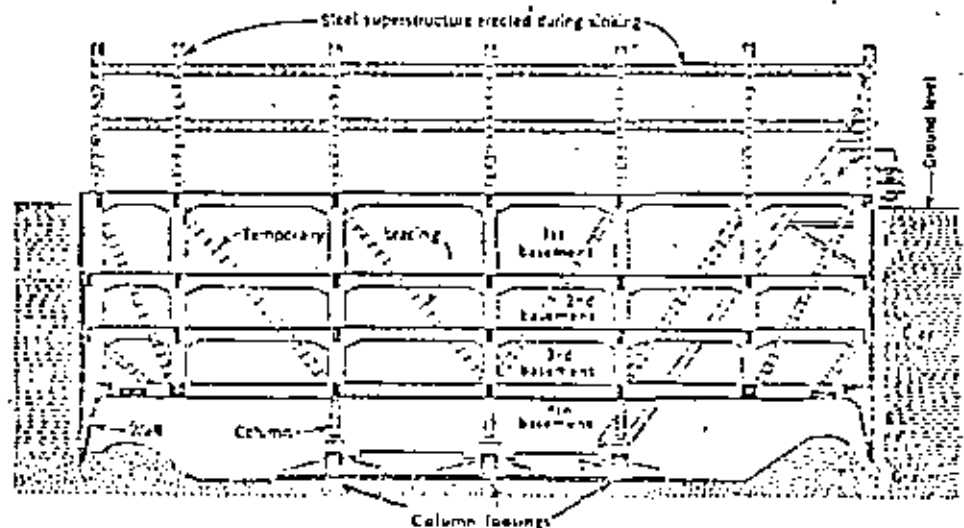
TIPOS DE CAJONES

Fig. 7

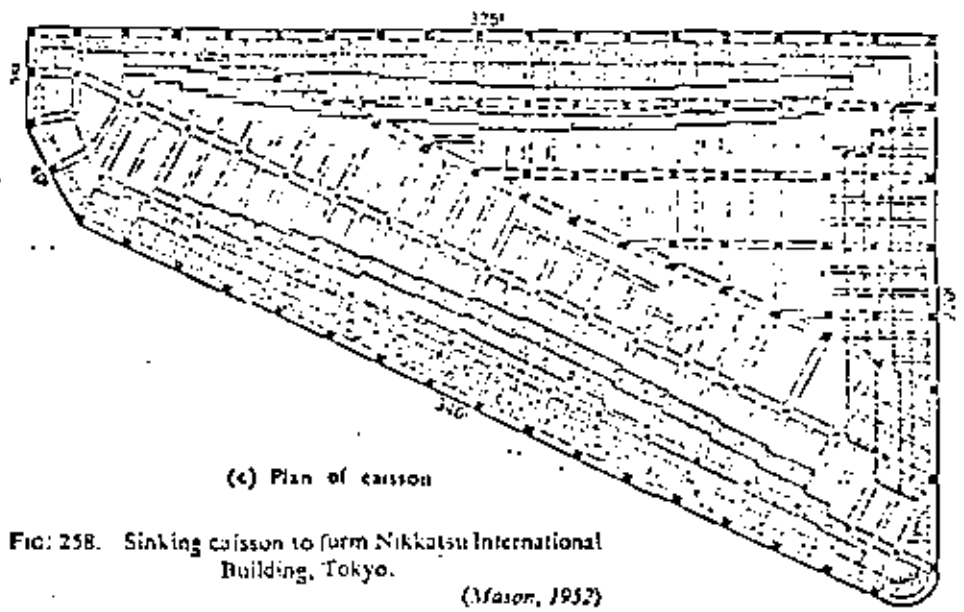
106



(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.

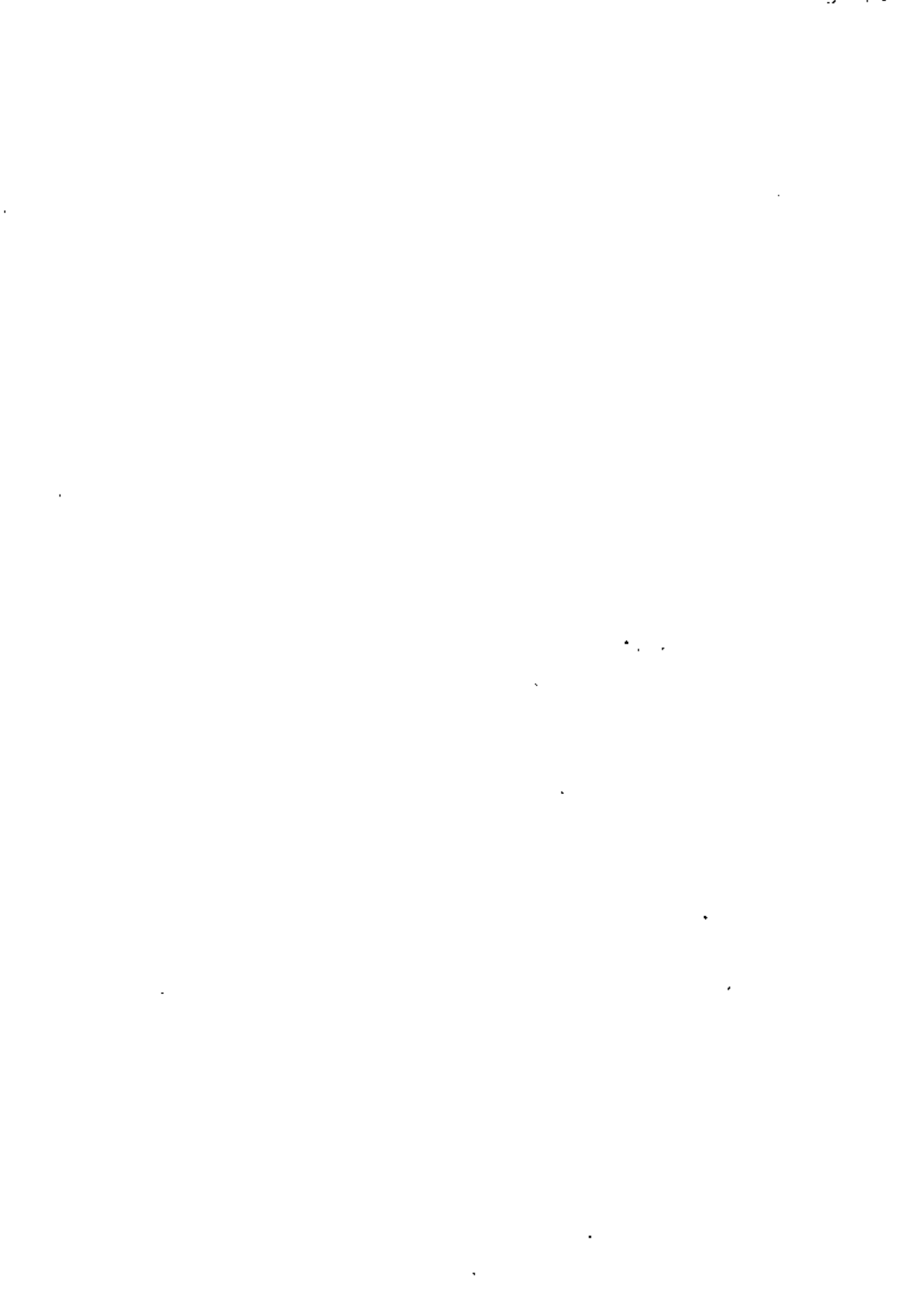
Si existe nivel freático perene, por encima del cajón, entonces es posible tomarse en cuenta en la capacidad de carga del conjunto el efecto de la flotación debida exclusivamente al agua.

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 Latinoamericana 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, Ediciones Urmo. Bilbao, España.
- ZEEVAERT 1972 Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold Co. New York.





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

CIMENTOS PROFUNDOS

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER MARTIN DEL CAMPO

JUNIO, 1980

Cimientos Profundos

Síntesis Escogida del Estado Actual del Conocimiento sobre la Interacción con el Suelo

ORESTE MORETTO

*Ingeniero de la firma consultora A. J. L. Bolagnesi 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 = coeficiente de asentamiento de pilotes en arena.
 D = profundidad.
 D_r = profundidad relativa según fig. 9.
 D_r = densidad relativa.
 d_c = 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_v = módulo de deformación vertical del suelo, para la consolidación unidimensional
$$E_v = \frac{1}{m_v}$$

 G = peso de un pilote.
 H = altura de un estrato de suelo; fuerza horizontal.
 I = 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_{1p}, N_{1pp} y N_{2p}	=	factores de capacidad de carga para fundaciones profundas.
m	=	número de filas de pilotes.
m_r	=	coeficiente de compresibilidad volumétrica.
M	=	peso del martillo hincapilotes.
n_s	=	$\frac{1}{E_s}$
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}	=	perímetro 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_s	=	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_g	=	asentamiento de un grupo de pilotes.
s_r	=	coeficiente de forma, según Hansen.
$s_r \cdot d_r$	=	producto del coeficiente de forma por el coeficiente de profundidad, según figura 7.
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.
λ_{cs}	=	coeficiente de rozamiento entre pilote y suelo.
ϵ	=	deformación unitaria.
ϵ_v	=	deformación unitaria vertical.
ϕ	=	ángulo de fricción interna del suelo.
ϕ'	=	ángulo efectivo de fricción interna del suelo.
η	=	coeficiente de eficiencia.
δ_u	=	tensión horizontal principal.
δ_v	=	tensión vertical principal.
δ'_u	=	tensión efectiva horizontal.
δ'_v	=	tensión efectiva vertical.
$\Delta\delta'_v$	=	variación de la tensión de vertical efectiva.

1. Hincas 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 hincas 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 limites

General

Como todo problema de ingeniería civil, su análisis estructural supone la determi-

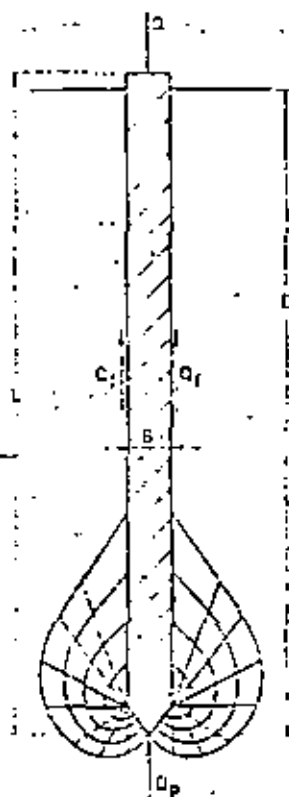


Fig. 2.— Resistencia de una fundación profunda: Suma de la resistencia por fricción lateral Q_f más la resistencia punta Q_p .

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 sollicitación 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 sollicitación 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^{22*}. 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

* Los números superiores se refieren a la bibliografía consultada indicada al final.

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 similar²³, 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-

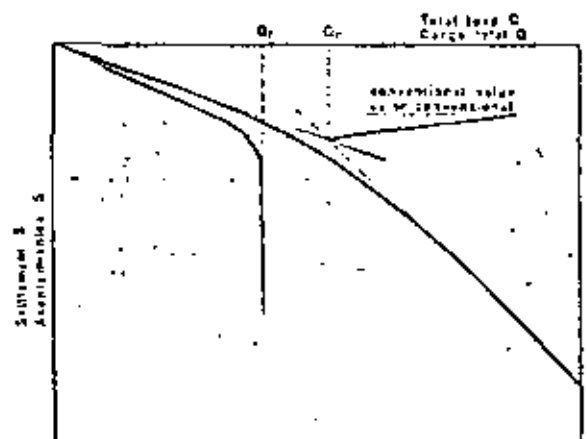


Fig. 3.— *Determinación experimental de la carga de rotura de un pilote.*

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:

$$Q_r = Q_f + Q_p = A_f \cdot q_f \text{ medio} + A_p \cdot q_p \quad (1)$$

en la cual A_f es el área del fuste, $q_f \text{ medio}$ 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. 4. 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:

$$q_z = K_0 \cdot \gamma \cdot z \cdot t \cdot \delta + c_s \quad (2)$$

en la cual K_0 es el coeficiente de empuje de las tierras en reposo; $\gamma \cdot z$ es el peso unitario efectivo de la cubierta a la profundidad z ; $t \cdot \delta$ el coeficiente de rozamiento entre suelo y pilote y c_s 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

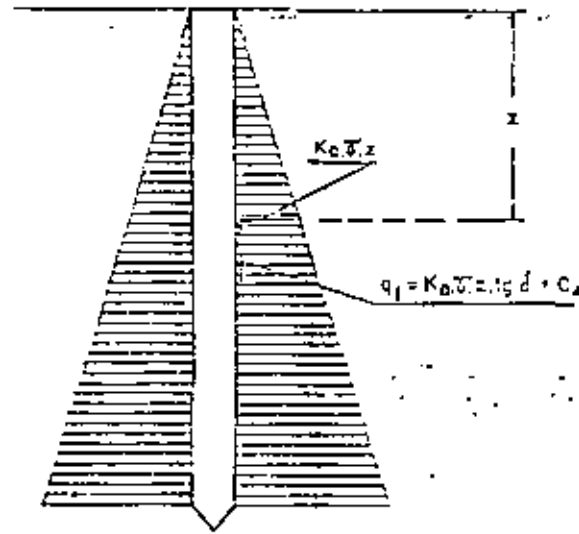


Fig. 4. — Estado teórico inicial de la interacción suelo-pilote.

velocidad con que se incrementa la carga que solicita al pilotaje.

En cuanto a la resistencia específica de punta, ésta se expresa por medio de la fórmula general:

$$q_p = c \cdot N_{c_p} + \gamma' \cdot D \cdot N_{\gamma_p} + 1/2 \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma_p} \quad (3)$$

en la cual N_{c_p} , N_{γ_p} y N_{γ_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_f 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 tema¹, 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 hincado o excavación, o cuando se hincan pilotes flotantes en suelos blandos muy sensitivos en los cuales el amasado provocado por la hincado 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_f 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 hincada no produjese alteración alguna en el estado de tensiones del suelo, el aprisionamiento lateral vendría dado por el empuje en reposo: K_0 y γz . La hincada, 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 hincada 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 hincada 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 simpleza 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 permitan 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 desarrollar 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 alifera por amasado el suelo que queda en contacto con el pilote y disminuye su resistencia original^{3, 4, 5, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25}. 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^{11, 12, 13}. 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^{12, 13, 21, 22, 23, 24, 25}. 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 $q_f > c_u$. Así lo atestiguan la literatura internacional para pilotes construidos con materiales rugosos como el hormigón, que tiene buena adherencia^{10, 26, 27} 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 parecieran 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^{1, 2, 28, 29}. 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 Cooke¹², 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 otros¹².

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_u 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 tomarse 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, 22, 23, 24} con motivo de la experimentación que llevara a cabo para el I.R.A.B.A. en la localidad de Dagnolet 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, 25}.

Kerisel, en base a experiencias propias y a determinaciones realizadas por otros^{16, 21, 22, 23, 24, 25, 26}, 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-

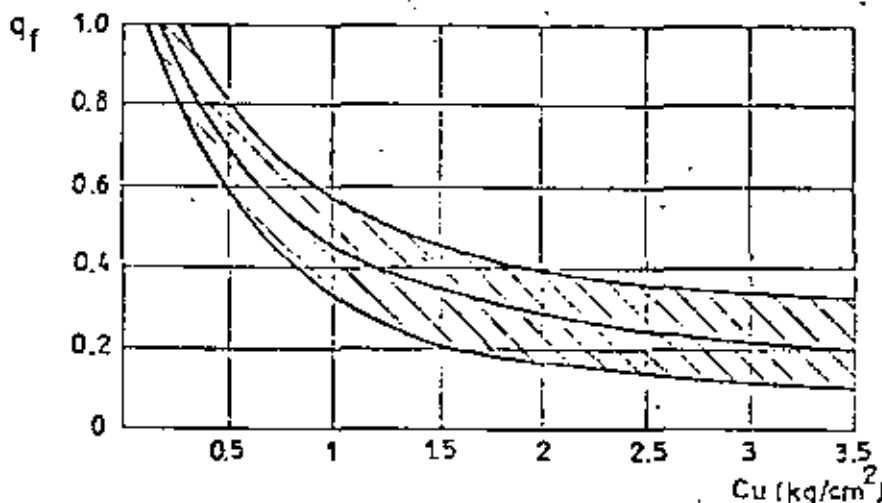


Fig. 5.—Relación entre c_u y q_f para arcillas saturadas (según Kerisel).

tudios 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 varía en las arcillas compactas entre $q_s = 0,4 \text{ kg/cm}^2$ para $c_u = 0,5 \text{ kg/cm}^2$ y $q_s = 0,6 \text{ kg/cm}^2$ 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 $q_s \approx 0,5 C_u$ 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 Bugnotel 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, construidos 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 $K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$ que define dicho estado de tensiones depende del proceso geológico que condujo a su formación pues,

para un mismo grado de preconsolidación, en las arcillas altamente preconsolidadas K_0 puede ser menor, igual o mayor que uno, según cuales hayan sido las características de dicho proceso: preconsolidación por carga o por desecación²⁴. Parece razonable suponer que la influencia del relajamiento de tensiones aumenta con K_0 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 como reductor 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 pueda 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 construirlos 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^{21, 22} y el otro a una arcilla compacta de California del Sur en Estados Unidos²³. 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^{24, 25} 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 línea favorece el aprisionamiento y en la expresión (4) K_0 se hace mayor que K_0 , adquiriendo valores

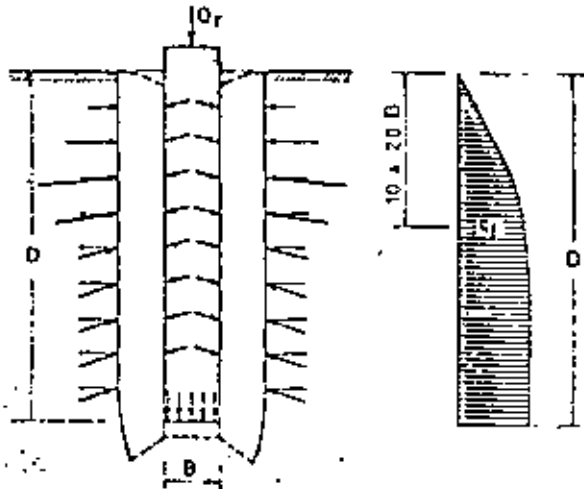


Fig. 6.—Efecto de arco en pilotes en arena y distribución de la fricción lateral (según Vésic).

que dependen de la relación entre longitud y diámetro o lado del pilote y que varían entre 1 y 3^{20, 21, 22}. 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 antiguo²³ y la experimentación que fundamenta estas aseveraciones muy extensa. La más reciente y mejor acorada ha sido

realizada principalmente por Kerisel^{20, 20, 21, 22, 23} en Francia, por Vésic^{21, 22, 23, 24, 25, 26, 27} en Estados Unidos y por el E.C.P. Committee en el Japón²⁸, 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

$$q_{c \text{ max}} = 0,08 (10)^{1,5 D_r} \text{ en kg/cm}^2 \quad (5)$$

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

$$q_{c \text{ max}} = 0,025 (10)^{1,5 D_r} \text{ en kg/cm}^2 \quad (6)$$

Se indica, asimismo, que la máxima fricción lateral en pilotes hincados reales pue-

de tomarse aproximadamente igual a dos veces la fricción determinada por medio del ensayo del cono holandés. Como una primera aproximación puede también adoptarse $q_f = 0,5 N$.

Para pilotes hincados

$$q_{f \text{ max.}} = 0,02 N \text{ (en kg/cm}^2\text{)} \leq 1 \text{ kg/cm}^2 \quad (5')$$

siendo N la resistencia normal a penetración.

Para pilotes perforados y pilares de fundación

$$q_{f \text{ max.}} = 0,006 N \text{ (en kg/cm}^2\text{)} \leq 0,40 \text{ kg/cm}^2 \quad (6')$$

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 $q_f = 0,7 \text{ kg/cm}^2$, 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 hincada 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 desplace la bentonita o se mezcle 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 aceptada que se dispone se ha realizado en Argentina¹² 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_s más un frotamiento $K\gamma/2 \operatorname{tg} \phi_s$ con K variable entre 1 y 3, según el caso. En cuanto c_s y ϕ_s son los parámetros de resistencia del suelo obtenidos en ensayos triaxiales no drenados de muestras inalteradas.

Resistencia de punta

Para pilotes y otras fundaciones profundas esbeltas, el último término de la expresión² resulta despreciable, de modo que la misma puede reducirse a:

$$q_p = c N_{c0} + \gamma' \cdot D N_{q0} \quad (7)$$

Como es sabido, los factores de capacidad de carga N_{c0} y N_{q0} 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 adquieren 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 $N_{c0} = 1$, de modo que la fórmula (7) se reduce a:

$$q_p = c N_{c0} + \gamma' \cdot D \quad (8)$$

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:

$$q_p \text{ neto} = c N_{c0} \quad (9)$$

El valor de N_{c0} ha sido objeto de numerosos análisis teóricos y experimentales, los que fueron oportunamente estudiados por Skempton^{13, 14}, quien llegó a la conclusión que, como estimación ponderada, podía adoptarse $N_{c0} = 9$, 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 $N_{c0} = 9$ y la que se deriva con la fórmula (7), utilizando los factores de capacidad de carga N_{c0} y N_{q0} que se obtienen para el ángulo ϕ' arrojado por ensayos triaxiales drenados.

Así, por ejemplo, las experimentaciones realizadas con la arcilla de Londres^{19, 20}, indican $N_{c0} = 9$, $N_{q0} = 1$. En cambio, las ejecutadas por Kerisel^{16, 21, 22} en Bagnolet, Francia, conducen a la conclusión que, suponiendo $N_{c0} = 1$, el coeficiente N_{c0} 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^{19, 20, 23, 24, 25, 26}. Por otra parte, algunos ensayos ejecutados en la Argentina²⁷ 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 $c' \approx 0$, 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^{28, 29}, 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 dilatación. 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 $N_{c0} = 9$ provee de una estimación segura que puede, eventualmente, resultar muy conservadora sin que, en

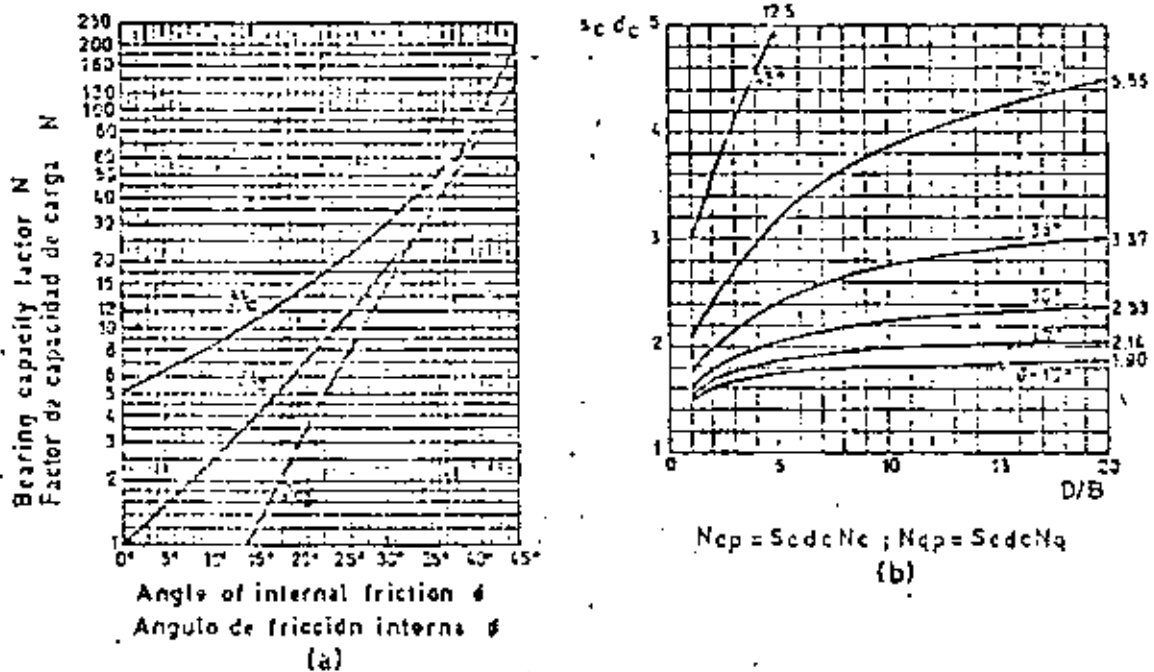


Fig. 7. — Factores de capacidad de carga (según Hansen).

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 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 Vésic¹⁴. 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

Kerisel^{15, 16, 17} en Francia, Vésic^{14, 15, 18} en Estados Unidos y el C.E.P. Committee en el Japón². 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 Vésic¹⁴ de la siguiente manera:

1. — En semejanza con lo que ocurre con la fricción lateral, la resistencia de punta no aumenta indefinidamente con $\gamma' \cdot D$, 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:

$$q_p = \gamma' \cdot D \cdot N_{qp} \tag{10}$$

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 hincados

$$q_p = 4 (10)^{2.4} \sigma_p^2 \text{ en kg/cm}^2 \tag{11}$$

La resistencia a penetración de la punta que provee el ensayo del cono holandés representa razonablemente bien este valor^{14, 15}.

Pilotes perforados y pilares de fundación

$$q_p = 1.5 (10)^{2.4} \sigma_p^2 \text{ en kg/cm}^2 \tag{12}$$

La diferencia entre las fórmulas (11) y (12) pone en evidencia la importancia que el método constructivo tiene sobre la re-

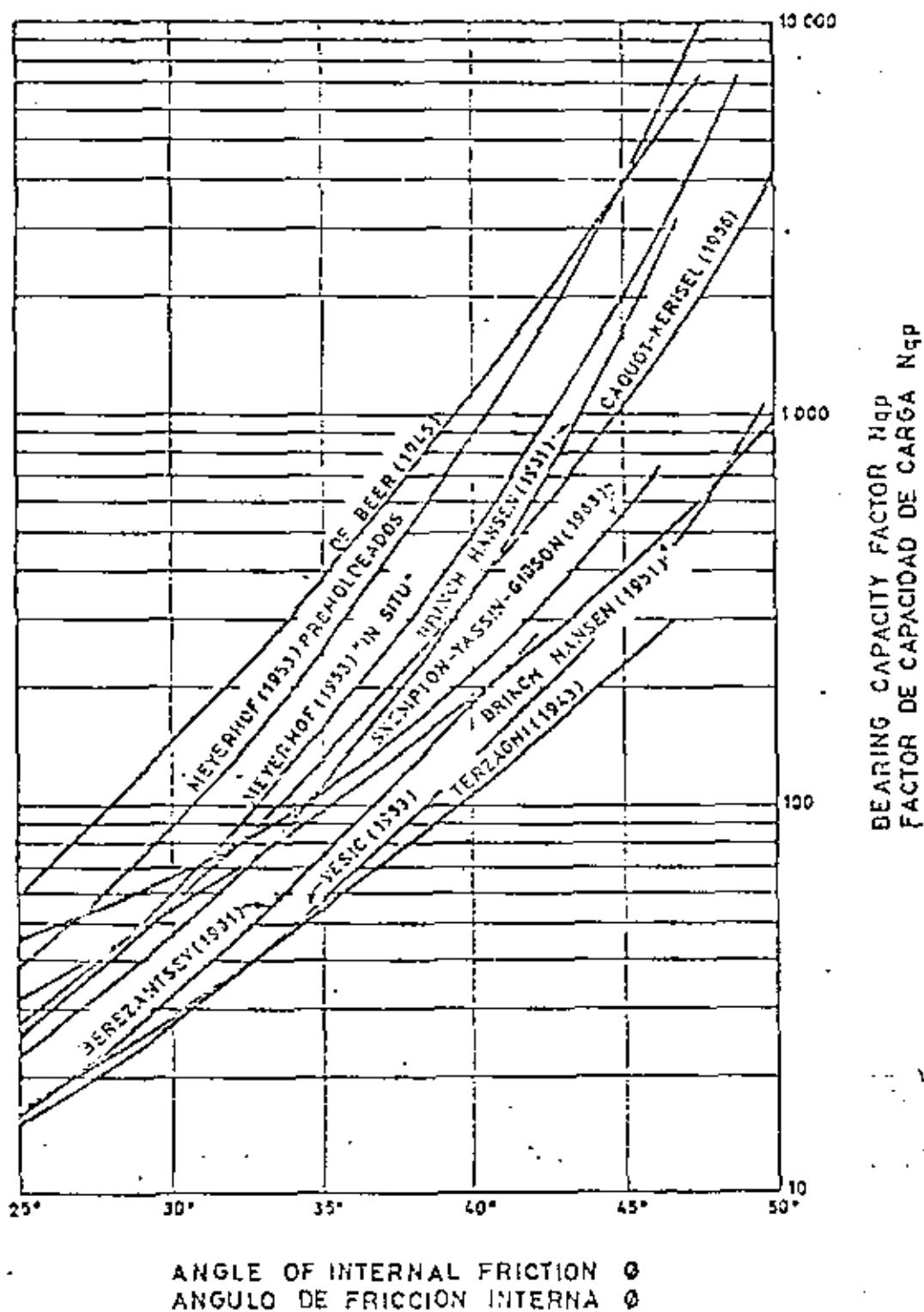


Fig. 8.—Valores del factor de capacidad de carga N_{qp} propuestos por distintos autores (según Véric).

sistencia de punta en arenas. La hincamejora 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:

$$q_n = 4 \text{ N en kg/cm}^2 \quad (11')$$

Pilotes perforados y pilotes de fundación:

$$q_n = 1,5 \text{ N en kg/cm}^2 \quad (12')$$

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.E.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, Tavenas¹² 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_{cp} 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^{22, 23}:

$$N_{ap} = s_c d_c N_q \quad (13)$$

en la cual $s_c d_c$ es una función de la penetración relativa D_{rel} del pilote dentro de la arena, Fig. 9, y que se deduce de la Fig. 7, haciendo $D_{rel} = D/B$. Por su parte No existe conocimiento acotado sobre la

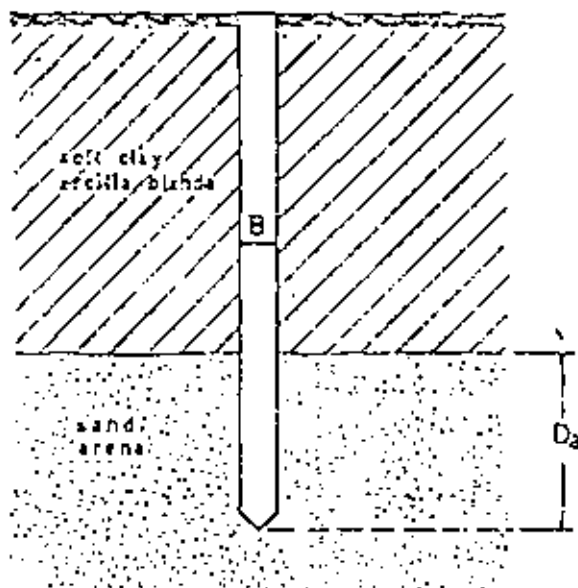


Fig. 9.—Profundidad relativa de un pilote que atravesando arcilla blanda penetra en arena.

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:

$$q_p = (c N_c + \gamma' D N_q) s_u d_r \quad (14)$$

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^{29, 30}. 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^{2, 15, 16, 19, 20, 26}. Mientras algunas mediciones recientes en pilotes instrumentados^{29, 31} 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 contrario³² 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 pilotes¹⁰. 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 hubiese 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 hínca 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 hínca 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 referencia¹¹, 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 pilote 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

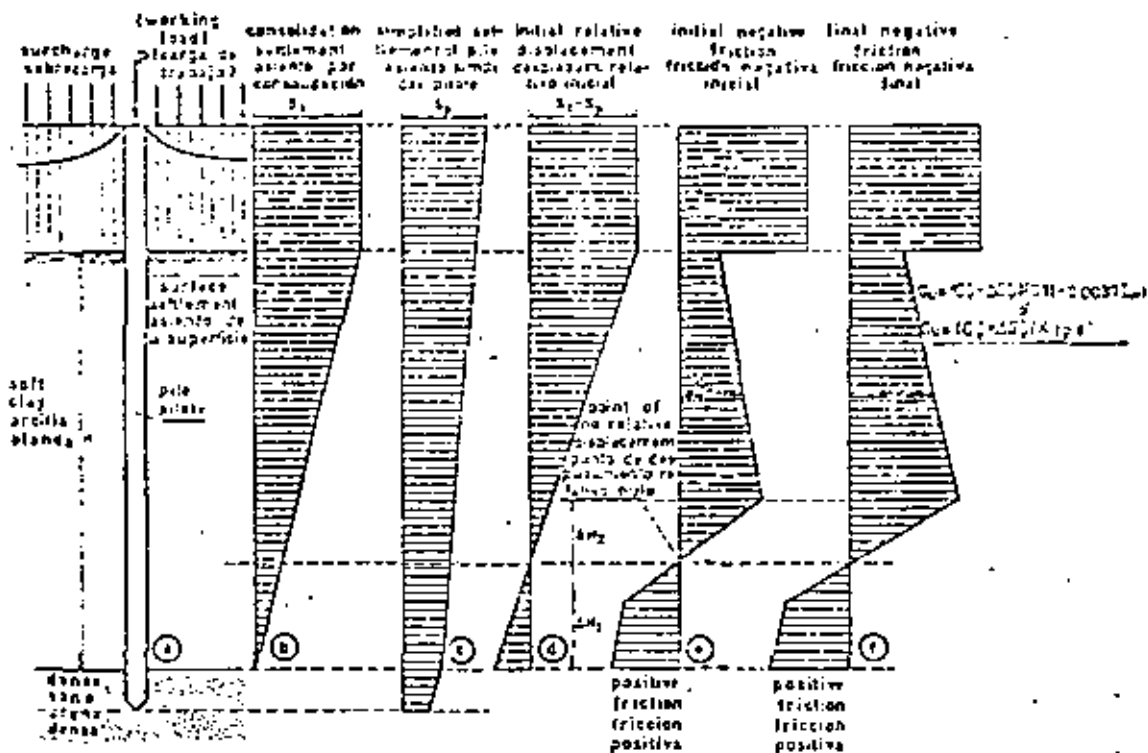


Fig. 10. — Desarrollo y mecanismo de la fricción negativa.

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:

- El contacto entre pilotes y relleno.
- 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 $E_v = \sim 1/m. = 100 \text{ kg/cm}^2$, 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 drenante. 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 $(H - \Delta H_1 - \Delta H_2/2)$ de la capa blanda, es decir

$$P_i(-) = c_u p (H - \Delta H_1 - \frac{\Delta H_2}{2}) \quad (15)$$

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 inalterado. 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 descende con la consolidación hasta alcanzar la posición ΔH , 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 Skempton²⁰, 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 γ D 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_u 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_{91} . 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 eficiente".

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 línea 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:

$$S_1 = \int_0^H \frac{1}{E_s} \Delta\sigma_z dz \quad (16)$$

Las tensiones $\Delta\sigma_z$ pueden obtenerse recurriendo a las soluciones gráficas y numéricas (20' y 21') desarrolladas por integración de la fórmula de Mindlin^{20, 21}. 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 notación 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 por Poulos y sus colaboradores^{22, 23, 24, 25}. 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:

$$P = \sum p_i = B \frac{L}{n} + p_0 \pi \frac{B^2}{4} \quad (17)$$

en la cual p_i es la fricción unitaria que, para cada elemento, se adopta como uniformemente distribuida en la periferia del elemento y p_0 la carga unitaria transmitida a la punta, que también se supone uniformemente distribuida.

Recurriendo a las ecuaciones de Mindlin^{20, 21}, 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

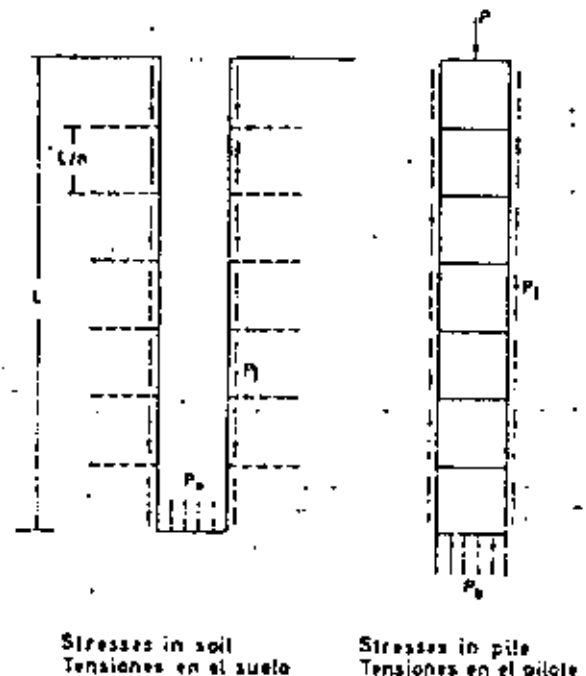


Fig. 12.—Esquema teórico de transferencia de tensiones entre suelo y pilote en arcilla saturada, (según Poulos).

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 pueda expresarse como:

$$S_1 = \frac{P}{LE_s} I_s \quad (18)$$

en la que P es la carga de trabajo, L la longitud del pilote, E_s el módulo de deformación del suelo e I_s 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:

$$S_v = \frac{P \cdot 0,6 L}{A_p E_p} \quad (19)$$

en la cual A_p sección transversal del pilote y E_p 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_s a aplicar en la fórmula (16). De ser cierta la afirmación del párrafo precedente correspondería utilizar el valor E_s 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_s constituye la parte más difícil en la aplicabilidad de la fórmula (18).

Para pilotes que resisten de punta,oulos y Mattes²³ calcularon también coeficientes de influencia similares a I_s 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 cuyas puntas descansan 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 embebidos 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

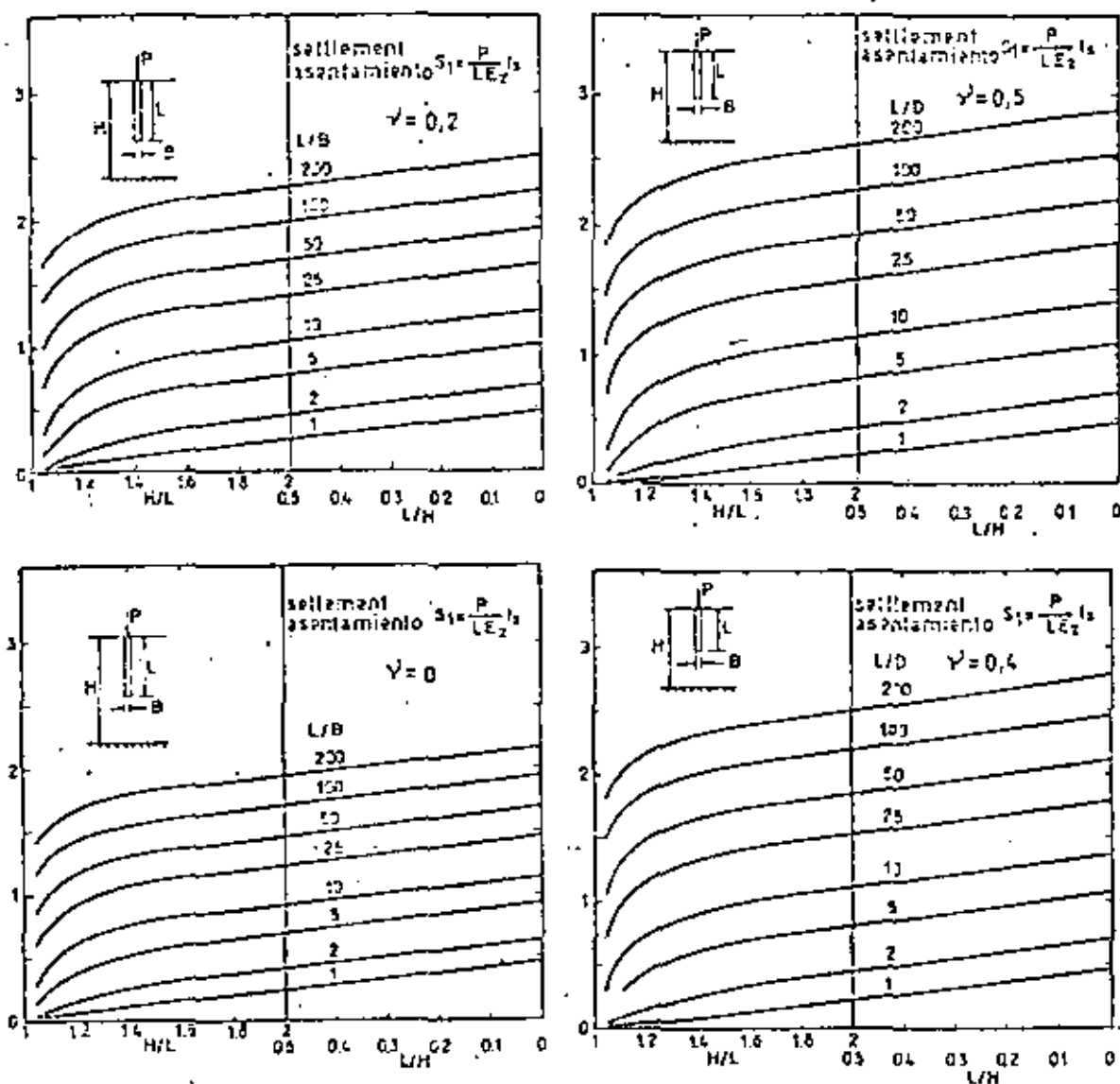


Fig. 13. — Factor de influencia I_1 , para determinar el asentamiento de un pilote individual hincado en arcilla saturada homogénea (según Poulos y Davis).

es despreciable: no alcanza al 5% de la primera. La solución, por tanto, puede usarse también para pilotes que cruzando arcilla blanda penetran en arcilla densa, incluidos los que se ven sometidos a fricción negativa.

Vésic propone la siguiente expresión empírica para calcular dicho asentamiento:

$$S_1 = \frac{C_1 P_p}{(1 + D_r^2) B q_p} \quad (20)$$

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_1 un coeficiente que depende del método de instalación del pilote.

Para arenas normalmente consolidadas, los ensayos en que se basa el análisis han arrojado los siguientes valores para C_1 :

Para pilotes hincados $C_1 = 0,04$

Para pilotes introducidos por empuje por gastos $C_1 = 0,05$

Para pilotes enterrados o pilotes perforados sin alterar la arena $C_1 = 0,18$

Como variante a la fórmula (20), Bolognesi ha propuesto utilizar la expresión:

$$S_1 = 1,25 B \epsilon_{11} \quad (20')$$

en la cual ϵ_{11} 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 condición inicial $\frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} = K_0$, con la de rotura

$\frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} = K_1$. Para calcular ϵ_{11} 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:

$$S_T = S_1 + S_2 = \frac{C_1 P_1}{(1 + D_1^2) B q_p} + \frac{(P_2 + 0,6 P_1) L}{A_s \cdot E_p} \quad (21)$$

siendo P_1 la carga de trabajo que el pilote toma por fricción, L la longitud, A_s 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_1 , 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 Maracaibo en Venezuela¹, 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. 14. Este dispositivo consistente en una célula metálica y una cámara de distribución de presiones 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 pilotes

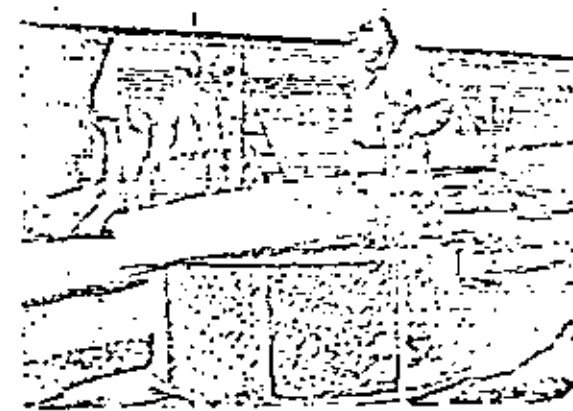


Fig. 14. — Célula de precarga y cámara de grava de distribución de presiones: a) y b) partes y conjunto armado para un pilote de 90 cm de diámetro; c) para un pilote de 2 m de diámetro.

corrientes, la hincada constituye una forma muy eficiente de precarga que es continuamente llevada hasta la rotura a medida que el pilote penetra. Al suspender la hincada, 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 comparables 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-

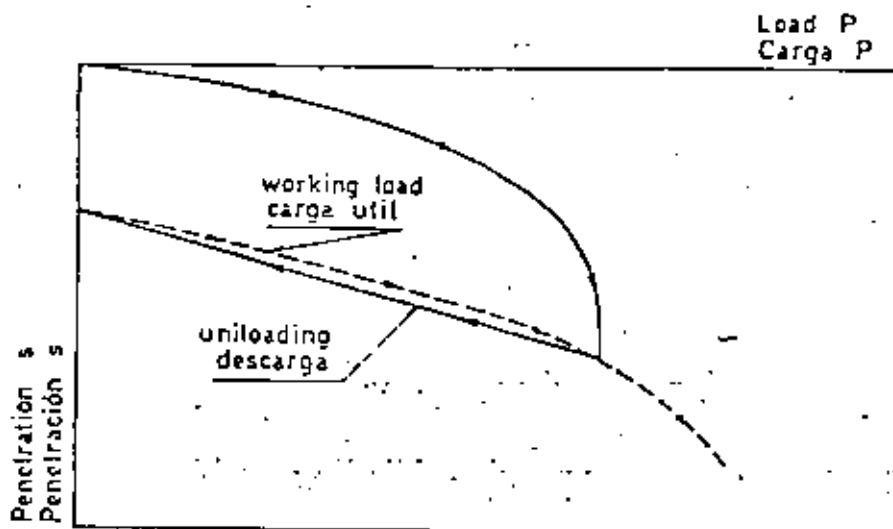


Fig. 15. — Efecto de precarga provocado por la hincada.

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 hincada 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 Tavenas²², 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 disminuiría 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 lineal 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^{22, 23, 24, 25, 26, 27}. Se describe a continuación considerando por separado las arcillas saturadas y las arenas.

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 rígido²⁸, 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:

$$Q_c = \bar{B} \cdot \bar{L} q_u + (2\bar{B} + 2\bar{L}) q_f \quad (22)$$

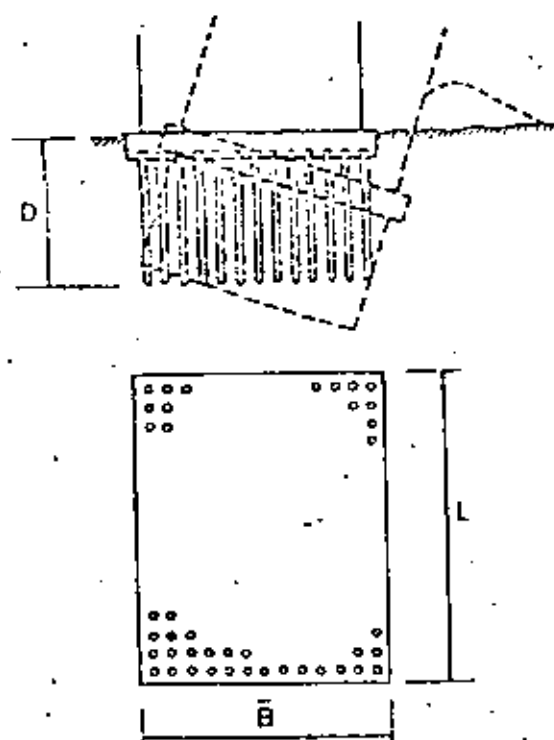


Fig. 16. — Criterio de Terzaghi-Peck para determinar la capacidad de carga de un grupo de pilotes en arcilla.

en la cual:

\bar{B} = Ancho del grupo de pilotes.

\bar{L} = Longitud del grupo de pilotes.

q_u = Resistencia a rotura de la base de tamaño $\bar{B} \times \bar{L}$ situada a la profundidad \underline{D} .

q_f = Resistencia unitaria media al corte del suelo dentro del espesor \underline{D} .

2. — Recurrir a las llamadas fórmulas de eficiencia, de naturaleza netamente empírica, de las cuales una de las conocidas es la de Converse-Labarre²⁹. Introduce un coeficiente η , reductor de la capacidad de carga individual e igual a:

$$\eta = 1 + \frac{\alpha}{90} \left\{ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \cdot n} \right\} \quad (23)$$

TABLA I

FACTORES DE INFLUENCIA k_1 PARA UN PILOTE INDIVIDUAL (según Poulos y Davis)

$H/L \backslash L/B$	$\nu = 0.5$			$\nu = 0$		
	10	25	100	10	25	100
∞	1,41	1,55	2,54	1,16	1,47	1,95
5	1,21	1,76	2,44	1,07	1,37	1,86
2,5	1,20	1,64	2,31	0,96	1,27	1,76
1,5	0,98	1,42	2,11	0,80	1,11	1,58
1,2	0,72	1,18	1,50	0,62	0,94	1,44

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 k_2 resulta igual al valor

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	0,62	1,2	1,10
5 d	0,77	1,3	1,15
10 d	0,74	1,45	1,20

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_1 que experimentaría el grupo si su cabezal fuese rígido, proporcionando la relación que existe entre S_{max} y S_1 para $L/B=25$ y $\nu=0,5$ como lo indica la tabla IV.

TABLA II

VALORES DE k_2 PARA GRUPOS DE PILOTES CON CABEZAL RIGIDO PARA $L/B=25$ y $\nu=0,5$ (según Poulos)

$H/L \backslash L/B$	$n \cdot m = 2 \times 2$					$n \cdot m = 3 \times 3$				
	∞	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	0,345	0,415	0,363	0,359	0,256	0,186
10	0,425	0,408	0,385	0,323	0,291	0,303	0,245	0,229	0,165	0,141

$H/L \backslash L/B$	$n \cdot m = 4 \times 4$					$n \cdot m = 5 \times 5$				
	∞	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	0,123	0,281	0,220	0,194	0,129	0,091
10	0,237	0,166	0,143	0,100	0,083	0,160	0,119	0,100	0,067	0,055

TABLA IV

VALORES DE $S_{LIM. S_1}$ PARA $L/B=25$ Y $\nu=0.5$ (según Poulos)

Grupo L/H	n . m = 3 × 3			n . m = 4 × 4			n . m = 5 × 5		
	∞	1.5	1.2	∞	1.5	1.2	1.5	1.2	
2.5	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	1.24	1.20	1.11

En cuanto al asentamiento diferencial entre 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 rotura, 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_1 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 están dadas todavía todas las pruebas necesarias para asegurarlo¹².

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_1 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 (24).

Arenas

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 hincada 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 referencias²⁰ y ²¹. 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 directas²². 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_i de un pilote individual^{23, 24, 25, 26, 27, 28}. De ellas se elige aquí la más reciente²⁸, 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:

$$\frac{S_g}{S_i} = \sqrt{\bar{B}/B} \quad (25)$$

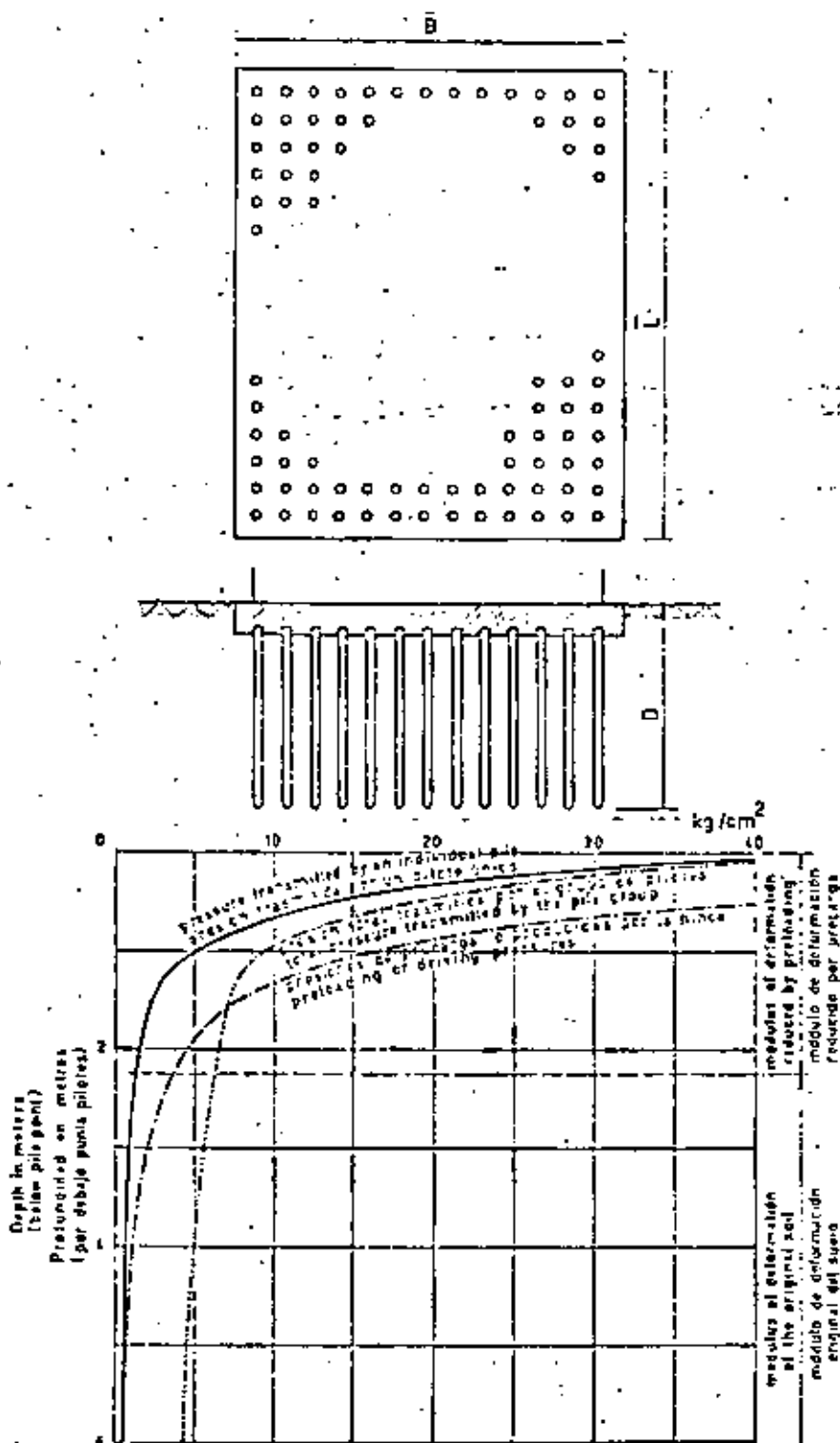


Fig. 18. — Cálculo formal del asentamiento de un grupo de pilotes. Distribución de presiones y módulos de deformación.

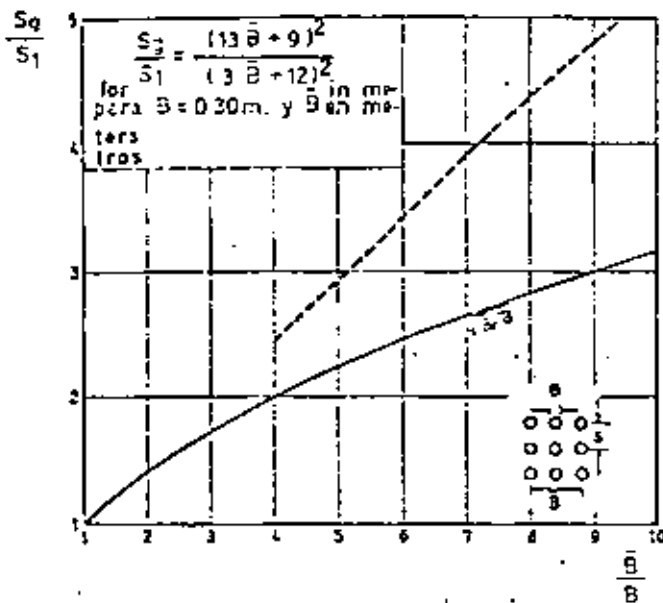


Fig. 19. — Relación entre el asentamiento de un grupo de pilotes en arena y el asentamiento de un pilote único.

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-

la 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 están completamente 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 conduzca, además, a una cimentación que experimente 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 vea fuertemente incrementado por la influencia de un grupo grande de pilotes, de valor compatible con las deformaciones que aceptan las estructuras comunes. Por ello, 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^o.

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 hinca:

$$s = \frac{2 E}{P} \cdot \frac{M}{M+G} \quad (26)$$

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.

Las cargas inclinadas se absorberán, en general, mediante pilotes inclinados. Sin embargo, para pilotes de hormigón armado unidos a un cabezal y embebidos en el terreno con una arma igual o mayor de 0,5% de sección transversal bruta podrá aceptarse que cada pilote alcanza a soportar una carga horizontal H de hasta:

$H(\text{kg}) = B^2 (\text{cm}^2)$ para pilotes cuadrados,
 $H(\text{kg}) = (0,8 B)^2 (\text{cm}^2)$ para pilotes circulares.

Siendo B el lado del pilote cuadrado o el diámetro del pilote de sección circular, según corresponda.

Sólo podrán asignárseles la absorción de cargas horizontales mayores mediante la justificación por cálculo o por ensayos de carga.

La hincada de los pilotes se efectuará de modo de asegurar su verticalidad, o inclinación, y la posición fijada en los planos. Se admitirá como máximo un desplazamiento horizontal de 10 cm. y una desviación vertical de 2%. En caso de producirse un desplazamiento o una desviación mayor, el proyecto del cimiento será calculado y modificado para soportar las fuerzas excéntricas y horizontales resultantes, debiendo hincarse pilotes adicionales si fuera necesario.

Los pilotes de hormigón armado serán calculados siguiendo las prescripciones establecidas en este Código para las columnas. Podrán ser prefabricados o colados en sitio. En ambos casos el recubrimiento de la armadura no será inferior a 3 cm. Además, en pilotes prefabricados deberá verificarse la armadura a los esfuerzos

que produce el izado; en pilotes colocados en sitio se cuidará que durante el colado la misma conserve su correcta posición y no resulte dañada. Los pilotes colados en sitio deben construirse de modo de asegurar su continuidad, la exclusión de toda sustancia extraña y evitar torcimientos o perjuicios a los pilotes próximos ya terminados.

Conclusión

Una síntesis escogida del estado del conocimiento encierra las limitaciones que surgen del acierto que se pudo haber tenido al seleccionar entre datos e ideas, a veces contrapuestos, para quedarse con los que se consideraron más importantes y acertados. Pero, por otro lado, un trabajo de esta índole donde no se vuelque de una manera decisiva la experiencia y el propio pensamiento del autor no dejaría de ser un agrupamiento amorfo de esas ideas y datos sin aglutinamiento que les dieren unidad.

En la tarea de escoger, me he guiado por dos aspectos importantes:

1. La aplicación al ámbito en que se desarrolla mi labor profesional y las investigaciones en las que tuve oportunidad de participar.
2. La experiencia que he ganado en la labor docente donde se aprende que, en la tarea de escoger para enseñar, lo más importante es plantear con claridad la esencia de lo que se quiere transmitir de modo que las complicaciones se den por simple agregación.

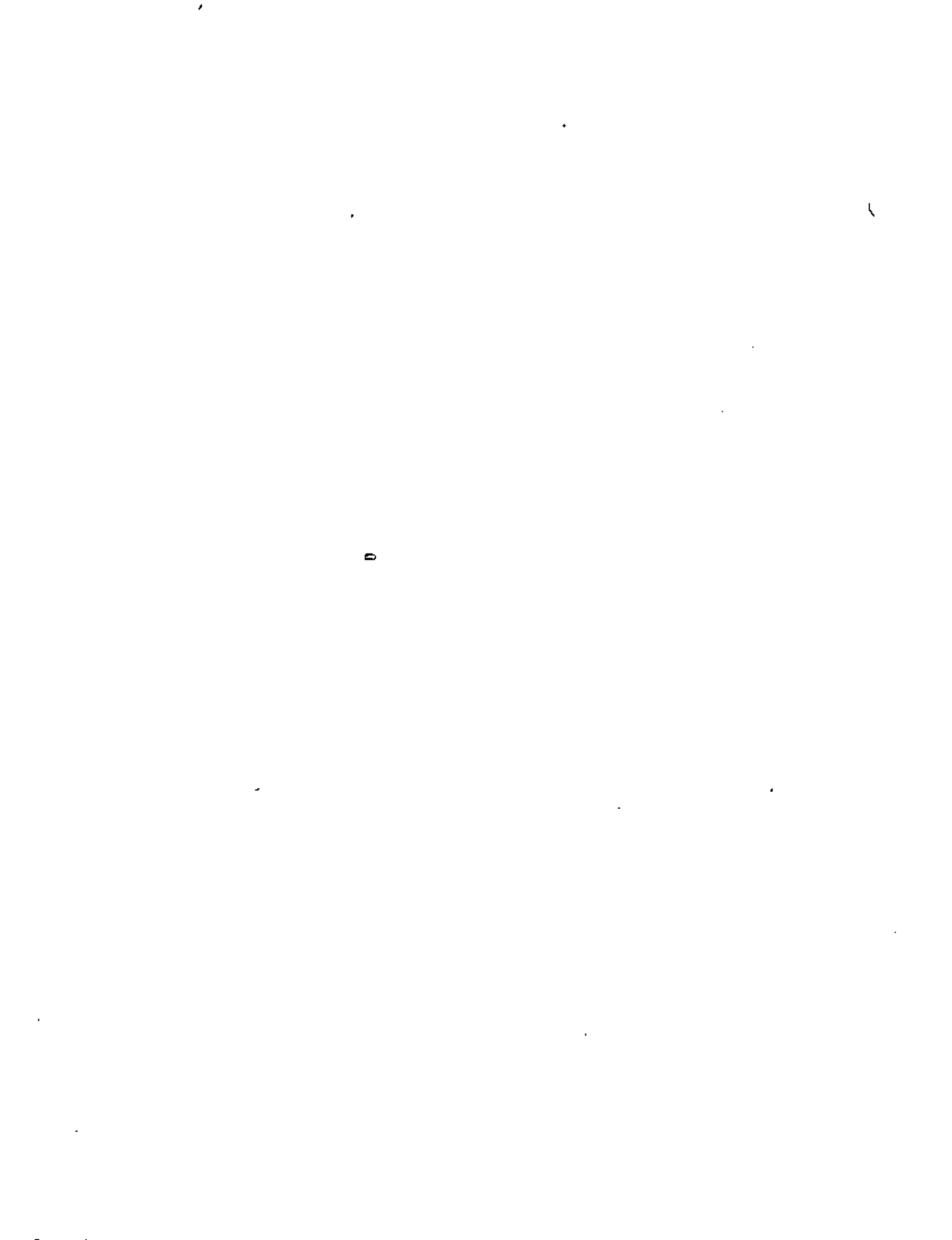
REFERENCIAS

1. *Bentley & Gault*. "The Bridge Spanning Lake Maracaibo in Venezuela", 1963.
2. *U.C.P. Committee*. "Experimental studies of bearing capacity of piles in sand", Tokio, Japón, 1960.
3. *Terzaghi A.* "The axial and lateral load bearing capacity and failure by buckling of piles in soft clay", *Proc. IV Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Londres, 1957.
4. *Ejervang L., Hansen J. B. y Sevaldson R.* "Geotechnical investigations for a quay structure in Høsten", *Norsk Geotekn. Publ. N° 26*, Oslo, 1953.
5. *Ejervang L. y Flodin N.* "The development of soil mechanics in Sweden 1900-1925", *Geotechnique*, Londres, 1960.
6. *Ejervang L. y Johannessen J.* "Pore pressures resulting from driving piles in soft clay", *Conf. Pore Pressure and Suction in Soil*, Londres, 1960.
7. *Dolopessi A. J. L.* Discussion: "Tests on instrumented piles, Ogeechee River site", *Journ. Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.*, nov. 1970.
7. *Dolopessi A. J. L.* "Written contribution to main Session I", *Proc. VII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* México, 1969.
8. *C. A. I.* "Dictamen de la comisión especial del C.A.I. sobre seguridad edilicia en Buenos Aires", *Boletín del Centro Argentino de Ingenieros*, mayo, 1970.
9. *Cantelmo H.* "La force portante des groupes de pieux", *Proc. III Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.* Zurich, 1953.
10. *Coquet et Kerisel.* "Traité de mécanique des sols", 4^e ed. Gauthier, Villars, 1956. Hay traducción castellana por L. García Iturbe, G. Linares Esteves y D. Estrada Manchón.
11. *Carygiando A.* "The structures of clay and its importance in foundation engineering", *Journ. Boston Soc. of Civ. Engrs.* 1932.
12. *Coyle H. M. y Reese L. C.* "Load transfer for axially loaded piles in clay", *Journ. Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.*, marzo, 1966.
13. *Coyle H. M. y Sultman J. H.* "Skin friction for a steel piles in sand", *Journ. Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.*, noviembre, 1957.
14. *Cummings A. E., Kerkhoff G. O., Peck R. B.* "Effect of driving piles into soft clay", *Proc. A.S.C.E.*, diciembre, 1943.
15. *Chellis R. D.* "Pile Foundations", 2nd. Edit. Mc Graw-Hill, Co., Inc., New York, 1961.
16. *De Beer E. E.* "Etude des fondations sur pilotis et des fondations directes", *Annales des Travaux Publics de Belgique*, 1945.
17. *De Beer E. E.* "The Scale effect in the transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations", *Geotechnique*, 1963.
18. *Forchard P. W. y Reese J. L.* "Prediction of pile capacity by the wave equation", *Journ. Soil Mech. and Found. Eng. A.S.C.E.*, March, 1964.
19. *Eudo M., Mison A., Kurosaki T. y Shibata T.* "Negative skin friction acting on steel pipe pile in clay", *Proc. VII Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.* México, 1969.
20. *Fellenius, Bengt H., Bruns, Bengt D.* "Negative skin friction for long piles driven in clay", *Proc. VII Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.* México, 1969.
20. *Geddes J. D.* "Stresses in foundation soil due to vertical subsurface loading", *Geotechnique*, Londres, 1966.
21. *Gulder H. Q.* "Some loading tests to failure on piles", *Proc. III Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* Zurich, 1953.
21. *Grillo O.* "Influence scale and influence chart for the computation of stresses due respectively to surface point load and pile load", *Proc. II Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* Rotterdam, Holanda, 1948.
22. *Grundbau Taschenbuch.* Band I, 2. Auflage. Verlag Von Wilhelm Ernst & Sons, Berlin, 1966.
23. *Hansen E.* "A general formula for bearing capacity", *Geoteknisk Institut. Bulletin N° 12*, Copenhagen, 1961.

24. Hansen Brinch. "Some stress - strain relationships for soils". *Proc. VI Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* Montreal, Canadá, 1965.
25. Hansen B. "A revised and extend formula for bearing capacity". *Geoteknisk Institut. Bulletin N° 25.* Copenhagen, 1970.
26. Houset W. S. "Pile load capacity: estimates and tests results". *Journ. Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.*, julio, 1966.
27. Holt W. G. y Lovitt C. A. "Effects of driving displacement piles in lean clay". *Journ. Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.*, set., 1965.
28. Ireland 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 Bjerrum 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. Kerisel J. "Fondations profondes en milieux sableux". *Proceed. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.* Paris, 1961.
31. Kerisel J. "Deep foundations basic experimental facts". *Congreso de Cimentos Profundos*, México, 1964.
32. Kerisel J. L. "Vertical and horizontal bearing capacity of deep foundations in clay". *Proceed. bearing capacity and settlement of foundations*, Duke University, 1967.
33. Kerisel J. y Adam M. "Fondations profondes". *Annales Inst. Tech. du Bat. et des Trav. Publics*, Paris, nov., 1962.
34. Kerisel J. y Adam M. "Charges limites d'un pieu en milieux argileux et limoneux". *Proc. Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, México, 1969.
35. Kerisel J. L'Herminier R. y Tchong Y. "Résistance de pointe milieux pulvérulents de serrages divers". *Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Montreal, Canadá, 1965.
36. Kozdi A. "Bearing capacity of piles and piles groups". *Proceed. IV Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.* Londres, 1957.
37. Kozumi Y., Kojira J. "Field tests with regards to pile driving and bearing capacity of piled foundations, Soil and Foundation". Tokio, 1967.
37. Lo K. J. y Stermac, A. G. "Induced pore pressures during pile driving operations". *Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Montreal, Canadá, 1965.
38. Lee I. K. *Soil Mechanics-Selected Topics*, Butterworth, Londres, 1969.
39. Mansur C. I. y Focht, J. A. "Pile loading tests, Morgenza way control structure". *Trans. A.S.C.E.* Vol. 121, 1959.
40. Mansur C. I. y Hunter A. H. "Pile tests. Arkansas river project". *Journ. Soil Mech. and Found. Eng. A.S.C.E.* Set., 1970
41. Mc Clelland E., Focht, J. A. y Emrich, W. S. "Problems in design and installation of offshore piles". *Journal Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.* Nov., 1969.
42. Meyerhof G. G. "An investigation of the bearing capacity of some bored and driven piles in London clay". *Geotechniques*, Londres, 1952-53.
43. Meyerhof G. G. "Recherches sur la force portante des pieux". *Annales Inst. Tech. du Bat. et des Trav. Publics*, 1953.
44. Meyerhof G. G. "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils". *Proceeding. A.S.C.E.* Vol. 62, Separate N° 800-15-56.
45. Meyerhof G. G. "Compaction of sands and bearing capacity of piles". *Journ. Soil Mech. and Found. Eng.*, A.S.C.E. dic., 1959.
46. Meyerhof G. G. "The design of Franki piles with special reference to groups in sands". *Proc. Symposium on Design of Pile Foundations, 6th Int. Cong. Bridge and Struct. Eng.* Estocolmo, 1960.
47. Mindlin R. D. "Force at a point in the interior of a semi-infinite solid". *Physics*, 1936.
48. Mohan D., Jain C. S. y Kumar V. "Load bearing capacity of piles". *Geotechnique*, Londres, 1963.

49. *Mohax D., Jain G. S. y Jain H. 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 compren-
sibility of clays". Tesis doctoral. Univ. of Illinois, 1966.
51. *Moretto O.* Soil properties-Shear strength and consolidation. Informe General. División 2.
II Conf. Int. Soil Mech. and Found. Eng. Montreal, Canadá, 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 In-*
geniería 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.* Aca-
demia Nac. de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Bs. As. 1971.
55. *Moretto O. y Buloguesi A.J.L.* "Cimentaciones con pilotes solicitados por fricción negativa".
Primer Congreso Panam. de Mec. de Suelos y Cimentaciones, México, 1969.
56. *Nordlund K. L.* "Bearing capacity of pile in cohesionless soil". *A.S.C.E. J. Soil Mec.* 89.,
N° SM3, pp. 1.35, 1963.
57. *Núñez E., Varidó O. A., Buloguesi A. J. L., Moretto O.* "Algunas Relaciones entre los méto-
dos de cálculo de la carga permisible y el comportamiento real de pilotes de hormigón".
III Congreso Panam. de Mec. de Suelos e Ingeniería de Fond. Caracas, 1967.
58. *Olsen R. E. y Flunte K. S.* "Pile - driving formulas for friction piles in sand", *Journ. Soil*
Mech. and Found. Div. A.S.C.E., nov., 1967.
59. *Orric O. y Brens 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 80*, High-
way Research Board, 1953.
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 incompres-
sible piles and piers", *Geotechnique*, Londres, set., 1963.
63. *Poulos H. G. y Mattes B. E.* "The behaviour of axially loaded end-bearing piles", *Geotech-*
nique, Londres, 1960.
64. *Sales J. A. S. y Brizance 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. *Seawilan R. H.* "Dynamic prediction of pile static bearing capacity", *Journ. Soil Mech. and*
Found. Div. A.S.C.E., marzo, 1969.
66. *Siel H. B. y Reese L. C.* "The action of soft clay along friction piles", *Trans. A.S.C.E.*, 1957.
67. *Sharman P. 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 in-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 Cat. 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. *Sudeberg, L. O.* "Consolidation theory applied to foundation pile time effects". *Geotechnique*,
Londres, 1962.

74. *Sternac, A. G.; Selby, R. G. y Devoto, 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. *Tavenas, F.* "Discussion Tests on instrumented piles, Ogeechee river site". Journ. Soil Mech. Found. Eng. A.S.C.E. Nov. 1970.
77. *Taylor.* 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, E.* "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. *Vardić, O. A.; Náñez, E.; Bolognesi, A. J. L.; Moretto, 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, Nº 39, 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 B-169, 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. Nº 444, San Francisco, California, ASTM 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". Géotechnique, Londres, 1957.
90. *Whitaker, T. y Cooke, R. W.* "A new approach to pile testing". Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Paris, 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. B.* "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 Bolton, S. D.* "Pile loading tests in stiff clays". Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Paris, 1961.
95. *Yang Nai-Chen.* "Redriving characteristics of piles". Journ. Soil Mech. and Found. Eng. A.S.C.E. Julio, 1956.
96. *Zeevaert, L.* "Compensated friction — pile foundation to reduce the settlement of buildings on the highly compressible volcanic clay of Mexico City". Proceed. IV Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Londres, 1957.
97. *Zeevaert, L.* "Reduction of point bearing capacity of piles because of negative friction". Proc. I Conf. Pen. de Mec. de Suelos y Cimentaciones. México, 1959.
98. *Zeevaert, 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 de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

ING. LUIS BERNARDO RODRIGUEZ G.

JULIO, 1980



INDICE.

	PAGINA.
I. INTRODUCCION.	1
II. EXCAVACIONES.	1
II.1 Excavaciones con talud.	2
II.2 Excavaciones ademadas.	18
III. EXPANSIONES.	29
III.1 Algunas medidas para disminuir las expansiones.	30
IV. CONTROL DE FILTRACIONES.	31
IV.1 Métodos de abatimiento del nivel freático.	32
V. DISEÑO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.	39
VI. DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS.	46
VI.1 Movimientos asociados con una excavación.	46
VI.2 Asentamientos debidos al abatimiento del nivel freático.	47
VI.3 Algunos pasos para prevenir daños en estructuras vecinas.	48
VII. INSTRUMENTACION Y CONTROL EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.	49

P A G I N A .

VII.1	Abatimiento del nivel freático por gravedad.	50
VII.2	Abatimiento de nivel freático por electroosmosis.	53
VII.3	Movimientos.	54
VII.4	Inclinómetros.	57
VII.5	Cargas en puntales.	58
VII.6	Compactación.	58
VII.7	Desplomes y movimientos posteriores a la construcción.	59

I. INTRODUCCION.

En los temas tratados anteriormente, se han descrito los métodos para lograr un comportamiento adecuado de varios tipos de cimentaciones someras. En general, una cimentación se considera satisfactoria, si no transmite al subsuelo presiones que excedan su capacidad de carga o que provoquen excesivos asentamientos. Sin embargo, ciertos tipos de cimentación que pueden ser completamente aceptables desde los dos puntos de vista anteriores, pueden ser también extremadamente difíciles o imposibles de construir, o su construcción puede provocar asentamientos excesivos en las estructuras vecinas. Por lo tanto, la elaboración de un buen procedimiento de construcción de la cimentación deberá considerarse como un factor importante y, en ocasiones decisivo en la solución final de cimentación que se adopte.

II. EXCAVACIONES.

La mayoría de las estructuras que se construyen son cimentadas por debajo de la superficie del terreno, lo cual implica realizar excavaciones cuya profundidad depende del tipo de cimentación elegido de acuerdo con los temas tratados anteriormente.

Son varios los factores que se deben tomar en cuenta para realizar una excavación; a continuación se describen los aspectos más importantes:

II.1 EXCAVACIONES CON TALUD.

La condición principal para realizar este tipo de excavaciones es que exista suficiente espacio en las vecindades donde se efectuará la excavación para desarrollar los taludes con la inclinación que se obtenga de los análisis; esta inclinación es función del tipo y propiedades del suelo o roca, la profundidad de la excavación y el tiempo que la excavación debe permanecer abierta.

a) Tipos de falla.

Los tipos de falla más frecuente que se presentan en los taludes de una excavación, son los siguientes:

- Fallas por rotación.
- Fallas por deslizamiento o traslación.

En el primer caso, se define una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin error mayor, a una circunferencia.

En el segundo caso, la falla ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud, o en su cimentación, las cuales -

suelen ser horizontales o muy poco inclinadas respecto a la horizontal.

En la figura 1 se presenta la nomenclatura usual en taludes simples, así como los diversos tipos de falla.

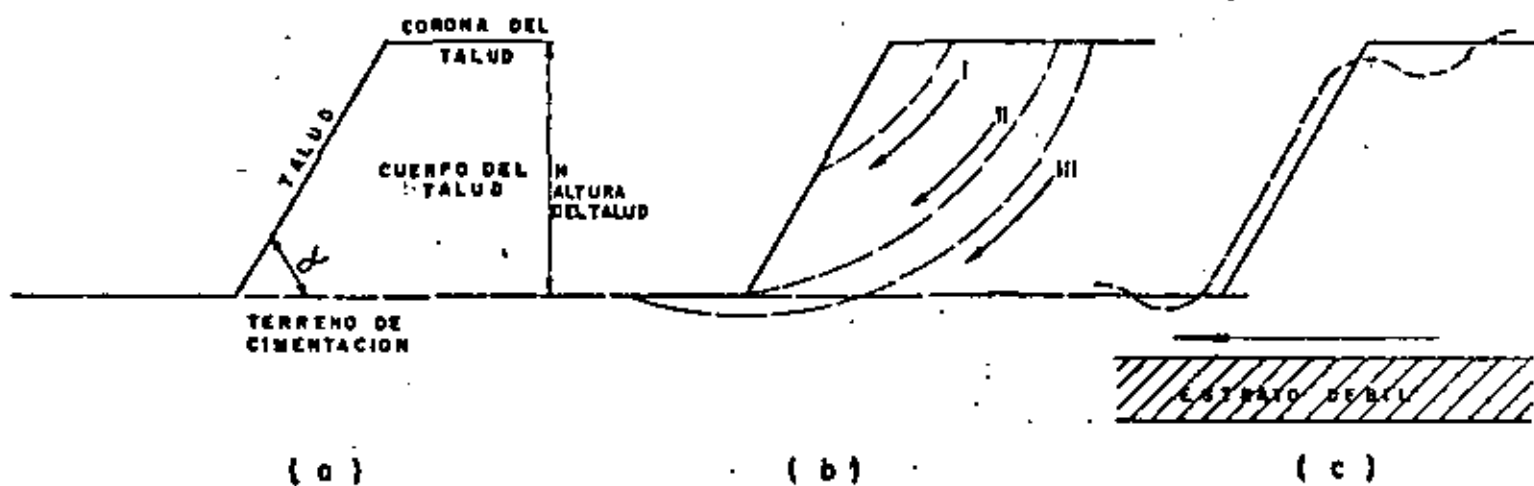


FIG. 1 Nomenclatura y fallas en el cuerpo de taludes
a) Nomenclatura
b) Fallas por rotación
I Local
II Por el pie del talud
III De base
c) Falla por traslación sobre un plano débil

b) Análisis de estabilidad.

A continuación se presenta el método de análisis de estabilidad de taludes para los tipos de falla antes mencionados, a fin de encontrar su inclinación estable.

b.1. Taludes en arena.

La estabilidad de un talud en suelo "puramente friccionante" - - (c = 0, $\phi \neq 0$), tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas, por lo cual, para garantizar estabilidad, bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna, ϕ del material, que en un material suelto, seco y limpio se acerca mucho al ángulo de reposo.

Si el ángulo α es muy próximo a ϕ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por agua y viento. La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación - entre los valores de la tangente de los ángulos α y ϕ

(F.S. = $\frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$), basta que tal factor sea del orden de 1.1 a -

1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

b. 2. El Método Sueco.

Bajo el título de genérico de Método Sueco, se comprende todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes respecto a falla por rotación en los que se considera que la superficie de falla es cilíndrica. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad.

b. 2.1 Suelos "puramente cohesivos" ($\phi = 0, c \neq 0$).

En este caso, se trata de un talud constituido por un material homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la ley de resistencia puede expresarse como:

$$S = C$$

donde C = cohesión

Para este caso, el método puede aplicarse según un procedimiento sencillo propuesto por A. Casagrande. La descripción que sigue se refiere a la figura 2:

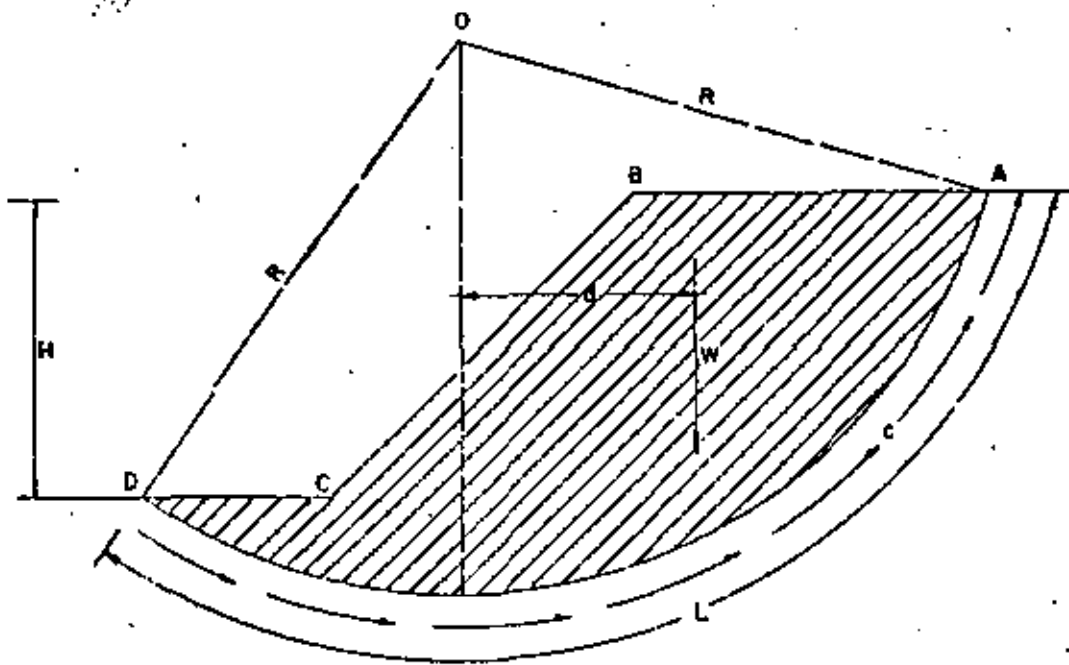


FIG. 2 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente "cohesivo".

Considérese un arco de circunferencia de centro en O y radio R . La masa de talud que se movilizaría, si esa fuera la superficie de falla, aparece achurada con la figura y puede considerarse que las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, llamadas fuerzas actuantes, son el peso del área $ABCDA$. El momento de esas fuerzas en torno a un eje normal a través de O , llamado momento motor será:

$$M_m = Wd$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son los efectos de la "cohesión" a lo largo de toda la superficie de deslizamiento su- puesta; así, el momento de esas fuerzas respecto al eje de rota- ción con centro en O, llamado momento resistente, será:

$$M_r = c L R$$

En el instante de falla incipiente, se cumple que:

$$M_m = M_r$$

Y así, se define un factor de seguridad como:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{c L R}{W d}$$

La experiencia permite considerar un valor de 1.5 como un va- lor de F.S. compatible con una estabilidad práctica razonable.

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superfi- cie de falla escogida sea la que represente las condiciones más- críticas del talud bajo estudio, (círculo crítico). Siempre existi- rá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el proce- dimiento descrito sea un método de tanteos, en el cual, deberán escogerse diversos círculos de falla con otros radios y centros-

y ver que el factor de seguridad mínimo no sea menor que 1.5 - antes de dar el talud por seguro. En la práctica es recomendable encontrar primero el círculo crítico de los que pasen por el pied del talud y, posteriormente, el crítico que pase por la base. El círculo crítico del talud será el más crítico de los dos.

b. 2. 2. Suelos con cohesión y fricción ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$).

En este caso, se trata de un talud construido y cimentado sobre un suelo que tiene una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

$$S = C + \sigma \operatorname{Tg} \phi$$

C = cohesión.

ϕ = ángulo de fricción interna.

El procedimiento más popular y expedito para calcular la estabilidad en este tipo de suelos, es el de las "dovelas", debido a Pellenius, el cual se expone a continuación.

En primer lugar se propone un círculo de falla y la masa de tierra deslizando se divide en dovelas, del modo mostrado en la figura 3:

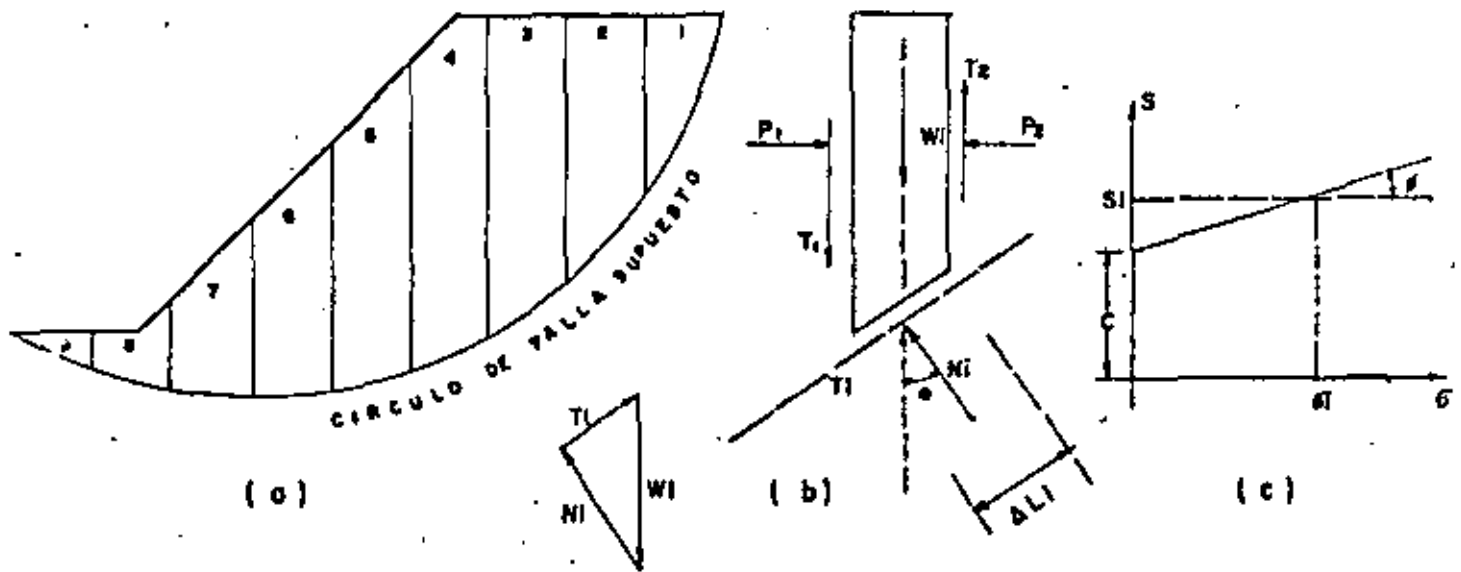


FIG. 3. Procedimiento de las "Dovelas" o de Fallenius.

El número de dovelas es cuestión de elección, pero debe considerarse que a mayor número de dovelas los resultados del análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b de la figura 3; W_1 es el peso de dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_1 y T_1 son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento L_1 . Las dovelas adyacentes a la estudiada, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta; es decir se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por T_1 y T_2 , que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente $N_i / \Delta L_i$ se considera una buena aproximación al valor de σ_i , presión normal actuante en el arco ΔL_i . Con este valor de σ_i puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo de que se trate (parte c figura 3) y determinar así el valor, S_i , resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante a lo largo del arco ΔL_i .

El momento motor debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = R \sum |T_i|$$

Puede observarse que la componente normal, N_i , del peso de la dovela no produce momento dado que ésta pasa por O , centro del círculo de falla.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, "Si," que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_r = R \sum S_i \Delta L_i$$

Calculados el momento resistente y el motor puede definirse el factor de seguridad,

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{\sum |T_i|}$$

La experiencia ha demostrado, al igual que en el caso anterior, que una superficie de falla que resulte con F.S. mayor o igual a 1.5 es prácticamente estable.

El método de análisis consistirá igualmente, de un procedimiento de tanteos hasta encontrar el círculo crítico. El criterio del proyectista juega un importante papel en el número de círculos ensayados hasta encontrar un F.S. razonable; en general es recomendable que el ingeniero no respaldado por experiencia en este aspecto, no regatee esfuerzo ni tiempo en los cálculos a efectuar.

La presencia de flujo de agua en el cuerpo del talud, ejerce importantísima influencia en la estabilidad de éste y debe -

ser tomada en cuenta, En este caso, es necesario realizar la red de flujo para conocer las presiones de agua, "ui" que actúan en cada dovela y efectuar el cálculo del momento resistente a base de presiones efectivas $S_t = C + (\sigma_1 - u_i) \cdot Tg \phi$. Asimismo es de tomarse en cuenta para el momento motor, las fuerzas de filtración que actúan en el cuerpo del talud debido al flujo de agua.

En este caso no entraremos en detalle a este análisis dado que, en general, al realizar excavaciones para cimentación de estructuras bajo el nivel freático, se hace necesario el abatimiento de éste, eliminando así la influencia del flujo de agua en la estabilidad del talud.

b. 2. 3. Suelos Estratificados.

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, que pueden idealizarse en forma similar al caso de la figura 4.

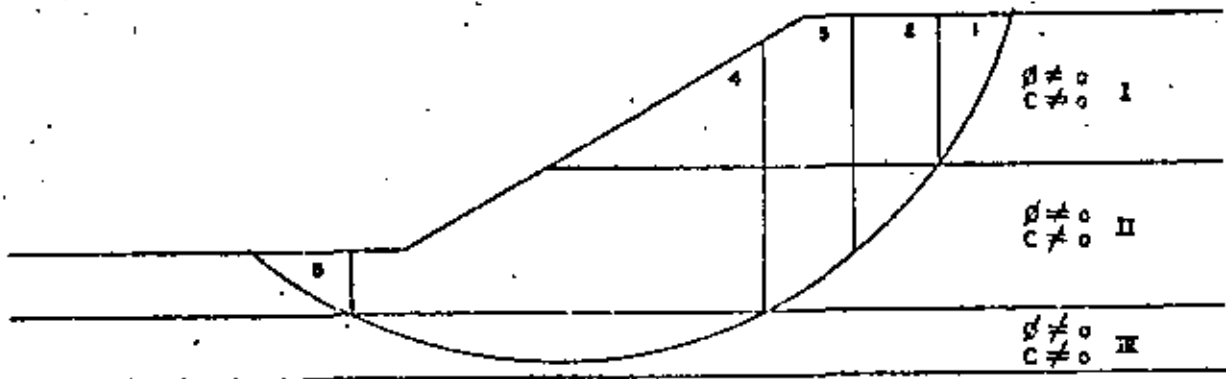


FIG. 4 Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados.

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados anteriormente. En la figura se suponen tres estratos: el I, de material puramente friccionante, el II de material cohesivo y friccionante y el III formado por suelo puramente cohesivo.

Puede considerarse a la masa de suelo deslizando, correspondiente a un círculo supuesto, dividido por dovelas, de modo que ninguna base de dovela calga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos.

Un problema especial se tiene para obtener el peso de cada dovela. Ahora debe obtenerse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de la dovela que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

Las dovelas cuya base se localiza en los estratos I y II, deberán tratarse según el método de Fellenius. La zona correspondiente al estrato III debe tratarse de acuerdo a lo mencionado en el inciso b.2.1. Los momentos motor y resistente totales se obtienen sumando los parciales calculados para cada estrato y con ellos puede obtenerse el F.S. correspondiente al círculo de falla elegido. Usando varios arcos de circunferencia se podrá llegar al F.S. mF

nimo, que no debe ser menor de 1.5 al igual que en los casos anteriores.

b. 2. 4. Resumen de hipótesis.

Lo mencionado en los párrafos anteriores se ha basado en las siguientes hipótesis simplificadoras.

- 1.- La superficie de falla es cilíndrica.
- 2.- El prisma deslizante se desplaza como cuerpo rígido, girando sobre el eje del cilindro.
- 3.- Cada dovela funciona independientemente de sus vecinas.
- 4.- La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie del deslizamiento.
- 5.- El factor de seguridad del conjunto de dovelas es el promedio de los valores de todas las dovelas.

b. 3. Fallas por Traslación.

Las fallas por traslación o deslizamiento de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurren cuando dentro del terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad, existe un estrato de baja resistencia paralelo o casi paralelo a la superficie del terreno. En la figura 5 se muestra este tipo de falla.

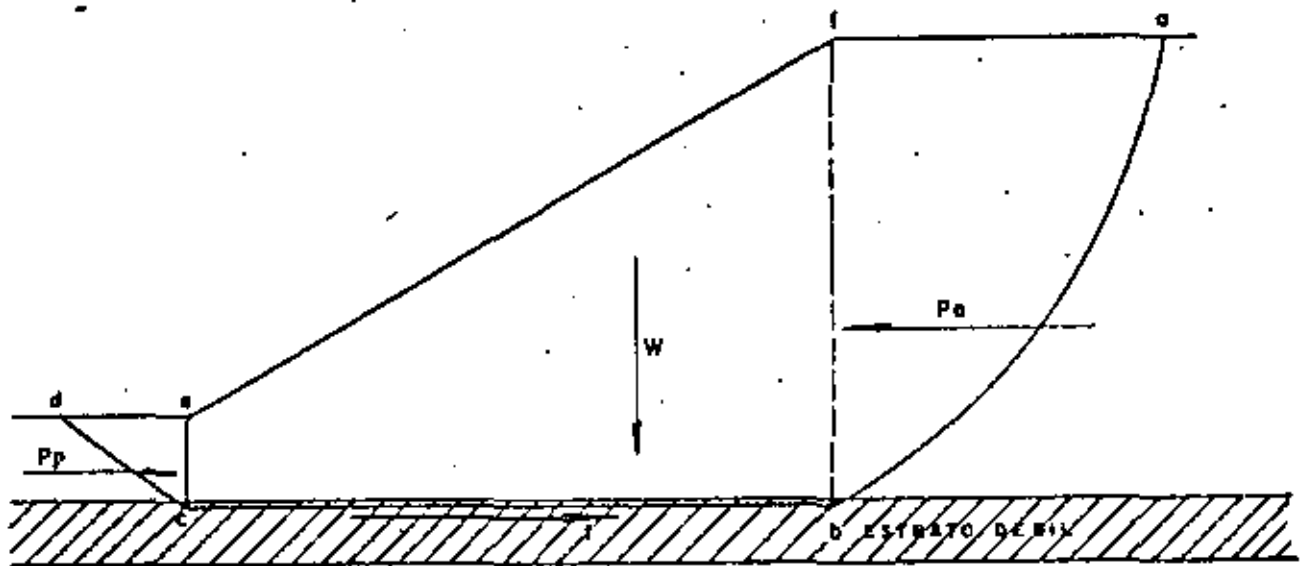


FIG. 5. Superficie de falla compuesta correspondiente a una falla de traslación.

Suponiendo que la masa de suelo, que se moviliza es la $abcd$, - puede admitirse que la cuña abf ejerce un empuje activo sobre la parte central $bcef$; este empuje trata de hacer deslizar la parte mencionada, oponiéndose a éllo una reacción F a lo largo de la superficie cb y el empuje pasivo desarrollado en la cuña cde .

Los valores de los empujes activo, P_a , y pasivo P_p , pueden calcularse por la teoría de Rankine. (Ref. 1).

Si el suelo del estrato débil es puramente cohesivo, el valor de la fuerza F es simplemente $cb \times C$, donde C es la cohesión del material. Si el estrato débil es arenoso y está sujeto a una

subpresión que reduzca la presión normal efectiva correspondiente al peso de la masa e_{cbf} en una cantidad importante, la fuerza F deberá calcularse a partir de su valor deducido de la resistencia, con la presión normal efectiva. $(\sigma - u)$.

El factor de seguridad puede definirse como:

$$F.S. = \frac{F + P_p}{P_a}$$

c) Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes.

Para orientar al calculista en la forma de obtener el círculo crítico de un talud, a continuación se indican algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes en excavaciones, cuyas condiciones originales no sean satisfactorias.

c.1 Tender taludes.

A primera vista, quizá pudiera pensarse que esta solución sea la más obvia y sencilla en la práctica, sin embargo, muchas veces es irrealizable prácticamente hablando.

Si el terreno que constituye el talud es puramente friccionante la solución es indicada, pues, según se vió, la estabilidad de este tipo de suelo está definida por la inclinación del talud. En

suelos cohesivos, por el contrario, la estabilidad del talud está condicionada por la altura del mismo y la ganancia al tender el talud es escasa y, en ocasiones, mala. En suelos con cohesión y fricción, el tender el talud producirá un aumento en la estabilidad general.

Por otro lado, muchos requisitos prácticos tales como invasión de zonas urbanas, condiciones económicas emanadas del movimiento de grandes volúmenes de tierra, etc., hacen imposible tender los taludes en gran cantidad de casos prácticos.

c.2 Bermas.

En excavaciones, se denominan bermas, a las superficies que se localizan en el cuerpo del talud, a fin de aumentar su estabilidad. En la figura 6 se ilustra en un esquema el concepto antes mencionado.

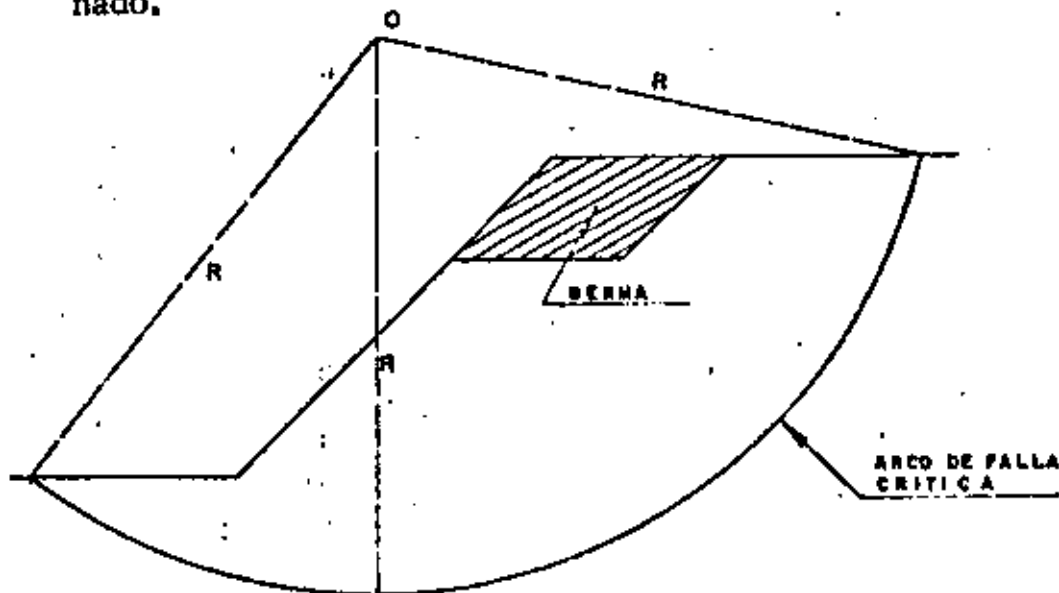


FIG. 6 Efecto de una berma.

En general una berma produce un incremento en la estabilidad, debido a que, por una parte, se elimina parte del peso del material, logrando con esto, una disminución del momento motor, (parte achurada de la figura 6) y por la otra, aumenta el momento resistente al obligar la berma a un incremento en la longitud del arco de falla:

En los cálculos prácticos, ha de tenerse en cuenta que la presencia de la berma modifica la ubicación del "círculo crítico" por lo que su colocación implica un nuevo cálculo de la estabilidad del nuevo talud. En la práctica se debe tener especial cuidado de colocar las bermas donde sea más efectiva su influencia para disminuir el momento motor, con objeto de lograr en el menor tiempo el círculo crítico.

II.2 EXCAVACIONES ADEMADAS.

El proyecto de muchos edificios, principalmente en áreas urbanas congestionadas, se hace de tal forma de abarcar la totalidad del predio disponible o adyacente a estructuras existentes lo cual implica que, al efectuar la excavación, ésta deba realizarse verticalmente, requiriendo de un ademe o atagufa. Por lo general estos ademes son de madera, de acero, de una combinación de elementos de madera y acero o de concreto armado (tablaestacas de con

creto y muros colados en sitio). En la figura No. 7 se muestran los diferentes tipos de ademe o ataguas más comúnmente usados.

El procedimiento que se sigue en el caso de ataguas de madera, concreto (piezas prefabricadas) y acero es, en general, el siguiente: En primer lugar, se procede al hincado de la atagufa siguiendo el contorno de la excavación a efectuar y hasta una profundidad mayor del fondo de la misma y tan pronto como la excavación va avanzando se van colocando contra la atagufa, puntales de acero o de madera, colocados transversalmente a la excavación y apoyados en largueros longitudinales llamados "madrinas" (Ver figura 8).

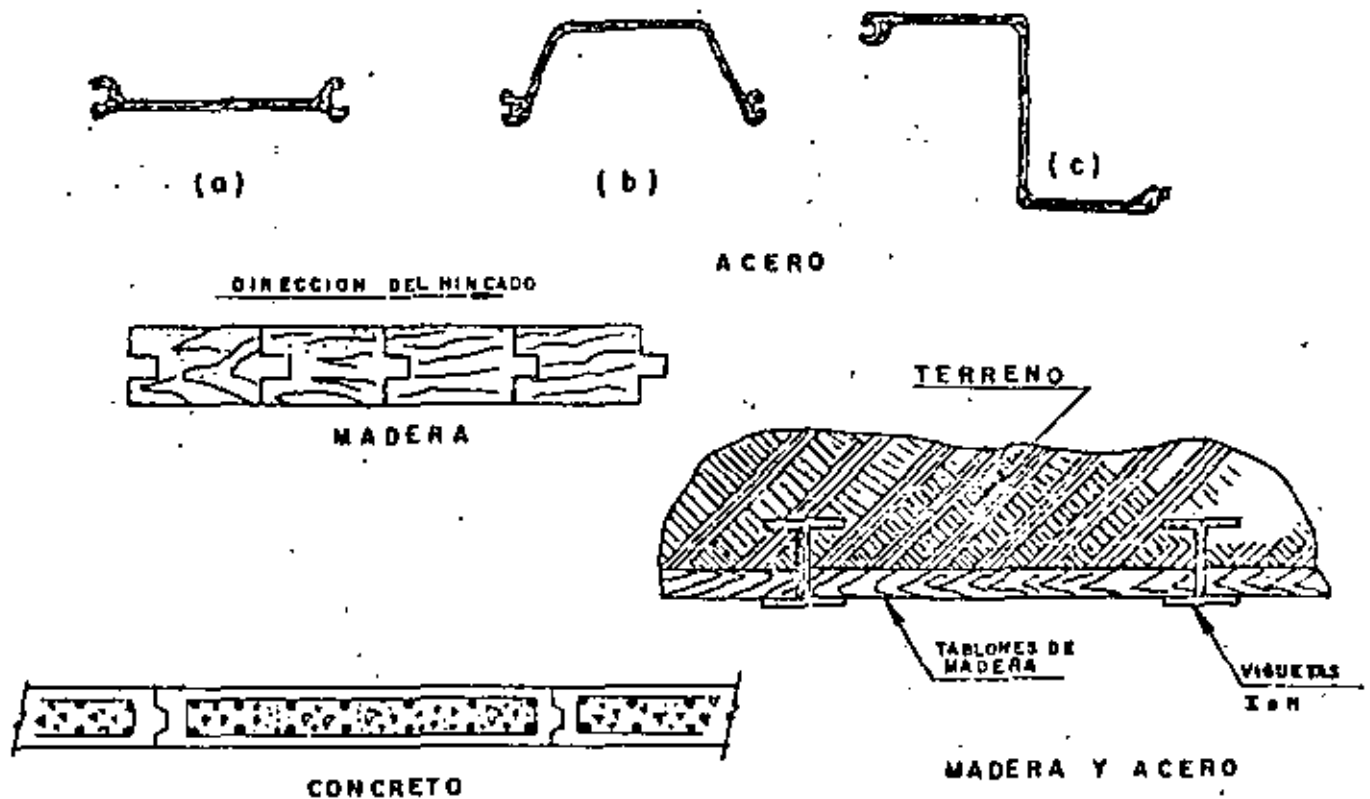


FIG. 7 Tipos de ademe o ataguas.

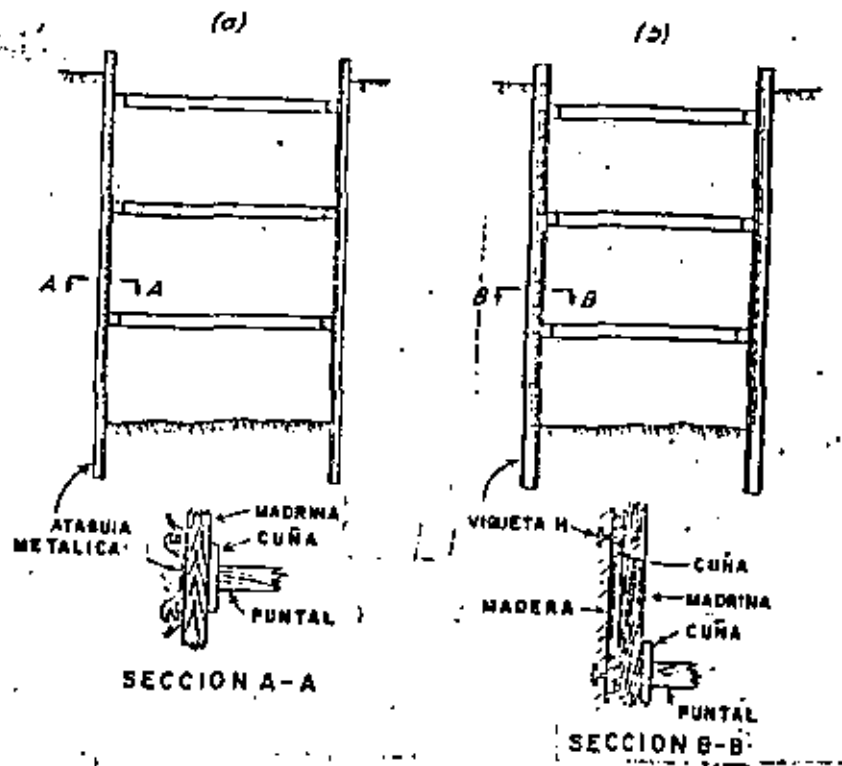


FIG. 8. Secciones de ademe en excavaciones.

El proceso continúa hasta que la excavación llega al nivel de des-
plante.

El procedimiento de "Muro Colado In situ" consiste en colar pri-
mero los muros perimetrales de la cimentación, dentro de zan-
jas excavadas con un cucharón de almeja provisto de una barra -
gula, estabilizando la zanja con lodo bentonítico y colando el con-
creto dentro de la zanja con una trompa de colado, previa colo-
cación del acero de refuerzo. El concreto de alto revenimiento -
desaloja al lodo bentonítico y se forman así los muros de la ci-
mentación de la estructura por construir. La longitud de los -

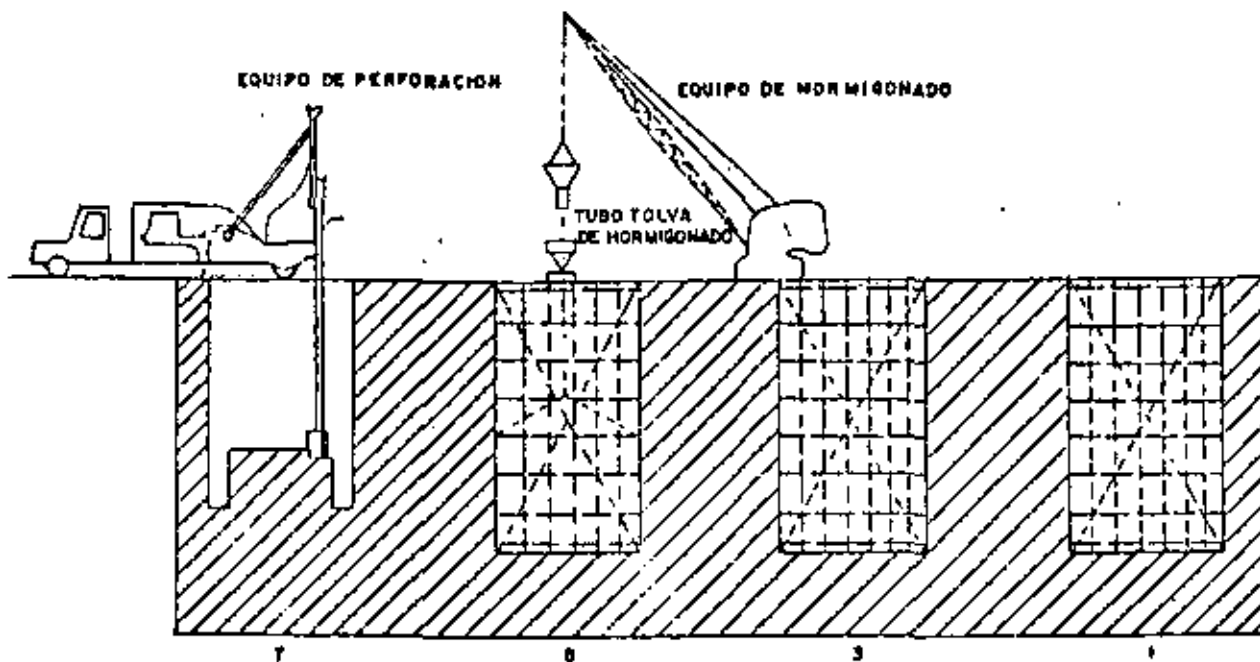
tableros es generalmente de 5 a 6m y la profundidad debe ser tal, que quede aproximadamente entre 1.50 y 2.50m por debajo del desplante de la excavación. Una vez fraguados los muros, se excava el prisma de tierra comprendido entre ellos, apuntalando los muros conforme avance la excavación. En figura 9 se ilustra éste procedimiento.

Cuando el ancho de la excavación es demasiado grande para permitir el uso de puntales entre las paredes, el procedimiento que se sigue usualmente es excavar la parte central del área hasta su profundidad de desplante y colar la parte de cimentación correspondiente, de tal forma que la parte construida sirva como elemento de soporte para los puntales. Este procedimiento se indica en la figura 10.

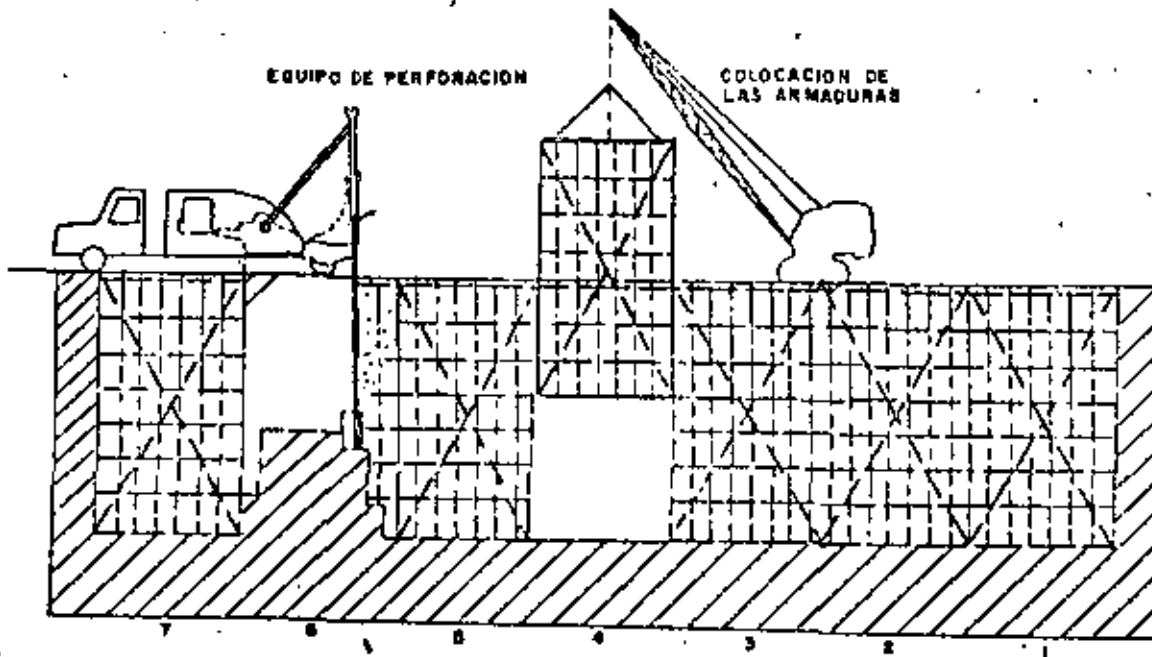
a) Empuje lateral.

En general la carga que soportarán los puntales es el dato que más necesita preocuparle el Ingeniero proyectista; para esto, será necesario conocer la magnitud y distribución del empuje del suelo sobre la atagufa. Esta magnitud y distribución depende no solo de las propiedades del suelo, sino también de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del propio suelo y de la flexibilidad de la estructura de

contención en general.



1) EJECUCION PROGRESIVA DE LOS PANELES DE LA SERIE IMPAR



2) EJECUCION PROGRESIVA DE LOS PANELES DE LA SERIE PAR

FIG. 9 Proceso de ejecución de "Muro colado in situ".

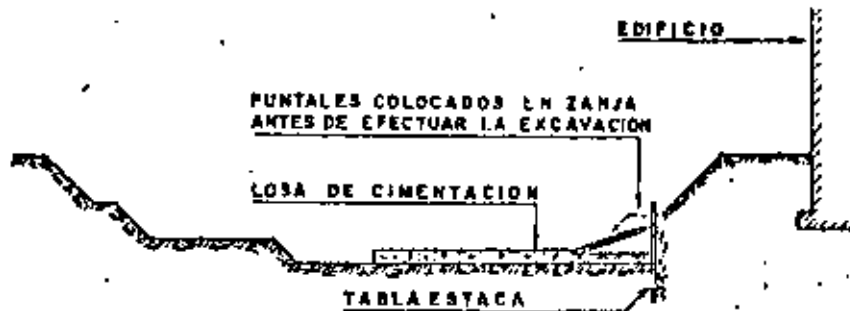


FIG. 10 Apuntalamiento típico en excavación ancha.

Conforme la excavación avanza, la rigidez proporcionada por los puntales ya colocados, impide desplazamiento del suelo en las zonas próximas a los apoyos de los puntales. Por otra parte, bajo el efecto del empuje, el ademe en las zonas inferiores gira hacia adentro de la excavación, de manera que la colocación de los puntales en esas zonas va precedida de un desplazamiento del suelo que será mayor, cuanto mayor sea la profundidad de excavación. Este tipo de deformación es equivalente, desde el punto de vista de la distribución de presiones, a un giro del elemento de soporte alrededor de su extremo superior. En estas condiciones de deformación, las teorías clásicas de

empuje de tierra no son aplicables y, por lo tanto, para calcular el empuje en este tipo de estructuras, es necesario recurrir a mediciones efectuadas sobre modelos a escala natural o en obras reales.

A este respecto, Terzaghi y Peck, en base a mediciones efectuadas en el campo, propusieron para diseño una envolvente sencilla de formatrapezoidal, útil para ser aplicada en cualquier tipo de excavaciones ademadas. En la figura 11 se muestran dichas envolventes.

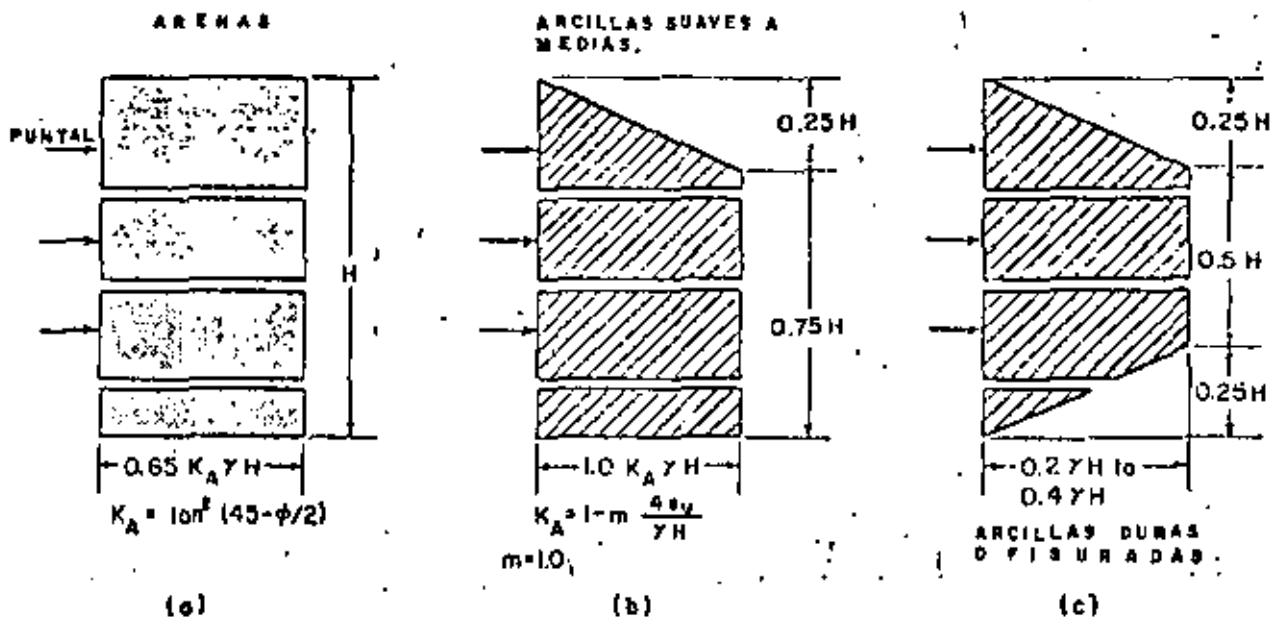


FIG. 11 Diagrama de presiones aparentes para diseño de puntales.

Para calcular la carga que deben soportar los puntales, se ha desarrollado un procedimiento simplificado el cual ignora los efectos de continuidad de la atagufa convirtiendo el problema en estáticamente determinado. Las cargas de los puntales se obtienen calculando las reacciones de varias vigas independientes según se muestra en la figura 12. La atagufa deberá calcularse como una viga continua.

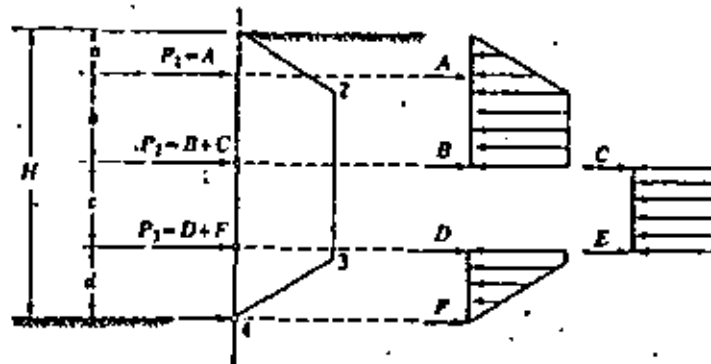


FIG. 12.- Cálculo de la carga de los puntales P en una excavación ademada.

b) Falla por el fondo.

Uno de los aspectos que es importante de considerar en el estudio de estabilidad de excavaciones ademadas en arcilla, es el de la posible falla del fondo de las mismas.

Se ha observado en multitud de excavaciones profundas hechas en arcilla, blanda sin las debidas precauciones, que al rebasar -- cierta profundidad, el fondo deja de ser estable, los bufamientos, hasta entonces normales, se incrementan considerablemente y la arcilla empieza a fluir hacia la excavación tendiendo a cerrarla. Esto ocasiona que se levante el fondo de la excavación y, ad-- más, acarrea deformaciones de toda la zona de excavación y -- asentamientos considerables de sus vecindades en cuestión de - horas.

Las consecuencias que se derivan de ello pueden ser desastrosas si a una distancia de la excavación menor o igual al ancho de la misma, existen estructuras.

En general, todos los criterios que existen sobre el análisis de falla por el fondo de la excavación, consideran el problema como un problema equivalente al de capacidad de carga, en el que el material que subyace a la excavación debe tener la resistencia al corte suficiente para soportar los esfuerzos que produce en el fondo la presión vertical no equilibrada, al nivel de la excavación, debido al peso de los bloques de suelo que la limitan a uno y - otro lado.

Al igual que en el problema de capacidad de carga, los valores -

menores del F.S., corresponden a una excavación infinitamente larga respecto a su ancho y los mayores a una excavación cuadrada.

La capacidad de carga de una arcilla, a una profundidad D_f está dada, según la fórmula de Skempton por:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud q , el valor de q_c pasa a ser:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f + q$$

En el segundo miembro de la ecuación anterior, el término $c N_c$ representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla, en tanto que el término $\gamma D_f + q$ representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo superayacente y a las sobrecargas que hubiere. En el caso de una excavación, en el instante de falla de fondo incipiente, la resistencia a lo largo de la superficie de falla, $c N_c$, se opone al flujo del material hacia el fondo de la excavación, a donde tiende a moverse por el efecto de la presión $\gamma D_f + q$. (Ver figura 13).

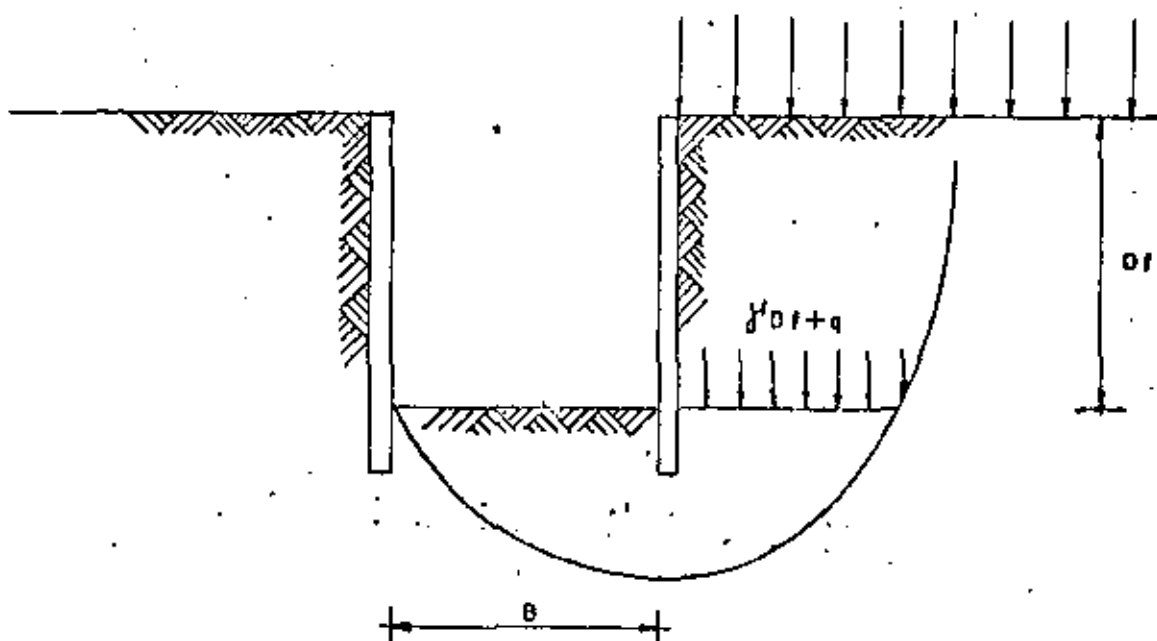


FIG. 13 Mecanismo de falla de fondo en excavaciones en arcilla.

Es evidente que, en el instante de la falla de fondo se tendría que

$$C_{Nc} = \gamma D_f + q$$

y un factor de seguridad contra falla de fondo quedaría expresado por

$$F.S. = \frac{C_{Nc}}{\gamma D_f + q}$$

En la práctica, un valor de 1.5 para el F.S. parece ser suficiente en todos los casos, pues por comparación con resultados obtenidos en fallas reales, la aproximación de los cálculos resulta ser del orden de $\pm 20\%$.

Es importante considerar la influencia que tiene el flujo de agua hacia el interior de la excavación en la estabilidad de la misma, el cual, de no controlarse, crea en el fondo de la excavación fuerzas de filtración ascendentes que tienden a favorecer la falla.

III. EXPANSIONES.

La remoción de tierra durante una excavación produce una descarga de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de ésta; tal descarga, si la excavación se realiza en materiales arcillosos, se traduce en una expansión de los estratos afectados por la misma, cuya magnitud depende de las dimensiones del área excavada, de la profundidad, del coeficiente de expansibilidad del suelo y del tiempo que la excavación dure abierta.

El fenómeno de expansión durante la excavación presenta dos etapas: la primera, una expansión relativamente rápida que se verifica a la misma velocidad que el avance de la excavación y que parece ser un fenómeno de tipo elástico y, la segunda, más lenta, que va acompañada por un incremento en el contenido de agua de la arcilla y es un proceso que se prolonga con el tiempo, debido a lo cual, es importante mantener el menor tiempo posible la excavación abierta.

III.1 ALGUNAS MEDIDAS PARA DISMINUIR LAS EXPANSIONES.

A continuación se indican algunas medidas que han comprobado su valor práctico para disminuir expansiones, movimientos que posteriormente se traducirían en asentamientos de la estructura.

a) Excavación por etapas.

La realización de una excavación por etapas disminuye importantemente el valor de las expansiones debido a que, como se vio anteriormente, las dimensiones del área excavada influyen grandemente en la magnitud de las expansiones.

b) Abatimiento del Nivel Freático.

Otro factor que contribuye importantemente a controlar las expansiones durante la excavación cuando ésta se realiza bajo el nivel freático, es el abatimiento del mismo, debido a que el bombeo de agua induce al subsuelo una sobrecarga, al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado. Esta sobrecarga contrarresta la descarga que sufre la excavación debido a la remoción del suelo.

c) Disminución del tiempo que dure abierta la excavación.

Es importante recalcar, que otro de los factores que influyen en

el valor de las expansiones es el tiempo que la excavación dure abierta; por lo que es importante que una vez que se llegue a la profundidad de desplante se proceda de inmediato al colado de la losa de cimentación en el mínimo tiempo posible. Esto puede disminuir grandemente el valor de las expansiones totales.

IV. CONTROL DE FILTRACIONES.

Cuando la construcción de una cimentación requiere de una excavación bajo el nivel freático, es necesario realizar un abatimiento de dicho nivel por debajo de la profundidad de desplante.

El abatimiento del nivel freático es necesario por las siguientes razones:

- a) Intercepta al flujo de agua que se presenta en taludes y fondo de la excavación manteniendo la excavación seca.
- b) En el caso de excavaciones con taludes, incrementa la estabilidad de éstos, como ya se mencionó anteriormente.
- c) En el caso de excavaciones ademadas, favorece el factor de seguridad contra falla de fondo por las razones expuestas en el capítulo correspondiente.

- d) En el caso de excavaciones en materiales arcillosos de alta compresibilidad bajo carga y alta expansibilidad al descargarlos, el abatimiento del nivel freático auxilia el control de las expansiones que se producen durante la excavación según se explicó en el capítulo anterior. Al disminuir las expansiones a su valor mínimo posible, se garantiza que la resistencia al corte del suelo que subyace a la excavación no disminuye grandemente conservando los F.S. que se tienen contra la estabilidad de la excavación.

IV.1 METODOS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

El nivel freático puede abatirse empleando varios métodos, cuya elección depende del tamaño y profundidad de la excavación, de las condiciones geológicas y de las características del suelo. Para lograr un abatimiento efectivo es de fundamental importancia que el sistema esté bien diseñado, instalado y operado. En la figura 14, se presenta en una gráfica el sistema de abatimiento que es recomendable utilizar, en función de la granulometría del suelo en el que se desea realizar el abatimiento.

a) Zanjas y Cárcamos.

En excavaciones pequeñas y en algunos tipos de suelos (densos o cementados) es a veces posible permitir flujo de agua en los ta-

ludes para colectarlos en zanjas que reconozcan a cárcamos, de los cuales, el agua puede extraerse por medio de bombas autocebantes, según se ilustra en la figura 15.

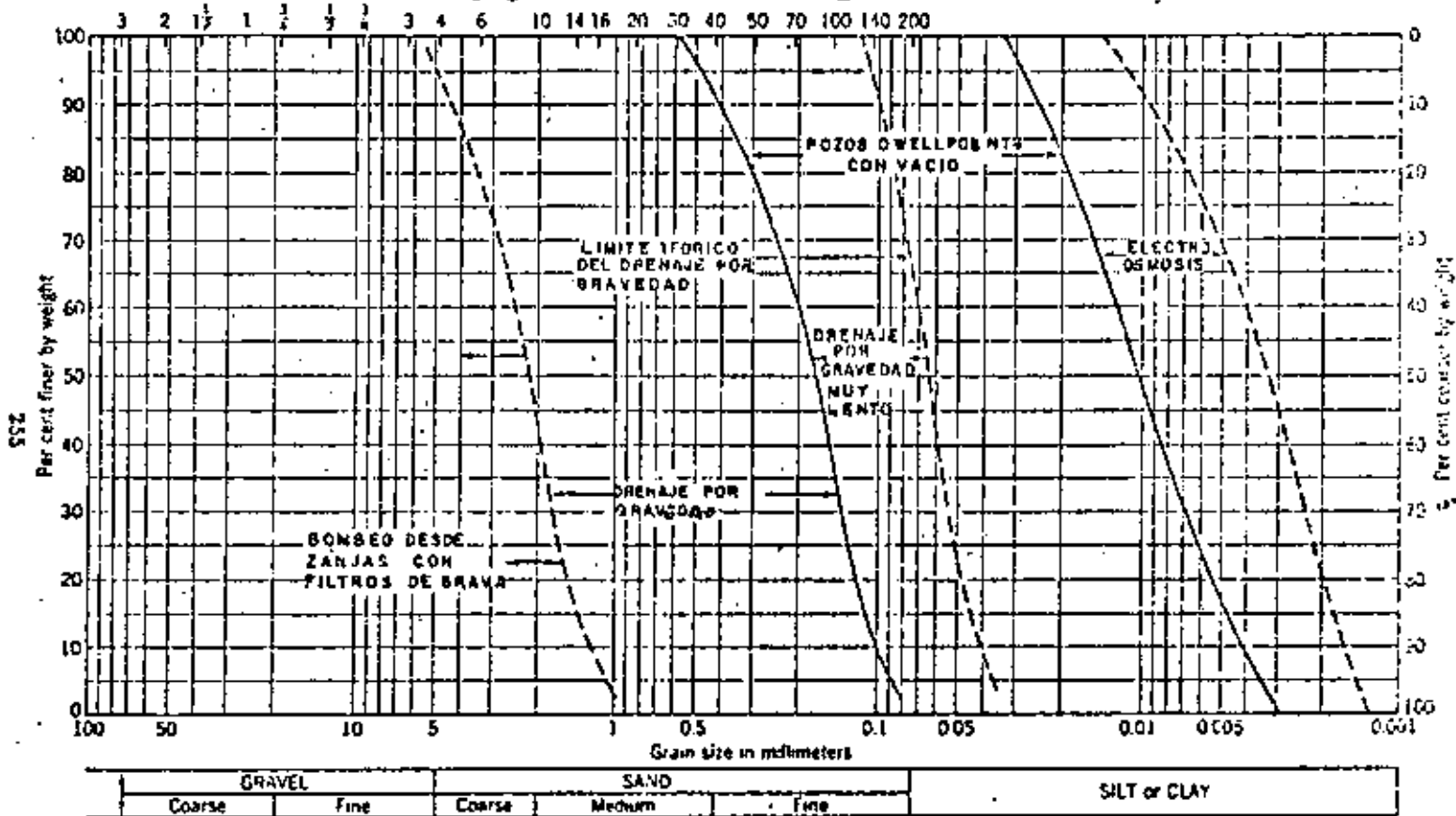


FIG. 14 Sistema de abatimiento aplicable a diferentes suelos.

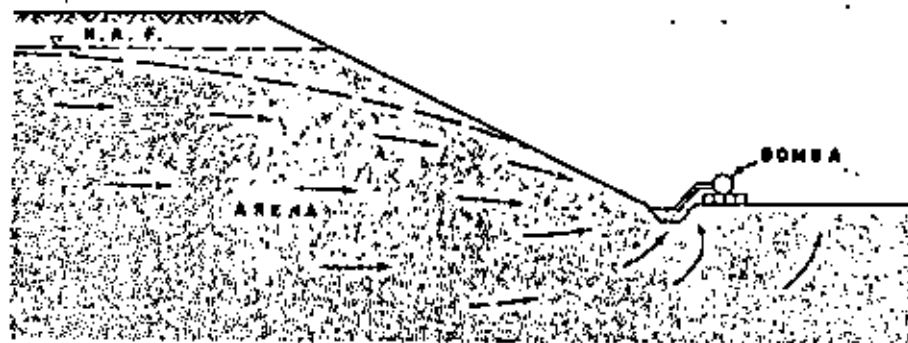


FIG. 15 Abatimiento del N.F. utilizando zanjas y cárcamos.

En ocasiones, es necesario colocar filtros tanto en las zanjas como en los cárcamos, con objeto de prevenir arrastres de material, principalmente cuando el suelo contiene lentes de arena fina o limo arenoso.

Pozos punta (Well Points).

El nivel freático en materiales granulares puede ser abatido por medio de pozos punta (Well Points) a profundidades hasta de aproximadamente 5m (15'). Un pozo punta es un tubo perforado de aproximadamente 1m (3') de longitud y 1 1/2" de diámetro cubierto por una malla cilíndrica con objeto de no permitir la entrada de partículas finas. En el fondo del tubo, lleva insertada la cabeza, la cual permite instalar el pozo por medio de chifloneo, sin necesidad de maniobras de hincado.

Para abatir el nivel los pozos se colocan en una línea espaciados de 1.00 a 2.00m entre sí y conectados a una tubería principal en la superficie del terreno, la cual es conectada a la bomba de succión. En la figura 16 se muestra una instalación típica de este sistema.

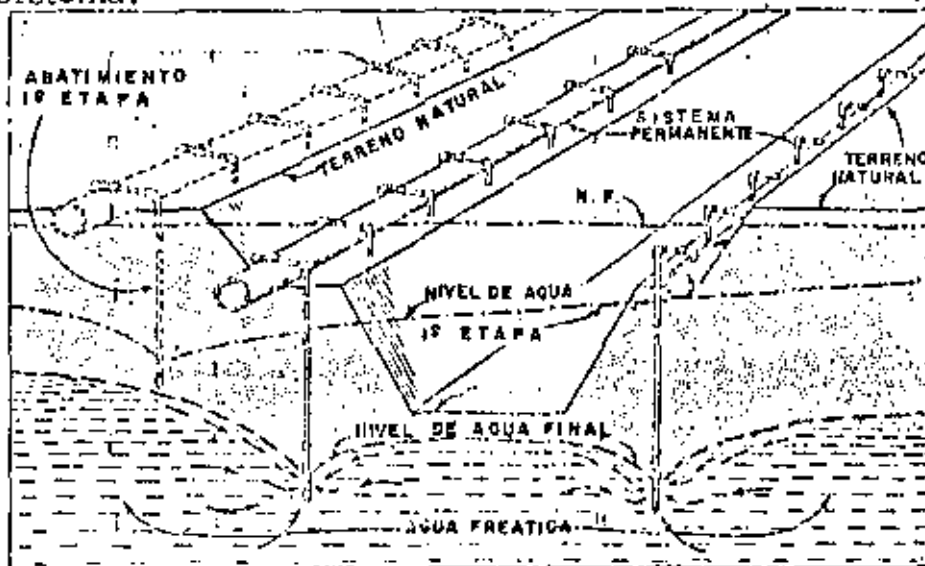


FIG. 16 Instalación típica de un sistema de abatimiento con #

Si la profundidad de la excavación es mayor de 5m bajo el nivel freático se requieren varias etapas de pozos punta, las cuales se van instalando conforme avanza la excavación. En la figura 17 se muestra un sistema múltiple de pozos punta.

c) Bombeo profundo.

Para excavaciones muy profundas en materiales permeables, un sistema de pozos profundos de gran diámetro, equipados con bombas de pozo profundo, puede ser más seguro y económico para abatir el nivel freático que el sistema de pozos punta. En la figura 18 se muestra un esquema típico de este tipo de sistema de abatimiento.



FIG. 17 Sistema múltiple de pozos punta.

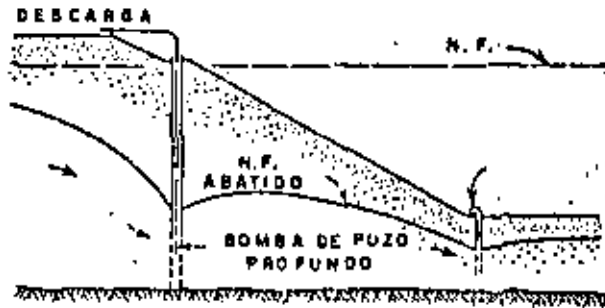


FIG. 18 Bombeo con pozos profundos.

Cada pozo de bombeo consta de los siguientes elementos: Perforación, ademe, filtro y bombas de pozo profundo.

El diámetro de la perforación de los pozos varía entre 15 y 60-cm. y su profundidad depende de la profundidad de excavación; - en su interior se coloca un ademe ranurado de diámetro tal que deje un espacio entre las paredes del pozo y las del ademe para colocar un filtro; para evitar que el filtro pase al interior del ademe, si las ranuras del mismo son grandes, se coloca una malla alrededor éste, de tal manera que cubra perfectamente las - ranuras. Dentro del ademe se coloca la bomba de pozo profundo.

d) Pozos con sistema de vacío.

Cuando la permeabilidad del suelo en el cual se desea abatir el nivel freático es baja, ($K=10^{-3}$ a 10^{-5} cm/seg), el abatimiento no puede hacerse simplemente por los métodos de bombeo por gravedad debido a que las fuerzas capilares evitan el flujo de agua en los huecos del suelo. En estos casos, el abatimiento tiene que realizarse induciendo vacío en los pozos de bombeo.

Este sistema consiste en pozos construidos como se menciona en el inciso anterior, pero sellando la parte superior con un material impermeable constituido por arcilla o bentonita. El bombeo se hace con un equipo capaz de mantener un vacío en el pozo y en el filtro que lo rodea. Esto produce una diferencia entre la presión atmosférica y la presión alrededor del pozo, incrementando con ello el flujo de agua hacia el mismo. En la figura 19 se ilustra este sistema.

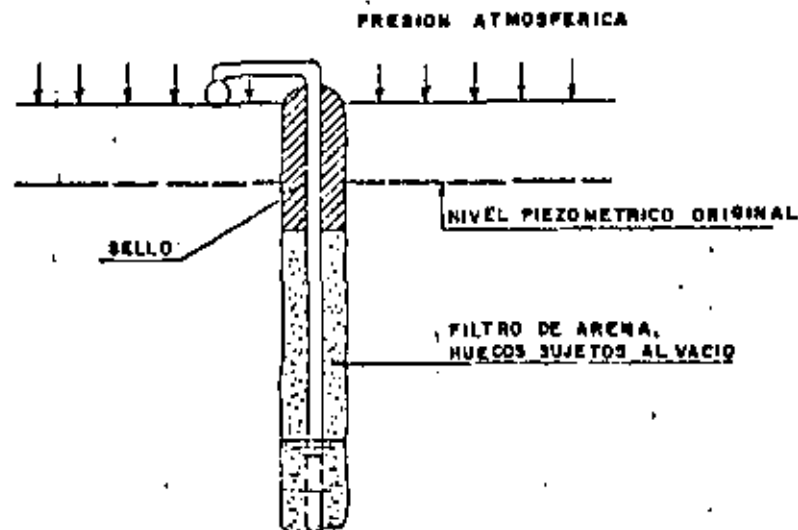


FIG. 19 Pozo con sistema de vacío.

e) Electrósmosis.

En la mayoría de los suelos en que se realizan excavaciones bajo el nivel freático, éste puede ser abatido por algunos de los métodos descritos anteriormente o por combinaciones de ellos; sin embargo, algunos materiales como limos, limos arcillosos, arenas arcillosas y arcillas, materiales muy impermeables, no pueden ser drenados por gravedad debido a que la baja permeabilidad hidráulica hace que el efecto de la extracción de agua del subsuelo se propague muy lentamente, con el consiguiente retraso en la ejecución de la obra. Para acelerar el proceso de abatimiento, se ha recurrido a la aplicación del fenómeno electrosmótico, haciendo uso del efecto acelerador de flujo de agua producido por una corriente eléctrica continua aplicada al suelo.

Si dos electrodos son introducidos en el suelo y se les aplica una corriente eléctrica continua, el agua contenida en el suelo tenderá a emigrar del polo positivo (ánodo) al polo negativo (Cátodo). Si el pozo de bombeo lo convertimos en cátodo, el agua que fluye hacia él, puede ser extraída del subsuelo por bombeo.

En la figura 20 se muestra una ilustración típica de este tipo de bombeo.

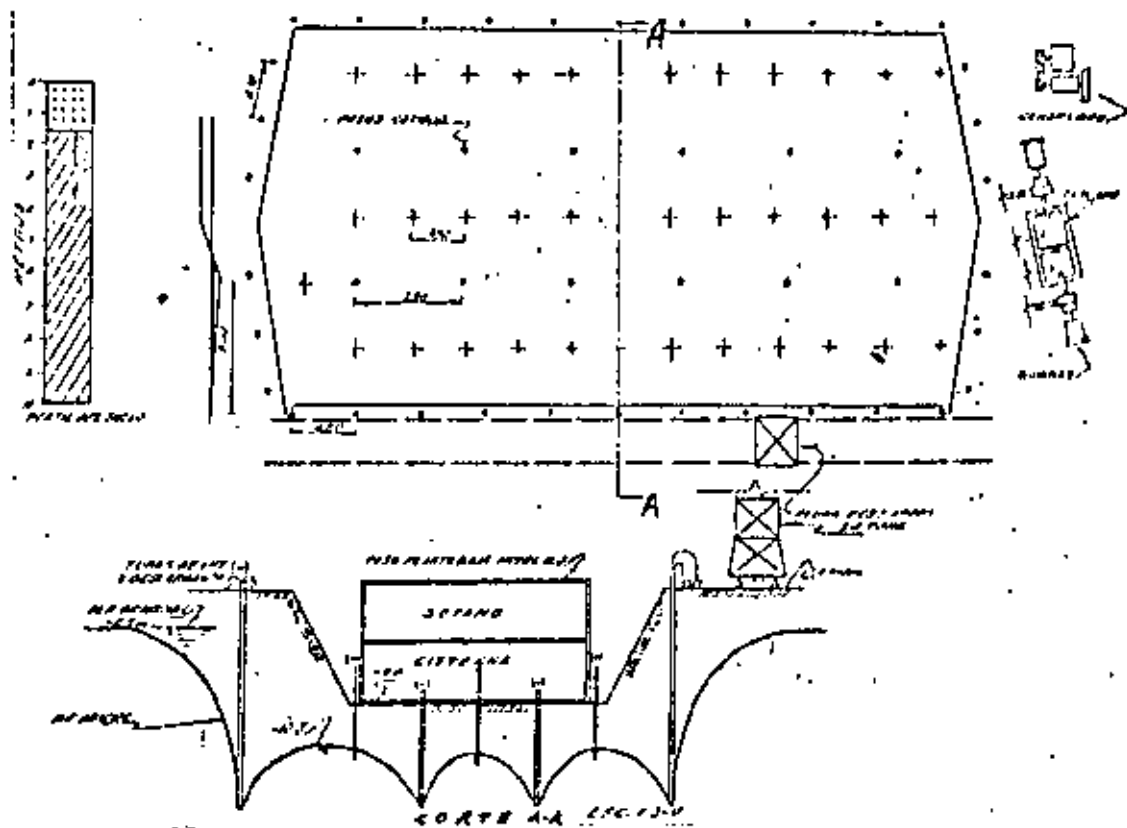


FIG. 20 Instalación típica de electrólisis.

V. DISEÑO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Una vez conociendo todos los factores que intervienen en el procedimiento constructivo de una cimentación, debe procederse a elaborar un programa de avance del procedimiento considerando todos los análisis que son necesarios para que la construcción de la cimentación sea rápida, segura y evite daños a las estructuras vecinas.

Para fines de ilustración del procedimiento constructivo supóngase el siguiente problema.

Se construirá una cimentación de una estructura en una área de 20 x 30m con las colindancias que se indican en la figura No. 21.

La profundidad de la excavación está obligada y es de 5.50m y la profundidad del nivel freático es de 2.00m.

Las etapas que se siguen son las siguientes:

- a) Dado que la cimentación tiene colindancias que no deben dañarse, será necesario que la excavación se efectúe entre estructuras de contención.

Para elegir la estructura de contención más apropiada debe tenerse presente que no pueden admitirse movimientos excesivos ni filtraciones hacia la excavación que abatan parcialmente el nivel freático exterior, por lo que la estructura elegida deberá tener cierta rigidez e impermeabilidad.

Probablemente una tablaestaca metálica o un muro de concreto colado en sitio sean las más convenientes. No se recomienda el uso de tablaestaca de vigueta y tablonés o de precolados de concreto pues su flexibilidad requiere un mayor apuntalamiento y puede dar lugar a movimientos excesivos.

Definido el tipo de tablaestaca se procede a determinar su sección y sus dimensiones, las cuales están en función de los perfiles que se tengan disponibles si se trata de tablaestaca metálica o de las dimensiones del elemento excavador si se trata de muros colados en sitio, y de la profundidad de la excavación.

Usualmente se considera un empotramiento mínimo de la tablaestaca de 1.50m a 2.0m a partir de la máxima profundidad de excavación.

- b) Elegida la estructura de contención se procede a elegir el tipo y distribución de pozos de bombeo para el abatimiento del nivel freático. Teniendo en cuenta todas las indicaciones mencionadas en el capítulo de control de filtraciones. En la figura 22 se indica una distribución de pozos de bombeo.
- c) Definido el bombeo se programan las etapas de excavación cuyas dimensiones están en función de las dimensiones de los entrecijos, del equipo de excavación con que se cuente y de la magnitud de las expansiones inmediatas.

Algunas veces se recomienda efectuar una excavación previa en toda el área a 1.0m o 1.50m de profundidad.

d) Cada etapa estará limitada por taludes cuya inclinación deberá de finirse de acuerdo con el tipo de suelo y con los análisis de estabilidad mencionados en el capítulo de excavaciones con talud. (Figura 23).

e) A continuación se debe definir el apuntalamiento de manera que no exista ninguna parte de la tablaestaca que quede libre. Los puntales pueden apoyarse sobre las partes de la cimentación ya construidas en etapas anteriores y colocarlos en zanja antes de la excavación de las etapas colindantes con la tablaestaca.

El diseño de los puntales puede efectuarse con el criterio simplificado que se mencionó en el inciso de empujes horizontales.

Terminando el diseño del procedimiento constructivo, es conveniente elaborar un programa de instrumentación a fin de conocer con exactitud y oportunidad todos los movimientos y deformaciones del suelo y de las colindancias así como el funcionamiento del sistema de bombeo.

Finalmente es recomendable elaborar unas especificaciones generales por escrito con todos los pasos que debe seguir el procedimiento constructivo a fin de que las conozca y las cumpla el constructor de la obra.

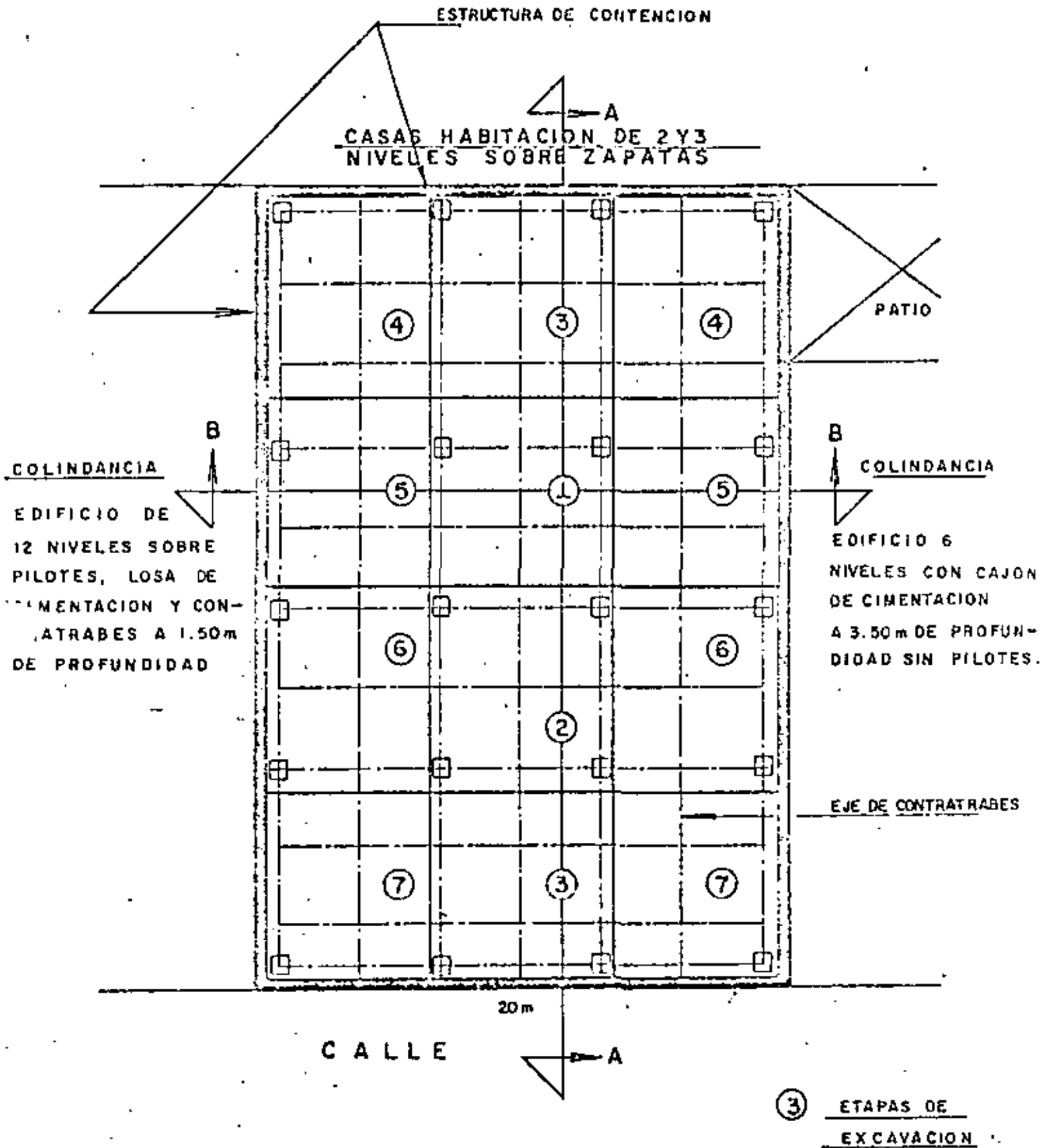
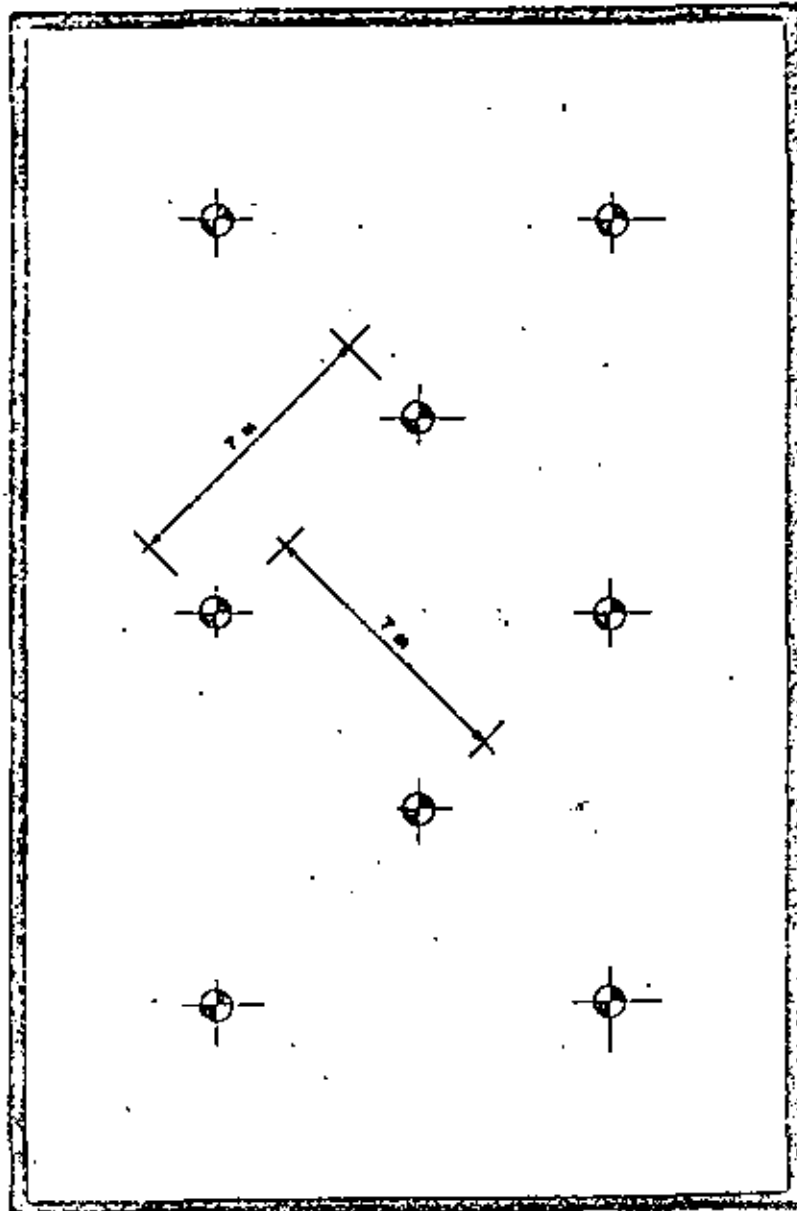
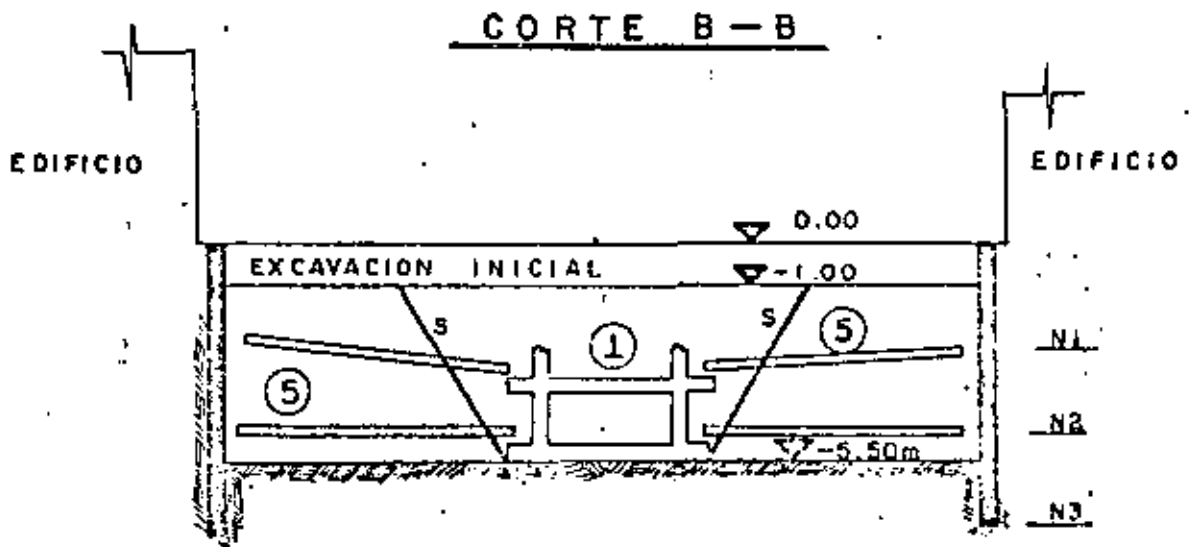
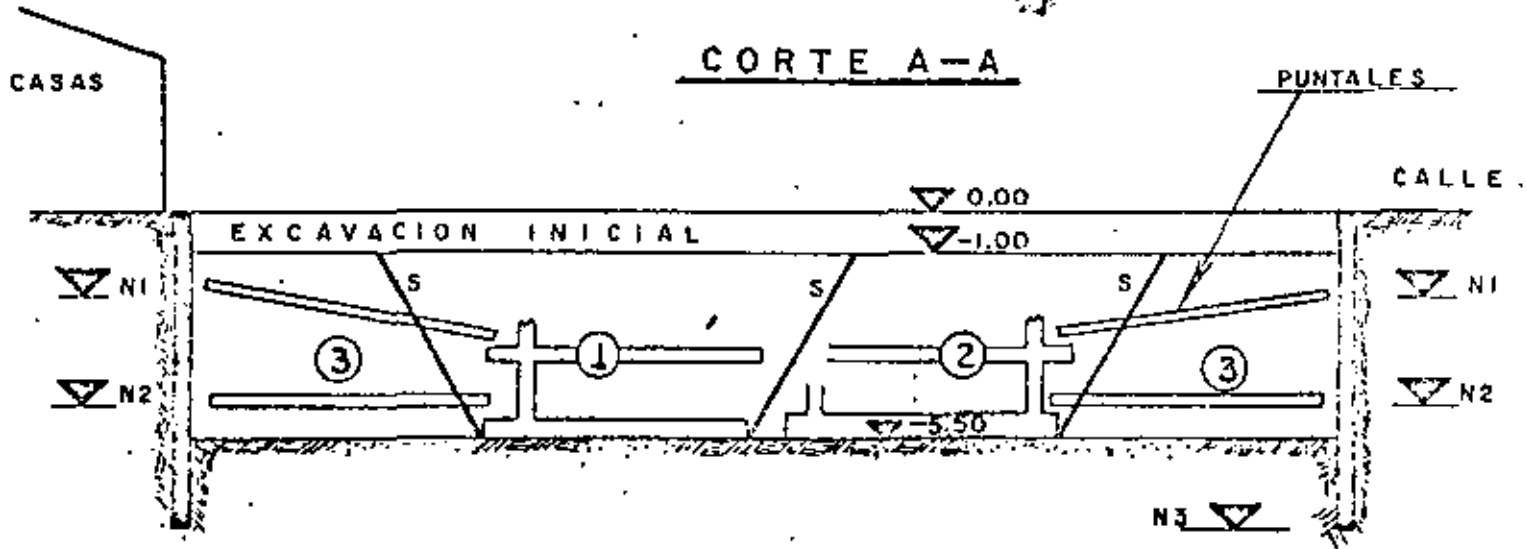


FIG. 21- ETAPAS DE EXCAVACION Y PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



DISTRIBUCION DE
POZOS DE BOMBEO

FIGURA: 22



- N1 = NIVEL SUPERIOR DE PUNTALES
- N2 = NIVEL INFERIOR DE PUNTALES
- N3 = NIVEL DE EMPOTRAMIENTO DE TABLA ESTACA
- S = PENDIENTE DEL TALUD

FIG. 23- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y APUNTALAMIENTO

VI. DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS.

Los efectos de la construcción de cimentaciones en estructuras vecinas, es un factor importante para seleccionar el procedimiento de construcción más adecuado.

Los daños que se producen en estructuras vecinas debido a las operaciones de construcción de una cimentación dependen básicamente del tipo, rapidez y magnitud del movimiento que el edificio sufra y del tipo de construcción, edad y condición existente del mismo.

A continuación se mencionan a grandes rasgos los casos más comunes de movimientos de estructuras vecinas debido a las operaciones de construcción.

VI.1 MOVIMIENTOS ASOCIADOS CON UNA EXCAVACION.

La remoción de suelo durante una excavación, produce siempre un cambio en el estado de esfuerzos del suelo tanto bajo el fondo de la excavación como en sus lados, ocasionando con ello, deformaciones de la masa de suelo que, generalmente, se traducen en asentamientos del área vecina a la excavación.

Un procedimiento de construcción diseñado, de acuerdo a todo

lo mencionado en los capítulos anteriores, eliminará al máximo - las deformaciones de la masa de suelo antes mencionadas, disminuirá los asentamientos en áreas vecinas y, en consecuencia los posibles daños que se puedan producir.

VI.2 ASENTAMIENTOS DEBIDOS AL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

Como ya se mencionó anteriormente, cuando el nivel freático es abatido, la presión efectiva de la masa de suelo afectada por dicho abatimiento se incrementa al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado, produciendo con ello una sobrecarga en toda la zona afectada por el abatimiento.

Quando el material en que se efectúa el abatimiento es arenoso y, en consecuencia prácticamente incompresible, el incremento en la presión efectiva no produce asentamientos importantes, excepto - en el caso que la arena sea extremadamente suelta. Sin embargo, en el caso de materiales compresibles (arcillas y limos), la sobrecarga inducida por el abatimiento puede producir grandes asentamientos en el área de influencia del mismo, sobre todo, si las condiciones de drenaje de los estratos compresibles son adecuadas.

Una de las formas de evitar al máximo estos asentamientos es -
además la excavación con una estructura impermeable con el ob-
jeto de evitar que el abatimiento se prolongue más allá de los lí-
mites de la excavación.

En el caso de que la estructura de contención no sea lo suficien-
temente impermeable para eliminar el abatimiento por fuera del -
área excavada, ya sea por defectos de construcción o hincado de
la misma o por el propio diseño de la atagüa, es a veces nece-
sario para disminuir los asentamientos por abatimiento, el insta-
lar pozos de recarga del nivel freático, inyectando a través de -
los mismos el agua que se bombea de la excavación.

VI.3 ALGUNOS PASOS PARA PREVENIR DAÑOS EN ESTRUCTURAS VE- CINAS.

Los pasos que deben tomarse para evitar al máximo que la cons-
trucción de la cimentación produzca daños en propiedades adyacen-
tes son:

- 1.- Levantar planos de las estructuras, determinar el tipo de cimen-
tación de los mismos, estimar las cargas que transmite el sub-
suelo y establecer los movimientos permisibles.

- 2.- Evaluar las condiciones del subsuelo y métodos probables de construcción. Verificar comportamiento pasado de la construcción.
- 3.- Diseñar el sistema provisional de soporte del suelo durante la excavación, tipo de abatimiento y establecer el procedimiento de construcción.
- 4.- Una vez que se inicia la construcción, se deberán establecer programas de vigilancia para verificar el comportamiento de las estructuras y evaluar los procedimientos de construcción.
- 5.- Modificar el procedimiento de construcción en caso necesario.

VII. INSTRUMENTACION Y CONTROL EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Con objeto de garantizar el buen comportamiento de una cimentación y de las estructuras vecinas, es de suma importancia que durante su construcción y después de ella, se efectúe un control adecuado de todos los factores que intervienen en su comportamiento, mediante el uso e instalación de algunos instrumentos que van desde los bancos de nivel hasta las celdas de carga e inclinómetros.

Del control, de la instrumentación y de la interpretación de las lecturas durante y después de la construcción de las cimentaciones, dependerá el éxito del comportamiento de la misma y el poder detectar y corregir a tiempo algunos procesos que pueden conducir a fallas de tipo sencillo o catastrófico.

Los controles mencionados a continuación se recomiendan para conocer el mejor funcionamiento de las cimentaciones.

VI.1 ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO POR GRAVEDAD.

Para el control y funcionamiento del abatimiento del nivel freático por gravedad, es conveniente proceder al control de los siguientes aspectos:

a) Pozos de Bombeo.

Deberá efectuarse un control adecuado durante la construcción de los pozos de bombeo, colocando ademes ranurados de un diámetro inferior al diámetro del pozo y suficiente para que quepa la bomba con una holgura de cuando menos media pulgada. (por ejemplo: el diámetro de los pozos puede variar entre 6" y 8", el diámetro del ademe ranurado entre 4" y 6" y el tamaño de la bomba eyectora puede ser de 1 x 1 1/4" ó 1 x 1 1/2").

Es importante que el área ranurada del ademe sea de cuando menos el 5% de su superficie total y que el filtro que se coloque entre el ademe y el pozo sea de grava y arena bien graduada y cumpla con las especificaciones de filtros necesarias para evitar la tubificación del suelo por bombear.

Es conveniente también efectuar una enérgica limpieza del pozo mediante el "chifloneo" del agua limpia a presión para asegurar su buen funcionamiento.

Los controles antes mencionados son de gran importancia, pues de ellos depende la eficiencia del sistema de bombeo.

b) Piezómetros.

Instalación de piezómetros abiertos tipo Casagrande ó neumáticos, con objeto de medir el abatimiento que experimenta la presión del agua del subsuelo antes, durante y después del abatimiento; se llevará una gráfica presión piezométrica-tiempo con objeto de mantener un control adecuado del bombeo. La frecuencia de las lecturas en los piezómetros puede ser de una lectura por día antes de iniciar el bombeo, dos lecturas por día durante el bombeo y dos lecturas por semana después de terminado el bombeo y hasta que el nivel freático esté completamente restablecido.

c) Presión de Operación de la Bomba.

Se tomarán lecturas de la presión de la bomba que opera todo el sistema (generalmente se coloca una bomba por cada 12 a 15 pozos), con una frecuencia de una vez por día y con los datos obtenidos se elaborará una gráfica presión de operación-tiempo. Generalmente, la presión de operación de estas bombas, varía entre 2 y 4 kilos por cm^2 , para un sistema de 12 a 15 bombas eyectoras.

d) Gasto extraído.

Se tomarán lecturas del gasto total extraído por todo el conjunto de bombas eyectoras con una frecuencia de una vez por día y se elaborará una gráfica gasto-tiempo hasta la suspensión del bombeo.

e) Nivel Dinámico.

Se tomarán lecturas del nivel dinámico de los pozos (profundidad del espejo de agua) con una frecuencia igual a la antes indicada para los piezómetros y se elaborarán gráficas nivel dinámico-tiempo, durante el período de bombeo.

f) Tiempo de Bombeo.

Es importante llevar un control preciso del tiempo de bombeo,-

pues un tiempo excesivo puede repercutir en movimientos excesivos tanto de la cimentación como de su verticalidad.

Se recomienda que el bombeo se suspenda en el momento en que las descargas producidas por la excavación sean equilibradas por el peso de la cimentación.

VII-2 ABATIMIENTO DE NIVEL FREÁTICO POR ELECTROOSMOSIS.

En este caso los controles que se recomiendan son los mismos que en el caso anterior, agregando los siguientes:

a) Voltajes.

Deberá controlarse el gradiente eléctrico entre varilla-ánodo y pozo-cátodo con objeto de mantener la uniformidad en el bombeo, generalmente se recomienda un gradiente eléctrico inicial que no exceda de 0.3 Volts. por cm. por lo que para una separación entre ánodo y cátodo de 4 Mts. por ejemplo, deberá proveerse un voltaje inicial máximo de 120 Volts. Es importante contar con un generador de corriente continua adecuado para proporcionar los voltajes calculados. De acuerdo con la separación ánodo-cátodo que se tenga en cada caso.

b) Tiempo de aplicación del voltaje.

El tiempo de aplicación del voltaje será igual al tiempo de aplicación del bombeo, según el criterio mencionado en VII-1.f

c) Corrosión.

A fin de que las varillas ánodo no se dañen por efectos de la corrosión, no deben aplicarse gradientes eléctricos superiores a 0.3 Volts. por centímetro.

VII.3 MOVIMIENTOS.

Es fundamental llevar un adecuado control de los movimientos que sufren las cimentaciones durante su construcción y a largo plazo, para lo cual se recomiendan los siguientes controles.

a) Bancos de Nivel en el Fondo de la Excavación.

Se recomienda instalar bancos de nivel en el fondo de la excavación con objeto de medir las expansiones y/o asentamientos que ocurran antes, durante y después de la excavación.

Es importante que la instalación de estos bancos se efectúe antes de iniciar cualquier excavación, con objeto de obtener una historia fidedigna de los movimientos del subsuelo. Para instalar

estos bancos pueden excavarse pozos de pequeño diámetro, hasta la profundidad de proyecto y colarse en su punto inferior un tapón de concreto con una varilla.

Es conveniente que la frecuencia de las lecturas de estos bancos sea de una vez por día antes de la excavación, dos veces por día durante la excavación, y una vez por día después de la excavación. Se elaborarán, con los datos obtenidos, gráficas movimiento-tiempo.

Adicionalmente a este control es conveniente llevar en forma gráfica el avance de la excavación y construcción de la zona de influencia que corresponde a cada uno de estos bancos.

b) Bancos de Nivel Superficiales.

Es conveniente la instalación de bancos de nivel superficiales ó puntos de control localizados en lugares cercanos y superficiales a la cimentación, con objeto de conocer los movimientos de las zonas vecinas. Tanto estos bancos como los mencionados en el inciso a). deben medirse tomando como referencia un banco de nivel superficial de cotá prefijada alejado cuando menos 200 Mts. de la cimentación por construir; por ningún motivo deben tomarse lecturas referenciadas a bancos de nivel-

profundos, pues los efectos del hundimiento del valle se reflejan y no pueden interpretarse correctamente los movimientos aislados de la cimentación. La frecuencia de las lecturas de estos bancos puede ser la mencionada en el inciso a); asimismo deberán llevarse gráficas movimientos-tiempo con los datos obtenidos.

c) Líneas de Colimación.

Se llevará un control de los desplazamientos horizontales producidos por medio de líneas de colimación localizadas paralelas y superficiales a las fronteras de la excavación. Se recomienda que la frecuencia de las lecturas de éste control sea igual a la mencionada en a).

Con los datos obtenidos se elaborarán gráficas desplazamientos horizontales-tiempo.

d) Bancos de Nivel en Columnas y Losas de Cimentación.

Una vez que progresa la construcción de la cimentación es conveniente que los bancos de nivel localizados en el fondo se correlacionen a puntos o bancos de nivel ubicados en columnas y losas ya construidas, a fin de conocer la evolución de los movimientos-

diferenciales que ocurren.

La frecuencia de las lecturas de estos bancos será de una vez por día hasta que se termine la construcción total de la estructura y de una vez al mes después de la terminación.

Se elaborarán gráficas movimiento-tiempo con los datos obtenidos.

VII-4 INCLINOMETROS

- Es interesante instalar inclinómetros adyacentes a las estructuras de contención, con objeto de conocer la variación de los desplazamientos horizontales con la profundidad, en zonas previamente determinadas.

La frecuencia de esta lectura puede ser una por día antes y durante la excavación y una vez por semana después de ésta.

Se llevarán una vez por día gráficas desplazamiento horizontal - profundidad.

Algunas veces es conveniente instalar inclinómetros en el hombro de taludes que van a estar abiertos por largo tiempo, a fin de conocer sus desplazamientos.

En este caso la frecuencia en las lecturas variará según la conveniencia.

VII-5 CARGAS EN PUNTALES.

Algunas veces es conveniente colocar celdas de carga entre cada uno de los puntales y la estructura de contención, con objeto de proporcionar y mantener las presiones adecuadas sobre el terreno, evitando en esta forma movimientos excesivos de la estructura de contención hacia la excavación y por lo tanto daños a las estructuras vecinas.

La frecuencia de las lecturas de las cargas puede ser de una vez al día durante la excavación. Se elaborarán gráficas carga-tiempo con los datos obtenidos.

VII-6 COMPACTACION.

En algunos casos es necesario rellenar espacios adyacentes a las cimentaciones, por lo que es importante un control adecuado en la compactación de estos rellenos mediante pruebas in situ (calas volumétricas).

Es conveniente además, con objeto de prevenir asentamientos en

estos rellenos, que los espesores de las capas por compactar no excedan de 30 cms. que el material de relleno no sea cohesivo, que se elaboren pruebas previas de laboratorio, que se utilicen en el campo compactadores adecuados y que se usen pisones manuales en zonas difíciles.

VII-7 DESPLOMES Y MOVIMIENTOS POSTERIORES A LA CONSTRUCCION.

Con objeto de conocer el funcionamiento de la cimentación durante su vida útil es conveniente efectuar las siguientes mediciones:

a) Desplomes.

Se medirán los desplomes de la estructura en cada esquina en caso de que se observe alguna tendencia de volteo.

La frecuencia de estas lecturas puede hacerse una vez cada 15 días o una vez al mes, según el caso y con los datos obtenidos se elaborará para cada lectura, una gráfica altura-desplome o tiempo-desplome.

b) Movimientos a largo plazo.

A fin de confirmar los movimientos previstos y evitar daños a la propia estructura y a las vecinas, se llevará un control de los

movimientos en cada columna de la estructura y con los datos obtenidos se elaborarán gráficas movimientos-tiempo con una frecuencia igual a la mencionada en VII-4 . De estos controles depende el efectuar una recimentación o confirmar el buen funcionamiento de las estructuras.

REFERENCIAS .

- 1.- Mecánica de Suelos Tomo II
E. Juárez Badillo, A. Rico Rodríguez.
- 2.- Foundation Engineering
R.B. Peck, W.E. Hanson, T.H. Thornburn.
- 3.- Soil Mechanics in Engineering Practice
Segunda edición K. Terzaghi, R. B. Peck.
- 4.- Foundation Engineering
G.A. Leonards.
- 5.- Efectos de la Construcción de Cimentaciones en
estructuras cercanas.
D.J.D' Appolonia. Memorias del cuarto Congreso
Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería
de Cimentaciones.
- 6.- Electrosmosis aplicada a la construcción
C.L. Flamand E. Taméz G. Solum, S. A.
Publicación Interna No. 5

VI.- MUROS DE CONTENCIÓN

a) IMPULSES DE TIERRAS.

Estados plásticos de esfuerzos en una masa de suelo o Estados de Rankine.

Consideremos el caso de una partícula de suelo localizada a una profundidad z y no sujeta a ninguna acción excepto la de su propio peso.

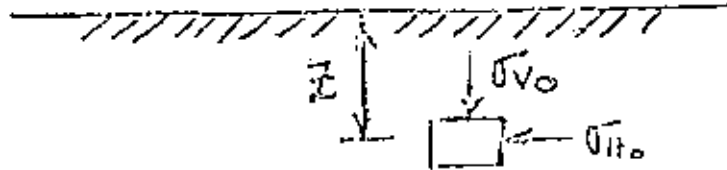


FIGURA 9

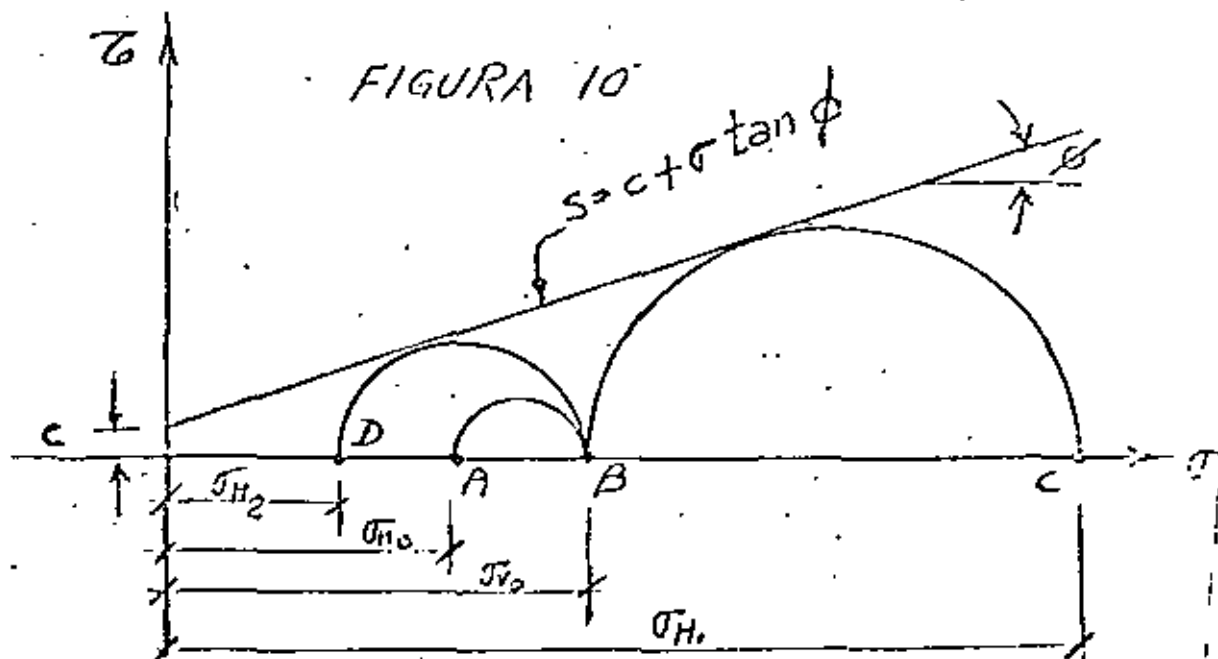
El esfuerzo vertical en reposo vale:

$$\sigma_{v0} = \gamma z \quad \text{----- IV-1}$$

Si la ley de resistencia al esfuerzo cortante está dada por:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

Podemos indicar el estado de esfuerzos del suelo en reposo en la gráfica de Mohr.





El esfuerzo horizontal en 'reposo' puede expresarse en términos del esfuerzo vertical mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{H_0} = K_0 \sigma_{V_0} \quad \text{--- IV-2}$$

$$\sigma_{H_0} = K_0 \gamma Z \quad \text{--- IV-3}$$

Donde K_0 se denomina coeficiente de empuje en reposo y ~~generalmente~~ ~~se varía entre 0.5 para arenas compactas o arcillas muy consolidadas y 0.4 para arcillas blandas o arenas sueltas.~~

b) Empujes activo y pasivo de Rankine.

Si por algún mecanismo hacemos incrementar el valor del esfuerzo horizontal σ_{H_0} representado por el punto A de la figura, llegará un momento en que $\sigma_{H_0} = \sigma_{V_0}$ (punto B) y posteriormente

$\sigma_{H_1} > \sigma_{V_0}$ de tal manera que alcanzamos el punto C que representa un estado de esfuerzos de falla pues en este punto el círculo de Mohr se hace tangente a la envolvente de falla y se dice que el suelo se encuentra en un estado de equilibrio plástico o estado de empuje pasivo de Rankine. Nótese que en este caso

$\sigma_{H_1} > \sigma_{H_0} > \sigma_{V_0}$. Si por el contrario, por algún medio hacemos que el valor del esfuerzo horizontal σ_{H_0} disminuya paulatinamente, el valor del esfuerzo horizontal pasará del punto A hasta el punto D en el cual el círculo de Mohr de este nuevo estado de esfuerzos se hace tangente a la envolvente de falla y se dice que el suelo se encuentra en un estado de equilibrio plástico o estado de empuje activo de Rankine. Nótese que en este caso

$$\sigma_{H_2} < \sigma_{H_0} < \sigma_{V_0}$$

Es sencillo demostrar matemáticamente a partir de la gráfica de Mohr, que para el estado de empuje activo y pasivo el esfuerzo horizontal valé:

$$\sigma_{H_{activo}} = \gamma Z \tan^2(45^\circ - \phi/2) - 2c \tan(45^\circ - \phi/2) \quad \text{--- IV-4}$$

$$\sigma_{H_{pasivo}} = \gamma Z \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \tan(45^\circ + \phi/2) \quad \text{--- IV-5}$$

Si llamamos $N_\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$ --- IV-6

Las expresiones IV-4 y IV-5 quedan:

$$\sigma_{\text{activo}} = \delta'Z \frac{1}{N\phi} - 2c \frac{1}{\sqrt{N\phi}} \quad \text{--- IV-7}$$

$$\sigma_{\text{pasivo}} = \delta'Z N\phi + 2c \sqrt{N\phi} \quad \text{--- IV-8}$$

Se denominan coeficientes de empuje activo y pasivo a los siguientes valores:

$$K_A = \frac{1}{N\phi} = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad \text{--- IV-9}$$

$$K_P = N\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad \text{--- IV-10}$$

Puede observarse que los coeficientes anteriores dependen únicamente del ángulo de fricción interna del material y puede demostrarse además que

$$K_A \cdot K_P = 1 \quad \text{--- IV-11}$$

Si para un suelo con cohesión y fricción, elaboramos una gráfica - empuje vs profundidad, (ecuaciones 7 y 8) obtenemos los siguientes diagramas.

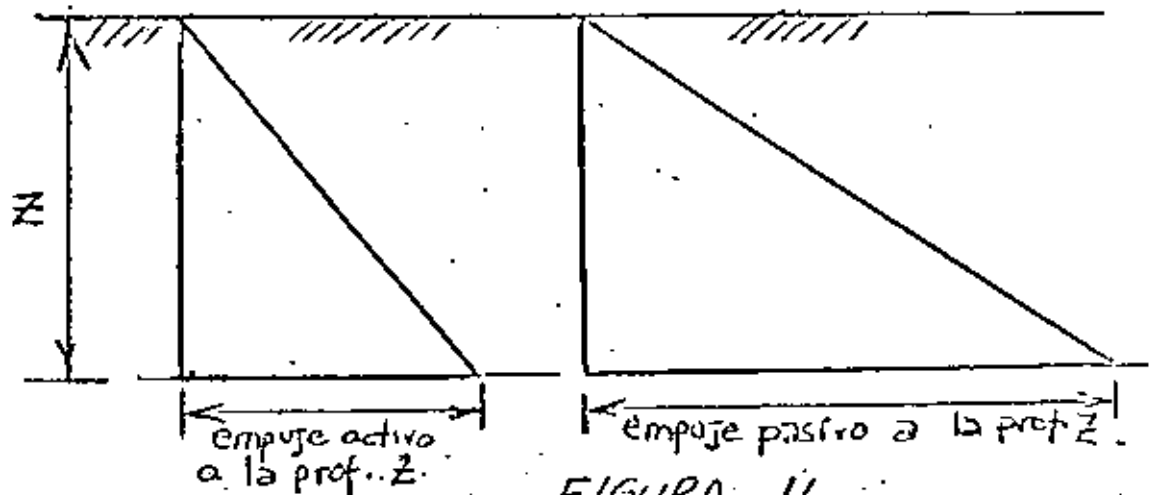


FIGURA - II

De acuerdo con los estados de equilibrio plástico de Rankine puede observarse que el "estado de reposo" de un suelo es un estado intermedio entre el activo y el pasivo por lo que podemos escribir que:

$$K_A < K_0 < K_P$$



c) Altura Crítica.

Si observamos la expresión IV-4 puede suceder que el valor de σ_H resulte negativo si el segundo sumando es mayor que el primero. A medida que Z aumenta, dicha expresión se convierte en positiva cuando el segundo es menor que el primero.

Lo anterior significa que para valores negativos de la expresión IV-4, el suelo no solo no empuja, sino que presenta tensiones en su interior que lo hacen permanecer estable con una pared vertical debido a su resistencia al corte.

En la siguiente figura puede ilustrarse esta condición:

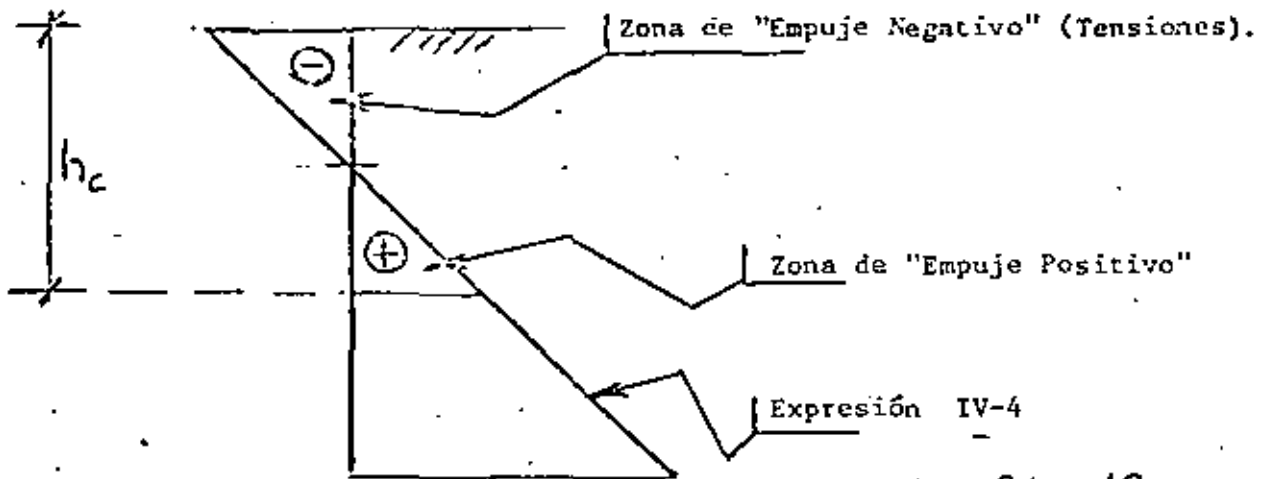


FIGURA 12

A la profundidad h_c las áreas de empuje positivo y negativo se igualan y el suelo no empuja, por lo que a este valor de h_c se le denomina "altura crítica" y puede interpretarse como la profundidad a la cual el suelo puede permanecer estable en corte vertical debido a su resistencia al corte.

↑ sin soporte lateral



Si valuamos a partir de la expresión IV-4 el empuje total a una profundidad Z cualquiera tenemos:

$$IV-12 \quad E = \int_0^Z u_{activo} dz = \frac{Z^2}{2} \tan^2(45-\phi/2) - 2cZ \tan(45-\phi/2)$$

De acuerdo con la definición de altura crítica si $E=0$, $Z=hc$, entonces:

$$0 = \frac{hc^2}{2} \tan^2(45-\phi/2) - 2chc \tan(45-\phi/2) \quad \text{--- IV-13}$$

Despejando el valor de hc :

$$hc = \frac{4c}{\delta} \cdot \frac{1}{\tan(45-\phi/2)} \quad \text{--- IV-14}$$

Que es la expresión que proporciona la altura crítica para un suelo cohesivo-friccionante.

Si el suelo unicamente tiene cohesión, la altura crítica vale:

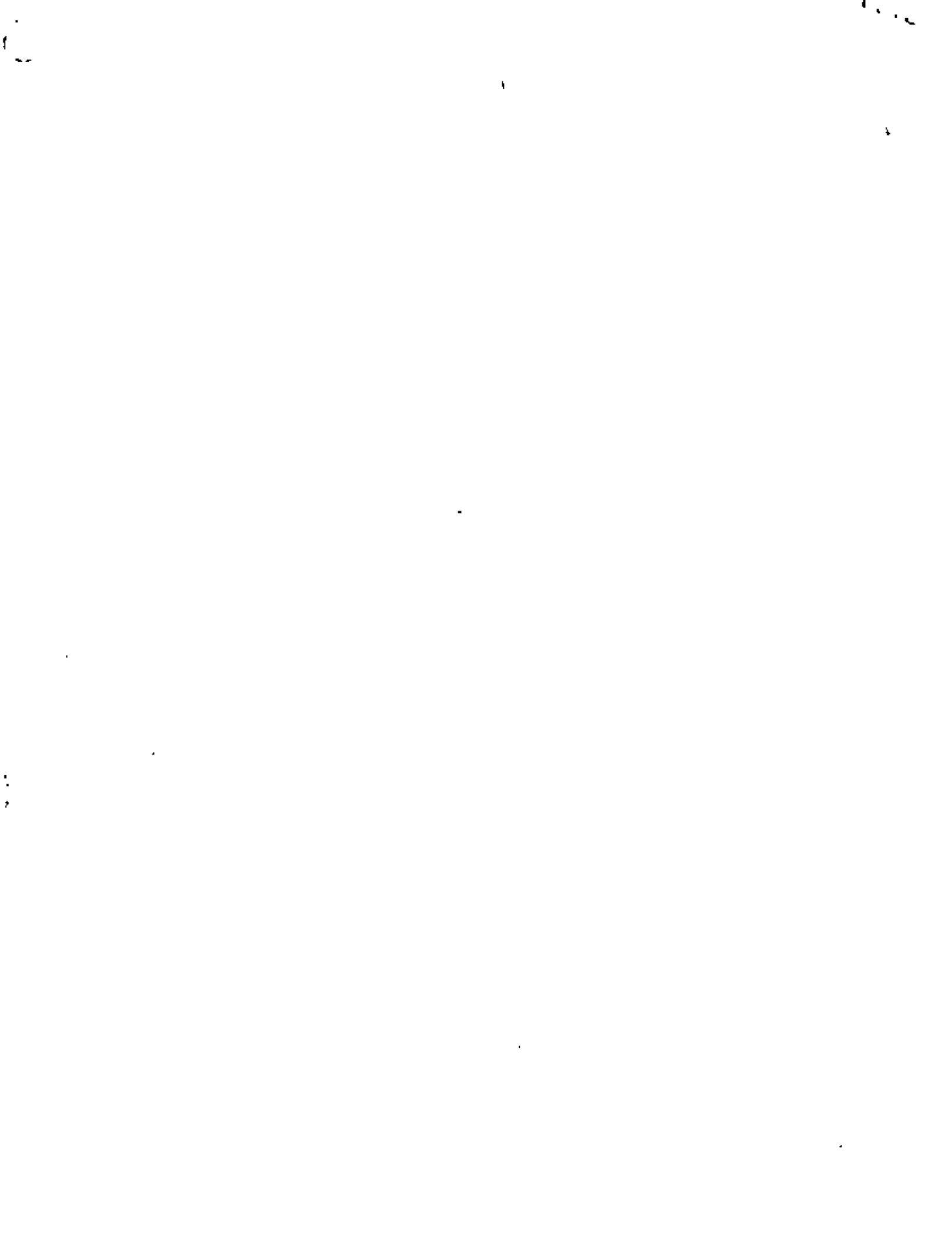
$$hc = \frac{4c}{\delta} \quad \text{--- IV-15}$$

En la práctica el valor de la altura-crítica suele ser menor que el dado por la expresión IV-15.

En la expresión IV-14 puede observarse que un suelo puramente friccionante ($c=0$) no soporta las paredes verticales sin soporte lateral.

d) Empuje de Coulomb para suelos friccionantes.

Coulomb estudió en 1776 el empuje que un suelo puramente friccionante ejerce sobre un muro de retención. Supuso que el empuje era producido por una cuña de suelo sobre el muro y analizó el equilibrio de las fuerzas que intervienen en el problema, según se ilustra en la siguiente figura:





centro de educación continua:
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam

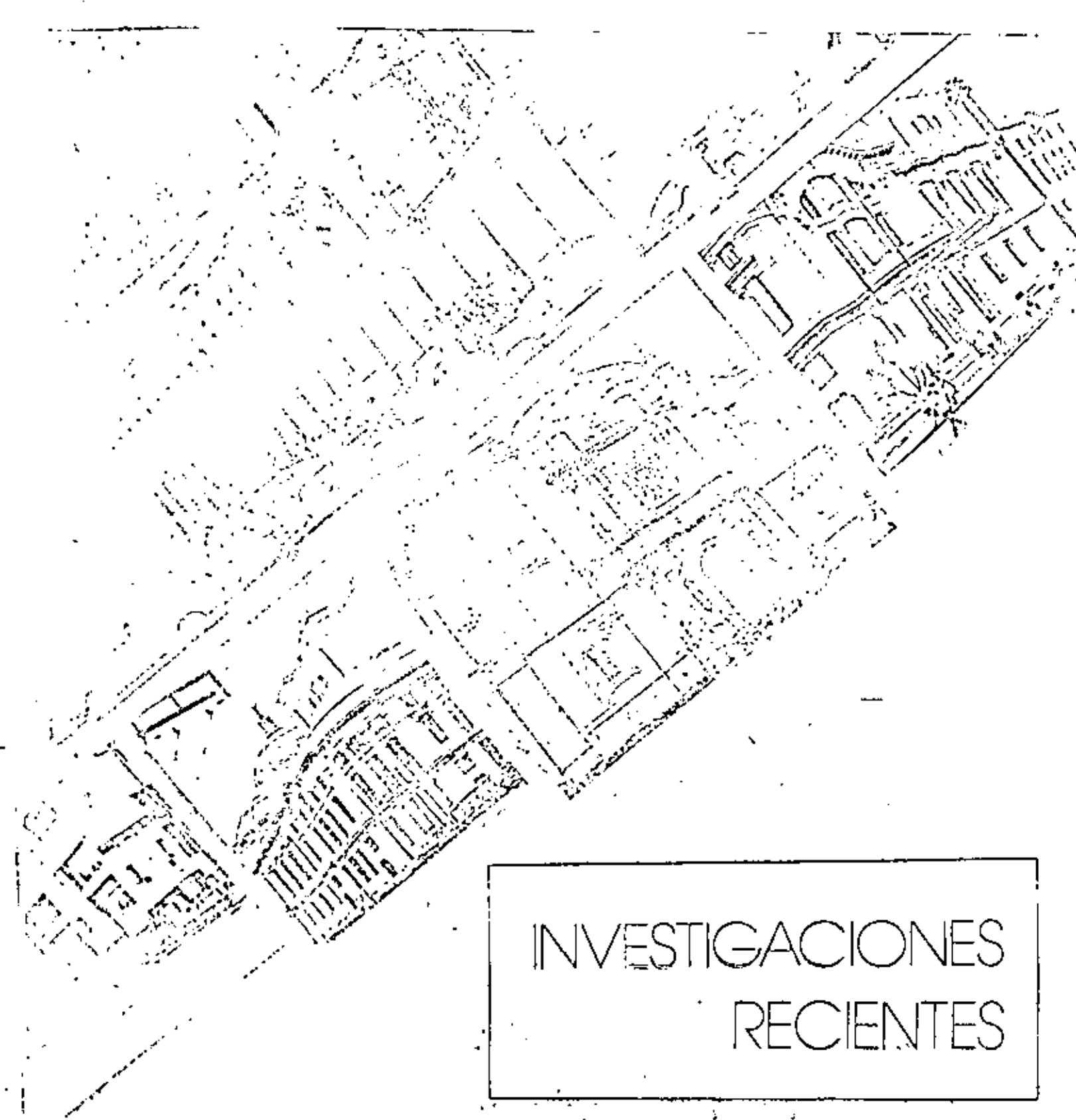


DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

INVESTIGACIONES RECIENTES

ING. AGUSTIN DEMENECHI COLINA

JUNIO, 1980



INVESTIGACIONES RECIENTES

Un Método para el Análisis
Conjunto de la Estructura y el Suelo

Ing. Agustín Deméncghi *



INTRODUCCION

La cimentación de estructuras sobre suelos de mediana a alta compresibilidad plantea el problema de determinar los hundimientos totales y diferenciales, así como los elementos mecánicos (momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal), tanto en la subestructura como en la superestructura, ocasionados por los hundimientos de la cimentación. Estos valores dependen por un lado de la compresibilidad del subsuelo, y por otro, de la rigidez de la estructura. Tomando en cuenta que en los análisis estructurales convencionales, se considera en general que la estructura está empotrada o articulada en su cimentación y que, también en general, el cálculo de hundimientos del terreno se realiza considerando la cimentación 100 por ciento flexible o totalmente rígida, lo cual en ambos casos (estructural y de mecánica de suelos) dista bastante de la realidad, se ve clara la necesidad de desarrollar métodos de análisis estructural que tengan en cuenta los efectos de los hundimientos del terreno y que, al mismo tiempo, permitan calcular los valores de estos últimos.

En el presente trabajo se presenta un método para tratar de resolver este problema, mediante un análisis conjunto de la estructura y el suelo. En los siguientes incisos se describe el procedimiento en forma general, se presenta la obtención de los desplazamientos verticales del terreno en función de las reacciones del suelo y se explica la manera de incorporarlos en el análisis estructural, que se efectúa con el método de rigideces. En el inciso 5 se proporciona la secuencia de operaciones en el análisis conjunto y, en la parte final de este escrito, se hacen algunos comentarios relacionados con el método aquí propuesto.

2. DESCRIPCION DEL METODO

Consideremos una estructura reticular apoyada sobre un suelo de mediana a alta compresibilidad (Fig. 1), en la que la cimentación puede ser resuelta a base de zapatas corridas o mediante una losa con contratabes de concreto armado. Queremos determinar los hundimientos totales y diferenciales, así como los elementos mecánicos en la cimentación y en la superestructura.

En vista de que desconocemos el diagrama de reacción del terreno, sustituyamos la carga distribuida del suelo sobre la cimentación por cargas concentradas sobre las columnas y bajo los puntos medios de las trabes, tal como se muestra en la Fig. 1.

Para realizar el análisis conjunto de la estructura y el suelo, conviene emplear el método de rigideces para el análisis de la estructura. Como es bien conocido, al utilizar este procedimiento, se obtiene la matriz de

rigideces y se conoce el vector de cargas, pero se desconoce el vector de desplazamientos (al hablar de desplazamientos nos referimos a los desplazamientos angulares o giros $\theta_{i,j}$ de cada uno de los nudos de la estructura y a los desplazamientos verticales δ_i y ξ_j). Sin embargo, tal como se puede apreciar en la Fig. 1, en nuestro caso tampoco conocemos el vector de cargas completo, pues las reacciones del terreno R_i y T_j son también incógnitas. No obstante, al realizar el análisis de hundimientos del terreno, podremos obtener los desplazamientos del suelo δ_i y ξ_j en función de las reacciones R_i y T_j . Sustituyendo estas ecuaciones en las expresiones derivadas de la aplicación inicial del método de rigideces, nos queda un sistema de ecuaciones en el que las incógnitas son únicamente los giros en los nudos $\theta_{i,j}$ y las reacciones del terreno R_i y T_j . Resolviendo este sistema determinamos los giros en los nudos y las reacciones del suelo. Como tenemos además los desplazamientos verticales en función de las reacciones, también podremos calcularlos.

Conocidos giros y desplazamientos, es fácil obtener a partir de ellos los momentos flexionantes, las fuerzas cortantes y las fuerzas normales en toda la estructura.

En el inciso siguiente se aplicará el método de rigideces y veremos que tendremos como incógnitas los giros, los desplazamientos verticales y las reacciones del suelo. En el inciso 4 veremos cómo obtener los desplazamientos verticales δ_i y ξ_j en función de las reacciones del terreno R_i y T_j . La resolución del problema no presenta dificultades posteriores, pues simplemente se sustituyen las ecuaciones del cálculo de hundimientos verticales en las ecuaciones halladas al aplicar el método de rigideces a la estructura.

3. EMPLEO DEL METODO DE RIGIDECES PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL

Mediante la utilización del método de rigideces, obtengamos las ecuaciones que relacionan el doble de los giros en los nudos (doblegiros) $\psi_{i,j}$, los desplazamientos verticales δ_i y ξ_j y las reacciones del terreno R_i y T_j (Figs. 1 y 2). Empezaremos con la condición de equilibrio de momentos en el nudo i,j , seguiremos con la condición de equilibrio de fuerzas cortantes en la cruzija i , continuaremos con la determinación de la deflexión ξ_j a la mitad de la cruzija i y terminaremos con la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales en toda la estructura.

3.1 Condición de equilibrio de momentos en el nudo i,j

El momento sobre el nudo i,j , debido a la barra $(i,j)-(i+1,j)$, (trabe i,j , Figs. 1 y 2), valdrá (Luthi; 1971):

$$M_{(i,j)}(i+1,j) = M^e_{(i,j)}(i+1,j) + 2K_{t(i,j)} \psi_{i,j} + K_{t(i,j)}$$

$$\psi_{i+1,j} = \delta \frac{K_{t(i,j)}}{l_i} \delta_i + \delta \frac{K_{t(i,j)}}{l_i} \delta_{i+1} \quad (1)$$

en donde:

$M_{(i,j)}(i+1,j)$ - momento sobre el nudo i,j , debido a la trabe $(i,j)-(i+1,j)$, (trabe i,j , Fig. 2)

$M^e_{(i,j)}(i+1,j)$ - momento de empotramiento sobre el nudo i,j , debido a la trabe $(i,j)-(i+1,j)$, (trabe i,j , Fig. 2)

$$K_{t(i,j)} = \frac{(EI)_{t(i,j)}}{l_i} = \text{rigidez de la trabe } i,j$$

$$\psi_{i,j} = 2\theta_{i,j} = \text{doble giro en el nudo } i,j$$

$$\psi_{i+1,j} = 2\theta_{i+1,j} = \text{doble giro en el nudo } i+1,j$$

$$\theta_{i,j} = \text{giro en el nudo } i,j$$

$$\theta_{i+1,j} = \text{giro en el nudo } i+1,j$$

El momento sobre el nudo i,j debido a la trabe $i-1,j$ (Fig. 2), valdrá:

$$M_{(i,j)}(i-1,j) = M^e_{(i,j)}(i-1,j) + 2K_{t(i-1,j)} \psi_{i,j} + K_{t(i-1,j)}$$

$$\psi_{i-1,j} = \delta \frac{K_{t(i-1,j)}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + \delta \frac{K_{t(i-1,j)}}{l_{i-1}} \delta_i \quad (2)$$

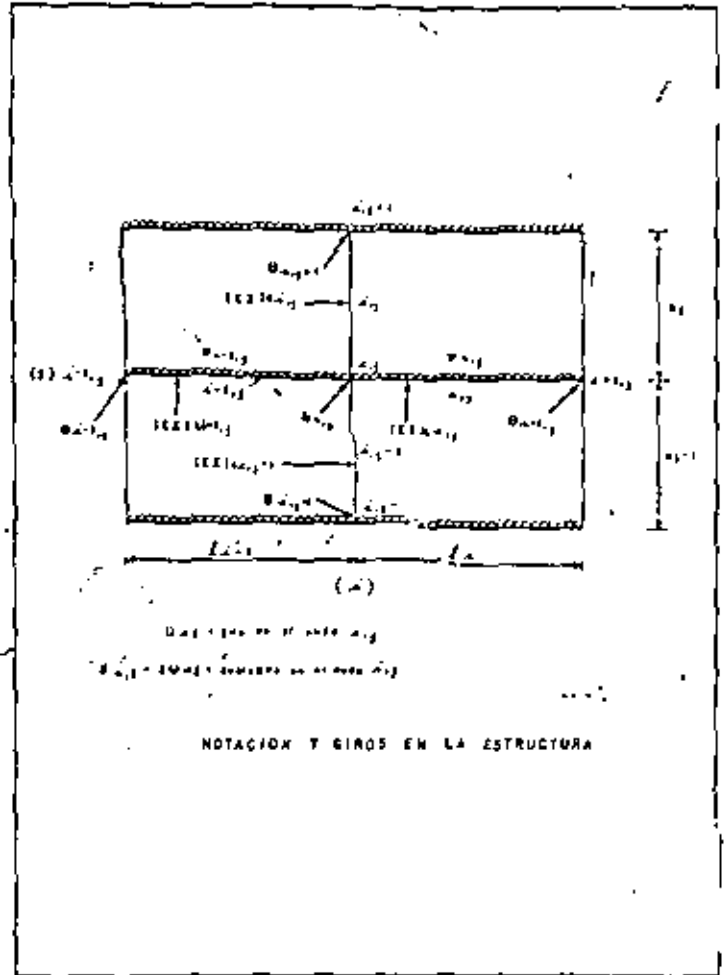


Figura 2

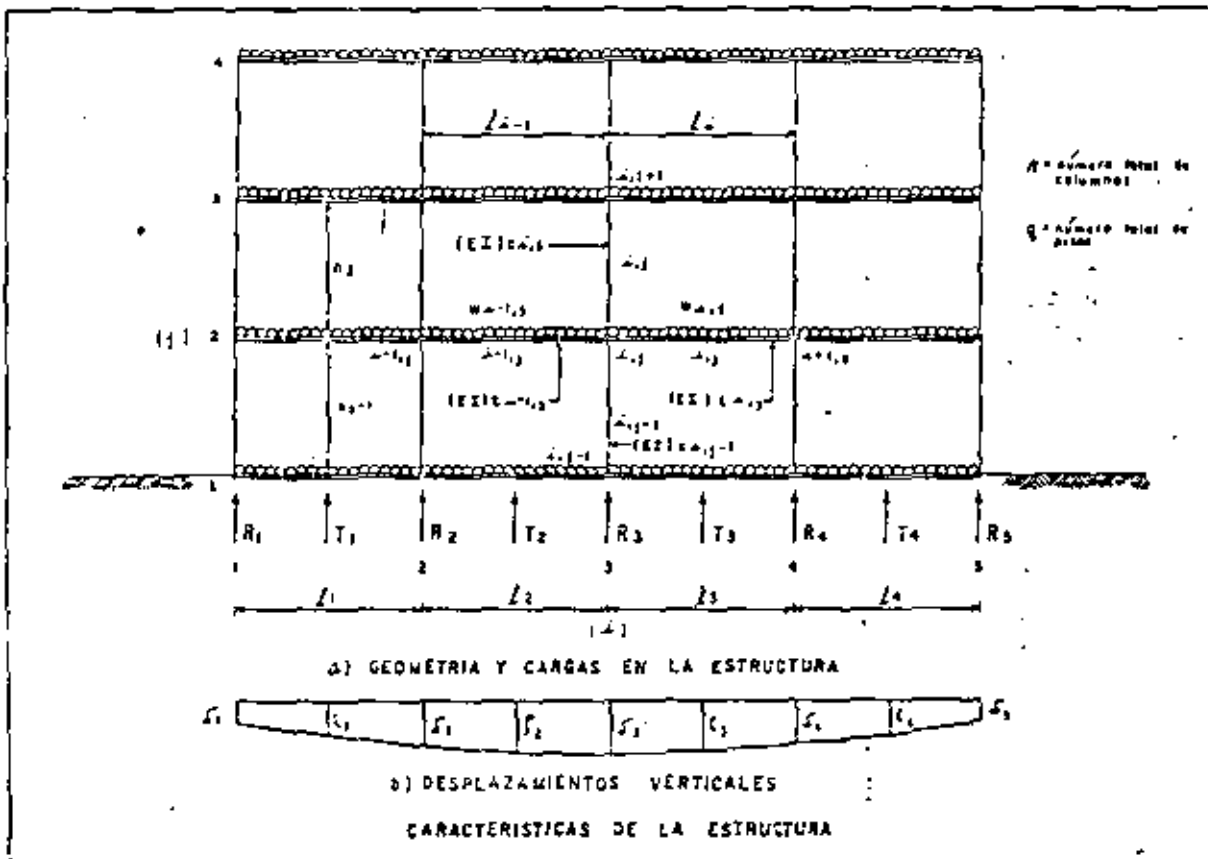


Figura 1

los momentos sobre los nudos (i, j) debidos a las columnas j y $j-1$, serán:

$$M_{(i, j)}^{(i, j+1)} = M_{(i, j)}^{(i, j+1)} + 2K_{c_{i, j}} \psi_{i, j} + K_{c_{i, j}}$$

$$\psi_{i, j+1} = 6 \frac{K_{c_{i, j}}}{h_j} \delta_j + 6 \frac{K_{c_{i, j}}}{h_j} \delta_{j+1} \quad (3)$$

$$M_{(i, j)}^{(i, j-1)} = M_{(i, j)}^{(i, j-1)} + 2K_{c_{i, j-1}} \psi_{i, j}$$

$$K_{c_{i, j-1}}$$

$$\psi_{i, j-1} = 6 \frac{K_{c_{i, j-1}}}{h_{j-1}} \delta_{j-1} + 6 \frac{K_{c_{i, j-1}}}{h_{j-1}} \delta_j \quad (4)$$

donde:

$$K_{c_{i, j}} = \frac{(EI)_{c_{i, j}}}{h_j}; K_{c_{i, j-1}} = \frac{(EI)_{c_{i, j-1}}}{h_{j-1}}$$

Las ecuaciones anteriores son válidas para traveses y columnas de rigidez constante en cada una de ellas, lo cual es el caso más frecuente en la práctica.

Obtengamos los momentos de empotramiento:

Para las traveses:

Primer nivel (cimentación, $j=1$, Fig. 1):

$$M_{(i, j)}^{(i+1, j)} = \frac{W_{i, j} l_j^2}{12} - \frac{T_i l_j}{8} \quad (5)$$

$$M_{(i, j)}^{(i-1, j)} = -\frac{W_{i-1, j} l_{j-1}^2}{12} + \frac{T_{i-1} l_{j-1}}{8} \quad (6)$$

donde $W_{i, j}$ = carga por unidad de longitud en la trabe i, j .

Para el resto de los niveles ($j > 1$, Fig. 2):

$$M_{(i, j)}^{(i+1, j)} = \frac{W_{i, j} l_j^2}{12} \quad (7)$$

$$M_{(i, j)}^{(i-1, j)} = -\frac{W_{i-1, j} l_{j-1}^2}{12} \quad (8)$$

en donde $W_{i, j}$ = carga por unidad de longitud, en la trabe i, j .

Para las columnas: (Fig. 2)

En este trabajo no tomaremos en cuenta el efecto de fuerzas horizontales, por lo que:

$$M_{(i, j)}^{(i, j+1)} = M_{(i, j)}^{(i, j-1)} = 0 \quad (9)$$

Con el objeto de no complicar la exposición del método, consideremos que estamos tratando con una estructura en la que no hay fuerte asimetría en geometría y cargas, por lo que suponemos que los desplazamientos laterales son de pequeña magnitud, es decir:

$$\delta_{i, j-1} = \delta_{i, j} = \delta_{i, j+1} \neq 0 \quad (10)$$

Si no se cumple la condición anterior, se pueden agregar con relativa facilidad las expresiones correspondientes a los desplazamientos laterales.

Sustituyendo las Ecs. 5 a 10 en las Ecs. 1 a 4:

Para las traveses:

Primer nivel ($j=1$):

$$M_{(i, j)}^{(i+1, j)} = \frac{W_{i, j} l_j^2}{12} - \frac{T_i l_j}{8} + 2K_{t_{i, j}} \psi_{i, j} + K_{t_{i, j}}$$

$$\psi_{i+1, j} = 6 \frac{K_{t_{i, j}}}{l_j} \delta_i + 6 \frac{K_{t_{i, j}}}{l_j} \delta_{i+1} \quad (11)$$

$$M_{(i, j)}^{(i-1, j)} = -\frac{W_{i-1, j} l_{j-1}^2}{12} + \frac{T_{i-1} l_{j-1}}{8} +$$

$$2K_{t_{i-1, j}} \psi_{i-1, j} + K_{t_{i-1, j}} \psi_{i-1, j} = 6 \frac{K_{t_{i-1, j}}}{l_{j-1}} \delta_{i-1} + 6 \frac{K_{t_{i-1, j}}}{l_{j-1}} \delta_i \quad (12)$$

Para el resto de los niveles ($j > 1$):

$$M_{(i, j)}^{(i+1, j)} = \frac{W_{i, j} l_j^2}{12} + 2K_{t_{i, j}} \psi_{i, j} + K_{t_{i, j}} \psi_{i+1, j} = 6 \frac{K_{t_{i, j}}}{l_j} \delta_i + 6 \frac{K_{t_{i, j}}}{l_j} \delta_{i+1} \quad (13)$$

$$M(i,j)(i-1,j) = -\frac{W_{i-1,j} l_{i-1}^2}{12} + 2K_{t_{i-1,j}} \varphi_{i,j} + K_{t_{i-1,j}} \varphi_{i-1,j} - 6\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} \delta_i \quad (14)$$

Para columnas:

$$M(i,j)(i,j+1) = 2K_{c_{i,j}} \varphi_{i,j} + K_{c_{i,j}} \varphi_{i,j+1} \quad (15)$$

$$M(i,j)(i,j-1) = 2K_{c_{i,j-1}} \varphi_{i,j} + K_{c_{i,j-1}} \varphi_{i,j-1} \quad (16)$$

En el nudo i,j debe haber equilibrio de momentos, por lo tanto:

$$M(i,j)(i+1,j) + M(i,j)(i-1,j) + M(i,j)(i,j+1) + M(i,j)(i,j-1) = 0 \quad (17)$$

Sustituyendo las Ecs. 11, 12, 15 y 16 en la Ec. 17, obtenemos la expresión de equilibrio de momentos en los nudos del primer nivel:

$$K_{t_{i-1,j}} \varphi_{i-1,j} + 2K_{t_{i,j}} \varphi_{i,j} + K_{t_{i,j}} \varphi_{i+1,j} + K_{c_{i,j}} \varphi_{i,j} - 6\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6\left(\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} - \frac{K_{t_{i,j}}}{l_i}\right) \delta_i + 6\frac{K_{t_{i,j}}}{l_i} \delta_{i+1} + \frac{l_{i-1}}{8} T_{i-1} - \frac{l_i}{8} T_i = \frac{W_{i-1,j} l_{i-1}^2 - W_{i,j} l_i^2}{12} \quad (18)$$

(Primer nivel, $j=1$)

en donde:

$$K_{i,j} = \text{rigidez del nudo } i,j = K_{t_{i-1,j}} + K_{t_{i,j}} + K_{c_{i,j}} + K_{c_{i,j-1}}$$

$$K_{t_{i,j}} + K_{c_{i,j}}$$

Sustituyendo las Ecs. 13, 14, 15 y 16 en la Ec. 17, ob-

tenemos la ecuación de equilibrio de momentos en los nudos de los niveles restantes ($j > 1$):

$$K_{t_{i-1,j}} \varphi_{i-1,j} + 2K_{t_{i,j}} \varphi_{i,j} + K_{t_{i,j}} \varphi_{i+1,j} + K_{c_{i,j-1}} \varphi_{i,j-1} + K_{c_{i,j}} \varphi_{i,j+1} - 6\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6\left(\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} - \frac{K_{t_{i,j}}}{l_i}\right) \delta_i + 6\frac{K_{t_{i,j}}}{l_i} \delta_{i+1} = \frac{W_{i-1,j} l_{i-1}^2 - W_{i,j} l_i^2}{12} \quad (19)$$

$j > 1$

siendo:

$$K_{i,j} = \text{rigidez del nudo } i,j = K_{t_{i-1,j}} + K_{t_{i,j}} + K_{c_{i,j}} + K_{c_{i,j-1}}$$

3.2 Condición de equilibrio de fuerza cortante en la cruzija i

En la cruzija i se debe cumplir que las fuerzas cortantes en las travesas estén en equilibrio (Luthe, 1971), por tanto (Fig. 1):

$$\left(\sum_{k=1}^j R_k + \sum_{k=1}^{i-1} T_k - \sum_{k=1}^{i-1} \sum_{j=1}^q W_{k,j} l_k \right) l_i + (T_i - \sum_{j=1}^q W_{i,j} l_j) \frac{l_i}{2} = \sum_{j=1}^q M(i,j)(i+1,j) + \sum_{j=1}^q M(i+1,j)(i,j) \quad (20)$$

en donde:

q = número de pisos de la estructura

Sustituyendo los valores de las Ecs. 11 a 14 en la Ec. 20, se obtiene la ecuación de equilibrio de cortantes en la cruzija i :

$$3 \sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \varphi_{i,j} + 3 \sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \varphi_{i+1,j} - \frac{12}{l_i} \left(\sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \right) \delta_i + \frac{12}{l_i} \left(\sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \right) \delta_{i+1} - l_i \sum_{k=1}^j R_k - l_i \sum_{k=1}^{i-1} T_k -$$

$$\frac{l_i}{2} T_i$$

$$1 - l_i \sum_{k=1}^{i-1} \sum_{j=1}^q W_{k,j} l_k - \frac{l_i^2}{2} \sum_{j=1}^q W_{i,j} \quad (21)$$

3.3 Obtención del desplazamiento ξ_i en la cimentación, a la mitad de la cruzija i (Figs. 1 y 3).

Nos falta encontrar ecuaciones que relacionen los desplazamientos ξ_i a la mitad de la cruzija i en el primer nivel de piso ($j=1$), con los doblegiros en los extremos de la barra $\varphi_{i,j}$, $\varphi_{i+1,j}$, con los desplazamientos δ_j y δ_{j+1} bajo las columnas y con la fuerza a la mitad de la cruzija T_i (Fig. 3). Para esto emplearemos el segundo teorema de la viga conjugada: las cargas sobre la barra i, j se muestran en la Fig. 3a, el diagrama de momentos flexionante en la Fig. 3b y la viga conjugada en la Fig. 3c.

Tomando momentos en la viga conjugada con respecto al centro de la cruzija i , obtenemos la siguiente expresión, en la cual tenemos relacionados doblegiros, desplazamientos y cargas:

$$l_i \varphi_{i,j} - l_i \varphi_{i+1,j} - 8\delta_j - 8\delta_{j+1} + 16\xi_j +$$

$$\frac{l_i^3}{12(EI)_{t_{i,j}}} T_i =$$

$$\frac{1}{24} \frac{W_{i,j} l_i^4}{(EI)_{t_{i,j}}}$$

pero:

$$K_{t_{i,j}} = \frac{(EI)_{t_{i,j}}}{l_i}$$

$$l_i \varphi_{i,j} - l_i \varphi_{i+1,j} - 8\delta_j - 8\delta_{j+1} + 16\xi_j + \frac{l_i^2}{12 K_{t_{i,j}}} T_i =$$

$$T_i = \frac{1}{24} \frac{W_{i,j} l_i^3}{K_{t_{i,j}}} \quad (22)$$

3.4 Equilibrio de fuerzas verticales

La última ecuación que obtendremos será la relativa al equilibrio de fuerzas verticales en la estructura. De

acuerdo con la Fig. 1:

$$\sum_{i=1}^n R_i + \sum_{i=1}^{n-1} T_i - \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=1}^q W_{i,j} l_i = 0 \quad (23)$$

en donde:

n = número de columnas

q = número de pisos

Observando las Ecs. 18, 19, 21, 22 y 23, vemos que en todas ellas tenemos como incógnitas los doblegiros $\varphi_{i,j}$, los desplazamientos bajo las columnas δ_j , los desplazamientos bajo la mitad de las cruzijas ξ_j y las reacciones del terreno R_i y T_i . Lo que ahora procede es obtener los desplazamientos del suelo δ_j y ξ_j en función de las cargas R_i y T_i , mediante un análisis de hundimientos del terreno, lo cual se realiza en el inciso siguiente.

4. CALCULO DE LOS HUNDIMIENTOS DEL SUELO

Determinaremos ahora los desplazamientos verticales del suelo δ_j y ξ_j en función de las reacciones del terreno R_i y T_i (Fig. 1). Para esto, haremos un cambio de notación, llamando O_j a las fuerzas y ξ_j a los desplazamientos (Fig. 4). Se puede ver que el cambio de variable está dado por:

$$\delta_j = \xi_{2j-1} ; \xi_j = \xi_{2j}$$

$$i = 1, 2, \dots, n$$

$$R_i = O_{2i-1} ; T_i = O_{2i}$$

siendo:

n = número de columnas de la estructura

Calculemos ahora los desplazamientos ξ_j en función de las cargas, para la estratigrafía y propiedades del subsuelo mostrada en la Fig. 4:

La deformación del estrato j , bajo la carga O_j , es decir, la deformación del "cuadro" i, j , debida a una carga

colocada en r, Q_r , valdrá:

$$\alpha_{(i,j)r} = m_{v_{i,j}} H_j (\Delta T)_{(i,j)r}$$

en donde:

$\alpha_{(i,j)r}$ - deformación del "cuadro" i,j debido a una carga colocada en r (Q_r)

$m_{v_{i,j}}$ - módulo de deformación del "cuadro" i,j

H_j - espesor del estrato j

$(\Delta T)_{(i,j)r}$ - incremento del esfuerzo normal vertical en el "cuadro" i,j, debido a la presión Q_r/a_r en el contacto cimentación-suelo

a_r - área en planta de la cimentación, correspondiente a la carga Q_r .

Por lo:

$$(\Delta T)_{(i,j)r} = I_{(i,j)r} \frac{Q_r}{a_r}$$

siendo:

$I_{(i,j)r}$ - valor de influencia en el cuadro i,j, debido a una presión unitaria colocada en r.

El valor de $I_{(i,j)r}$ se puede determinar calculando el esfuerzo que ocasiona una presión unitaria en el área a_r , sobre el cuadro i,j (Zeevaert, 1973).

La deformación del cuadro i,j debido a todas las cargas Q_r será:

$$\xi_{i,j} = m_{v_{i,j}} H_j \sum_{r=1}^m I_{(i,j)r} \frac{Q_r}{a_r}$$

en donde:

m - número de cargas aplicadas en la superficie (Fig. 4)

$$-2n-1$$

Ahora bien, el hundimiento bajo el punto l valdrá:

$$\xi_l = \sum_{j=1}^p \xi_{i,j}$$

es decir:

$$\xi_l = \sum_{j=1}^p m_{v_{i,j}} H_j \sum_{r=1}^m I_{(i,j)r} \frac{Q_r}{a_r} \quad (24)$$

siendo:

p - número de estratos del subsuelo

En esta ecuación, los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas Q_r .

Es importante en este momento hacer una aclaración: los valores del módulo de deformación del suelo $m_{v_{i,j}}$ dependen del esfuerzo de confinamiento, el cual no se conoce a priori. Por esta razón, los $m_{v_{i,j}}$ deben determinarse para un nivel de esfuerzos lo más cercano posible a la realidad (Zeevaert, 1973), dependiendo este nivel de la experiencia del ingeniero que realiza el análisis. Si, posteriormente, se ve que el nivel de presiones considerado en el primer análisis está muy alejado de la magnitud de los esfuerzos obtenidos después de resolver todo el problema, es probable que haya necesidad de volver a calcular los hundimientos del suelo con los valores corregidos del módulo al tomar un nuevo nivel de esfuerzos.

Con la aclaración anterior, empleando la Ec. 24, los valores de ξ_i son una función lineal de las cargas Q_r .

Para determinar los desplazamientos δ_i y ζ_i (notación en la estructura, Fig. 1), empleamos las siguientes transformaciones:

$$R_i = Q_{2i-1} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (25)$$

$$T_i = Q_{2i}$$

$$\delta_i = \xi_{2i-1} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (26)$$

$$\zeta_i = \xi_{2i}$$

De esta manera, los hundimientos del terreno δ_i y ζ_i quedarán en función lineal de las reacciones R_i y T_i .

Las expresiones que se obtienen de aplicar las Ecs. 24, 25 y 26, se sustituyen en las ecuaciones obtenidas en el inciso 3, es decir, en las Ecs. 18, 19, 21, 22 y 23. De esta manera, desaparecen como incógnitas los desplazamientos y quedan únicamente como incógnitas los doblegiros en los nudos i,j y las reacciones R_i y T_i . Es fácil ver que el número de ecuaciones es igual número de incógnitas, con lo que se puede resolver este sistema de ecuaciones y despejar los doblegiros y las reacciones. Utilizando las Ecs. 24 a 26, ya conocidos R_i y T_i , se pueden también determinar los hundimientos del terreno.

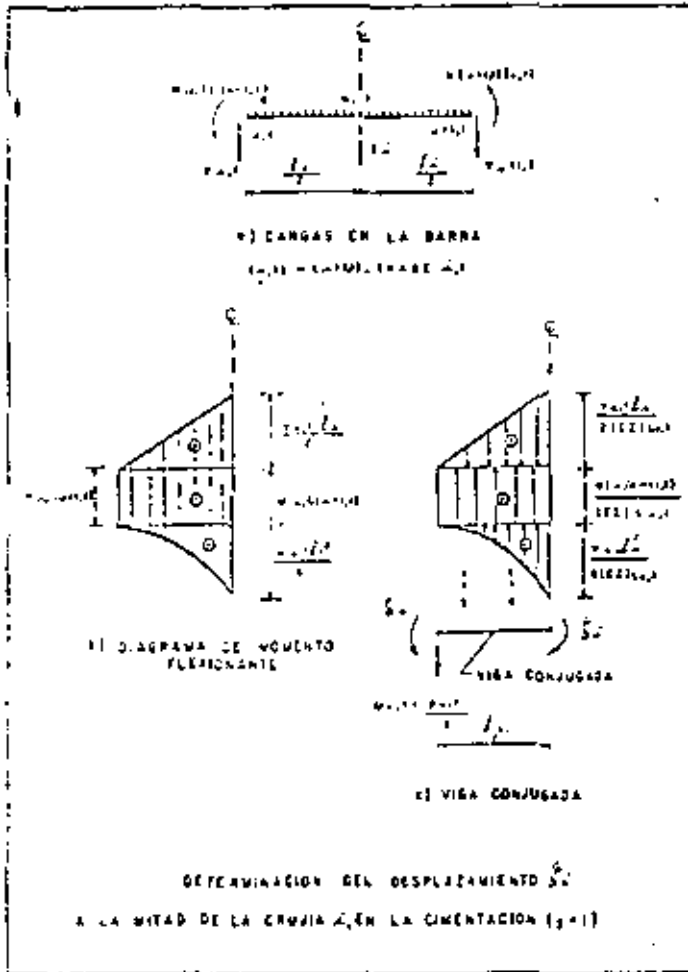


Figura 3

5. SECUENCIA DE OPERACIONES EN EL ANÁLISIS CONJUNTO

En los incisos 2, 3 y 4 se ha descrito el método propuesto y se han hallado las ecuaciones necesarias para su aplicación. Enumeremos ahora los pasos a seguir para su utilización.

- a) Determinar las características geométricas de la estructura (longitudes de traveses \$l_j\$; alturas de columnas \$h_j\$), las cargas actuantes sobre ella \$w_{i,j}\$ y las rigideces de traveses y columnas

$$(EI)_{t_{i,j}} \cdot (EI)_{c_{i,j}} \cdot K_{t_{i,j}} = \frac{(EI)_{t_{i,j}}}{l_j}$$

$$K_{c_{i,j}} = \frac{(EI)_{c_{i,j}}}{h_j}, \text{ Fig. 1.}$$

- b) Emplear la Ec. 18 para el primer nivel (\$j=1\$) y la Ec. 19 para el resto de los niveles (\$j>1\$), en todos los nudos de la estructura, es decir, variando \$i\$ desde 1 hasta el número total de columnas (\$n\$) y \$j\$ desde 1 hasta el número total de niveles (\$q\$). Figs. 1 y 2.

- c) Utilizar la Ec. 21, obtenida del equilibrio de momento de la cruzija \$i\$, para todas las cruzijas de la estructura, haciendo variar \$i\$ desde 1 hasta \$n-1\$.

- d) Aplicar la Ec. 22, que relaciona los desplazamientos \$\xi_i\$ a la mitad de la cruzija \$i\$ con los doblegiros,

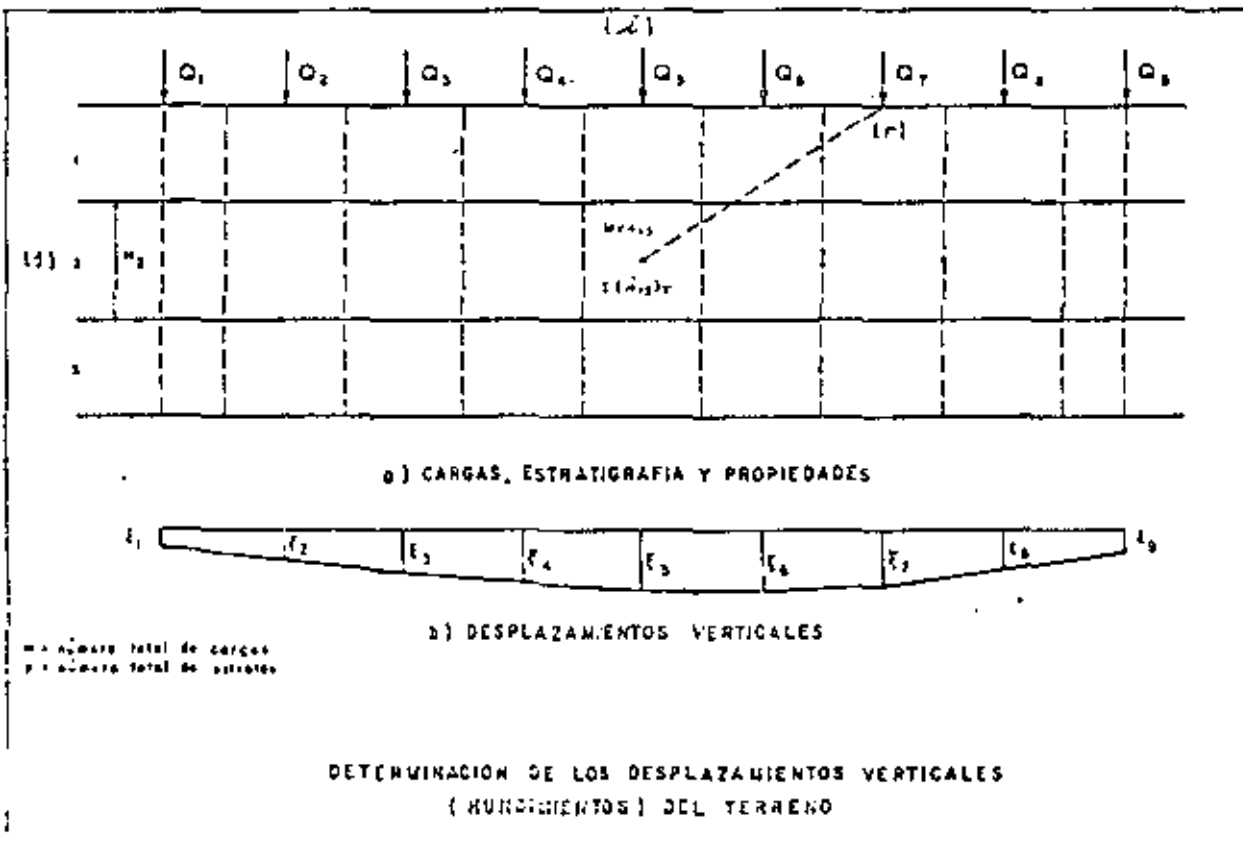


Figura 4

los desplazamientos δ_i y δ_{i+1} y la reacción T_i , para todas las crujeas de la estructura, variando i desde 1 hasta $n-1$.

- e) Usar la Ec. 23 de equilibrio de fuerzas verticales.
- f) Emplear la Ec. 24 para obtener los hundimientos del terreno ξ_i en función de las cargas Q_i (Fig. 4).
- g) Hacer el cambio de variables para volver a la notación de la estructura, aplicando las Ecs. 25 y 26.
- h) Sustituir las ecuaciones que nos relacionan δ_i y ξ_i con R_i y T_i en las expresiones obtenidas al aplicar las Ecs. 19, 21, 22 y 23, con lo que obtendremos ecuaciones en las que las incógnitas serán únicamente los doblegiros $\theta_{i,j}$ y las reacciones R_i y T_i .
- i) Resolver el sistema de ecuaciones anterior, con lo que conoceremos los valores de los doblegiros $\theta_{i,j}$ y las reacciones R_i y T_i .
- j) Sustituir los valores de las reacciones en las ecuaciones que relacionan con los desplazamientos, obteniendo éstos.

El problema ha quedado resuelto, pues después de seguir los pasos anteriores, conoceremos los doblegiros, las reacciones del terreno y los desplazamientos verticales.

Para calcular los momentos sobre los nudos de la estructura, se utilizan las Ecs. 11, 13, 15 y 16.

6. COMENTARIOS

- a) Se ha presentado un método para realizar el análisis conjunto de la estructura y el suelo, el cual se puede aplicar sobre todo al cálculo de edificios sobre suelos compresibles.
- b) Para su utilización, únicamente se requiere conocer el método de rigideces del análisis estructural y el cálculo de hundimientos en terrenos compresibles. En vista de que estos conceptos se imparten usualmente en los cursos normales de las carreras de Ingeniería Civil, este método puede ser utilizado con facilidad por los profesionistas de la Ingeniería.
- c) Todas las ecuaciones obtenidas para la aplicación del método aquí presentado quedan en forma de algoritmos, por lo que el análisis conjunto de la estructura y el suelo es muy susceptible de llevarse a cabo por medio de computadoras electrónicas.

RECONOCIMIENTO

Agradezco a los señores Ingenieros Oscar de Buen y López de Heredia y Francisco Zamora Millán las valiosas observaciones que me hicieron durante la revisión de este trabajo.

REFERENCIAS

Luthe R., Análisis Estructural, Cap. 5, Representaciones y Servicios de Ingeniería, México, 1971.

Zeevaert L., Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, Chaps. II and IV, 1973. □



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

ING. AGUSTIN DEMENECHI COLINA

JUNIO, 1980

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE CIMENTACIONES
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA.

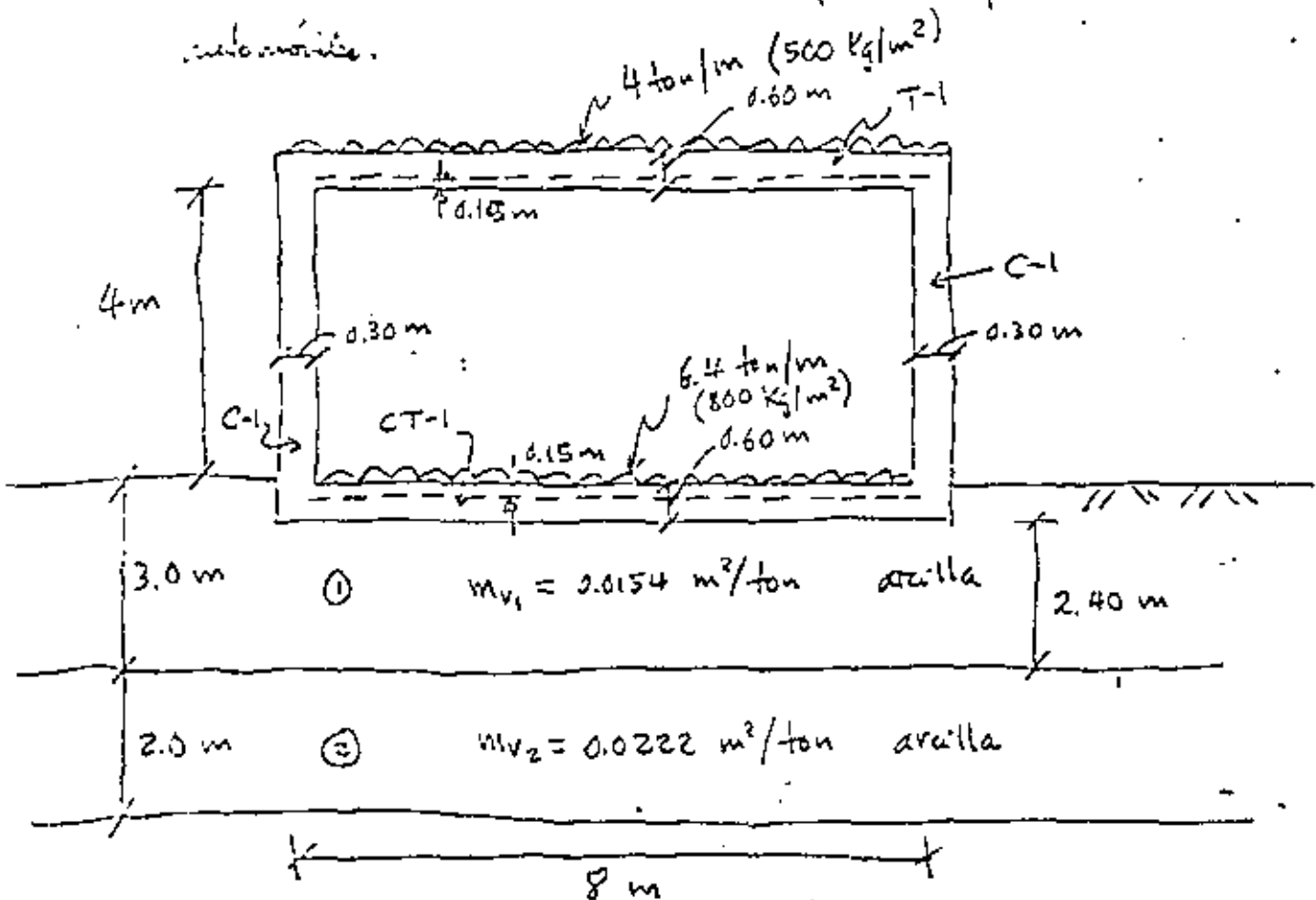
A. Deméneghi*
Junio de 1980

Interacción suelo-estructura

Ejemplo de aplicación

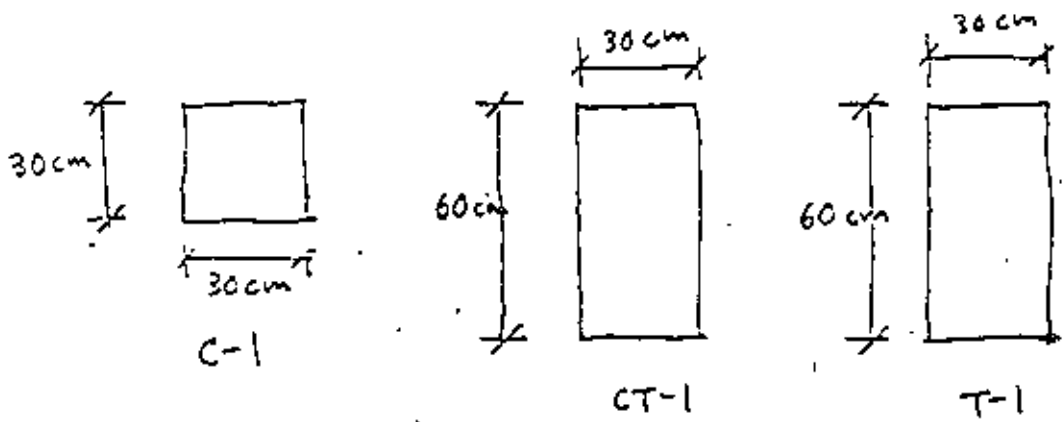
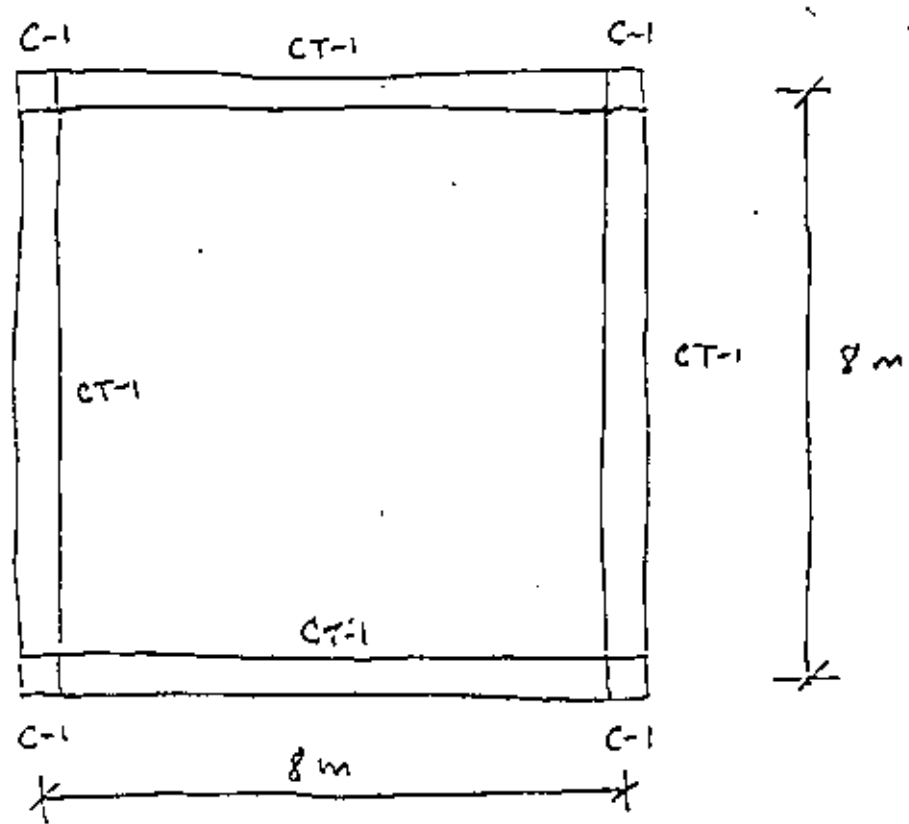
Se hará un ejemplo de aplicación muy sencillo, con el objeto de que pueda ser resuelto en clase.

Se trata de una estructura tipo anillo para lubricación de tuberías.



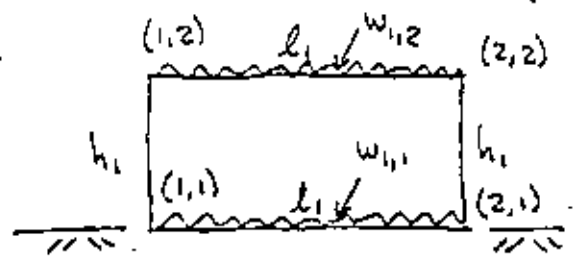
* Profesor del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM.

(Planta)



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

a) Empleo del método de rigideces



$l_1 = 8 \text{ m}$
 $h_1 = 4.60 \text{ m}$
 $w_{1,1} = 6.4 \text{ ton/m}$
 $w_{1,2} = 4.0 \text{ ton/m}$

Rigideces de trabes

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 ; E = 10000 \sqrt{f'_c} = 10000 \sqrt{250} = 1.5811 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

Trabe CT-1 $I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} (30)(60)^3 = 5.4 \times 10^5 \text{ cm}^4$

2 traves CT-1: $I = 10.8 \times 10^5 \text{ cm}^4$

Losa de piso: $I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} (800)(15)^3 = 2.25 \times 10^5 \text{ cm}^4$

Trabe T-1: $I = 10.8 \times 10^5 \text{ cm}^4$

$I_{t_{11}} = 10.8 \times 10^5 + 2.25 \times 10^5 = 1.305 \times 10^6 \text{ cm}^4$

$(EI)_{t_{11}} = 2.0633 \times 10^{11} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2 = 1.5811 \times 10^5 \times 1.305 \times 10^6$

$(EI)_{t_{12}} = (10.8 \times 10^5 + 2.25 \times 10^5) 1.5811 \times 10^5 = 2.0633 \times 10^{11} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$

~~$K_{t_{11}} = \frac{EI_{t_{11}}}{l_1} = \frac{2.0633 \times 10^{11}}{900}$~~

$EI_{t_{11}} = 2.0633 \times 10^{11} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2 = 2.0633 \times 10^{11} \times 10^{-7} \text{ ton} \cdot \text{m}^2 = 2.0633 \times 10^4 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$

$\therefore EI_{t_{11}} = 20,633 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$

$K_{t_{11}} = \frac{EI_{t_{11}}}{l_1} = \frac{20,633}{8} = 2579.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$K_{t_{12}} = 2579.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$

Rigideces de columnas

$$I' = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} (30)(30)^3 = 6.75 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$2 \text{ columnas: } I = 2I' = 13.50 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$EI_c = 1.5811 \times 10^5 \times 13.50 \times 10^4 = 2.1345 \times 10^{10} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$EI_c = 2.1345 \times 10^3 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}^2}{\text{cm}^2} = 2134.5 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}^2}{\text{cm}^2}$$

$$K_{c_{1,1}} = \frac{EI_c}{h_i} = \frac{2134.5}{4.60} = 464.02 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$K_{c_{2,1}} = 464.2 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Equilibrio de momentos en cada uno de los nudos

Cimentación, $j=1$

Nudo 1,1 (Ec.1), $i=1$

$$2K_{1,1}\phi_{1,1} + K_{t_{1,1}}\phi_{2,1} + K_{c_{1,1}}\phi_{1,2} + 6\left(-\frac{K_{t_{1,1}}}{l_1}\right)\delta_1 + 6\frac{K_{t_{1,1}}}{l_1}\delta_2 + \frac{67}{3072}(-l_1^2)r_1 - \frac{13}{3072}l_1^2r_2 - \frac{11}{152}l_1^2t_1 = -\frac{w_{1,1}l_1^2}{12} \quad (1)$$

$$K_{1,1} = K_{t_{1,1}} + K_{c_{1,1}}$$

Sustituyendo valores:

$$K_{1,1} = 2579.12 + 464.02 = 3043.14 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$2 \times 3043.14 \phi_{1,1} + 2579.12 \phi_{2,1} + 464.02 \phi_{1,2} - 6 \frac{2579.12}{8} \delta_1 + 6 \frac{2579.12}{8} \delta_2$$

$$- \frac{67}{3072} (8)^2 r_1 - \frac{13}{3072} (8)^2 r_2 - \frac{11}{152} (8)^2 t_1 = - \frac{64 (8)^2}{12}$$

$$6086.28 \phi_{1,1} + 2579.12 \phi_{2,1} + 464.02 \phi_{1,2} - 1934.34 \delta_1 + 1934.34 \delta_2 - 1.39583 r_1 - 0.270833 r_2 - 3.66667 t_1 = -34.1333 \quad (1')$$

2° nivel, $j=2$, $i=1$ (Ec. 2), Nudo ~~1,2~~

$$2 K_{1,2} \phi_{1,2} + K_{t,1,2} \phi_{2,2} + K_{c,1,1} \phi_{1,1} + 6 \left(-\frac{K_{t,1,2}}{l_1} \right) \delta_1 + 6 \frac{K_{t,1,2}}{l_1} \delta_2 = -\frac{W_{1,2} l_1^2}{12} \quad (2)$$

$$K_{1,2} = K_{t,1,2} + K_{c,1,1}$$

Sustituyendo valores:

$$K_{1,2} = 2579.12 + 464.02 = 3043.14 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\therefore 2 \times 3043.14 \phi_{1,2} + 2579.12 \phi_{2,2} + 464.02 \phi_{1,1} - 6 \frac{2579.12}{8} \delta_1 + 6 \frac{2579.12}{8} \delta_2 = -\frac{4(2)^2}{12}$$

$$6086.28 \phi_{1,2} + 2579.12 \phi_{2,2} + 464.02 \phi_{1,1} - 1934.34 \delta_1 + 1934.34 \delta_2 = -21.3333 \quad (2')$$

Equilibrio de fuerzas cortantes en el entre-eje 1:

Ec. 3, $i=1$, $j=2$

$$3 \sum_{j=1}^2 K_{c,1,j} \phi_{1,j} + 3 \sum_{j=1}^2 K_{t,1,j} \phi_{2,j} - \frac{12}{l_1} \left(\sum_{j=1}^2 K_{t,1,j} \right) \delta_1 + \frac{12}{l_1} \left(\sum_{j=1}^2 K_{t,1,j} \right) \delta_2 - \frac{121}{512} l_1^2 r_1 - \frac{7}{512} l_1^2 r_2 - \frac{p^2}{4} t_1 = -\frac{p^2}{2} \sum_{j=1}^2 W_{1,j}$$

$$\therefore 3(K_{t,1,1} \phi_{1,1} + K_{t,1,2} \phi_{1,2}) + 3(K_{t,1,1} \phi_{2,1} + K_{t,1,2} \phi_{2,2}) - \frac{12}{8} (K_{t,1,1} + K_{t,1,2}) \delta_1 + \frac{12}{8} (K_{t,1,1} + K_{t,1,2}) \delta_2 - \frac{121}{512} (p)^2 r_1 - \frac{7}{512} (p)^2 r_2 - \frac{p^2}{4} t_1 = -\frac{p^2}{2} (W_{1,1} + W_{1,2})$$

$$3(2579.12 \phi_{1,1} + 2579.12 \phi_{1,2}) + 3(2579.12 \phi_{2,1} + 2579.12 \phi_{2,2})$$

$$- 1.5(2579.12 + 2579.12) \delta_1 + 1.5(2579.12 + 2579.12) \delta_2$$

$$- 15.125 r_1 - 0.875 r_2 - 16 t_1 = -32(6.4 + 4.0)$$

$$7737.36 \phi_{1,1} + 7737.36 \phi_{1,2} + 7737.36 \phi_{2,1} + 7737.36 \phi_{2,2}$$

$$- 7737.36 \delta_1 + 7737.36 \delta_2 - 15.125 r_1 - 0.875 r_2 - 16 t_1 = -332.80 \quad (3')$$

Desplazamiento a la unidad del entre-eje 1:

$$i=1$$

$$K_{t_{1,1}} \phi_{1,1} - K_{t_{1,1}} \phi_{2,1} - 8 \frac{K_{t_{1,1}}}{l_1} \delta_1 - 8 \frac{K_{t_{1,1}}}{l_1} \delta_2 + 16 \frac{K_{t_{1,1}}}{l_1} \delta_1$$

$$+ \frac{1}{256} l_1^2 r_1 + \frac{1}{256} l_1^2 r_2 + \frac{13}{384} l_1^2 t_1 = \frac{1}{24} W_{1,1} l_1^2 \quad (5)$$

Sustituyendo valores:

$$2579.12 \phi_{1,1} - 2579.12 \phi_{2,1} - 8 \frac{2579.12}{8} \delta_1 - 8 \frac{2579.12}{8} \delta_2$$

$$+ 16 \frac{2579.12}{8} \delta_1 + \frac{1}{256} (8)^2 r_1 + \frac{1}{256} (8)^2 r_2 + \frac{13}{384} (8)^2 t_1 = \frac{1}{24} (64)(8)^2$$

$$\therefore 2579.12 \phi_{1,1} - 2579.12 \phi_{2,1} - 2579.12 \delta_1 - 2579.12 \delta_2 + 5158.24 \delta_1$$

$$+ 0.25 r_1 + 0.25 r_2 + 2.166667 t_1 = 17.066667 \quad (5')$$

Como que hay simetría:

$$\phi_{2,1} = -\phi_{1,1} ; \phi_{2,2} = -\phi_{1,2} ; r_2 = r_1$$

$$\delta_2 = \delta_1$$

Tendremos entonces 4 incógnitas: $\phi_{1,1}$, $\phi_{1,2}$, r_1 y t_1 , y disponemos de 4 ecuaciones: 1', 2', 3' y 5'

Sustituyendo los valores simétricos:

$$3507.16 \phi_{1,1} + 464.02 \phi_{1,2} - 1.666663 r_1 - 3.666667 t_1 = -34.1333 \quad (1')$$

$$3507.16 \phi_{1,2} + 464.02 \phi_{1,1} = -21.3333 \quad (2'')$$

$$-16 r_1 - 16 t_1 = -332.80 \quad (3'')$$

$$5158.24 \phi_{1,1} - 5158.24 \delta_1 + 5158.24 \xi_1 + 0.5 r_1 + 2.16667 t_1 = 17.06667 \quad (5')$$

b) Hundimientos del terreno

Hallaremos ahora δ_i y ξ_i en función de r_1 y t_1 :

Cambio de notación:

$$r_1 = q_{2i-1}$$

$$t_1 = q_{2i} \quad i = 1, 2, \dots, n$$

$$\delta_i = \eta_{2i-1}$$

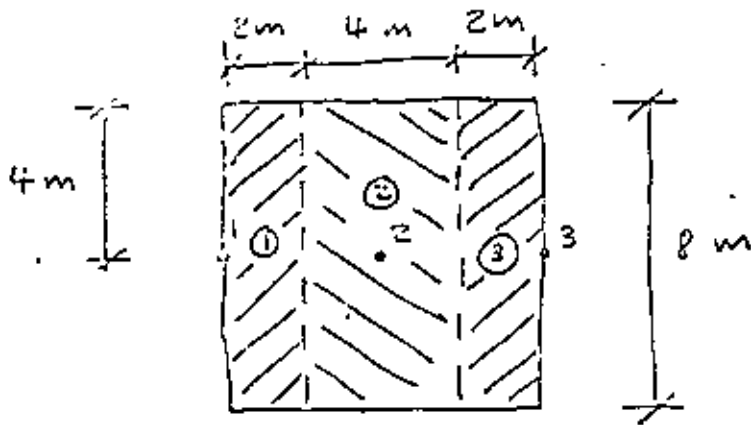
$$\xi_i = \eta_{2i}$$

Los desplazamientos estarán dados por:

$$\eta_i = \sum_{j=1}^p m_{v_{i,j}} H_j \sum_{k=1}^m I_{i,j,k} \frac{q_k}{b_k} \quad (8)$$

Obtención de los valores de influencia $I_{i,j,k}$.

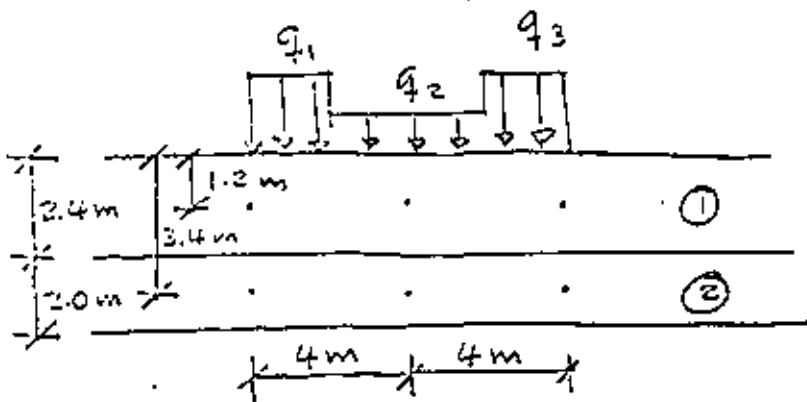
$I_{i,j,k}$ = esfuerzo vertical normal en el punto i, j ,
debido a una presión unitaria colocada en k .



Para hallar los valores de influencia, se coloca una presión unitaria en el área ①, y se obtienen los esfuerzos en los puntos del submulo.

Luego se coloca la presión unitaria en ② y se obtienen los esfuerzos, y así sucesivamente.

Los esfuerzos se pueden obtener con la carta de Newmark, gráfica de Fadum, con fórmulas de Boussinesq, etc.



Presión unitaria en 1; $k=1$:

	1	2	3
1	0.46592	0.027934	0.0006352
2	0.28122	0.106338	0.00920

Presión unitaria en 2; $k=2$:

	1	2
1	0.93184	0.027933
2	0.96243	0.13617

De manera análoga se obtienen los demás valores de influencia

Obtención de los hundimientos del suelo:

Aplicando la Ec. 8:

$i=1:$

$$\eta_1 = \sum_{j=1}^2 m_{V_{1,j}} H_j \sum_{k=1}^3 I_{1,j,k} \frac{q_k}{b_k}$$

$$= m_{V_{1,1}} H_1 \left(I_{1,1,1} \frac{q_1}{b_1} + I_{1,1,2} \frac{q_2}{b_2} + I_{1,1,3} \frac{q_3}{b_3} \right)$$

$$+ m_{V_{1,2}} H_2 \left(I_{1,2,1} \frac{q_1}{b_1} + I_{1,2,2} \frac{q_2}{b_2} + I_{1,2,3} \frac{q_3}{b_3} \right)$$

$$= 0.0154 \times 24 \left(0.46592 \frac{q_1}{8} + \frac{0.0558688}{0.027934} \frac{q_2}{8} + 0.000635 \frac{q_3}{2} \right)$$

$$+ 0.0222 \times 2 \left(0.281216 \frac{q_1}{8} + 0.212675 \frac{q_2}{8} + 0.0092 \frac{q_3}{9} \right)$$

$\therefore \eta_1 = 0.0037133 q_1 + 0.0014385 q_2 + 0.00005399 q_3$

Análogamente:

$\eta_2 = 0.00071923 q_1 + 0.0074266 q_2 + 0.00071923 q_3$

pero $q_1 = q_3$ por simetría

$\therefore \eta_1 = 0.0037673 q_1 + 0.0014385 q_2$

$\eta_2 = 0.0014385 q_1 + 0.0074266 q_2$

Volviendo a la notación de la estructura:

$\eta_1 = \delta_1 ; \eta_2 = \delta_2 ; q_1 = v_1 ; q_2 = t_1$

$$\delta_1 = 0.0037673 r_1 + 0.0014385 t_1 \quad (6)$$

$$\xi_1 = 0.0014385 r_1 + 0.0074266 t_1 \quad (7)$$

c) Compatibilidad de deformaciones

Sustituyendo las Ecs. 6 y 7 en la Ec. 5^{''}:

$$\begin{aligned} & \cancel{15474.72 (0.0037673 r_1 + 0.0014385 t_1)} - \cancel{16 r_1} - \cancel{16 t_1} = \\ & 5158.24 \phi_{1,1} - 5158.24 (0.0037673 r_1 + 0.0014385 t_1) \\ & + 5158.24 (0.0014385 r_1 + 0.0074266 t_1) + 0.5 r_1 + 2.166667 t_1 \\ & = 17.066667 \quad (5''') \end{aligned}$$

$$\therefore 5158.24 \phi_{1,1} - 11.51251 r_1 + 33.05472 t_1 = 17.066667 \quad (5''')$$

El sistema de ecuaciones de la matriz estructural-cuelo queda de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} 3507.16 \phi_{1,1} + 464.02 \phi_{1,2} - 1.66667 r_1 - 3.666667 t_1 &= -34.1333 \quad (1'') \\ 464.02 \phi_{1,1} + 3507.16 \phi_{1,2} &= -21.3333 \quad (2'') \\ -16 r_1 - 16 t_1 &= -332.80 \quad (3'') \\ 5158.24 \phi_{1,1} - 11.51251 r_1 + 33.05472 t_1 &= 17.066667 \quad (5''') \end{aligned}$$

Resolviendo este sistema de ecuaciones:

$$\phi_{1,1} = 0.00404318$$

$$\phi_{1,2} = -0.00661773$$

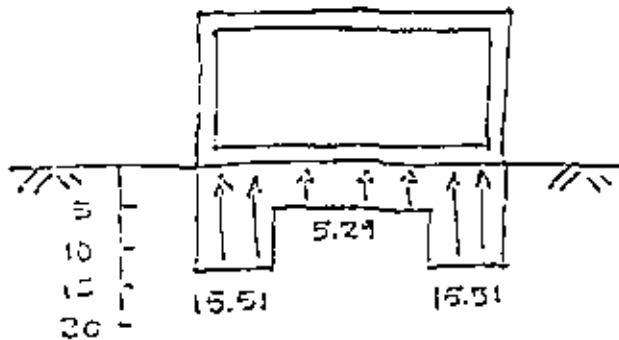
$$r_1 = 15.512007 \text{ ton/m}$$

$$t_1 = 5.287993 \text{ ton/m}$$

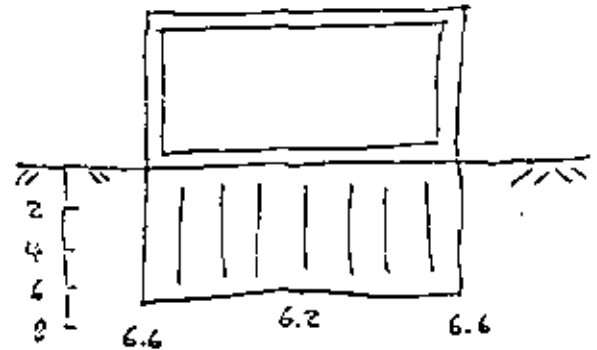
11
Sustituyendo estos valores en las Ecs. 6 y 7:

$$S_1 = 0.066045 \text{ m}$$

$$S_2 = 0.061586 \text{ m}$$



Reacciones, ton/m



Hundimientos, cm

Puede observarse que aun cuando el hundimiento máximo resulta de 6.6 cm, el hundimiento diferencial es muchísimo menor: 0.44 cm. (del orden de $\frac{1}{2}$ cm). También el diagrama de reacción del terreno se aparta notablemente de una reacción uniforme, la cual es la que se emplea comúnmente al diseñar cimentaciones. De aquí se ve la importancia de tomar en cuenta la interacción suelo-estructura.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent data collection procedures and the use of advanced analytical techniques to derive meaningful insights from the data.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and analysis, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that the data remains reliable and secure.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that the data management processes remain effective and up-to-date.

6. The sixth part of the document provides a detailed overview of the data management framework. It includes a flowchart illustrating the data flow from collection to analysis and reporting, as well as a list of key performance indicators (KPIs) used to measure the effectiveness of the framework.

7. The seventh part of the document discusses the future directions of data management. It explores emerging trends such as artificial intelligence and machine learning, and how these technologies can be leveraged to enhance data management capabilities.

8. The eighth part of the document provides a list of references and sources used in the document. It includes academic journals, industry reports, and other relevant publications that provide additional context and support for the findings and recommendations.

9. The ninth part of the document includes a glossary of key terms and definitions used throughout the document. This helps to ensure clarity and consistency in the terminology used.

10. The tenth part of the document provides a list of appendices, including detailed data tables, charts, and other supporting materials. These appendices provide additional information and data to support the main findings and conclusions of the document.



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam

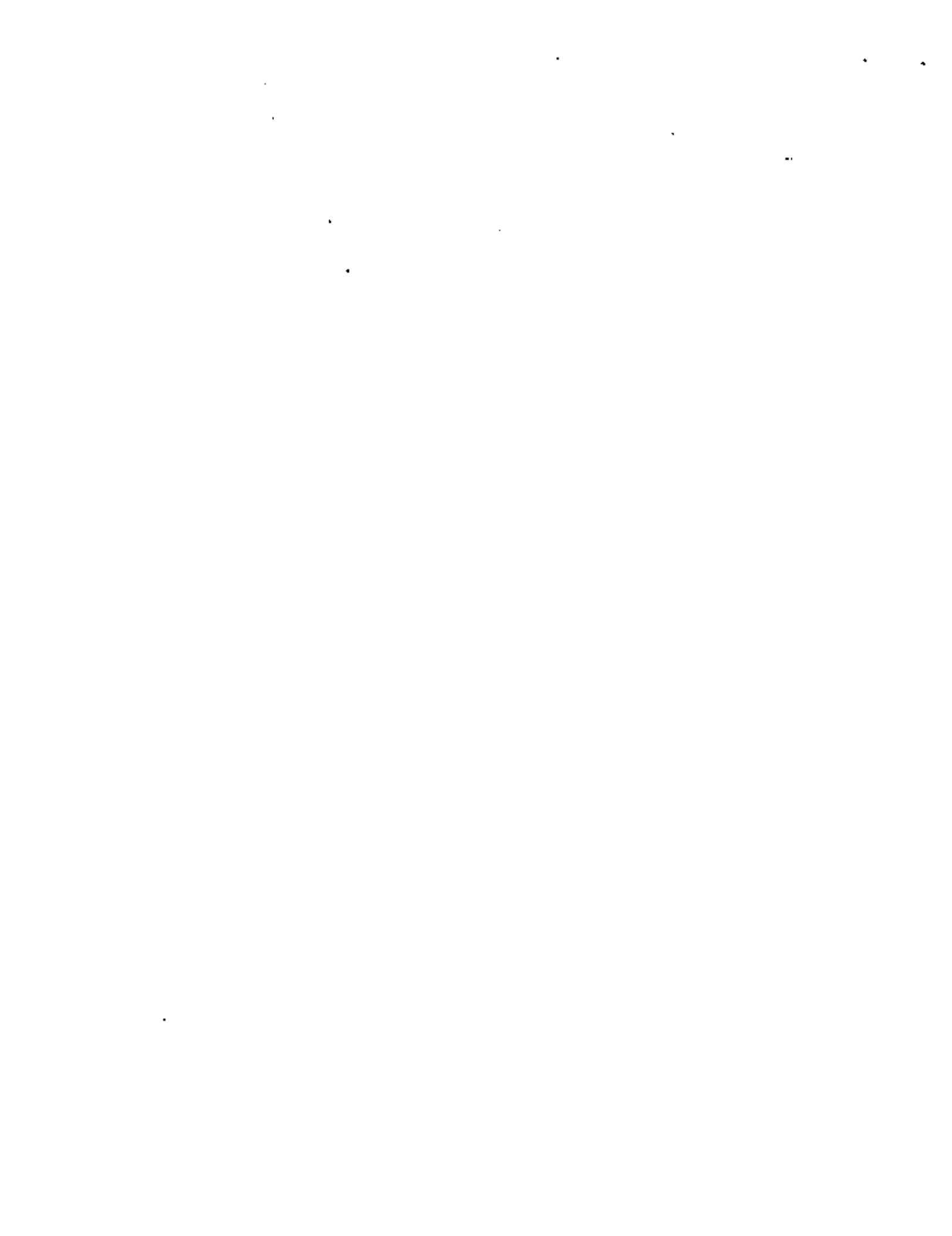


DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA: REACCION REPARTIDA DEL TERRENO

ING. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA

JUNIO, 1980



Agustín Deméneghi *

1. Introducción

En un artículo publicado previamente (Deméneghi 1930), se presentó un procedimiento para realizar el análisis conjunto de la estructura y el suelo, en el cual se consideraba una estructura reticular apoyada sobre un suelo de mediana a alta compresibilidad, en la que la cimentación podía ser remuelta a base de zapatas corridas o mediante una losa con contratraves de concreto armado; se recomendaba sustituir el diagrama de reacción del terreno por cargas concentradas bajo las columnas y bajo los puntos medios de las contratraves, tal como se muestra en la Fig. 1. Para realizar el análisis conjunto de la estructura y el suelo, se recomendaba emplear el método de rigideces para el análisis de la estructura, considerando las reacciones del terreno R_i y T_i como incógnitas; al efectuar el cálculo de hundimientos se obtenían los desplazamientos δ_i y ξ_i en función de las reacciones R_i y T_i , los cuales sustituidos en las expresiones derivadas de la aplicación inicial del método de rigideces daba lugar a un sistema de ecuaciones en el que las incógnitas eran únicamente los giros en todos los nudos de la estructura y las reacciones R_i y T_i . Resolviendo este sistema se determinaban los giros y las reacciones; como se tenían además los desplazamientos verticales en función de las reacciones, también ellos se podían calcular. Conocidos giros y desplazamientos, era fácil obtener a partir de éstos los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales en toda la estructura.

* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería, UNAM.

Sin embargo, investigación reciente sobre este mismo tema ha permitido concluir que es posible resolver el problema para una reacción repartida del terreno, es decir, en vez de sustituir el diagrama de reacción del suelo por cargas concentradas, se puede sustituir por cargas repartidas, tal como se indica en la Fig. 2. La deducción de las expresiones para el análisis de la interacción suelo-estructura es totalmente análoga a la expuesta en el artículo citado antes, razón por la cual en este trabajo sólo presentaremos las ecuaciones correspondientes a la nueva condición.

2. Método de rigideces

En lo que sigue se empleará la notación indicada a continuación (Fig. 2):

$$K_{t_{i,j}} = \frac{(EI)_t}{l_i} = \text{rigidez de la trabe } i, j$$

$$K_{c_{i,j}} = \frac{(EI)_c}{h_j} = \text{rigidez de la columna } i, j$$

E = módulo de elasticidad de trabe o columna

I = momento de inercia de trabe o columna

l_i = longitud de la trabe i

h_j = altura de la columna j

$$\phi_{i,j} = 2 \theta_{i,j} = \text{doblegiro en el nudo } i, j \text{ (Fig. 3)}$$

Haciendo que se cumpla la condición de equilibrio de momentos en el nudo i, j (Luthe 1971, Figs. 2 y 3):

Para el primer nivel (cimentación, $j = 1$):

$$\begin{aligned}
& K_{t_{i-1,1}} \phi_{i-1,1} + 2 K_{i,1} \phi_{i,1} + K_{t_{i,1}} \phi_{i+1,1} + K_{c_{i,1}} \phi_{i,2} \\
& - 6 \frac{K_{t_{i-1,1}}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6 \left(\frac{K_{t_{i-1,1}}}{l_{i-1}} - \frac{K_{t_{i,1}}}{l_i} \right) \delta_i + 6 \frac{K_{t_{i,1}}}{l_i} \delta_{i+1} \\
& + \frac{13}{3072} l_{i-1}^2 r_{i-1} + \frac{67}{3072} (l_{i-1}^2 - l_i^2) r_i - \frac{13}{3072} l_i^2 r_{i+1} + \frac{11}{192} l_{i-1}^2 t_{i-1} \\
& - \frac{11}{192} l_i^2 t_i = \frac{w_{i-1,1} l_{i-1}^2 - w_{i,1} l_i^2}{12} \quad (1)
\end{aligned}$$

en donde: $K_{i,1}$ = rigidez del nudo $i,1 = K_{t_{i-1,1}} + K_{t_{i,1}} + K_{c_{i,1}}$

Para el resto de los niveles ($j > 1$):

$$\begin{aligned}
& K_{t_{i-1,j}} \phi_{i-1,j} + 2 K_{i,j} \phi_{i,j} + K_{t_{i,j}} \phi_{i+1,j} + K_{c_{i,j-1}} \phi_{i,j-1} \\
& + K_{c_{i,j}} \phi_{i,j+1} - 6 \frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6 \left(\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} - \frac{K_{t_{i,j}}}{l_i} \right) \delta_i \\
& + 6 \frac{K_{t_{i,j}}}{l_i} \delta_{i+1} = \frac{w_{i-1,j} l_{i-1}^2 - w_{i,j} l_i^2}{12} \quad (2)
\end{aligned}$$

siendo: $K_{i,j}$ = rigidez del nudo $i,j = K_{t_{i-1,j}} + K_{t_{i,j}} + K_{c_{i,j}} + K_{c_{i,j-1}}$

Estableciendo la condición de equilibrio de fuerzas cortantes en
 en entre-eje i (Luthe 1971, Fig. 2):

Para $i = 1$:

$$\begin{aligned}
 & 3 \sum_{j=1}^q K_{t_{1,j}} \phi_{1,j} + 3 \sum_{j=1}^q K_{t_{1,j}} \phi_{2,j} - \frac{12}{l_1} \left(\sum_{j=1}^q K_{t_{1,j}} \right) \delta_1 \\
 & + \frac{12}{l_1} \left(\sum_{j=1}^q K_{t_{1,j}} \right) \delta_2 - \frac{121}{512} l_1^2 r_1 - \frac{7}{512} l_1^2 r_2 - \frac{l_1^2}{4} t_1 \\
 & = - \frac{l_1^2}{2} \sum_{j=1}^q w_{1,j} \tag{3}
 \end{aligned}$$

Para $i > 1$:

$$\begin{aligned}
 & 3 \sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \phi_{i,j} + 3 \sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \phi_{i+1,j} - \frac{12}{l_i} \left(\sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \right) \delta_i \\
 & + \frac{12}{l_i} \left(\sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \right) \delta_{i+1} - \frac{l_i l_i}{4} r_i - \frac{l_i}{4} \sum_{k=2}^{i-1} (l_{k-1} + l_k) r_k \\
 & - \left(\frac{l_{i-1} l_i}{4} + \frac{121}{512} l_i^2 \right) r_i - \frac{7}{512} l_i^2 r_{i+1} - \frac{l_i}{2} \sum_{k=1}^{i-1} l_k t_k - \frac{l_i^2}{4} t_i \\
 & = - l_i \sum_{k=1}^{i-1} l_k \sum_{j=1}^q w_{k,j} - \frac{l_i^2}{2} \sum_{j=1}^q w_{i,j} \tag{4}
 \end{aligned}$$

en donde: q = número total de niveles de la estructura

La obtención del desplazamiento vertical δ_i en la cimentación,
 a la mitad del entre-eje i (Fig. 2), lleva a la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned}
& K_{\pm i, i} \phi_{i, i} - K_{\pm i, i+1} \phi_{i+1, i+1} - 8 \frac{K_{\pm i, i}}{l_i} s_i - 8 \frac{K_{\pm i, i}}{l_i} s_{i+1} \\
& + 16 \frac{K_{\pm i, i}}{l_i} b_i + \frac{1}{256} l_i^2 r_i + \frac{1}{256} l_i^2 r_{i+1} + \frac{13}{384} l_i^2 t_i \\
& = \frac{1}{24} w_{i, i} l_i^2 \quad (5)
\end{aligned}$$

Debe haber equilibrio de fuerzas verticales en la estructura, por lo tanto (Fig. 2):

$$l_1 r_1 + \sum_{i=2}^{n-1} (l_{i-1} + l_i) r_i + l_{n-1} r_n + 2 \sum_{i=1}^{n-1} l_i t_i = 4 \sum_{i=1}^{n-1} l_i \sum_{j=1}^n w_{i, j} \quad (6)$$

en la cual: n = número total de ejes de columnas.

3. Hundimientos del terreno

Hagamos un cambio de notación, llamando q_i a las reacciones y η_i a los desplazamientos del suelo (Fig. 4); el cambio de variable con respecto a la notación de la estructura está dado por:

$$\begin{aligned}
r_i &= q_{2i-1} \\
t_i &= q_{2i} \\
s_i &= \eta_{2i-1} \\
\delta_i &= \eta_{2i}
\end{aligned} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (7)$$

Los desplazamientos η_i en función de las reacciones, con la estructura y propiedades del subsuelo indicadas en la Fig. 4, valen:

$$\eta_i = \sum_{j=1}^n w_{i, j} H_j \sum_{r=1}^m I_{(i, j) r} \frac{q_r}{b_r} \quad (8)$$

THE
PREFACE
TO THE
FIRST EDITION
OF
THE
PRINCIPLES
OF
POLITICAL
ECONOMY
AND
SOCIAL STATISTICS
BY
J. H. COOPER
LONDON
1871

TO THE
PREFACE
TO THE
SECOND EDITION
OF
THE
PRINCIPLES
OF
POLITICAL
ECONOMY
AND
SOCIAL STATISTICS
BY
J. H. COOPER
LONDON
1881

en donde:

$m_{v_{i,j}}$ = módulo de deformación del suelo en el "cuadro" i, j , determinado para la condición de esfuerzos y tiempo correspondientes al análisis que se está realizando (Zeevaert 1973)

H_j = espesor del estrato j

$I_{(i,j)_r}$ = valor de influencia en el cuadro i, j , debido a una presión unitaria colocada en r (Fig. 4, Zeevaert 1973)

q_r = magnitud de la reacción del suelo en el área r

b_r = ancho de la cimentación en el área r

p = número total de estratos del subsuelo

m = número total de cargas repartidas aplicadas en la superficie (Fig. 4).

Empleando la Ec. 8 los hundimientos del terreno quedan en función de las reacciones. Las expresiones que se obtienen de aplicar las Ecs. 7 y 8 se sustituyen en las ecuaciones obtenidas en el Inciso 2, o sea, en las Ecs. 1 a 6. De esta manera desaparecen como incógnitas los desplazamientos verticales y quedan solamente como incógnitas los doblegiros en los nudos $\phi_{i,j}$ y las reacciones r_i y t_i . Es fácil ver que el número de ecuaciones es igual al número de incógnitas, con lo que se puede resolver este sistema de ecuaciones y despejar los doblegiros y las reacciones.

4. Comentarios

La reacción del terreno sobre la estructura es una carga distribuida, por lo que los cambios introducidos de considerar varias cargas repartidas hacen más realista el análisis conjunto de la estructura y

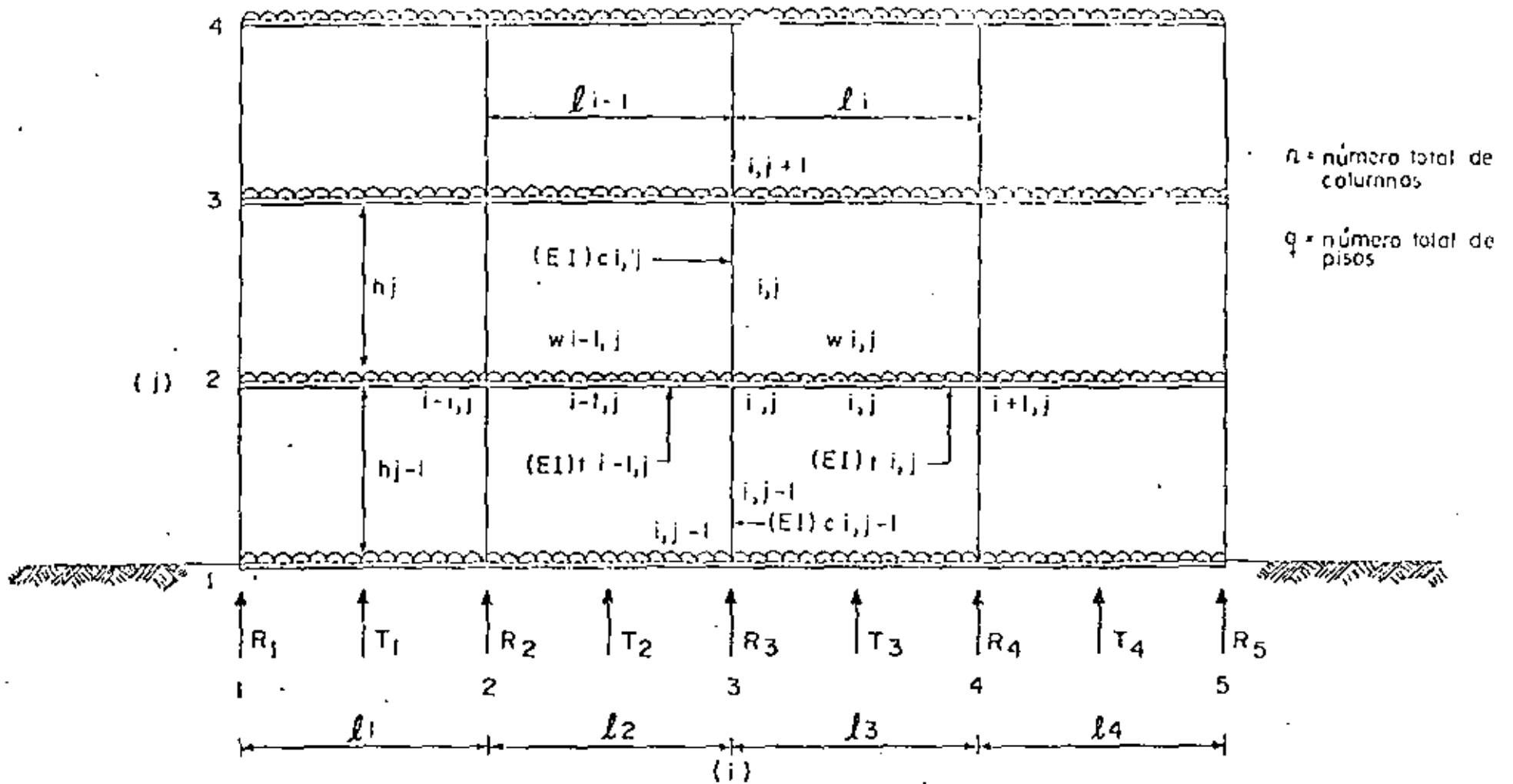
al suelo.

Por lo demás, las hipótesis establecidas para el desarrollo de las expresiones 1 a 8, son las mismas que las del artículo mencionado (Demégnéni 1980); entre las más importantes se cuentan las relativas a la consideración de rigidez constante en cada una de traveses y columnas y a que se trata de una estructura en la que no hay fuerte asimetría en geometría y cargas, despreciando por tanto el efecto de desplazamientos lineales horizontales.

Por lo que respecta a las recomendaciones dadas en el trabajo ya citado, relativas a la secuencia de operaciones que conviene seguir, así como comentarios adicionales, se consideran también válidas para las expresiones obtenidas de la estructura y el suelo, presentadas en los Incisos 3 y 4, respectivamente, de este trabajo.

Referencias

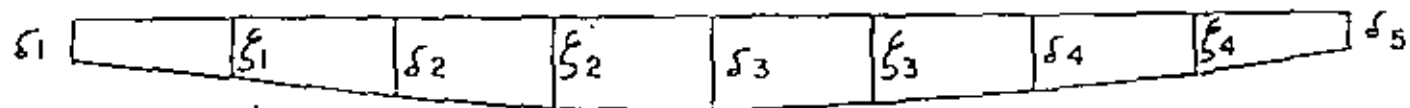
- Demégnéni A, "Un método para el análisis conjunto de la estructura y el suelo", Rev. Ingeniería, Nueva Época, Vol. XLIX, No. 3, Feb. 1980.
- Luthe R, Análisis Estructural, Cap. 5, Representaciones y Servicios de Ingeniería, México, 1971.
- Zeevaert L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Chaps. II and IV, Van Nostrand Reinhold, 1973.



n = número total de columnas

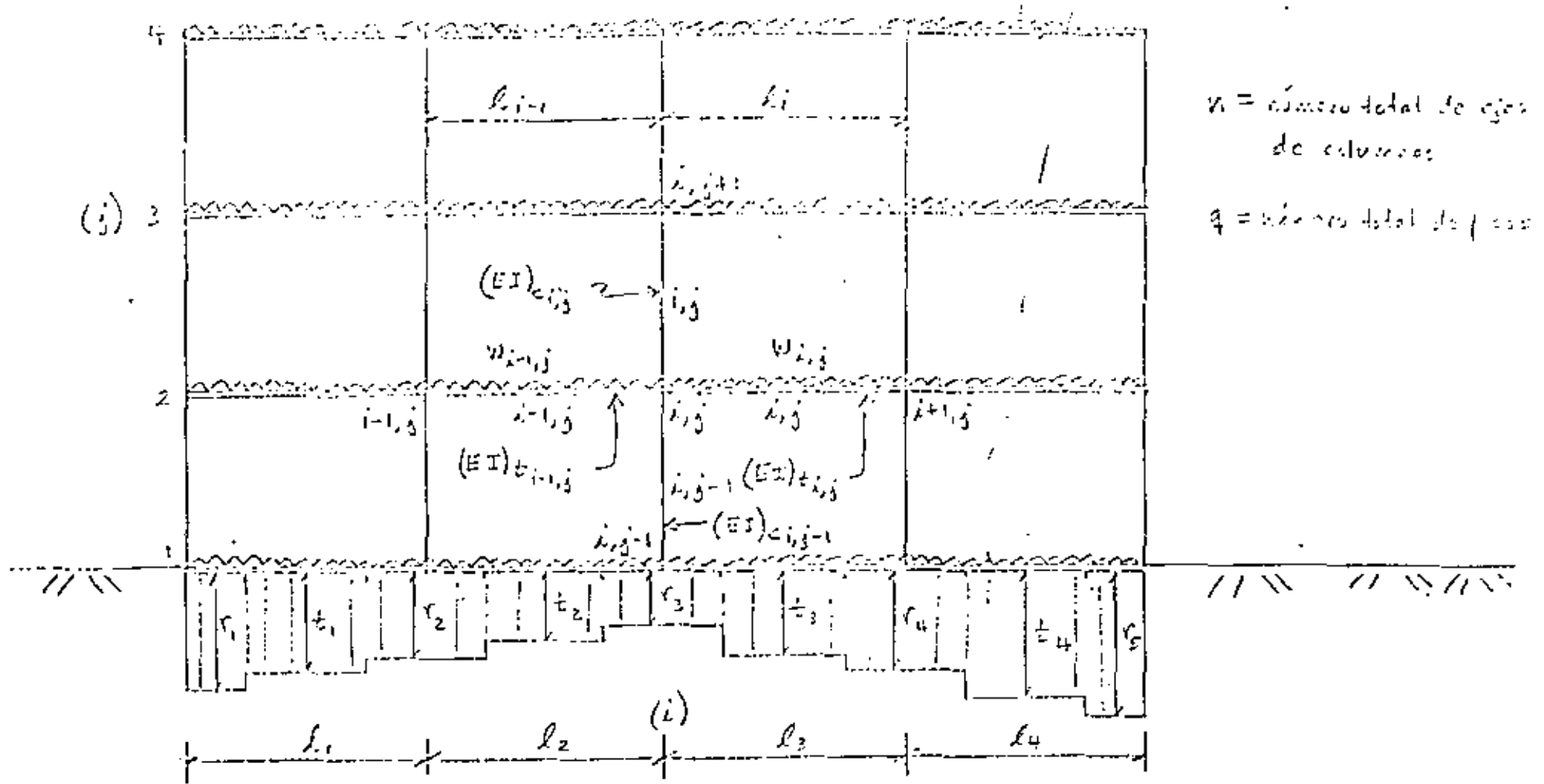
q = número total de pisos

a) GEOMETRIA Y CARGAS EN LA ESTRUCTURA (CARGAS CONCENTRADAS)



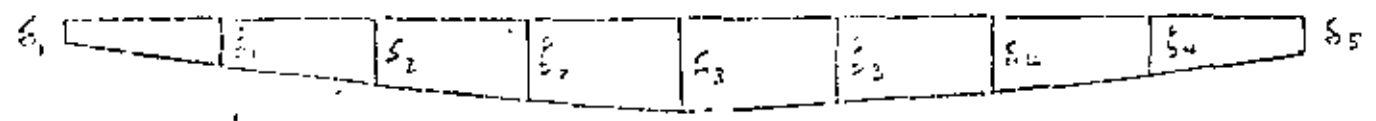
b) DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

FIG.1 CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA (CARGAS CONCENTRADAS)



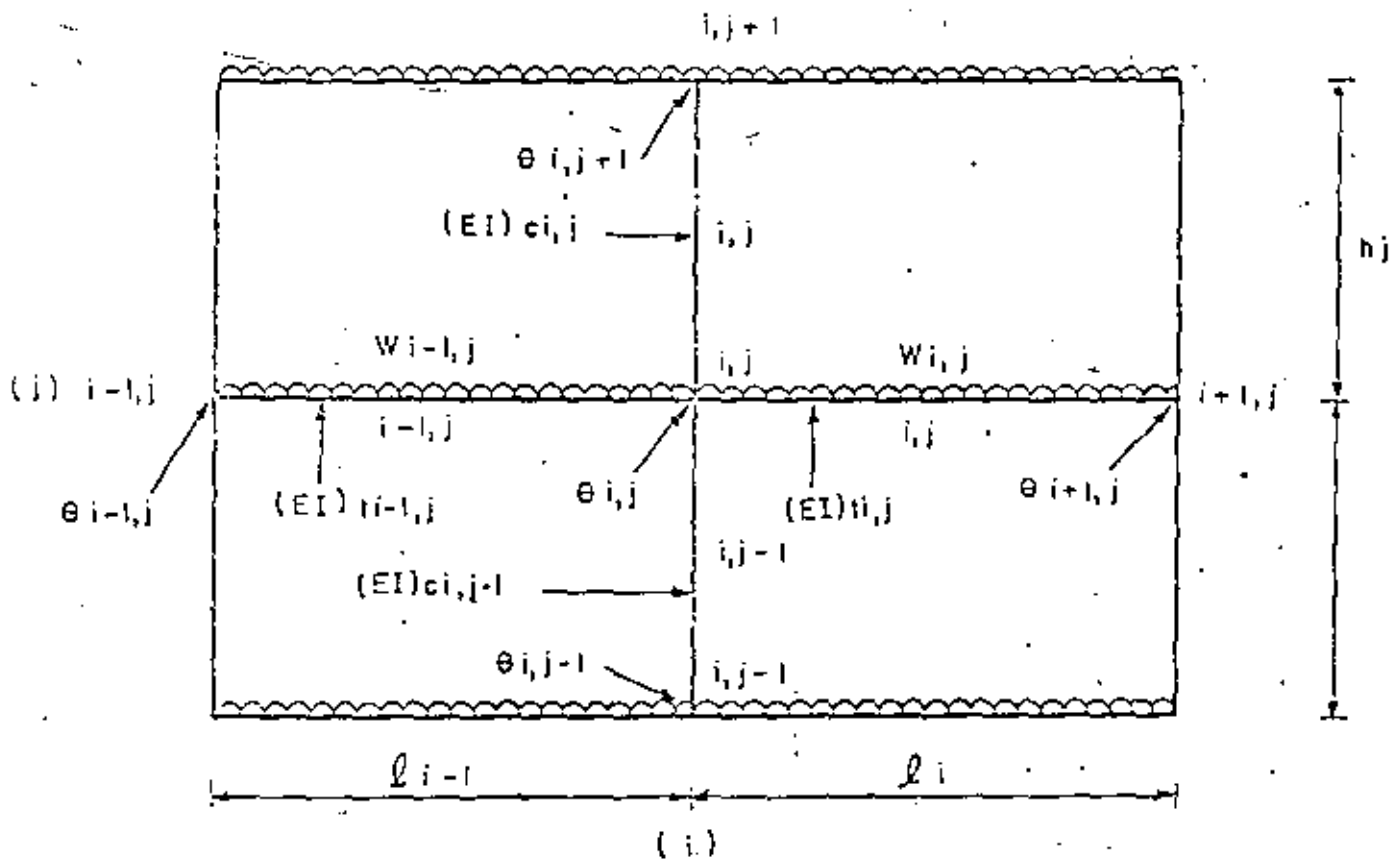
n = número total de ejes de columnas
 q = número total de filas

a) Geometría y cargas en la estructura (Reacción repartida)



b) Desplazamientos verticales

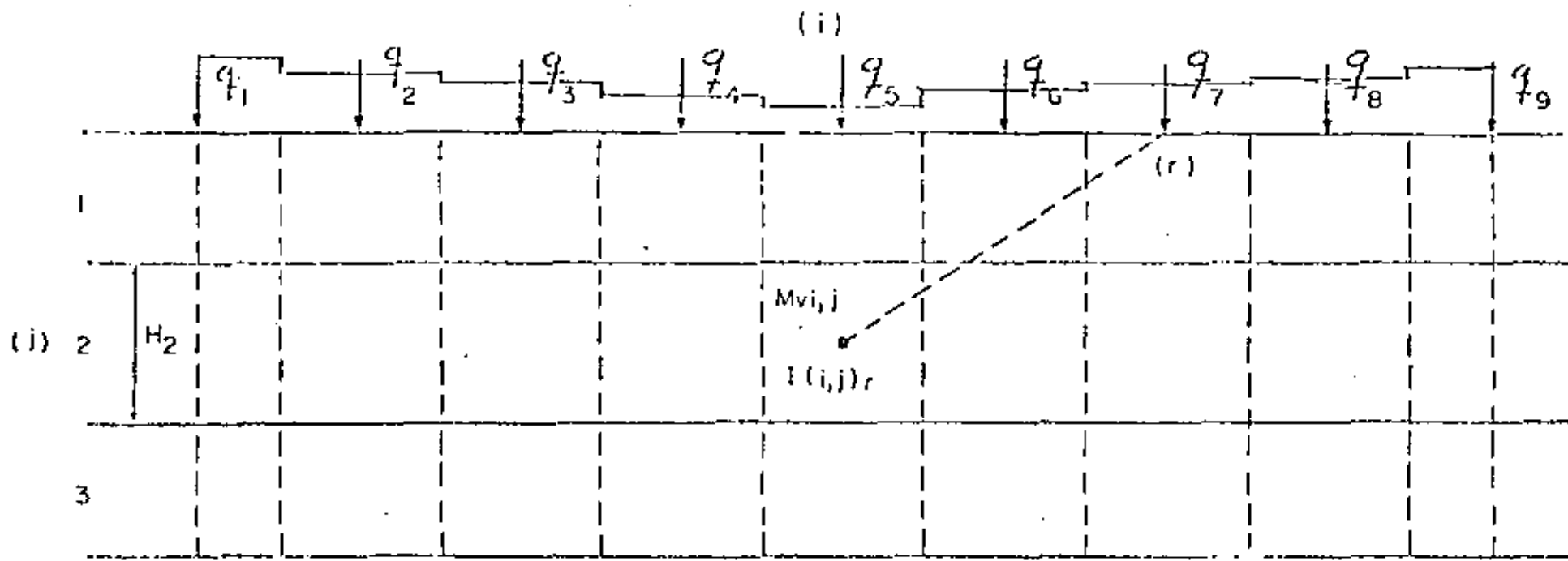
FIG. 2. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA (REACCIÓN REPARTIDA)



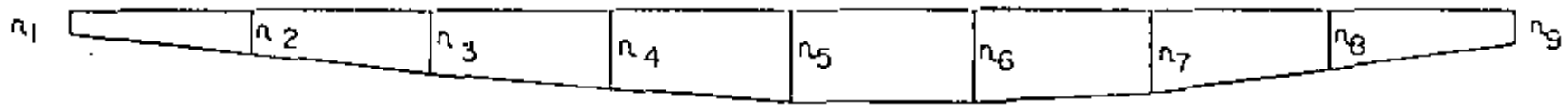
$\theta_{i,j}$ = giro en el nudo i, j

$\psi_{i,j} = 2\theta_{i,j}$ doble giro en el nudo i, j

FIG. 3 NOTACION Y GIROS EN LA ESTRUCTURA



a) CARGAS, ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES



b) DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

m = número total de cargas
 p = número total de estratos

FIG. 4. DETERMINACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (HUNDIMIENTOS) DEL TERRENO



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

DISEÑO ESTRUCTURAL

ING. RAUL GRANADOS RODRIGUEZ

JUNIO, 1980



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

CURSO: CIMENTACIONES SUPERFICIALES

CAPITULO: DISEÑO ESTRUCTURAL

Desde el punto de vista estructural, la cimentación es la parte de la estructura, generalmente localizada bajo la superficie del suelo, que transmite las cargas a éste. Siendo los suelos, en general, más deformables que los materiales que constituyen la estructura, el objetivo fundamental de la cimentación es distribuir las cargas en forma tal, que los hundimientos, tanto generales como diferenciales, se mantengan dentro de límites razonables que eviten daños, tanto en la propia estructura, como en las construcciones e instalaciones que la rodean. Adicionalmente se pretende evitar una falla por cortante en el suelo.

Quando los mantos superficiales no tienen la resistencia suficiente, se recurre a una cimentación profunda, empleando generalmente pilotes que lleven las cargas a estratos adecuados.

En suelos altamente compresibles, como el de la Ciudad de México, se emplean cimentaciones compensadas.

En este tipo de cimentación, se extrae una parte de suelo, cuyo peso equivale al de la construcción que se pretende cimentar.

La cimentación en este caso, consiste en un cajón formado general-

mente por una redcula de trabes y dos losas.

El elemento más sencillo de cimentación es la zapata, que consiste

en una ampliación de la base de las columnas o muros, construída de concreto o mampostería.

De acuerdo con su forma, las zapatas pueden ser:

- 1.- Aisladas
 - Rectangulares
 - Cuadradas
 - Circulares
- 2.- Corridas (Ligando dos ó más columnas, ó para cimentar un muro)
 - Alabeadas
 - Planas

En la figura (1) se muestran los tipos más comunes de zapatas.

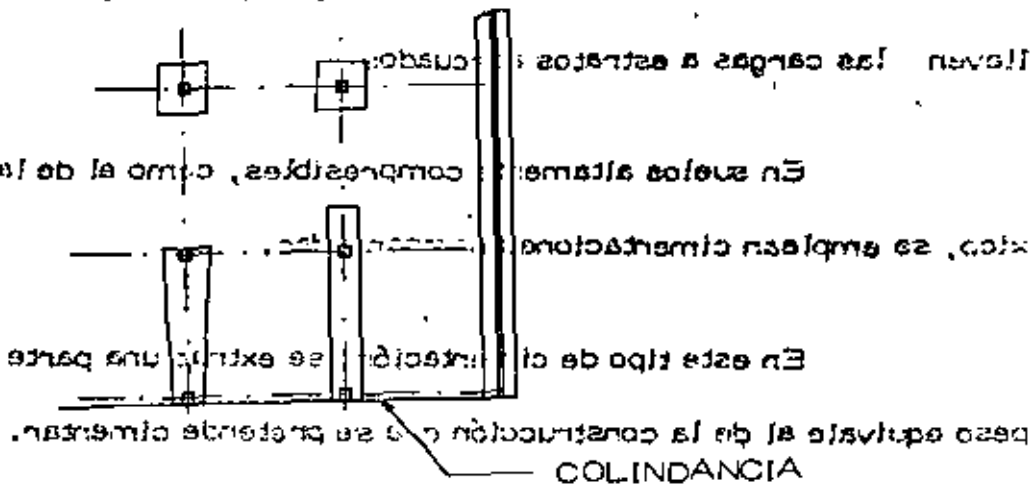


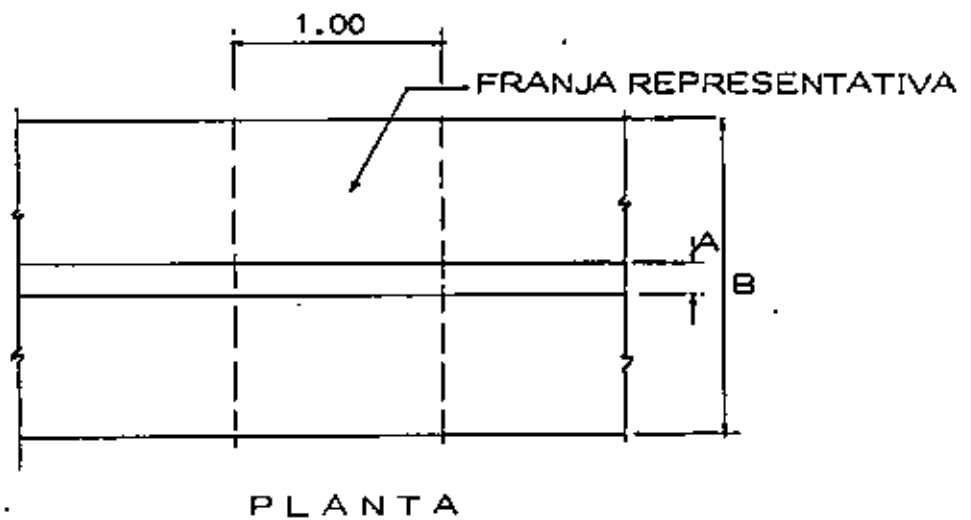
FIGURA (1)

DISEÑO DE ZAPATAS DE CONCRETO REFORZADO

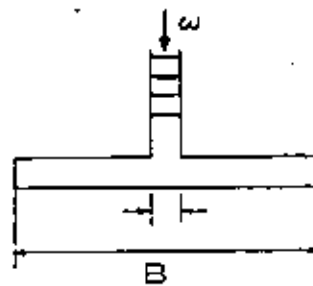
El diseño de todos los elementos de concreto se basará en el Reglamento A.C.I. 318 - 71).

Se estudiará en primer lugar una zapata corrida que recibe un muro.

(Ver figura 2).



PLANTA



CORTE

FIGURA (2)

Para el diseño de la zapata se deben tomar en cuenta los factores siguientes:

- 1) Carga por transmitir al suelo (w)
- 2) Capacidad del suelo (R_T) dato obtenido de la mecánica de suelos).
- 3) Calidad de los materiales

Una vez determinado el ancho de la zapata, en función de los puntos 1 y 2, es necesario considerarla como una losa en doble voladizo, sometida a flexión y cortante. Adicionalmente deben satisfacerse los requisitos de adherencia en las varillas de refuerzo. Por lo general, el estudio se hace para una franja unitaria.

Para ilustrar el caso supónganse los siguientes datos:

$$w = 7.5 \text{ T/M}$$

$$R_T = 4.5 \text{ T/M}^2$$

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

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

$$\text{Factor de carga: } 1.5$$

Para obtener el ancho de la zapata es necesario suponer un peso aproximado para ella. Se puede considerar un 5 a un 10% de la carga externa.

$$B = \frac{w}{R_T} = \frac{1.1 \times 7.5}{4.5} = 1.83$$

Se pondrá $B = 2.00 \text{ M}$

$$\text{Esfuerzo real en el suelo } f = \frac{7.5}{2} = 3.75 \text{ T/M}^2$$

+ peso propio zapata (por verificar)

Peralte necesario por cortante.

El esfuerzo cortante, está dado por $V = \frac{Vu}{\phi b d} \leq 0.5 \sqrt{f'c} =$
 $= 0.5 \times \sqrt{200} = 7.3 \text{ Kg/cm}^2$ y la sección crítica se localiza a un peralte de la cara del muro.

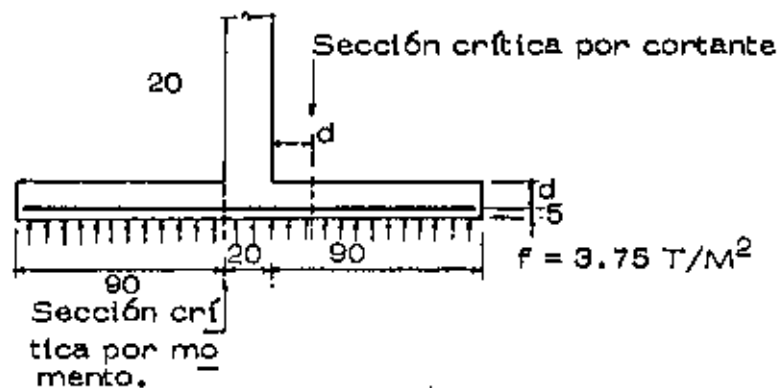


FIGURA (2 a)

El problema se resuelve por tanteos. Suponiendo $d = 10 \text{ cm}$,

$$Vu = 1.5 \times 3.75 (90 - .10) = 4.5 \text{ ton.}$$

$$d = \frac{Vu}{bV} = \frac{4500}{100 \times 0.85 \times 7.3} = 7.5 \text{ cm} < 10$$

Se dejarán los 10 cm supuestos. Peso propio 0.36 T/M^2

Esfuerzo en el suelo: $3.75 + 0.36 = 4.11 < 4.5 \text{ T/M}^2$. Se acepta.

Diseño por flexión.

La sección crítica por momento se localiza en el paño del muro.

$$M_u = 1.5 \times 3.75 \times \frac{0.90^2}{2} = 2.28 \text{ TM}$$

Para obtener el refuerzo necesario por flexión, se emplearán unas tablas que relacionan el parámetro $\frac{M_u}{\phi b d^2}$, con el porcentaje de refuerzo

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

Estas tablas que se ilustran en el apéndice (A), están obtenidas a partir de las hipótesis del A.C.I., para piezas sometidas a flexión con refuerzo de tensión y constituyen ayudas de diseño.

En este caso:

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{2.28 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 10^2} = 25.3 \quad p = 0.00656$$
$$A_s = 0.00656 \times 100 \times 10 = 6.56 \text{ cm}^2$$

se usarán varillas N° 3 @ 10

Adicionalmente a las varillas de flexión, se requiere acero de temperatura cuya área está dada por:

$$A_{ST} = 0.0018 bt = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Se usará varillas N° 3 @ 26

Para satisfacer los requisitos de adherencia en una zapata, basta con que la varilla esté anclada, a partir de la sección crítica por flexión, una cantidad igual o mayor que la longitud de desarrollo.

En el mismo plan de ayudas de diseño se incluyen en el apéndice A, tablas que proporcionan las longitudes de desarrollo para todos los diámetros de varilla y diferentes calidades de concreto y acero.

En este caso, la varilla del N° 3 del lecho inferior, con las calidades de materiales especificadas, requiere una longitud de desarrollo de 22.7 cm, valor menor que el disponible. Por lo tanto se satisfacen los requisitos de adherencia.

ZAPATAS AISLADAS

El diseño es similar al de las zapatas corridas, solo que en este caso, el trabajo por flexión es en dos direcciones y la falla por cortante tiene dos posibilidades. La primera consiste en una falla por penetración de la columna en la zapata y la segunda es una falla por tensión diagonal similar a la de una losa. Se ilustran a continuación las secciones críticas por flexión y cortante.

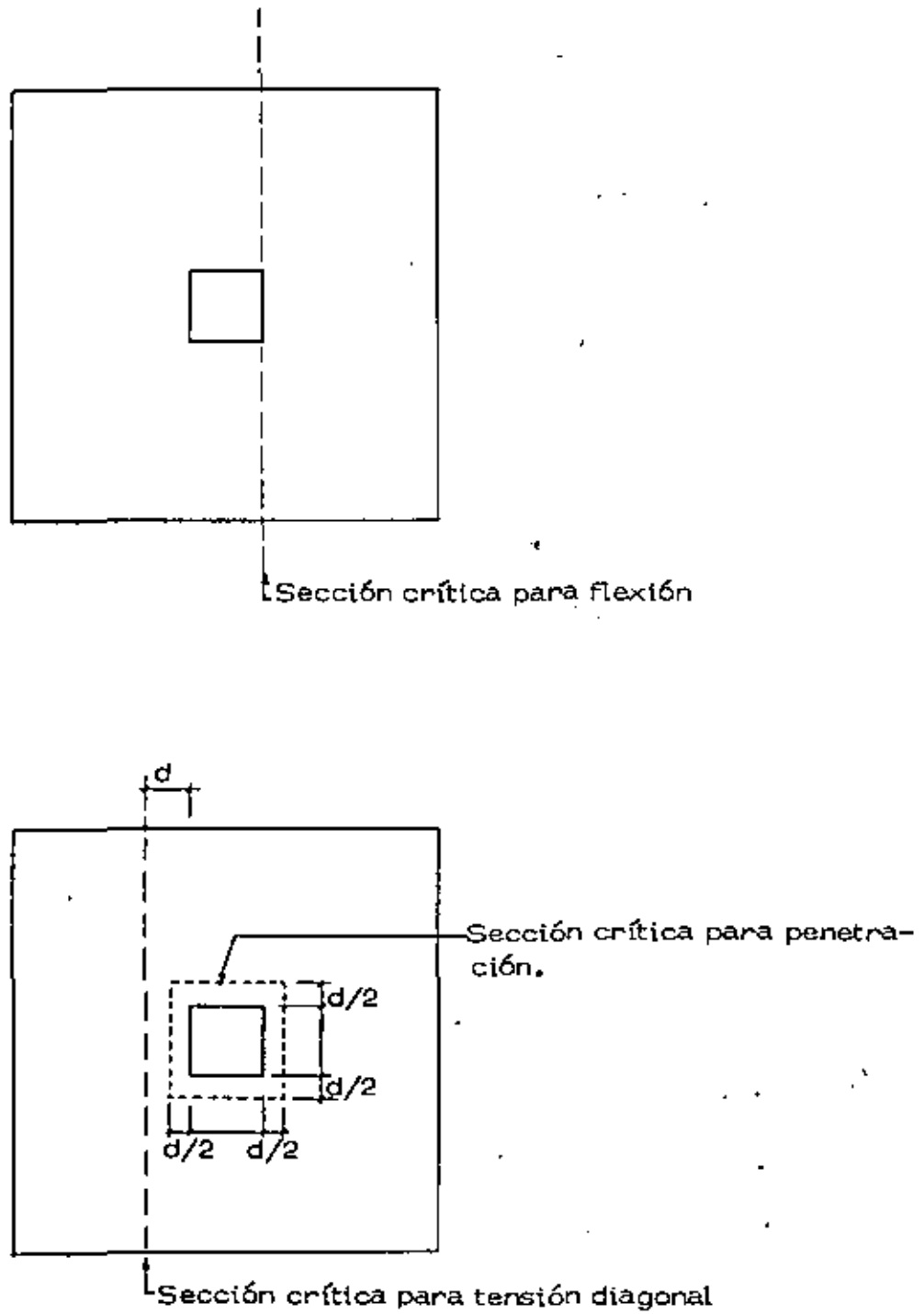


FIGURA (9)

Generalmente se supone que la reacción del suelo se distribuye uniformemente en toda el área de la zapata, si es que sólo existe carga axial en la columna y en caso de existir carga axial y momento, la reacción se considerará distribuída linealmente.

Para ilustrar el caso, se tomará uno de los dos problemas que se han estudiado a lo largo del curso, o sea el problema del conjunto habitacional, que por razones de expansividad de la arcilla sobre las que se apoyan las casas, requiere un sistema de cimentación a base de zapatas aisladas localizadas en puntos estratégicos.

Se diseñará pues, una de las zapatas, que en este caso están sometidas a carga axial pura.

Datos del problema

Descarga $P = 4.6$ ton

Capacidad del suelo: 10 ton/m^2 . En este caso, este valor es el que se considera adecuado para anular las expansiones del suelo.

Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$. Acero $F_y = 3000 \text{ Kg/cm}^2$ Factor de carga 1.5

Para tomar en cuenta el peso propio de la zapata se incrementará P en un 10%, es decir se considerará una carga de 5.0 ton.

$$\text{Area necesaria} = \frac{5.0}{10.0} = 0.5 \text{ m}^2$$

Con una zapata cuadrada, $B = 0.70 \text{ m}$

$$\text{Esfuerzo real en el suelo: } f = \frac{4.6}{0.7^2} = 9.4 \text{ ton/m}^2$$

+ peso propio cimentación

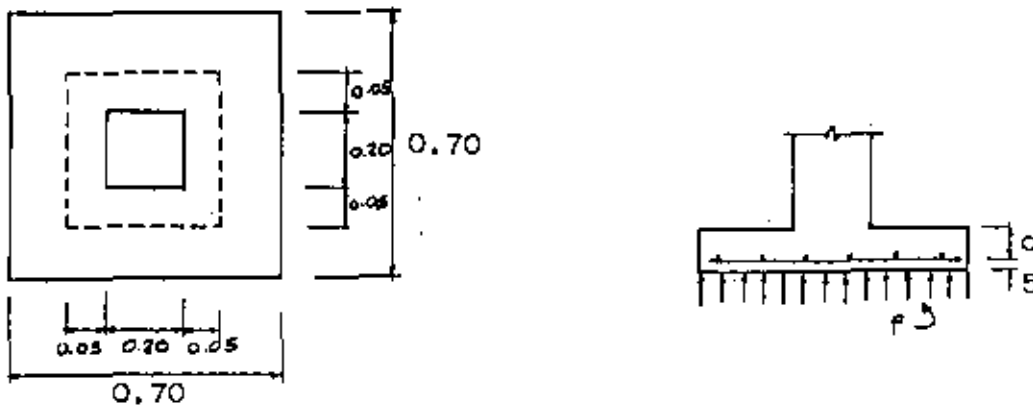


FIGURA (4)

El penalte, en general queda gobernado por cortante de penetración y para su obtención se procede por tanteos .

Suponiendo $d = 10 \text{ cm}$

$v = \frac{Vu}{\phi b_0 d} < f'c$ esfuerzo admisible para este tipo de falla.

$Vu = 1.5 \times 9.4 (0.7^2 - 0.3^2) = 5.6 \text{ ton}$, cortante último, igual a la carga total alrededor de la sección crítica, multiplicada por el factor de carga .

$$\phi = 0.85$$

$b_0 = 4 \times 0.30 = 1.20 \text{ m}$, perímetro de la sección crítica.

$$v = \frac{5600}{0.85 \times 120 \times 10} = 5.4 \text{ Kg/cm}^2 < \sqrt{150} = 12.2 \text{ Kg/cm}^2, \text{ aceptable.}$$

Se revisará ahora por cortante como viga ancha.

$$v = \frac{Vu}{\phi b d} \leq 0.5 \sqrt{f'c} = 6.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Vu = 1.5 \times 9.4 (0.35 - 0.20) \times 0.70 = 1.5 \text{ ton}$$

$$b = 0.70$$

$$v = \frac{1500}{0.85 \times 70 \times 10} = 2.5 \text{ Kg/cm}^2 < 6.1 \text{ aceptable.}$$

No conviene, por razones constructivas reducir el penalte, aún cuando estructuralmente es factible.

Diseño del refuerzo por flexión

$$M_u = 1.5 \times 9.4 \times \frac{(0.35 - 0.10)^2}{2} \times 0.7 = 0.31 \text{ TM}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{31000}{0.90 \times 70 \times 10^2} = 5$$

Empleando las tablas del apéndice (A), se obtiene:

$P = 0.0017$. Se pondrá el mínimo = 0.0020 para el tipo de acero especificado.

$$A_s = 0.0020 \times 70 \times 10 = 1.4 \text{ cm}^2$$

ϕ 3/8 e 35 en las dos direcciones.

La adherencia se revisa en la misma forma que en el ejemplo anterior, es decir verificando que las varillas estén ancladas una longitud mayor que la de desarrollo, que en este caso es de 17 cm, "más allá" de la sección crítica por momento, valor menor que el disponible.

ZAPATAS CON CARGA AXIAL Y MOMENTO

Se estudiará el caso más general, que corresponde al caso de zapatas para columnas con carga axial y flexión en dos direcciones.

De acuerdo con la hipótesis de distribución lineal de la reacción del suelo, se pueden tener dos casos:

- a) La resultante de la carga y los momentos cae dentro del núcleo central del área de la zapata. En este caso es aplicable la fórmula de la ecuación para el cálculo de esfuerzos sobre el suelo.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} \pm \frac{M_y}{I_y} x, \text{ donde:}$$

f = esfuerzo sobre el suelo en un punto dado

P = carga sobre la columna

A = área de la zapata

M_x, M_y = momentos de flexión alrededor de dos ejes ortogonales (X, Y)

I_x, I_y = momento de inercia del área de la zapata alrededor de los ejes X, Y.

x, y = coordenadas del punto escogido

La ecuación anterior es válida cuando se cumple una de las siguientes condiciones:

- 1) La zapata es simétrica con respecto a los ejes X, Y.
- 2) La zapata es simétrica con respecto al eje X, y la excentricidad $e_y = \frac{M_x}{P} = 0$
- 3) La zapata es simétrica con respecto al eje Y, y la excentricidad $e_x = \frac{M_y}{P} = 0$

Para una zapata rectangular de dimensiones $L \times B$, la ecuación citada equivale a la siguiente:

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm 6 \frac{e_L}{L} \pm 6 \frac{e_B}{B} \right)$$

donde e_L y e_B son las excentricidades paralelas a los lados L y B respectivamente. (Fig. 5)

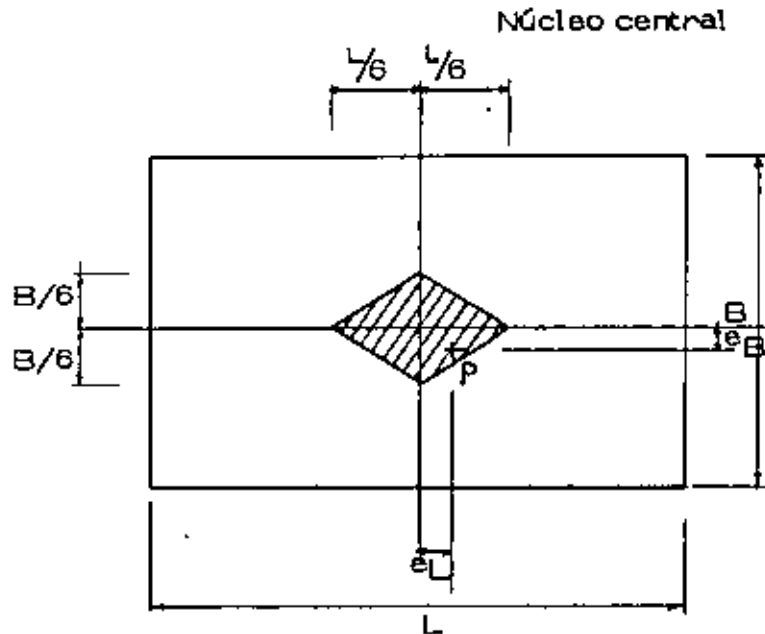


FIGURA (5)

- b) Cuando las excentricidades e_L y e_B son tales que la carga P se sale del núcleo central, la ecuación anterior proporciona un valor negativo de f , que indica aparición de tensiones, entre el suelo y la zapata. - Esto no es posible y se requiere aplicar otro procedimiento que tome en cuenta condiciones de equilibrio entre la carga P y la reacción del suelo.

Tal procedimiento es sumamente laborioso, desde el punto de vista numérico y en general se recurre a la ayuda de gráficas o tablas aplicables a zapatas cuadradas o circulares.

En el apéndice (A) se incluye una gráfica tomada de la referencia bibliográfica (1).

En cualquiera de los dos casos, el problema se tiene que resolver por tanteos, es decir, para una condición de P , M_x , M_y , se debe suponer un área para la zapata, con la que se calculará el esfuerzo máximo y se comparará con el permisible, ajustándose las dimensiones hasta lograr una concordancia aceptable entre ellos.

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata en planta, el penalte estará condicionado por los requisitos de cortante, en forma similar al caso de zapatas sin momento.

Por último, se proporcionará el refuerzo necesario para resistir la flexión que provoca la reacción del suelo, representada por un volumen de esfuerzos de forma geométrica especial.

ZAPATAS CORRIDAS PARA DOS O MAS COLUMNAS

Este tipo de zapatas se emplea cuando se pretende un trabajo de conjunto en la cimentación, ya sea para reducir los asentamientos diferenciales, o bien para ligar una columna de linderos con una interior y evitar así la solución con zapata excéntrica. En la figura N° 1 se muestra una zapata de este tipo.

A fin de aumentar la rigidez de estas zapatas, se acostumbra colocar una trabe que una las columnas y que desarrolle por flexión, el trabajo en la dirección longitudinal. En la dirección transversal, el trabajo es similar al de una losa en doble voladizo.

Uno de los aspectos fundamentales para el correcto funcionamiento de una zapata corrida, consiste en lograr coincidencia entre la resultante de las cargas de las columnas y el centroide geométrico del área de la zapata, especialmente cuando el suelo es compresible, ya que en esta forma, los posibles asentamientos serán uniformes.

Para lograr lo anterior, se recurre a alguna de las soluciones siguientes:

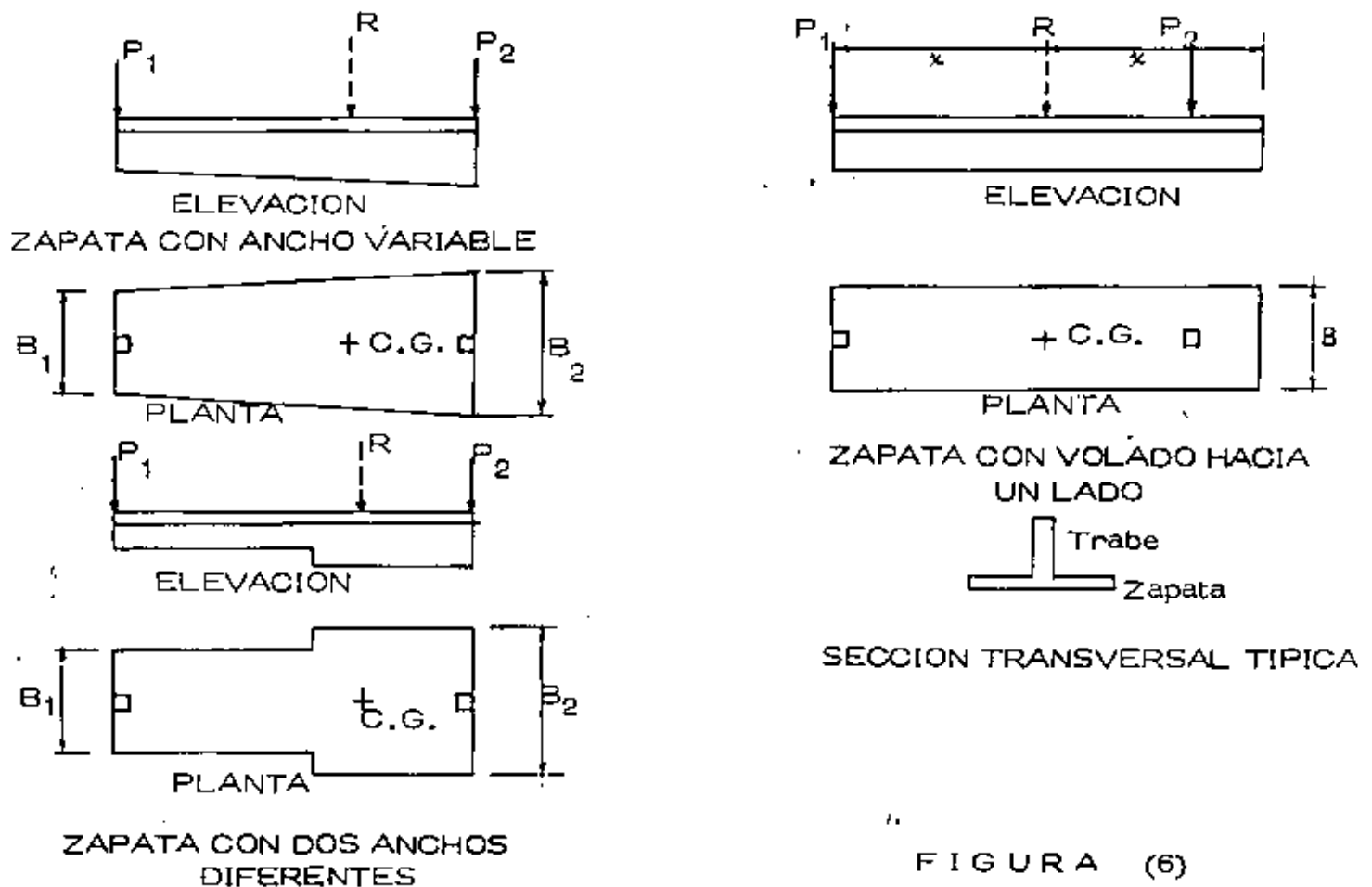


FIGURA (6)

Una vez centrada la resultante, se tiene un sistema isostático, en el que fácilmente se pueden calcular los momentos y cortantes para el diseño de la trabe.

La zapata se analizará como losa en voladizo sometida a la reacción del suelo.

Para el diseño, tanto de la losa como de la trabe, se emplea el criterio que se ilustrará en el ejemplo numérico correspondiente a una losa corrida.

LOSAS Y CAJONES DE CIMENTACION

Quando en una estructura, la magnitud de las cargas sobre la cimentación requiere más del 50% del área total disponible, es conveniente emplear una losa corrida. Esto obviamente ocurrirá en suelos de baja capacidad de carga.

La solución estructural consiste en un sistema de losa, generalmente rigidizado por una retícula de trabes colocadas por encima o por debajo de la losa. Eventualmente se emplea una losa plana sin trabes, con lo que se consigue reducir el volumen de excavación, o cambio de perder rigidez y propiciar con ello mayores deformaciones, especialmente en terreno blando.

Cuando el suelo es excesivamente compresible, como la arcilla de la Ciudad de México, generalmente se recurre a una cimentación - compensada (parcial ó totalmente), empleándose para tal fin un cajón formado por dos losas y una redícula de trabes.

Ocasionalmente la losa inferior se substituye por una serie de cascarones cilíndricos, obteniéndose cierto ahorro de concreto y refuerzo, a cambio de requerirse una construcción más cuidadosa. En este caso - las trabes transversales hacen las veces de tímpanos.

En la figura (7) se muestran los tipos de cimentación - descritos.

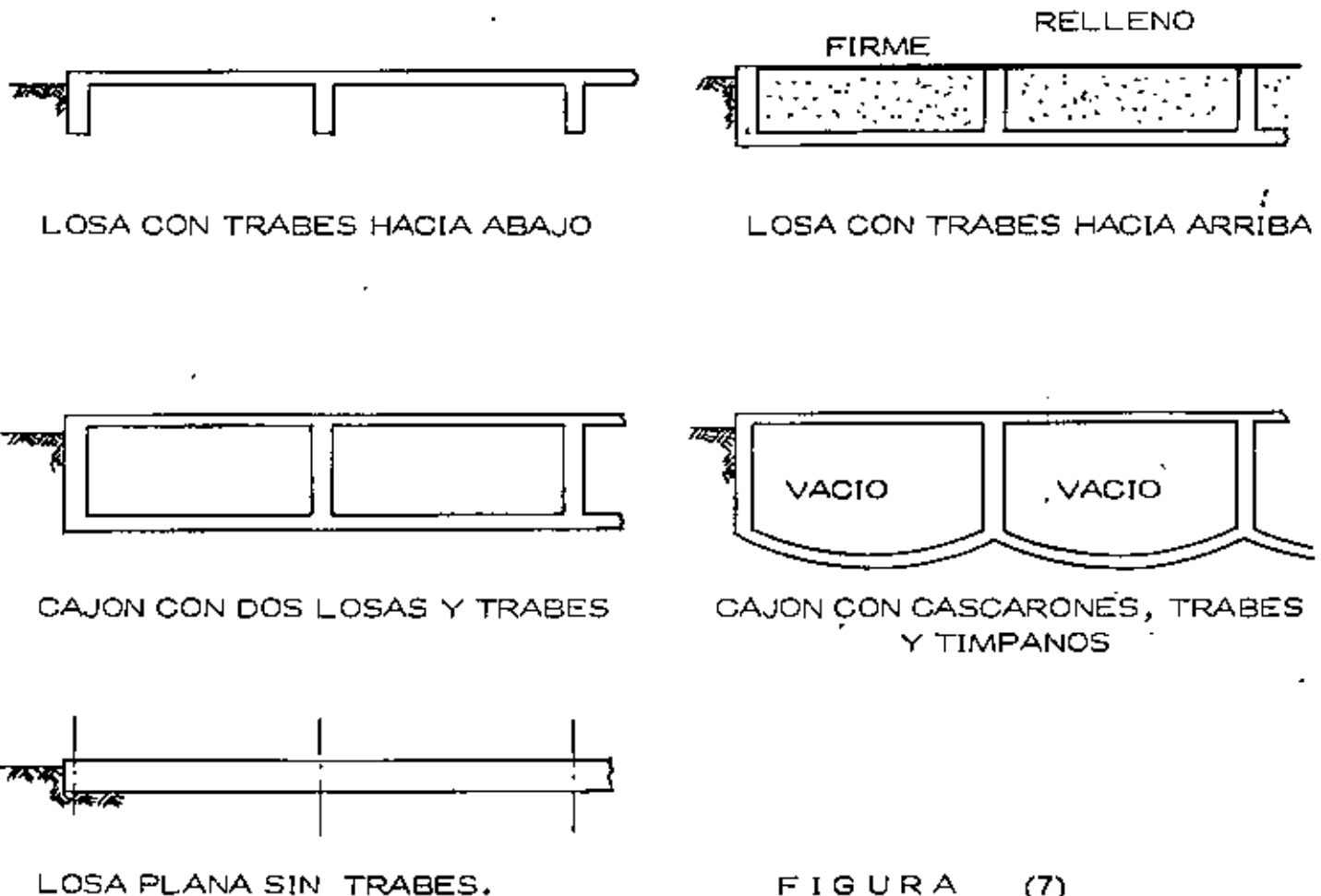


FIGURA (7)

Para el análisis de este tipo de cimentaciones, se considera que se trata de un sistema aislado de la superestructura y sometido a las cargas que ésta le transmite a través de las columnas y a la reacción del suelo. Adicionalmente debe considerarse el peso propio de la cimentación, en forma de una carga uniformemente distribuída en el área de contacto.

En estas condiciones puede suponerse que la losa recibe la reacción del suelo y la transmite a las trabes y éstas a su vez, transmiten a las columnas en forma de fuerzas cortantes, un conjunto de fuerzas que equilibran las cargas existentes en cada una de las columnas.

Ahora bien, uno de los aspectos más importantes del problema consiste en la interacción que existe en el conjunto cimentación-suelo, la que representa la principal dificultad analítica del mismo, pues la reacción del suelo, su distribución, depende tanto de las características del elemento cimentación como de las del suelo.

Para entender este concepto, supóngase una losa de cimentación apoyada sobre un suelo de determinado grado de compresibilidad.

Como una primera aproximación, considérese una reacción del suelo, uniforme. El análisis de la losa bajo esta consideración, proporciona una determinada condición de flexión y consecuentemente una configuración deformada. Pero las deformaciones en cada punto de la losa, están limitadas por las características del suelo, ya que si éste se deforma más que la losa, el trabajo de ésta, tiene que modificarse para lograr esa compatibilidad.

Esto se puede hacer por aproximaciones sucesivas, aunque el procedimiento es lento y excesivamente complicado, desde el punto de vista numérico. Por tal motivo, se han ideado métodos aproximados para estimar los elementos mecánicos que permiten obtener diseños con un adecuado funcionamiento y un razonable factor de seguridad. Algunos de estos métodos se describen a continuación.

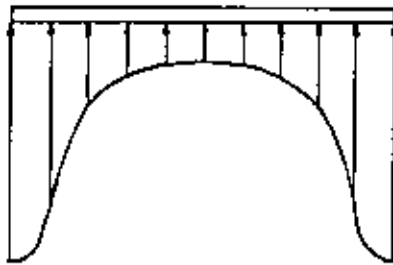
- 1) Análisis de la cimentación como piso invertido, sometido a la reacción del suelo y con apoyos fijos en las columnas. El método es muy burdo pues se ignoran los desplazamientos de la cimentación.

En este método, las losas se consideran apoyadas en las trabes y éstas se analizan como vigas continuas apoyadas en las columnas. La reacción del suelo se considera uniformemente distribuida en toda el área, para lo cual se requiere que exista coincidencia entre la resultante de las cargas y el centroide del área de la cimentación.

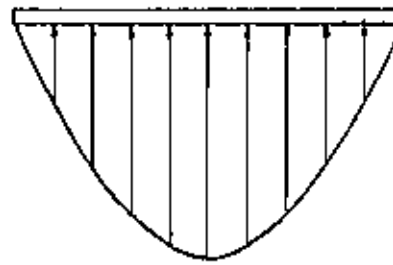
- 2) Análisis de la cimentación como un sistema rígido flotante, sometido a las cargas de las columnas y a la reacción del suelo. Las deformaciones de la cimentación no modifican la distribución de presiones del suelo.

En este caso es conveniente considerar para la reacción del suelo, una distribución que se asemeje a la real, de acuerdo con las características de compresibilidad del mismo.

En la figura (8) se muestran distribuciones típicas de la reacción para suelos arcillosos y para suelos arenosos.



DISTRIBUCION DE PRESIONES EN SUELO ARCILLOSO - CIMENTACION RIGIDA.



DISTRIBUCION DE PRESIONES EN SUELO ARENOSO - CIMENTACION RIGIDA

FIGURA (8)

Puesto que en este método no se limitan los desplazamientos de la cimentación, el análisis de la retícula corresponde al de un emparrillado con cargas perpendiculares a su plano.

Este, que es un problema de análisis estructural, se puede resolver por diferentes métodos, tales como los de aproximaciones sucesivas, el método "Pendiente-deformación" ó métodos matriciales que son fácilmente programables.

- 3) Análisis de la cimentación como un sistema rígido apoyado en una serie de resortes elásticos. Cada resorte se caracteriza por una constante, que es igual al módulo de reacción del suelo y que se define en la forma siguiente:

$$K = \frac{q}{S}, \text{ donde}$$

K = módulo de reacción

q = presión sobre la losa en un punto determinado

S = asentamiento en el punto considerado

Se considera que la constante de cada resorte no es afectada por los demás.

Generalmente se considera un resorte en cada nudo de la red.

Debe tenerse en cuenta que la precisión en los resultados, no depende de la aproximación numérica que se obtenga en el análisis estructural, sino más bien en la compatibilidad que se logre entre las deformaciones de la cimentación y los asentamientos del suelo. O sea que los métodos anteriores solo representan una parte de la solución al problema; sin embargo, la experiencia demuestra que son razonablemente adecuados para la mayor parte de los casos.

Para ilustrar el diseño de un cajón, se resolverá la cimentación de un edificio ubicado en la Ciudad de México y que corresponde al otro problema estudiado a lo largo del curso. (Ejemplo N° 2).

Este caso corresponde a una cimentación sobrecompensada, aspecto motivado por la excesiva excavación requerida por razones funcionales.

Las expansiones tébricas han sido calculadas bajo la suposición de cimentación flexible, sin embargo al proyectar una cimentación tipo cajón, se persigue igualar estas deformaciones y hacer que la emersión del edificio sea uniforme.

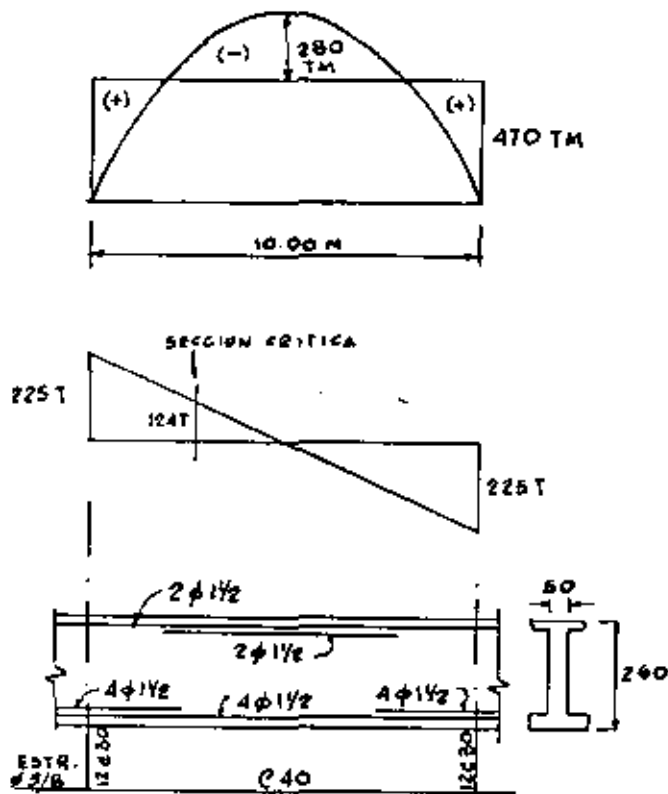
El análisis de la cimentación como piso invertido, proporciona los momentos y los cortantes en las trabes y corresponden a los de una serie de vigas continuas apoyadas en las columnas. Se sugiere el método de Cross o el de Kani para la solución de esta parte del problema.

En la figura N° 9 se presentan los aspectos principales del diseño de un tramo de trabe interior, a partir de sus diagramas de momentos y cortantes.

El análisis y diseño de un tablero de losa se ilustra en la figura N° 10. Se empleó para el análisis el método de coeficientes del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Un punto importante en toda cimentación tipo cajón, es el diseño de los muros de retención, los que se analizan como losas sometidas a la presión horizontal que produce el suelo. Una vez valuados los momentos, el dimensionamiento es similar al de una losa ordinaria.

DISEÑO DE UN TRAMO DE TRABE INTERIOR



Sección propuesta 50 x 260

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

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

Factor de carga 1.5

$\phi = 0.9$ para flexión

$\phi = 0.85$ para cortante

Se emplearán las tablas del apéndice (A) para obtener los porcentajes de refuerzo por flexión.

FIGURA (9)

a) Diseño por flexión

Momento positivo en apoyos:

$$\frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{1.5 \times 470 \times 10^5}{0.90 \times 50 \times 250^2} = 25.0 \quad p = 0.00635 \quad A_s = 0.00635 \times 50 \times 250 = 79 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 8 varillas $\phi 1 \frac{1}{2}$ (4 corridas y 4 bastones)

Momento negativo en el centro del claro:

$$\frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{1.5 \times 280 \times 10^5}{0.90 \times 50 \times 250^2} = 14.9, \quad p = 0.00368 \quad A_s = 0.00368 \times 50 \times 250 = 45 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 4 varillas $\phi 1 \frac{1}{2}$ (2 corridas y 2 bastones)

b) Diseño por cortante

$V = 124 \text{ ton}$ en la sección crítica

$$v = \frac{V}{\phi bd} = \frac{1.5 \times 124000}{0.85 \times 50 \times 250} = 17.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Capacidad del concreto solo $v_c = 0.5 \sqrt{f'_c} = 7.9 \text{ Kg/cm}^2 < v$

Se requiere refuerzo por cortante

Con estribos $\phi 5/8''$ de 2 ramas:

$$S = \frac{A_v F_y}{(v - v_c) b} = \frac{2 \times 1.93 \times 4200}{(17.5 - 7.9) \times 50} = 33 \text{ cm.}$$

Se pondrán 12 ϕ 30 y el resto ϕ 40

DISEÑO DE UN TABLERO INTERIOR DE LOSA

DATOS

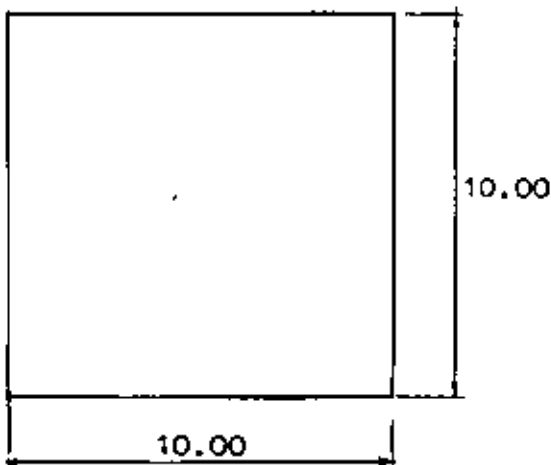


FIGURA (10)

Carga de diseño: 9 T/m^2

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

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

Factor de carga 1.5

$\phi = 0.9$

Se empleará el método de coeficientes del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Losa colada monolíticamente con las trabes.

Peralte propuesto:

$$d = 40 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm}$$

SOLUCION

$$M = C \times l_1^2$$

C = coeficiente

w = carga

l_1 = claro corto

Relación de lados = 1.0

Momento negativo en los 4 bordes:

$$C = 0.0288$$

$$M = 0.0288 \times 9 \times 10^2 = 25.9 \text{ TM/M}$$

$$\frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{1.5 \times 25.9 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 40^2} = 26.9; \quad p = 0.00660 \quad A_s = 0.00660 \times 100 \times 40$$
$$= 26.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 3/4" @ 10 \text{ cm}$$

Momento positivo en el centro del claro:

$$C = 0.0126$$

$$M = 0.0126 \times 9 \times 10^2 = 11.3 \text{ TM/M}$$

$$\frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{1.5 \times 11.3 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 40^2} = 11.8; \quad p = 0.00288 \quad A_s = 0.00288 \times 100 \times 40$$
$$= 11.5 \text{ cm}^2/\text{M}$$
$$\phi \text{ } 3/4 @ 25 \text{ cm}$$

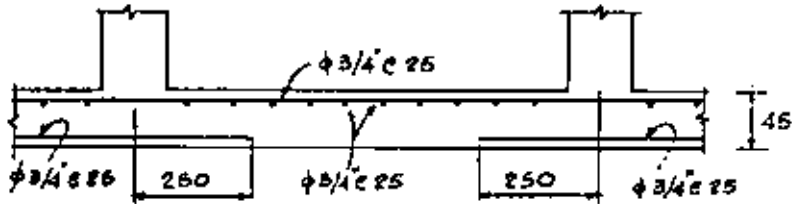


FIGURA (10)

Se presentará por último el análisis estructural de una retícula que corresponde a una cimentación tipo losa ó cajón.

En este caso el problema se resolvió por medio del programa - STRESS y con ayuda de una computadora IBM - 1130 (Ver referencia bibliográfica 4).

Este programa, que opera en lenguaje Fortran, resuelve estructuras de los siguientes tipos:

Armaduras y marcos planos con cargas en su plano

Armaduras y marcos en el espacio con cargas de cualquier tipo

Retículas con cargas perpendiculares a su plano.

En las hojas siguientes se muestra el desarrollo del problema, en el que se indican los datos del mismo.

Debe notarse que se introdujeron tres apoyos ficticios en la retícula, mismos que sirven para definir un plano de referencia para los despla-

mientos de la estructura. Obviamente si las cargas actuantes están en equilibrio con la reacción del suelo, las reacciones en esos apoyos deben ser nulas.

STRUCTURE DIMENSIONS C.E.C.

TYPE PLANE GRID

NUMBER OF JOINTS 16
 NUMBER OF MEMBERS 24
 NUMBER OF ELEMENTS 3
 NUMBER OF LOADS 1

JOINT COORDINATES

1	0.00	0.00	
2	0.00	6.00	
3	0.00	12.00	
4	0.00	18.00	5
5	6.00	0.00	
6	6.00	6.00	
7	6.00	12.00	
8	6.00	18.00	
9	12.00	0.00	5
10	12.00	6.00	
11	12.00	12.00	
12	12.00	18.00	
13	18.00	0.00	
14	18.00	6.00	
15	18.00	12.00	
16	18.00	18.00	5

JOINT RELEASES

1 MOMENT X Y
 2 MOMENT Y Y
 3 MOMENT X Y

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 TUBE 12 BY 0.22 IX 0.0180 IY 0.0332
 2 TUBE 24 BY 0.31 IX 0.0070 IY 0.0700

MEMBER INCIDENCES

1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	13	14
5	14	15
6	15	16
7	1	5
8	6	5
9	9	13
10	12	10
11	5	9
12	8	12
13	5	6
14	6	7
15	7	4
16	5	10
17	10	11
18	11	10
19	3	6
20	3	7
21	10	14
22	11	15
23	6	10

24 7 11
 CONSTANT E 1400000.00 ALL
 TABULATE ALL
 LOADING 1 CARGA VERTICAL
 MEMBER LOADS

1 THRU 10 FORCE Z UNIF W 3.98
 11 THRU 12 FORCE Z UNIF W 5.47
 13 THRU 22 FORCE Z UNIF W 7.96
 23 THRU 24 FORCE Z UNIF W 10.94

JOINT LOADS

1 FORCE Z -25.00
 2 FORCE Z -30.00
 3 FORCE Z -30.00
 4 FORCE Z -25.00
 5 FORCE Z -40.00
 6 FORCE Z -120.00
 7 FORCE Z -120.00
 8 FORCE Z -40.00
 9 FORCE Z -40.00
 10 FORCE Z -120.00
 11 FORCE Z -120.00
 12 FORCE Z -40.00
 13 FORCE Z -25.00
 14 FORCE Z -30.00
 15 FORCE Z -30.00
 16 FORCE Z -25.00

SOLVE

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.

STRUCTURE CIMENTACION C.E.C.

LOADING I. CARGA VERTICAL

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	1	-12.748	-4.790	5.02
1	2	-7.151	4.790	8.96
2	2	-9.971	-0.169	-7.72
2	3	-9.928	0.169	7.83
3	3	-7.220	4.480	-8.93
3	4	-12.679	-4.480	-4.71
4	13	-12.712	4.552	4.77
4	14	-7.187	-4.552	9.03
5	14	-9.909	-0.115	-7.90
5	15	-9.990	0.115	7.70
6	15	-7.167	-4.747	-8.92
6	16	-12.732	4.747	-4.98
7	1	-12.251	5.024	4.79
7	5	-7.648	-5.024	6.71
8	4	-12.161	-4.717	4.48
8	8	-7.738	4.717	6.57
9	9	-7.612	-4.779	-7.13
9	13	-12.287	4.779	-4.55
10	12	-7.693	4.984	-6.53
10	16	-12.206	-4.984	-4.74
11	5	-21.948	0.157	-5.25
11	9	-21.831	-0.157	5.80
12	4	-21.858	0.148	-5.25
12	12	-21.901	-0.148	5.08
13	5	-10.402	-1.463	-4.86
13	6	-29.397	1.463	-42.62
14	6	-19.897	-0.072	41.44
14	7	-19.902	0.072	-41.45
15	7	-29.397	1.318	42.62
15	8	-10.402	-1.318	4.86
16	9	-10.355	1.335	-4.93
16	13	-29.443	-1.335	-42.77
17	10	-19.921	-0.058	41.58
17	11	-19.878	0.058	-41.48
18	11	-29.395	-1.446	42.64

18	12	-10.404	1.446	4.83
19	2	-12.877	1.243	-4.62
19	6	-26.922	-1.243	-30.49
20	3	-12.850	-1.098	-4.64
20	7	-26.949	1.098	-30.59
21	10	-26.897	-1.122	20.31
21	14	-12.902	1.122	4.66
22	11	-26.958	1.225	30.65
27	15	-12.841	-1.225	4.63
23	6	-43.782	0.067	29.10
23	10	-43.737	-0.067	-28.92
24	7	-43.751	0.065	29.20
24	11	-43.768	-0.065	-29.27

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE Z	MOMENT X	MOMENT Y
1	-24.979	0.000	-0.00
2	-29.999	-0.000	-0.00
3	-30.000	-0.000	0.00
5	-40.000	0.000	0.00
6	-120.000	0.000	-0.00
7	-120.000	-0.000	-0.00
8	-39.999	0.000	0.00
10	-120.000	-0.000	-0.00
11	-120.000	-0.000	0.00
12	-40.000	0.000	0.00
13	-25.000	0.000	-0.00
14	-30.000	-0.000	0.00
15	-29.999	-0.000	0.00

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE Z	MOMENT X	MOMENT Y
4	-24.841	0.000	0.00
9	-39.779	-0.000	0.00
16	-24.938	-0.000	0.00

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	Z-DISPLACEMENT	X-ROTATION	Y-ROTATION
1	-0.0211	0.0033	-0.0042
2	-0.0263	0.0222	-0.0015
3	0.0026	0.0005	-0.0014
5	-0.0020	0.0005	-0.0032
6	0.0031	0.0006	-0.0013

7	0.0066	0.0019	-0.0012
8	0.0177	0.0020	-0.0029
10	0.0014	0.0005	0.0010
11	0.0073	0.0018	0.0011
12	0.0177	0.0019	0.0029
13	-0.0167	0.0030	0.0037
14	-0.0034	0.0019	0.0012
15	0.0021	0.0002	0.0012

SUPPORT JOINT DISPLACEMENTS

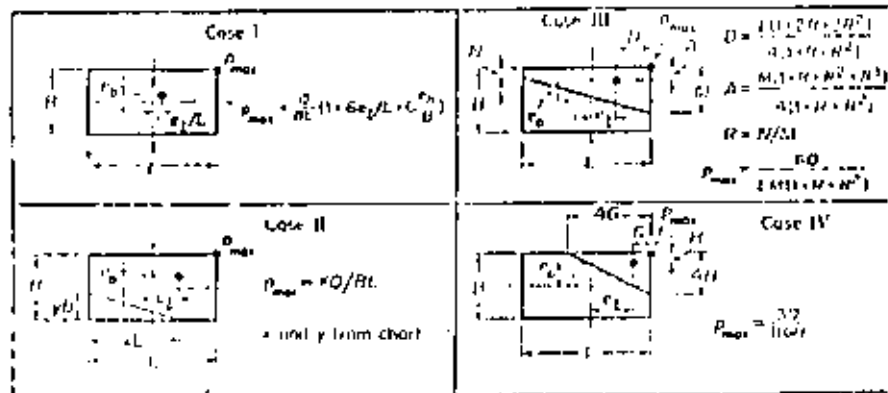
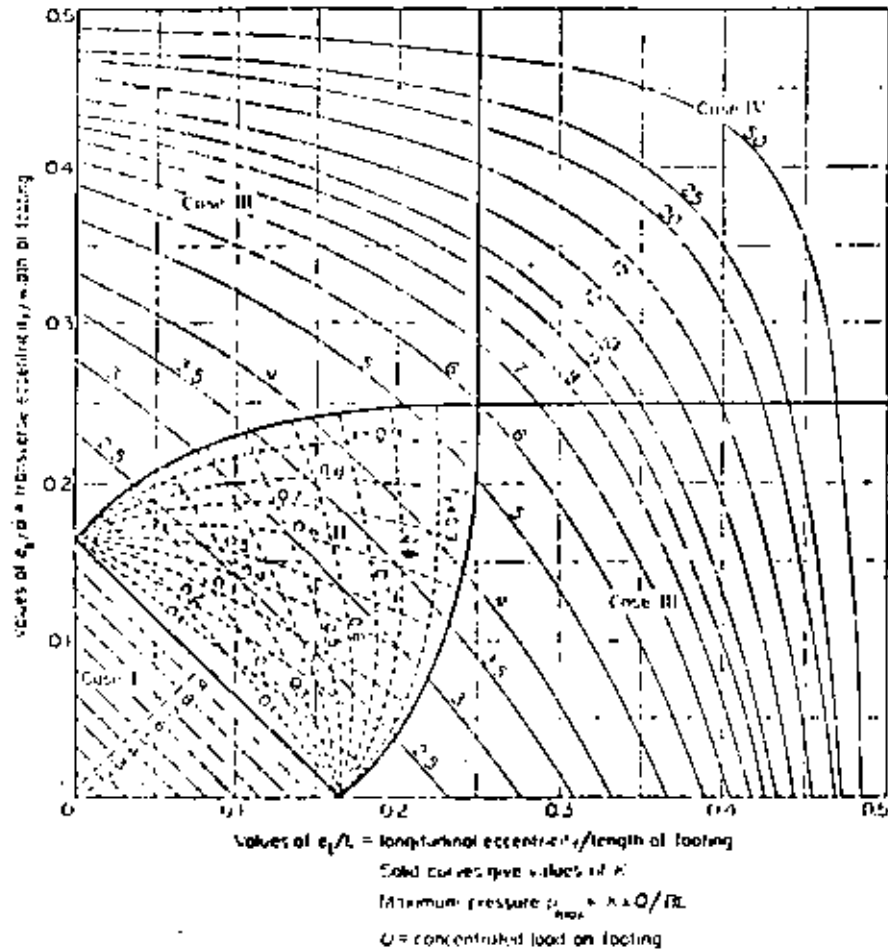
JOINT	Z-DISPLACEMENT	X-ROTATION	Y-ROTATION
4	0.0000	-0.0005	-0.0039
9	0.0000	0.0004	0.0027
16	0.0000	0.0008	0.0039

BIBLIOGRAFIA

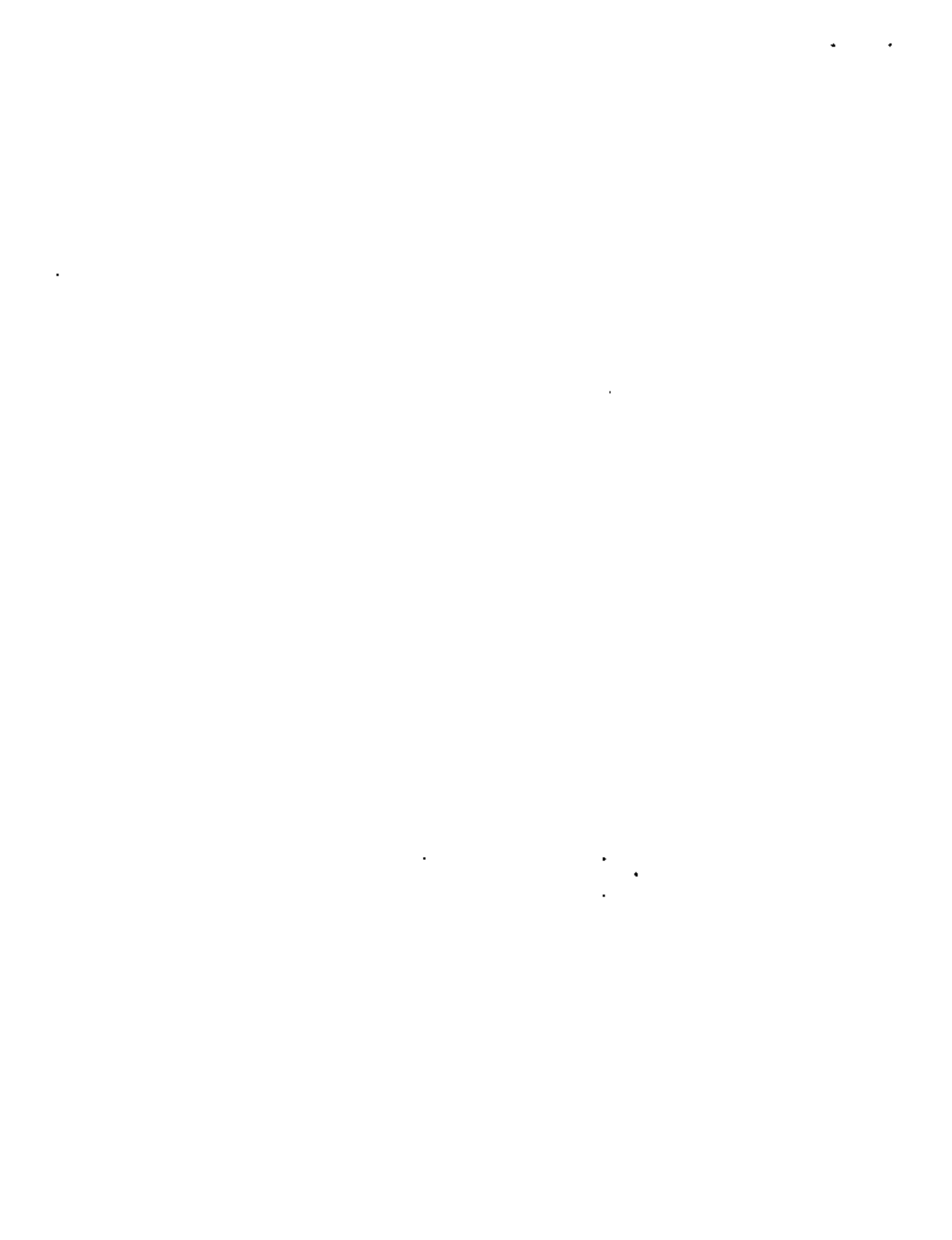
- (1) Foundation Design.- Wayne C. Teng. Prentice - Hall, Inc.
- (2) Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado ACI - 318-71
I.M.C.Y.C.
- (3) Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
- (4) Structural Engineering System Solver (Análisis de Estructuras mediante computadora) Centro de Cálculo - Facultad de Ingeniería.

A P E N D I C E (A)

AYUDAS DE DISEÑO



(d) Rectangular footing, double eccentricity. After ARI'A.



PERSENTASIS DALAM RANGKA PERSENTASIS

P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002																																																																																																																																																																														
C.000	0.10	C.010	0.10	C.020	0.10	C.030	0.10	C.040	0.10	C.050	0.10	C.060	0.10	C.070	0.10	C.080	0.10	C.090	0.10	C.100	0.10	C.110	0.10	C.120	0.10	C.130	0.10	C.140	0.10	C.150	0.10	C.160	0.10	C.170	0.10	C.180	0.10	C.190	0.10	C.200	0.10	C.210	0.10	C.220	0.10	C.230	0.10	C.240	0.10	C.250	0.10	C.260	0.10	C.270	0.10	C.280	0.10	C.290	0.10	C.300	0.10	C.310	0.10	C.320	0.10	C.330	0.10	C.340	0.10	C.350	0.10	C.360	0.10	C.370	0.10	C.380	0.10	C.390	0.10	C.400	0.10	C.410	0.10	C.420	0.10	C.430	0.10	C.440	0.10	C.450	0.10	C.460	0.10	C.470	0.10	C.480	0.10	C.490	0.10	C.500	0.10	C.510	0.10	C.520	0.10	C.530	0.10	C.540	0.10	C.550	0.10	C.560	0.10	C.570	0.10	C.580	0.10	C.590	0.10	C.600	0.10	C.610	0.10	C.620	0.10	C.630	0.10	C.640	0.10	C.650	0.10	C.660	0.10	C.670	0.10	C.680	0.10	C.690	0.10	C.700	0.10	C.710	0.10	C.720	0.10	C.730	0.10	C.740	0.10	C.750	0.10	C.760	0.10	C.770	0.10	C.780	0.10	C.790	0.10	C.800	0.10	C.810	0.10	C.820	0.10	C.830	0.10	C.840	0.10	C.850	0.10	C.860	0.10	C.870	0.10	C.880	0.10	C.890	0.10	C.900	0.10	C.910	0.10	C.920	0.10	C.930	0.10	C.940	0.10	C.950	0.10	C.960	0.10	C.970	0.10	C.980	0.10	C.990	0.10	C.1000	0.10

PT		R-ETH		R-ETH		R-ETH		R-ETH		R-ETH		R-ETH		R-ETH		R-ETH		R-ETH		R-ETH	
10		20		30		40		50		60		70		80		90		100		110	
C-001	1.00	0.25	0.10	0.05	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C-002	1.00	0.25	0.10	0.05	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

54

VARTILA LECHO SUPERIOR

VARTILA LECHO SUPERIOR

VARTILA LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR
VALOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO SUPERIOR
3000.	3000.	3000.	3000.	3000.	3000.	3000.	3000.	3000.
2.0	10.77	1.37	12.35	14.30	15.08	1.50	12.52	14.43
2.5	13.51	2.09	15.91	16.78	18.91	2.50	16.12	16.99
3.0	16.24	2.83	18.45	19.48	22.74	3.53	19.95	19.78
4.0	21.72	4.43	27.55	25.39	30.40	5.96	28.10	25.92
5.0	27.10	6.44	36.28	32.30	38.06	8.29	37.11	33.13
6.0	32.48	12.19	49.41	44.84	45.49	13.37	49.60	47.83
7.0	40.32	17.54	67.01	55.03	56.45	18.21	58.64	56.66
8.0	52.05	23.66	70.09	67.73	73.76	23.79	72.22	66.86
9.0	66.72	27.43	84.46	88.20	93.41	30.12	89.15	90.98
10.0	82.51	33.92	99.54	101.59	115.52	37.26	102.89	104.93
12.0	118.47	48.70	127.36	124.77	165.86	53.49	132.13	134.56
EVA 3000.								
2.0	10.77	1.49	12.70	14.61	15.98	1.82	12.84	14.75
2.5	13.51	2.54	16.40	17.27	18.91	2.79	16.61	17.48
3.0	16.24	3.74	20.36	20.19	22.74	4.04	20.66	20.49
4.0	21.72	5.69	28.91	26.65	30.40	7.22	29.44	27.18
5.0	27.10	10.42	39.24	34.26	35.06	11.25	39.07	35.09
6.0	32.48	15.99	51.23	48.46	45.49	16.20	52.43	50.66
7.0	44.17	20.43	67.64	58.88	61.94	22.05	62.48	60.50
8.0	61.72	24.69	74.12	72.76	80.31	26.82	77.25	74.89
9.0	73.00	31.77	92.83	94.66	102.32	34.49	95.32	97.35
10.0	90.30	41.90	107.43	109.47	126.55	43.13	110.76	112.80
12.0	129.70	60.01	131.65	141.08	181.69	64.80	143.44	145.87
EVA 2500.								
2.0	10.77	2.11	13.13	15.04	15.08	2.25	13.27	15.18
2.5	13.51	3.24	17.06	17.93	18.91	3.44	17.74	18.13
3.0	16.24	4.59	21.31	21.14	22.74	4.99	21.61	21.44
4.0	21.72	8.30	30.61	25.35	30.40	8.93	31.15	26.89
5.0	27.10	12.79	40.60	30.92	38.06	13.92	41.74	37.76
6.0	32.48	18.43	56.04	33.29	50.78	20.03	56.28	54.49
7.0	40.32	24.64	69.07	64.09	69.14	27.27	67.70	65.72
8.0	54.53	32.48	81.63	79.57	97.34	35.63	84.06	81.70
9.0	61.71	42.42	102.45	109.28	114.40	45.12	104.15	105.98
10.0	77.04	52.47	114.10	120.14	141.44	55.80	121.43	123.47
12.0	145.10	78.33	151.87	156.40	203.14	80.12	158.76	161.19
EVA 2000.								
2.0	10.77	2.74	13.76	15.67	14.39	2.88	13.90	15.81
2.5	13.51	4.20	18.02	18.89	18.91	4.41	18.23	19.10
3.0	16.24	6.09	22.71	22.54	22.74	6.39	23.01	22.84
4.0	21.72	10.86	33.11	30.85	30.40	11.43	33.65	31.39
5.0	27.10	16.68	44.90	40.82	40.74	17.81	45.63	41.65
6.0	31.80	24.44	57.47	58.90	58.84	25.84	61.87	60.10
7.0	42.02	33.24	73.71	71.73	79.83	34.91	75.34	73.36
8.0	54.51	43.29	91.62	89.56	104.32	45.61	94.04	91.68
9.0	64.35	55.04	114.09	115.92	132.10	57.76	118.79	118.42
10.0	81.45	68.10	134.73	143.77	163.37	71.44	137.07	135.11
12.0	147.56	97.78	176.42	178.85	234.56	102.57	181.11	183.64

87

VARIETA LECHE SUPERIOR				VARIETA LECHE SUPERIOR			
VAP. MO	L. VAP.	L. TOTAL	L. TOTAL	LD. VAP.	L. VAP.	L. TOTAL	L. TOTAL
	G. DE 100	G. DE 100	G. DE 100		G. DE 100	G. DE 100	G. DE 100
2.0	12.57	2.14	13.11	15.07	2.43	13.45	15.36
2.5	15.74	2.27	17.09	17.96	3.71	17.53	18.60
3.0	18.97	4.74	21.35	21.19	5.38	22.00	21.83
4.0	25.34	5.40	30.71	29.45	35.47	31.85	26.59
5.0	31.72	12.23	41.05	37.07	44.41	42.83	38.85
6.0	37.90	15.74	51.97	53.50	53.07	57.84	56.07
7.0	41.47	20.91	70.44	64.37	72.15	69.85	67.07
8.0	41.47	20.91	70.44	74.08	85.06	81.00	78.64
9.0	71.84	30.47	94.50	96.33	108.87	100.27	102.10
10.0	51.27	43.95	109.45	111.53	134.77	116.64	118.68
12.0	134.22	62.58	141.62	144.05	193.50	151.98	154.31
2.0	12.57	2.14	13.11	15.07	2.43	13.45	15.36
2.5	15.74	2.27	17.09	17.96	3.71	17.53	18.60
3.0	18.97	4.74	21.35	21.19	5.38	22.00	21.83
4.0	25.34	5.40	30.71	29.45	35.47	31.85	26.59
5.0	31.72	12.23	41.05	37.07	44.41	42.83	38.85
6.0	37.90	15.74	51.97	53.50	53.07	57.84	56.07
7.0	41.47	20.91	70.44	64.37	72.15	69.85	67.07
8.0	41.47	20.91	70.44	74.08	85.06	81.00	78.64
9.0	71.84	30.47	94.50	96.33	108.87	100.27	102.10
10.0	51.27	43.95	109.45	111.53	134.77	116.64	118.68
12.0	134.22	62.58	141.62	144.05	193.50	151.98	154.31
2.0	12.57	2.14	13.11	15.07	2.43	13.45	15.36
2.5	15.74	2.27	17.09	17.96	3.71	17.53	18.60
3.0	18.97	4.74	21.35	21.19	5.38	22.00	21.83
4.0	25.34	5.40	30.71	29.45	35.47	31.85	26.59
5.0	31.72	12.23	41.05	37.07	44.41	42.83	38.85
6.0	37.90	15.74	51.97	53.50	53.07	57.84	56.07
7.0	41.47	20.91	70.44	64.37	72.15	69.85	67.07
8.0	41.47	20.91	70.44	74.08	85.06	81.00	78.64
9.0	71.84	30.47	94.50	96.33	108.87	100.27	102.10
10.0	51.27	43.95	109.45	111.53	134.77	116.64	118.68
12.0	134.22	62.58	141.62	144.05	193.50	151.98	154.31
2.0	12.57	2.14	13.11	15.07	2.43	13.45	15.36
2.5	15.74	2.27	17.09	17.96	3.71	17.53	18.60
3.0	18.97	4.74	21.35	21.19	5.38	22.00	21.83
4.0	25.34	5.40	30.71	29.45	35.47	31.85	26.59
5.0	31.72	12.23	41.05	37.07	44.41	42.83	38.85
6.0	37.90	15.74	51.97	53.50	53.07	57.84	56.07
7.0	41.47	20.91	70.44	64.37	72.15	69.85	67.07
8.0	41.47	20.91	70.44	74.08	85.06	81.00	78.64
9.0	71.84	30.47	94.50	96.33	108.87	100.27	102.10
10.0	51.27	43.95	109.45	111.53	134.77	116.64	118.68
12.0	134.22	62.58	141.62	144.05	193.50	151.98	154.31
2.0	12.57	2.14	13.11	15.07	2.43	13.45	15.36
2.5	15.74	2.27	17.09	17.96	3.71	17.53	18.60
3.0	18.97	4.74	21.35	21.19	5.38	22.00	21.83
4.0	25.34	5.40	30.71	29.45	35.47	31.85	26.59
5.0	31.72	12.23	41.05	37.07	44.41	42.83	38.85
6.0	37.90	15.74	51.97	53.50	53.07	57.84	56.07
7.0	41.47	20.91	70.44	64.37	72.15	69.85	67.07
8.0	41.47	20.91	70.44	74.08	85.06	81.00	78.64
9.0	71.84	30.47	94.50	96.33	108.87	100.27	102.10
10.0	51.27	43.95	109.45	111.53	134.77	116.64	118.68
12.0	134.22	62.58	141.62	144.05	193.50	151.98	154.31
2.0	12.57	2.14	13.11	15.07	2.43	13.45	15.36
2.5	15.74	2.27	17.09	17.96	3.71	17.53	18.60
3.0	18.97	4.74	21.35	21.19	5.38	22.00	21.83
4.0	25.34	5.40	30.71	29.45	35.47	31.85	26.59
5.0	31.72	12.23	41.05	37.07	44.41	42.83	38.85
6.0	37.90	15.74	51.97	53.50	53.07	57.84	56.07
7.0	41.47	20.91	70.44	64.37	72.15	69.85	67.07
8.0	41.47	20.91	70.44	74.08	85.06	81.00	78.64
9.0	71.84	30.47	94.50	96.33	108.87	100.27	102.10
10.0	51.27	43.95	109.45	111.53	134.77	116.64	118.68
12.0	134.22	62.58	141.62	144.05	193.50	151.98	154.31

bt

VARIETA LECHO THERON

VARIETA LECHO SUPERIOR

VARI. NO	L. VALOR	L. ADIC. A LECHO	L. TOTAL G. DE 90	L. TOTAL G. DE 180	CO. VAR.	L. ADIC. A LECHO	L. TOTAL G. DE 90	L. TOTAL G. DE 180	
FV= 4200.		FV= 375.							
2.0	15.29	2.54	13.56	15.47	* 21.12	2.43	13.85	15.78	
2.5	18.91	3.99	17.72	18.59	* 26.48	4.34	18.16	19.03	
3.0	22.74	5.44	22.26	22.09	* 31.84	6.25	22.90	22.73	
4.0	30.40	10.10	32.32	30.06	* 42.57	11.24	33.46	31.20	
5.0	39.06	15.74	43.58	39.58	* 53.29	17.02	45.34	41.36	
6.0	48.40	22.44	56.99	57.12	* 63.98	25.22	61.45	59.68	
7.0	58.44	27.94	71.27	69.29	* 74.03	34.34	74.78	72.79	
8.0	72.76	40.30	84.73	86.37	* 101.27	44.67	93.30	90.94	
9.0	93.41	51.03	110.04	111.89	* 130.77	56.81	115.84	117.67	
10.0	115.52	62.12	128.75	130.79	* 161.73	70.26	135.89	137.93	
12.0	165.94	90.62	169.26	171.69	* 232.21	100.89	179.52	181.95	
FV= 4200.		FV= 250.							
2.0	15.09	2.99	14.01	15.92	* 21.12	3.28	14.30	16.21	
2.5	18.91	4.44	18.40	19.27	* 26.48	5.02	18.84	19.71	
3.0	22.74	5.89	23.25	23.08	* 31.84	7.27	23.89	23.72	
4.0	30.40	11.44	34.09	31.82	* 42.57	13.00	35.22	32.96	
5.0	39.06	17.08	46.31	42.33	* 53.29	20.27	48.09	44.11	
6.0	48.40	22.72	61.07	61.07	* 63.98	29.18	65.41	63.64	
7.0	58.44	27.36	76.44	74.68	* 80.57	39.72	80.15	78.17	
8.0	72.76	40.72	95.77	93.41	* 113.13	51.91	100.34	97.98	
9.0	102.32	55.95	118.09	117.91	* 143.25	65.73	124.76	126.59	
10.0	124.57	74.14	139.77	141.81	* 177.17	81.29	146.92	148.96	
12.0	181.49	106.45	185.09	187.52	* 254.37	116.71	195.35	197.78	
FV= 4200.		FV= 200.							
2.0	15.09	3.58	16.51	16.52	* 21.12	3.88	16.40	16.81	
2.5	18.91	5.03	19.32	20.19	* 26.48	5.54	19.76	20.63	
3.0	22.74	6.48	24.59	24.42	* 31.84	8.60	25.22	25.05	
4.0	30.40	14.25	34.49	34.21	* 42.57	15.39	37.61	35.35	
5.0	39.06	22.21	50.03	46.05	* 53.29	24.00	51.82	47.84	
6.0	50.77	31.97	63.23	64.63	* 71.10	34.54	70.77	69.00	
7.0	64.14	43.73	83.66	81.98	* 96.79	47.02	87.45	85.47	
8.0	80.34	58.64	105.31	102.95	* 126.49	61.44	109.87	107.51	
9.0	114.47	79.03	131.04	132.89	* 160.16	77.40	136.83	138.66	
10.0	141.48	107.04	154.71	156.75	* 198.08	96.23	161.86	163.90	
12.0	202.14	147.09	206.54	208.97	* 264.39	134.16	216.80	219.23	
FV= 4200.		FV= 150.							
2.0	15.29	4.47	15.46	17.40	* 21.12	4.76	15.78	17.69	
2.5	18.91	6.05	20.67	21.54	* 26.48	7.29	21.11	21.98	
3.0	22.74	7.62	24.94	26.37	* 31.84	10.56	27.18	27.01	
4.0	30.40	13.74	34.67	37.71	* 42.57	16.89	41.11	38.85	
5.0	40.74	21.67	45.49	51.51	* 53.29	26.45	57.27	53.29	
6.0	54.44	31.83	74.06	74.29	* 82.10	42.40	78.63	76.86	
7.0	70.03	44.23	84.66	92.68	* 111.77	57.72	98.15	96.17	
8.0	102.32	60.94	114.29	116.93	* 148.05	75.47	123.85	121.49	
9.0	132.10	81.72	149.75	150.58	* 184.93	95.50	154.53	156.36	
10.0	172.37	110.07	176.60	178.64	* 228.72	118.11	183.74	185.78	
12.0	234.48	150.32	237.64	240.39	* 308.39	154.58	248.27	250.65	

50



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

DISEÑO DE CIMENTACIONES
(COMPLEMENTO)

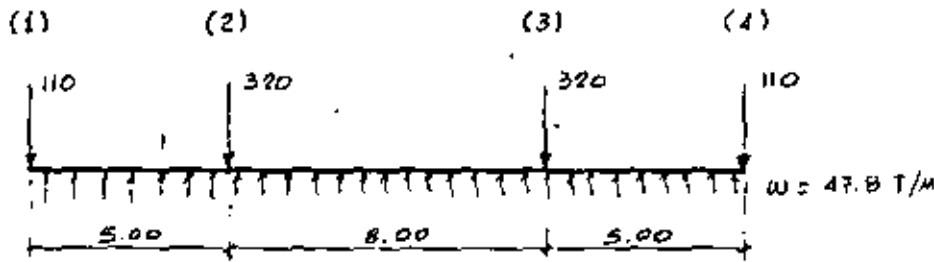
ING: RAUL GRANADOS GRANADOS

JULIO, 1980



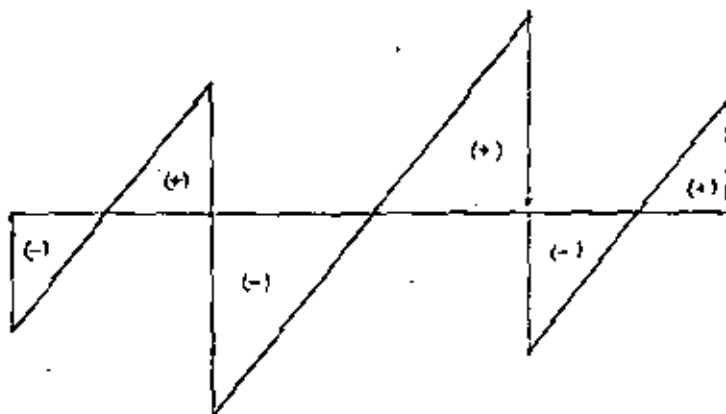
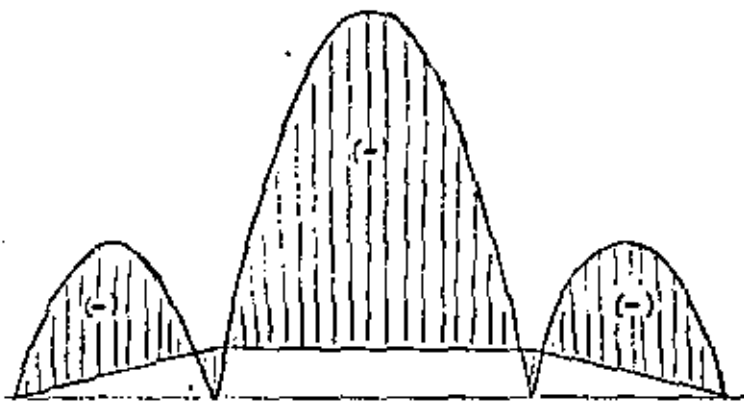
ANÁLISIS COMO VIGA FLOTANTE

DIRECCIÓN PARALELA A LOS EJES LETRA.



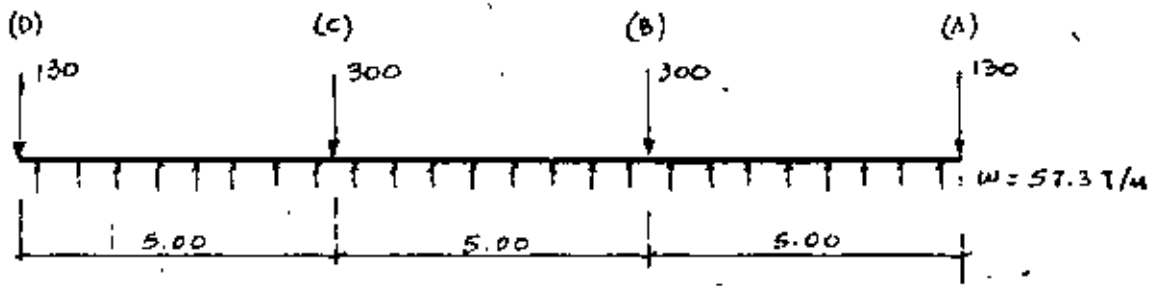
FZAS. EQUIV.	119.5	119.5	95.6	95.6	95.6	119.5	119.5	TON
Σ FZAS.	9.5	-104.9	191.2	-104.9	9.5			
CTE. PUNM.	9.5	-95.4	95.4	-9.5				
V x S	47.5	-381.6	381.6	-47.5				TM
M	0	47.5	-322.1	47.5	0			
V _{res}	-110	129	-191	191	-129	110		TON

SE CONSIDERA A TODA LA RETÍCULA EN CONJUNTO COMO UNA VIGA RÍGIDA "FLOTANTE" SOBRE EL SUELO Y SUJETA A UN ESTADO DE EQUILIBRIO ENTRE LAS CARGAS DE LAS COLUMNAS Y LA REACCIÓN DEL SUELO. SE EMPLEA EL MÉTODO DE NEWMARK PARA OBTENER LOS ELEMENTOS MECÁNICOS.

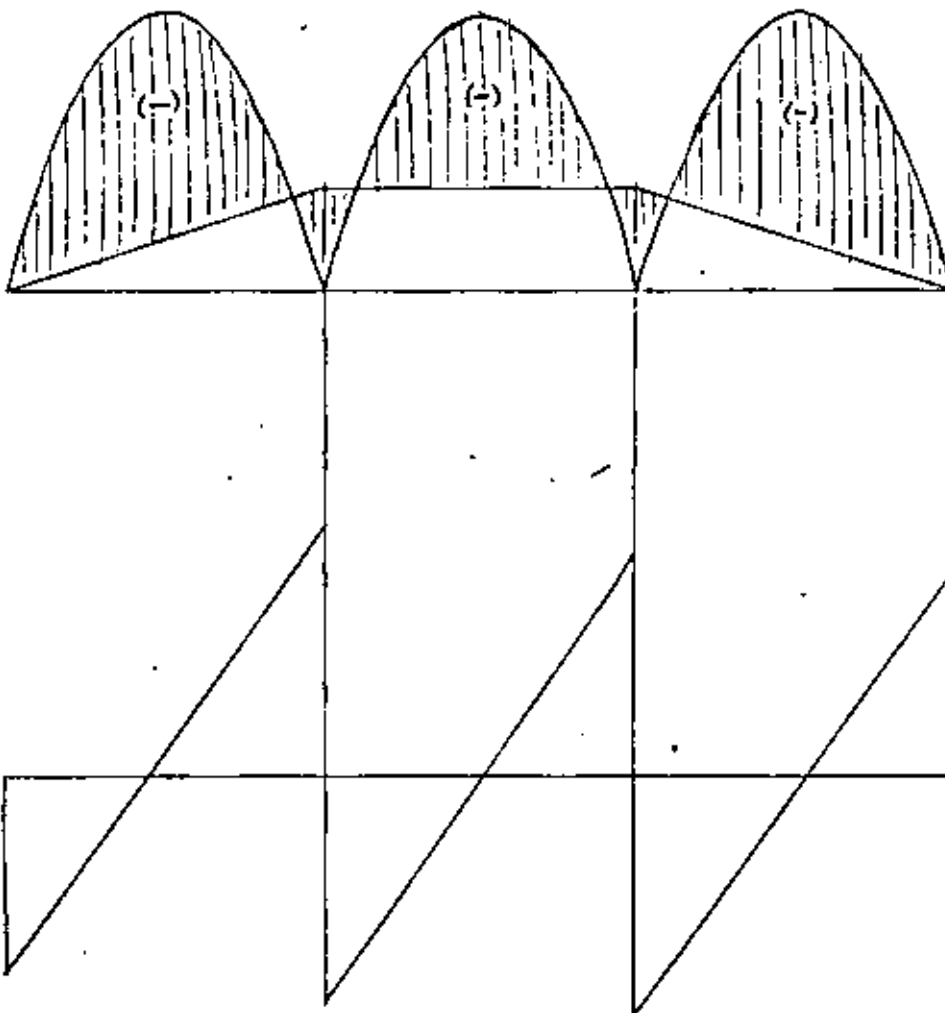


LOS ELEMENTOS MECÁNICOS SON PARA EL CONJUNTO Y DEBEN REPARTIRSE PROPORCIONALMENTE A LA RIGIDEZ DE CADA TRABE. (EJES A Y D Y EJES B Y C).

DIRECCION PARALELA A LOS EJES NUMERO



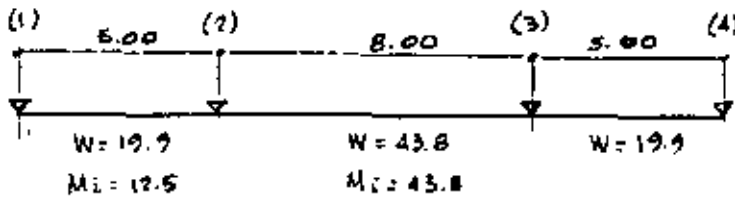
FZAS. EQUIV.	71.6	71.6	71.6	71.6	71.6	71.6	71.6	71.6	71.6	71.6	TON
$\Sigma FZAS$	-58.4	143.3	-156.8	143.3	-156.7	143.3	-58.4				
V PROM	-58.4	84.9	-71.9								
V = S	-146	212	-180								
M	0	-146	66	-114							
V real	-130	127	132	156.5	156.5	0	0				



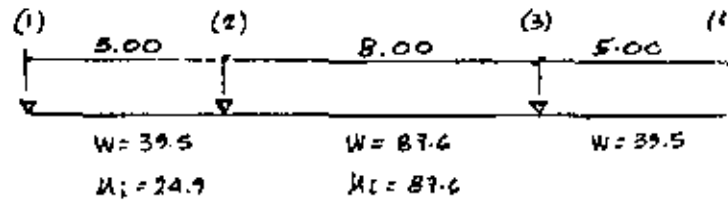
LOS ELEMENTOS MECANICOS DEBEN REPARTIRSE PROPORCIONALMENTE A LA RIGIDEZ DE CADA TRABE (EJES 1 Y 2 Y EJES 2 Y 3)

ANÁLISIS COMO PISO INVERTIDO

EJES A, D

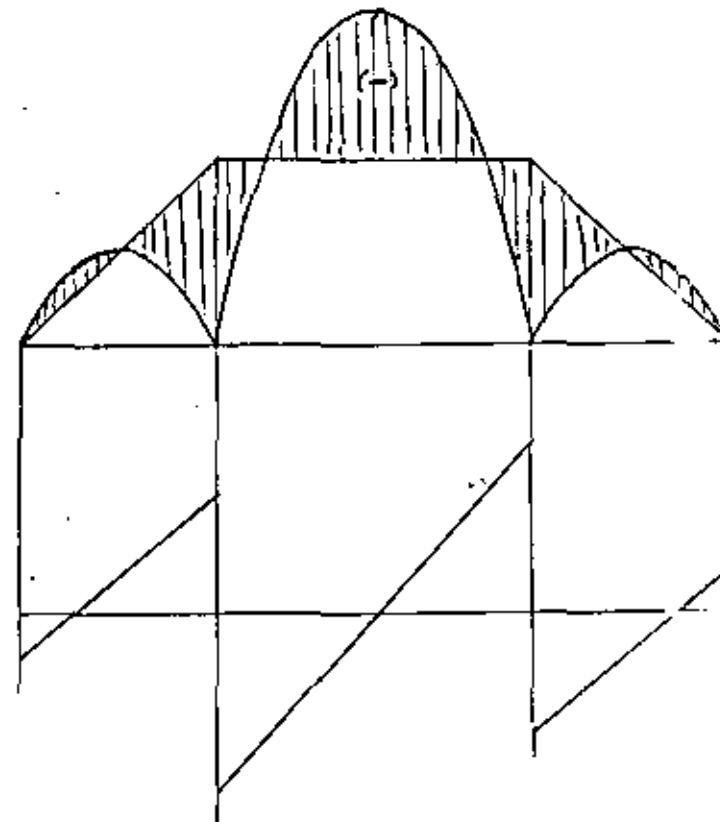
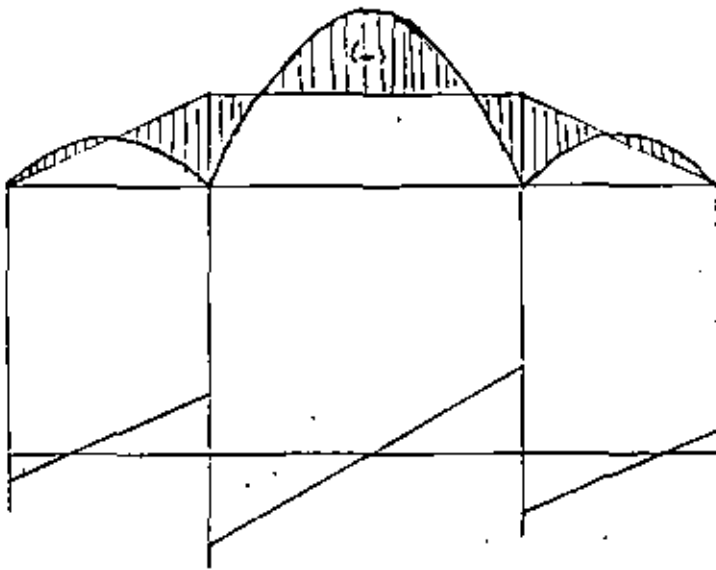


EJES B, C



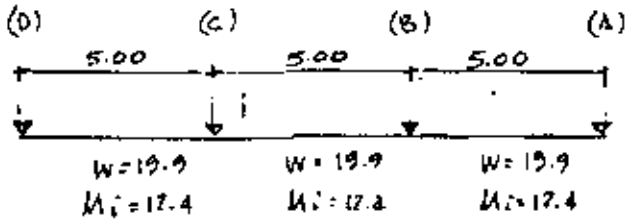
	0.55	0.45
	17.6	-29.2
	9.2	7.5
		-3.7
	2.0	1.7
	23.7	-23.7
-10.0	10.0	-21.9
4.7	4.7	0
-5.3	14.7	-21.9
5.3	36.6	

	0.55	0.45
	24.9	-58.4
	18.4	15.1
		-7.6
	4.2	3.4
	47.5	-47.5
-19.9	19.9	-43.8
9.5	9.5	0
-10.4	29.4	-43.8
10.4	73.2	

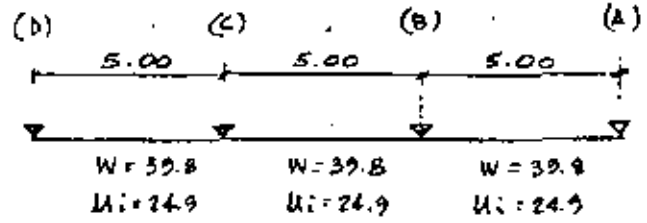


CADA TRABE SE ANALIZA INDEPENDIEMENTE
 SOMETIDA A LA REACCION DEL SUELO QUE ACTUA
 EN EL AREA TRIBUTARIA CORRESPONDIENTE.
 EL METODO EMPLEADO PARA EL ANALISIS ES EL DE CROSS.

EJES 1 y 4

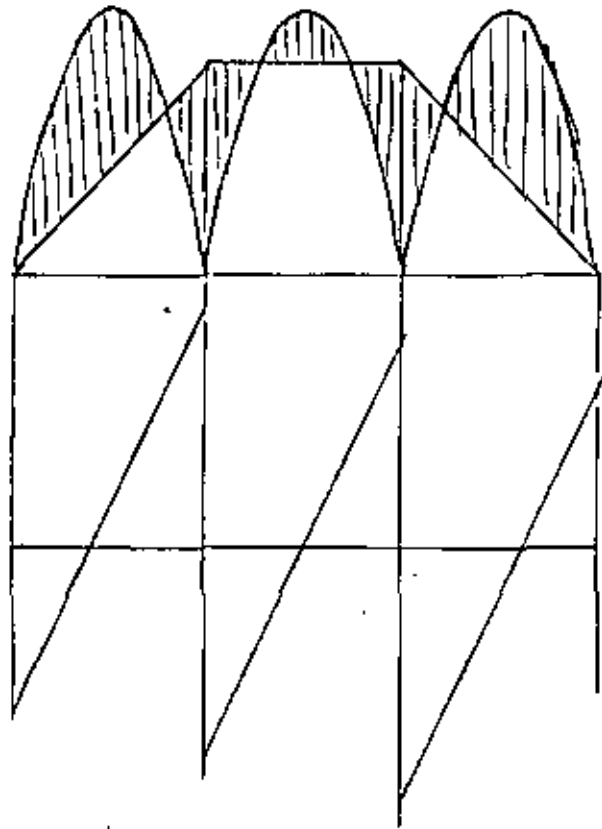
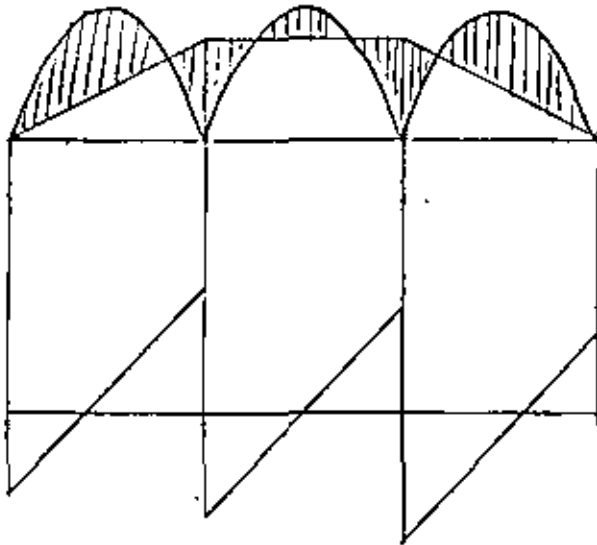


EJES 2 y 3



	0.43	0.57
	12.4	-8.3
	-1.8	-7.3
		1.2
	-0.5	-0.7
	10.1	-10.1
-10.0	9.9	-10.0
2.0	2.0	0
-8.0	11.9	-10.0
8.0	21.9	

	0.43	0.57
	24.9	-16.6
	-3.6	-4.6
		2.3
	-1.0	-1.3
	20.3	-20.3
-19.9	19.9	-19.9
4.1	4.1	0
-15.8	24.0	-19.9
15.8	43.9	



CIMENTACIONES PROFUNDAS

Cuando las capas superficiales son compresibles, se recurre generalmente a una cimentación compensada. Sin embargo cuando la profundidad de la excavación requerida para compensar el peso de una construcción excede de unos 5 m aproximadamente, (esta excavación corresponde a un edificio de unos 8 ó 9 pisos ubicado en la Cd. de México) se recurre a una cimentación pilotada.

Lo anterior está justificado desde el punto de vista económico, pues una excavación muy profunda requiere de una serie de elementos de protección como tablaestaca y troqueles que aseguren la estabilidad de los cortes así como de un bombeo continuo y un procedimiento de construcción muy cuidadoso. Todo esto tiene un costo elevado y requiere generalmente de mayor tiempo de ejecución que el que se necesita para hincar un cierto número de pilotes.

En otros casos será justificable el empleo de pilotes, aún en construcciones de pocos pisos, cuando las características de los mantos superficiales sean de naturaleza errática como en el caso de las zonas minadas o en terrenos donde exista un manto de roca volcánica muy fisurada o cavernosa. Asimismo en construcciones marinas (muelles) se emplean pilotes que llevan las cargas de la estructura a través del agua hasta el fondo del mar.

PILOTES

Son elementos que transmiten las cargas a estratos más resistentes o bien distribuyen los esfuerzos a lo largo de capas de cierta longitud.

Desde el punto de vista de la transmisión de carga pueden ser:

- a) De punta
- b) De fricción
- c) Mixtos

Según el material de que están hechos, se tienen pilotes de:

- a) Concreto
- b) Madera
- c) Acero
- d) Mixtos

Los pilotes de concreto, que son los más empleados en la actualidad pueden ser:

- a) Precolados de una sola pieza o dos con una junta (reforzados o presforzados. En este caso el diseño en general queda gobernado por los requisitos de izado y manejo especialmente si el pilote es largo.

Se hincan con un martillo especial con o sin perforación previa. Tienen el inconveniente de no poderse garantizar en ellos una verticalidad perfecta a menos que se haga perforación previa. Si son de punta pueden quedar cortos o largos de acuerdo con las variaciones de la capa resistente. Tienen el riesgo de romperse durante el hincado. Necesitan hincarse antes de realizar la excavación. Si son muy largos requieren una junta difícil de ejecutar.

Tienen la ventaja de poderse controlar la calidad del concreto y la posición del armado.

- b) Precolados formados por varios segmentos cortos. Este tipo consiste en una serie de cilindros de 1.50 a 2.00 m de longitud con un agujero en el centro por el cual se puede introducir una plomada óptica a fin de checar la verticalidad. Se pueden hincar con presión (sin golpeo) aún después de construir el edificio. Tienen ventajas en cuanto a control de calidad de los materiales y transporte. Tienen el inconveniente de la gran cantidad de juntas por lo que es conveniente añadirles unos alambres que se presfuerzan a fin de tener un trabajo más adecuado. Tienen la desventaja de requerir un gran lastre para su hincado.
- c) Colados in situ. Se requiere una excavación previa y en la mayor parte de los casos una camisa que sirve de ademe de protección de la excavación. Esta camisa en algunos casos se extrae durante el colado del pilote, en otros forma parte de él y queda ahogada. Tiene la ventaja de que se controla perfectamente la verticalidad y la profundidad de desplante. En cambio se requiere una supervisión especial para evitar que el concreto se mezcle con la arcilla o el agua, o bien que se mueva el armado durante el colado.

En algunos casos en este sistema se emplea una punta especial precolada de concreto que se hincan en la perforación previa de la misma manera que un pilote precolado y sobre esta punta se hace el colado de la parte restante del pilote (pilotes button bottom). En otros casos se realiza una ampliación en la base del pilote en forma de cono trunca-

do lo cual aumenta considerablemente su capacidad.

De acuerdo con su sección transversal, se tienen:



Una pila no es más que un pilote cuya sección transversal es grande con respecto a su longitud.

TABLA COMPARATIVA DE LAS CARACTERISTICAS DE
LOS PILOTES

TIPO	CAPACIDAD COMUN (TON)	VENTAJAS	DESVENTAJAS	USOS
Madera	20 - 25	Bajo Costo	-Baja Capacidad -Vida Corta -Deterioro	Estructuras Provisional Se usaron en la antigüedad.
Concreto Precolado	80 - 100	Buena Capacidad	-Deben reforzarse para maniobras de izado y manejo -Requieren espacio para su almacenamiento y colado. -Requieren de un tiempo previo a su hincado. -Requieren equipo pesado para su manejo e hincado. -Pueden quedar desviados. -Su longitud está limitada por razones de transporte. En este caso requieren juntas de campo.	Se usan en cimentaciones de puentes. Edificios, muelles, etc.
Concreto Colado in situ	80 - 300	-Gran Capacidad de Carga especialmente si tienen ampliación en la base. -Garantía de verticalidad. -Evitar las desventajas del hincado	-Requieren perforación previa. -Pueden requerir ademe, -Pueden requerir colados bajo el agua.	Mismas aplicaciones que los precolados.
Acero	100	-Buena capacidad -Facilidad de penetración.	-Daño por corrosión -Costo elevado -Poco efectivos por fricción.	Construcciones que admitan pilotes de punta se emplean para disminuir los hundimientos de un suelo compresible.
Mixtos		Combinan las ventajas y desventajas de los anteriores		Usos muy particulares.

DISEÑO DE UNA ZAPATA APOYADA EN PILOTES

Se pretende diseñar una zapata aislada, ubicada en un terreno con baja capacidad de carga. De acuerdo con la magnitud de las cargas la solución indicada es la utilización de pilotes.

CONDICIONES DE CARGA

1° $P = 280 \text{ Ton}$ (CARGAS GRAVITACIONALES)

2° $P = 280 \text{ Ton}$ $M = \pm 50 \text{ Tm}$ (CARGAS GRAVITACIONALES + SISMO)

El diseño estructural se hará de acuerdo a ACI 318-77

Factores de carga : 1° CONDICION : 1.65

2° CONDICION : 1.25

MATERIALES $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ CONCRETO

$F_y = 4200$ " ACERO

PILOTES : Sección circular ϕ 70 cm

CAPACIDAD : 80 TON (CONDICIONES ESTÁTICAS)

(DE PUNTA) $80 \times 1.33 = 106 \text{ TON}$ (CONDICIONES ACCIDENTALES)

A) NUMERO DE PILOTES

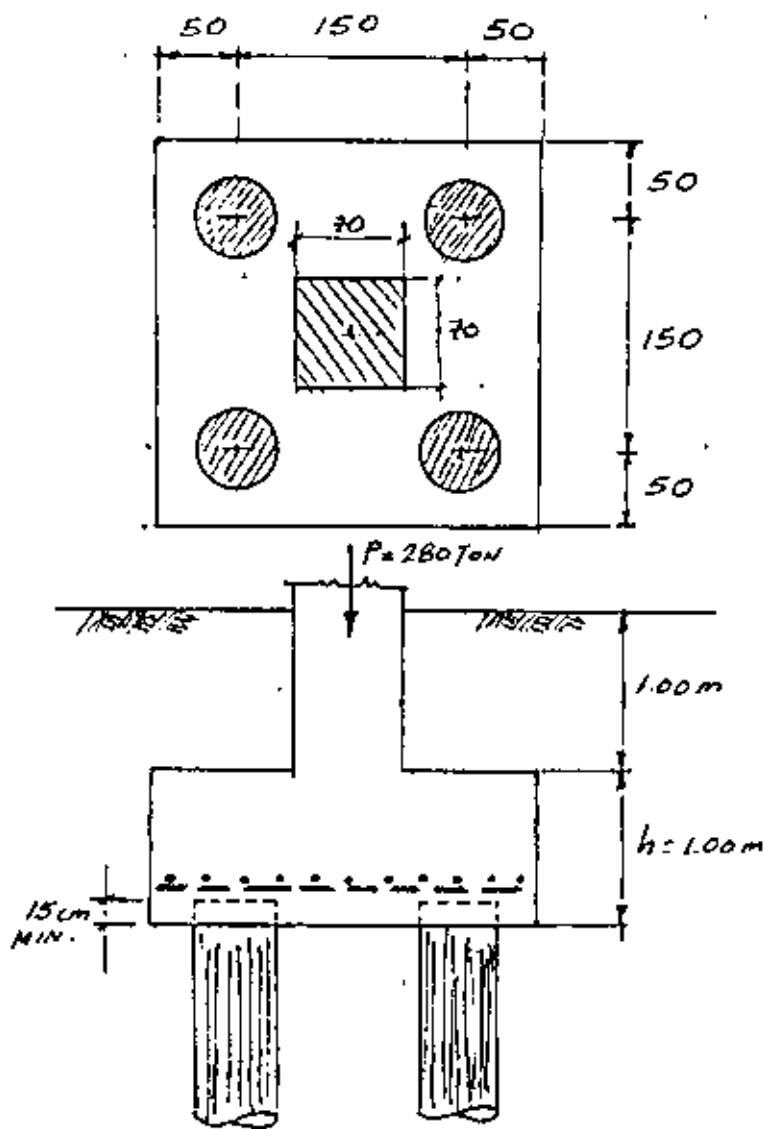
Se obtendrá para la primera condición

$$N = \frac{280 + p.p. zapata}{80} \approx 4$$

Puesto que no se conocen las dimensiones de la zapata el número de pilotes tendrá que ajustarse posteriormente si el peso de la misma lo amerita.

El número de pilotes obtenido hace pensar en una zapata cuadrada cuyas dimensiones en planta son las necesarias para contener los pilotes. La separación mínima entre pilotes generalmente es 3 diámetros (centro a centro).

B) ESQUEMA TENTATIVO



Estimación del peso de la zapata.

Peralte total supuesto: 1.00m

Peso = $2.50^2 \times 1.0 \times 2.4 = 15 \text{ Ton}$

Peso de la tierra situada sobre la zapata:

$2.50^2 \times 1.00 \times 1.6 = 10 \text{ Ton}$

C) REVISIÓN DE LAS FUERZAS EN LOS PILOTES

1ª CONDICIÓN (Cargas gravitacionales)

$$F_i = \frac{\Sigma P}{N} = \frac{305}{4} = 76.2 \text{ Ton} < 80 \quad \text{CORRECTO}$$

2ª CONDICIÓN (Cargas gravitacionales + sismo)

$$F_i = \frac{\Sigma P}{N} \pm \frac{M}{\Sigma d_i^2} d_i$$

En la expresión anterior d_i es la distancia de cualquier pilote al eje alrededor del cual se presenta la flexión.

$\sum d_i^2$ es el momento de inercia del conjunto de pilotes con respecto al eje de flexión, considerados como puntos pues su área es la misma para todos.

La fórmula anterior es la fórmula de la ecuación aplicada a un sistema elástico representado por los pilotes considerados como puntos que reciben los efectos exteriores (carga axial y momentos) a través de la zapata que se considera infinitamente rígida).

Substituyendo se obtiene: $\sum d_i^2 = 4 \times 0.75^2 = 2.25$

$$F_i = \frac{305}{4} + \frac{50}{2.25} \times 0.75 = 76.2 + 16.9 = 92.9 < 106$$

$$F_i = \frac{305}{4} - \frac{50}{2.25} \times 0.75 = 76.2 - 16.9 = 59.3 < 106$$

La fuerza mínima sobre los pilotes es menor que su capacidad y no se presentan tensiones. Por lo tanto las dimensiones de la zapata en planta y el número de pilotes son adecuados.

d) Peralte de la zapata

Este queda generalmente condicionado por cortante. Puesto que la sección crítica por cortante se localiza a medio peralte efectivo "d" de las caras de la columna, es necesario proceder por tanteos.

Suponiendo $d = 70$ cm

El cortante resistente está dado por:

$$V_r = \phi \sqrt{f_c'} b_o d$$

ϕ : factor de reducción de resistencia = 0.85 para cortante

b_o : perímetro de la sección crítica de cortante

$$V_c = 4(70 + 35 + 35) = 560 \text{ cm}$$

$$V_r = 0.85 \sqrt{200} (560) 70 = 471\,000 \text{ kg}$$

$$V_r = 471 \text{ Ton} > V_u = 1.65 \times 280 = 462 \text{ Ton}$$

Se tomará $d = 70 \text{ cm}$ para el diseño por flexión
NOTA. Las zapatas deben revisarse por cortante suponiendo que son vigas anchas, sin embargo en este caso no procede esta revisión pues la sección de falla para esta condición se presenta a un peralte de la cara de la columna o sea que se localiza "mas allá" del centro de los pilotes.

E) DISEÑO DEL REFUERZO POR FLEXION

La sección crítica por flexión se localiza en el paño de la columna

$$1^{\text{a}} \text{ CONDICION } M_u = 1.65 \times 2 \times 76.2 \times 0.40 = 101 \text{ Tm} \quad \text{Rige}$$

$$2^{\text{a}} \text{ CONDICION } M_u = 1.25 \times 2 \times 92.9 \times 0.40 = 93 \text{ Tm}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{10100\,000}{0.90 \times 250 \times 70^2} = 9.2 \quad \rho = 0.0023$$

$$A_s = 0.0023 \times 250 \times 70 = 40 \text{ cm}^2$$

$$21 \text{ VARAS } \# 5 \text{ e } 21$$

F) ADHERENCIA

La longitud de las varillas, a partir del paño de la columna es 90 cm que es mayor que la longitud de desarrollo para la varilla del # 5 en las condiciones de este problema.



DISEÑO DE UN PILOTE

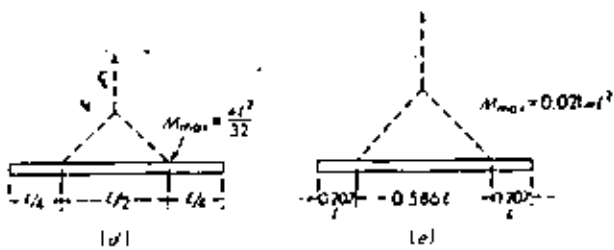
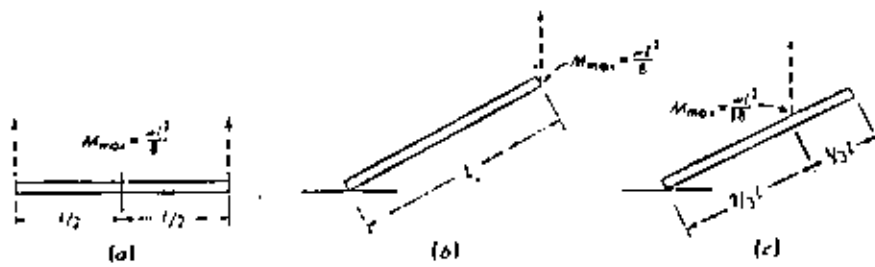
El pilote en su posición final dentro del suelo, generalmente se concibe como un elemento sometido a carga axial pura. Eventualmente pueden diseñarse los pilotes para resistir carga axial y momento aunque esto requerirá generalmente de una sección transversal muy grande (pila). El momento en este caso es provocado por el efecto de una fuerza horizontal de viento o de sismo, que al actuar sobre una cimentación superficial flexible desplantada en un terreno compresible, puede provocar un desplazamiento de la cabeza de los pilotes. En tales condiciones el diseño estructural - corresponde al de un miembro sometido a flexocompresión.

Cuando los momentos flexionantes son grandes, puede ser conveniente el empleo de pilotes inclinados en lugar de aumentar la sección transversal. Tal es el caso de una cimentación para un muelle en donde puede existir un tramo importante del pilote sin restricción lateral.

En caso de no existir desplazamientos horizontales se puede considerar que el pandeo del pilote está evitado por el confinamiento natural que le proporciona el suelo circundante, sin embargo en terrenos exageradamente blandos puede ser necesario revisar tal posibilidad de pandeo.

En los pilotes precolados es necesario revisar las condiciones de flexión a que está sometido en las diferentes etapas previas al hincado (ver figura)

A continuación se muestra el diseño detallado de un pilote.



w : peso Kg/m

FORMAS DE IZADO

DISEÑO DE UN PILOTE

Se diseñará un pilote con las siguientes características

$$P = 90 \text{ TON (compresión)} \quad P = 30 \text{ TON (Tensión)}$$

$$L = 14.00 \text{ m}$$

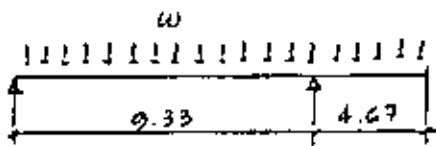
Sección cuadrada 50×50

El pilote será precolado y reforzado. De un solo tramo.

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

$$F_y = 3000$$

A) CONDICION DE LADO



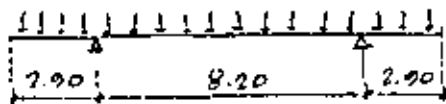
$$\text{Peso del pilote} \\ w = 0.50^2 \times 2.4 = 0.6 \text{ T/m}$$

$$M_{\max} = \frac{0.6 \times 9.33^2}{2} = 6.57 \text{ Tm}$$

Para esta condición se tomará un factor de carga = 1.1 por ser una condición temporal

$$M_u = 1.1 \times 6.5 = 7.15 \text{ Tm}$$

B) TRANSPORTE Y ESTIBA



$$M = \frac{0.6 \times 8.20^2}{2} = 3.3 \text{ Tm}$$

En esta condición se considera un incremento del peso por impacto de 30%.

El factor de carga será 1.4

$$M_u = 1.4 \times 3.3 = 4.6 \text{ TM}$$

C) DISEÑO POR FLEXION

Se diseñara para $M_u = 7.15 \text{ TM}$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{715000}{0.90 \times 50 \times 45^2} = 7.8 \quad \rho = 0.0027$$

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 \text{ en cada cara.}$$

Se pondra 1 var. #8 en cada esquina. Esto da mas que el acero requerido por flexion y representa 0.008 de la seccion total, que es un porcentaje ligeramente menor que el minimo para columnas (0.01)

D) DISEÑO POR CORTANTE

$$V_u = 1.1 \times 0.6 \times 4.67 = 3.1 \text{ Ton}$$

$$V_r = \phi 0.5 \sqrt{f'_c} b d \quad (\text{sin refuerzo})$$

$$V_r = 0.85 \times 0.5 \sqrt{250} \times 50 \times 45 = 15100 \text{ kg} > V_u$$

No se requiere refuerzo

E) DISEÑO COMO COLUMNA CORTA.

$$P_u = 1.6 \times 90 = 144 \text{ Ton}$$

$$P_r = \phi (0.85 f'_c A_g + A_s F_y) \quad (\text{Columna de estribos})$$

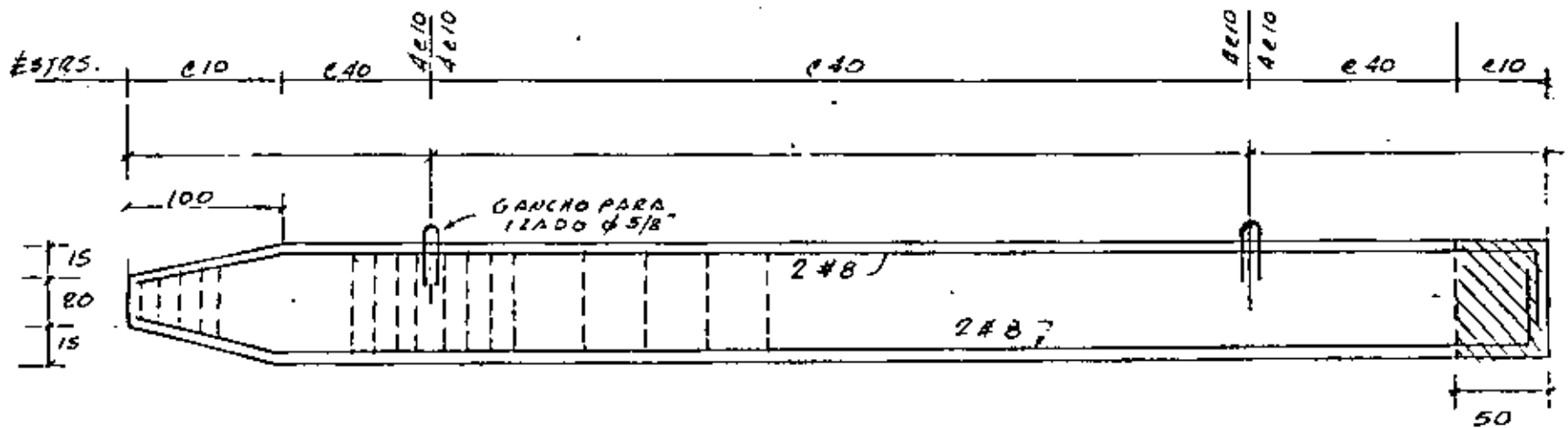
$$P_r = 0.70 (0.85 \times 250 \times 50^2 + 20 \times 3000) = 348000 \text{ kg} > P_u$$

Estribos $\phi 3/8 @ 40 \text{ cm}$ (16 D)

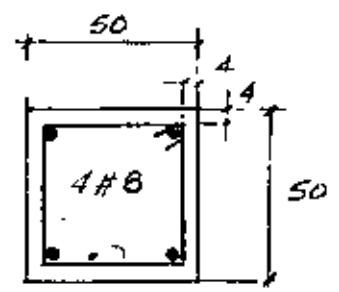
F) DISEÑO POR TENSION.

$$P_u = 1.6 \times 30 = 48 \text{ ton.}$$

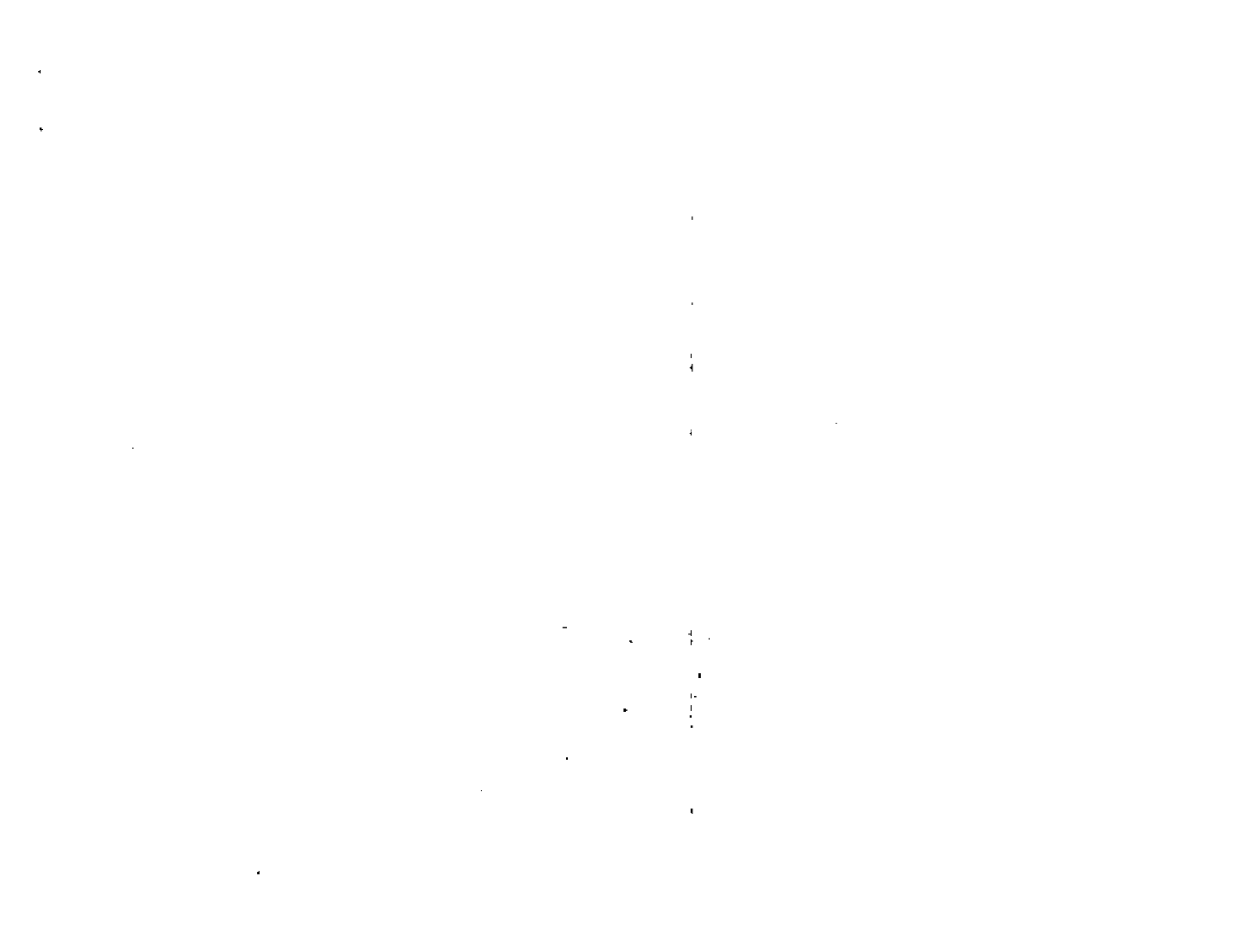
$$P_r = \phi A_s F_y = 0.90 \times 20 \times 3000 = 54000 \text{ kg} > P_u$$



ZONA POR
 DEMOLER
 PARA ANCIAR
 EL ARMADO EN
 LA CIMENTACION.



LESIRS. # 3





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ANALISIS DE DEFORMACIONES

ING . JOSE SPRINGALL CARAM

Julio, 1980



11. DESPLAZAMIENTOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Este tipo de cimentaciones es utilizado cuando las capas superficiales del subsuelo son incompetentes como terreno de cimentación. Trabajan transmitiendo las cargas de la estructura a estratos de suelo más resistentes y menos compresibles o distribuyéndolas por fricción (a lo largo de elementos tales como pilas y pilotes) en espesores más o menos grandes de suelos blandos o sueltos. Este último caso se presenta cuando el estrato resistente es muy profundo o cuando los suelos blandos están sujetos a un proceso de consolidación.

En el análisis de cimentaciones profundas debe estudiarse razonablemente su comportamiento, ya que los desplazamientos pueden llegar a ser importantes y darse la situación de que la solución adoptada resulte inútil y a veces perjudicial. Por ejemplo, un edificio cimentado con pilotes de punta en un sitio afectado por hundimiento regional, como la Ciudad de México, y además colindando con cimentaciones superficiales. Otro ejemplo, también visto en la Ciudad de México, lo es el empleo de pilotes de fricción cortos en suelos arcillosos compresibles de gran espesor, que pueden afectar un mayor volumen de suelo compresible que el involucrado por la losa o cajón que les transmite las cargas (Fig. 5).

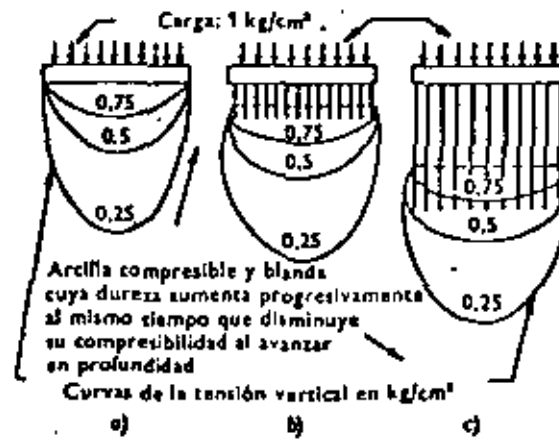
El asentamiento de un grupo de pilotes tiene dos componentes:
a) la deformación elástica o acortamiento de los pilotes, y b) el hundimiento debido a la deformación de los estratos de suelos debajo de la punta de los pilotes.

El asentamiento del grupo generalmente es mayor que el de un pilote aislado sometido a la misma carga que cualquiera de los del grupo, excepto cuando los pilotes se apoyan en roca o en un estrato potente de suelo de muy baja compresibilidad. Esto puede demostrarse a partir del volumen del suelo compresible afectado por la sollicitación impuesta en uno y otro caso, lo que se ilustra en la Fig. 6.

En los análisis de asentamientos se considera que el grupo de pilotes es una gran pila de mismas dimensiones en planta que la envolvente del conjunto y de misma longitud que la profundidad de la punta respecto a la superficie del terreno adyacente al edificio.

Para el cálculo de la deformación elástica o acortamiento de los pilotes se aplica la teoría de la elasticidad. En cambio, para el desplazamiento de la punta del grupo de pilotes no existe un método único, sino criterios aislados que el ingeniero debe elegir y aplicar conforme a las condiciones particulares del caso en estudio.

Las principales dificultades en este cálculo son la determinación de la carga transmitida por los pilotes del grupo, su distribución a lo largo del fuste, la distribución de esfuerzos bajo la punta



Arcilla compresible y blanda
cuya dureza aumenta progresivamente
al mismo tiempo que disminuye
su compresibilidad al avanzar
en profundidad

Curvas de la tensión vertical en kg/cm²

Fig. 5

COMPARACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS VERTICALES ENTRE a) UNA PLACA SUPERFICIAL,
b) UNA PLACA CON PILOTES CORTOS, c) UNA PLACA CON PILOTES LARGOS

(Reproducida de la Ref. 6)

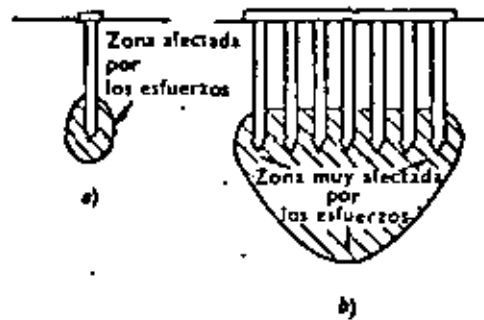


FIG. 6

COMPARACIÓN DE LAS ZONAS SOMETIDAS A ESFUERZOS BAJO UN PILOTE ÚNICO Y BAJO UN GRUPO
DE PILOTES
a) pilote único; b) grupo de pilotes.

(Reproducida de la Ref. 6)

y la determinación de las propiedades de los suelos del estrato compresible.

En los siguientes puntos se presentan algunos criterios usuales, advirtiéndose que la magnitud del asentamiento obtenido debe tomarse como aproximado e interpretarlo de acuerdo a la experiencia local y al criterio del ingeniero.

1.1.1 Pilotes de punta apoyados en estratos resistentes muy potentes

Si la punta de los pilotes se encuentra apoyada en roca, suelos cohesivos duros, arena y/o gravas compactas o muy compactas y el espesor del estrato de apoyo es grande, el asentamiento del grupo será igual a la suma de la deformación elástica de los pilotes más la deformación inmediata o elástica del terreno de apoyo. Esta se valúa con la teoría de la elasticidad, considerando que la carga se aplica uniformemente en un plano horizontal que pasa por la punta de los pilotes, en un área definida por la envolvente de éstos, siempre que la separación entre centros de pilotes no exceda de un 20 % de su longitud. Cuando la separación es mayor, la deformación del conjunto será igual a la de un pilote individual, pues éstas actúan como columnas.

Algunas formaciones rocosas tienen espesores importantes muy degradados por intemperismo (principalmente rocas ígneas intrusivas y rocas metamórficas), cuya compresibilidad puede

ser importante. Estos suelos residuales frecuentemente contienen fragmentos mas o menos sanos que impiden el paso a los pilotes. En esta situación el cálculo de la magnitud y distribución del asentamiento es incierto y, a menos que el análisis se apoye en una exploración exhaustiva del subsuelo, la solución del problema consiste en atravesar la roca intemperizada, hasta apoyar la punta de los pilotes en la roca incompresible.

11.2 Pilotes de punta apoyados en estratos resistentes colocados sobre suelos compresibles

El método de cálculo más común considera la carga del grupo de pilotes distribuida uniformemente en su punta y en el área de la envolvente. A partir de este plano horizontal el incremento y distribución de esfuerzos se valúan con la solución de Boussinesq (Fig. 7). El cálculo de la deformación se hace aplicando la teoría de consolidación de Terzaghi.

11.3 Pilotes de fricción en arcilla

Todos los métodos suponen que un grupo de pilotes de fricción en arcilla blanda se comporta como una gran pila que transmite la carga neta de los pilotes a través de un plano paralelo a la base del conjunto. La principal diferencia entre los diferentes métodos está en la profundidad de dicho plano y el criterio para el cálculo de la distribución de esfuerzos impuestos. Así mismo, hay diferencias en la elección del espesor de suelo compresible.

El criterio más utilizado es el de Peck, que supone la carga aplicada en el tercio inferior de los pilotes (Fig. 8) y una distribución lineal con pendiente 1:2 (horizontal a vertical). El estrato compresible se extiende a partir del mismo plano de aplicación de la carga. El asentamiento así calculado generalmente es mayor que el real. Sowers y Sowers recomiendan corregir el método considerando que el espesor compresible se extiende a partir de la punta de los pilotes. En todo caso, se aplica la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

En otros métodos la distribución de esfuerzos se calcula con Bousinesq, a partir del mismo plano (en el tercio inferior de los pilotes). Otros consideran la carga aplicada en el cabezal de los pilotes y distribuida según líneas con pendiente 1:2 ó 1:4 (horizontal a vertical), como se muestra en las Figs. 9 y 10.

De lo expuesto en el párrafo anterior se deduce que el problema no está resuelto y que el criterio de cálculo lo debe elegir el ingeniero de acuerdo a su experiencia y conocimiento del suelo del sitio en estudio.

En el estudio de este tipo de cimentaciones debe tenerse presente que la longitud de los pilotes y la separación relativa entre éstos contribuyen apreciablemente a disminuir la magnitud de los

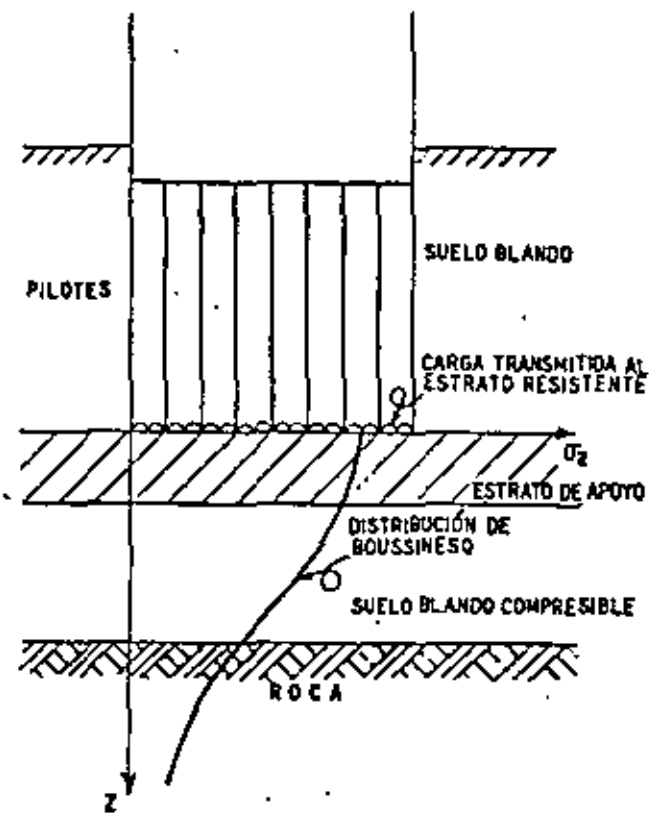


FIG. 7 Método para calcular asentamientos bajo pilotes de punta.

(Reproducida de la Ref. 8)

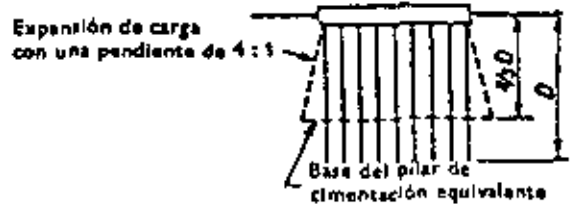


FIG. 9 (reproducida de la Ref.6)

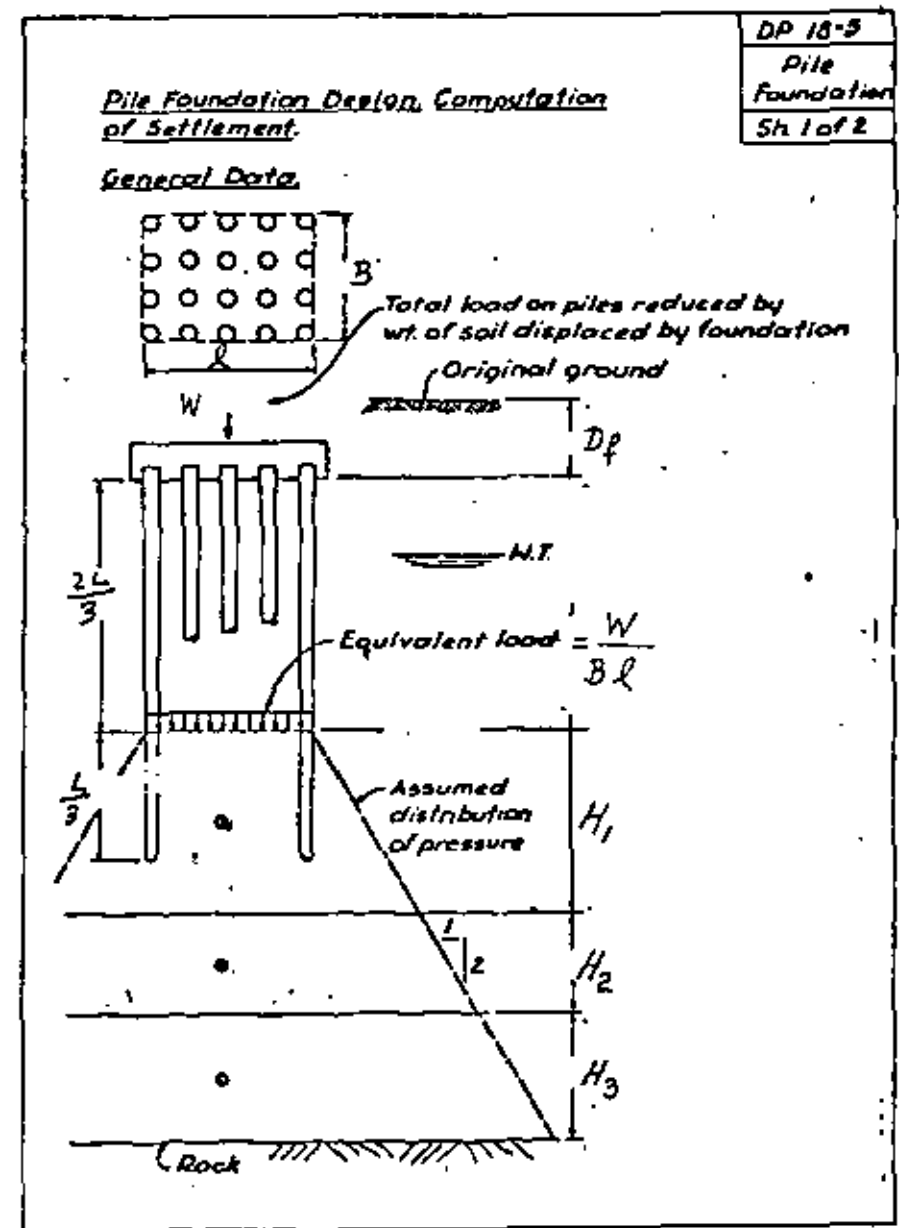


FIG. 8 Distribución de esfuerzos en una cimentación de pilotes de fricción en arcilla blanda (reproducida de la Ref. 4.)

asentamientos. Al respecto es conveniente reproducir el siguiente párrafo de la Ref. 2. "Si la profundidad de los pilotes es varias veces mayor que el ancho de las zapatas o cabezales y estos están muy separados entre sí, el asentamiento de la cimentación sobre pilotes será pequeño, por malo que sea el suelo. Pero si, por el contrario, dicha profundidad es mucho menor que el área cargada y esta área es grande, el asentamiento final puede resultar excesivo aún bajo una carga muy moderada". La Fig. 11 ilustra este problema.

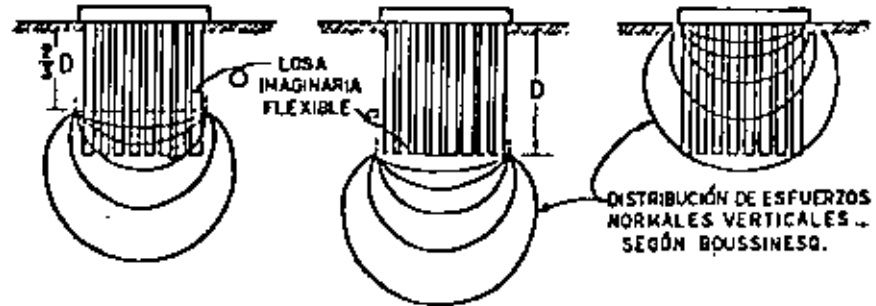


FIG. 10

hipótesis para calcular la distribución de esfuerzos bajo grupos de pilotes de fricción (Ref. 40).

(a) PILOTES DE FRICCIÓN EN ARCILLA HOMOGÉNEA SUAVE.

(b) PILOTES DE FRICCIÓN EN ARCILLA SUAVE — SUBYACIDA POR ARCILLA MUY DURA.

(c) PILOTES DE FRICCIÓN EN ARENA SUBYACIDA POR ARCILLA SUAVE.

(reproducida de la Ref. 8)

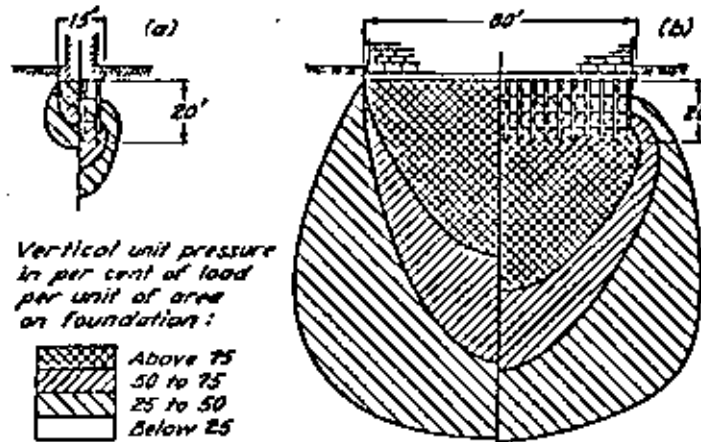


FIG. 11

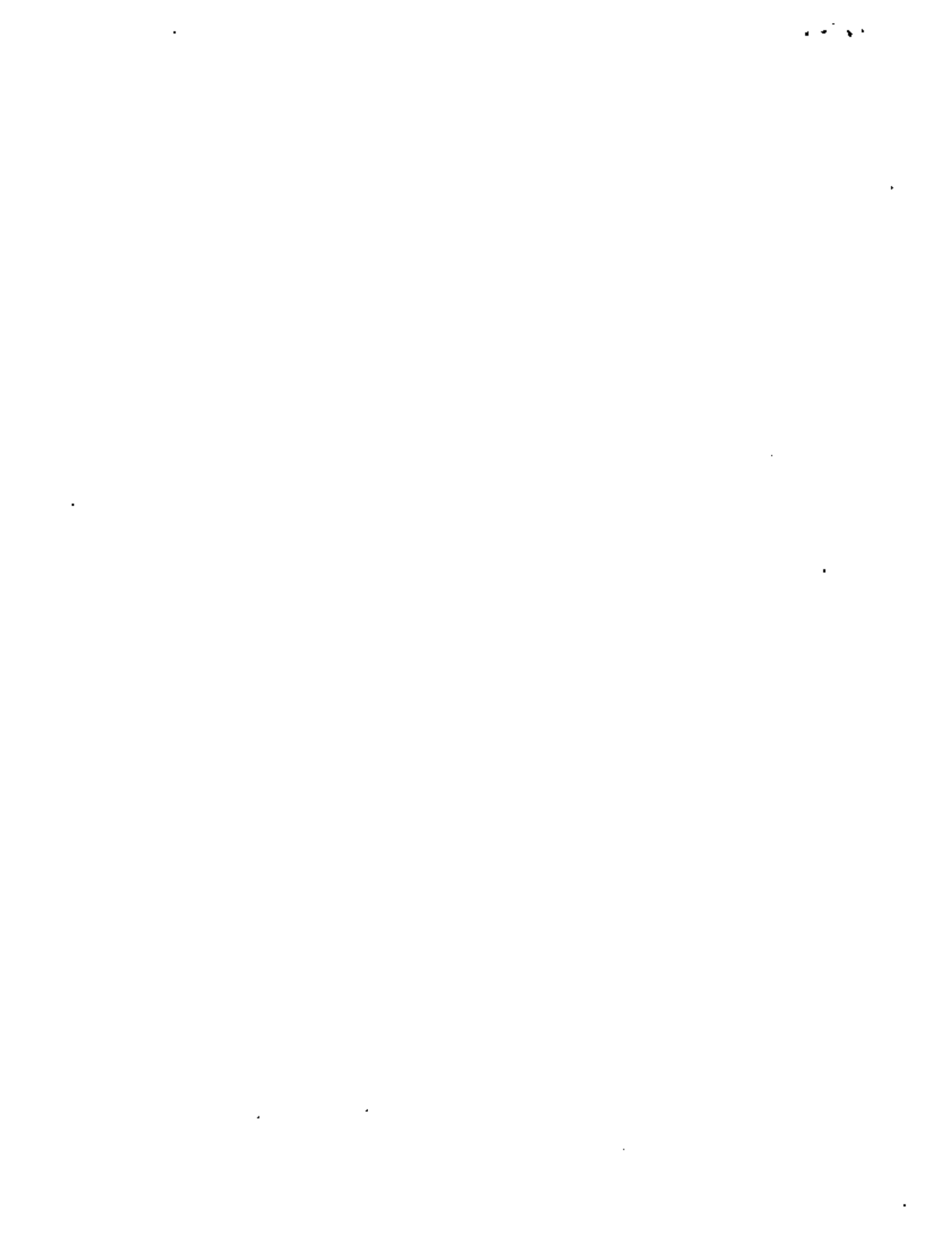
Diagram illustrating increase of vertical pressure in soil beneath friction pile foundations having piles of equal lengths carrying equal loads. In (a) width of foundation is small compared to pile length. In (b) width of foundation is large compared to pile length.

(Reproducida de la Ref. 2)

REFERENCIAS

1. Juárez Badillo E., A. Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo II, LIMUSA, México, 1974.
2. Terzaghi K., R.B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, 1967.
3. Zeevaert L., Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold Co., 1973.
4. Peck R.B., W.E. Hanson, T.H. Thornburn, Foundation Engineering, Wiley, 1974.
5. Marsal R.J., M. Mazari. El Subsuelo de la Ciudad de México, UNAM, 1969.
6. Tomlinson M.J., Diseño y Construcción de Cimentaciones, URMO, Bilbao, 1971.
7. Sowers G.B., G.F. Sowers, Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. LIMUSA, México, 1972.
8. Rico A., H. del Castillo, La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Volumen 2, LIMUSA, México, 1977.
9. Diversos autores, V. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), 1970. Lo relativo a cimentaciones en Minatitlán-Coatzacoalcos-Pajaritos, Guadalajara, Monterrey, Ciudad de México.
10. Diversos autores. VI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, 1972. Lo relativo a cimentaciones en Acapulco, Morelia, Tampico, Península de Yucatán.
11. Diversos autores, VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, 1974. Lo relativo a cimentaciones en Ensenada, La Paz, Mexicali, Hermosillo, Guaymas, Obregón, Navojoa, Los Mochis, Culiacán y Tijuana.

ANEXO C



calculating and factors affecting

by ERIC E. JORDEN,* MSc, PEng

Introduction

THIS PAPER tabulates methods of calculating settlement in sand and reviews the factors affecting the magnitude of this settlement. The point is made that because the methods give different answers it is necessary to always calculate settlement using several methods. The range of values obtained should be reported as well as the average value.

Some of these methods have been presented recently and others have been in use for many years. All have been developed by conscientious workers striving to provide as exacting a solution as possible. These workers have been aware of the great reliance placed on penetration testing in granular material on the one hand and our imperfect understanding of the relationships between penetration resistance and engineering properties on the other.

The Standard Penetration Test and the static Dutch cone test on which these methods are based have been standardised, but because of our crude understanding of the relationship between penetration resistance and compressibility (the test methods are not crude as has been suggested) the various methods give different answers for the magnitude of settlement. Penetration testing is the most practical means of assessing settlement in sand and comes closer to a statistical approach to the problem than more refined and expensive methods. A lot of sand and gravel covers the earth's surface. A proper approach to the utilisation of the various methods is needed for calculating settlement in these deposits.

Methods of calculating settlement

The methods are tabulated in Table I. Several authors have reviewed and discussed these methods (Simons 1975, Sutherland 1974, Schmertmann 1970, Webb 1959). Most methods tend to give a maximum value of settlement, some are more conservative and one or two give the maximum probable settlement more often than others. Three methods permit a calculation of settlement for incremental layers. All the methods have been derived for either the SPT or static Dutch cone but all may be used interchangeably with the help of the correlations in Chart 1B tempered with engineering judgement.

However, it should be noted in using Chart 1B that Meyerhof (1976) has observed no significant change in the ratio q_c/N as particle size changes and considers that a ratio of 3 to 5 is appropriate for both sand gravel sizes.

The methods have been tabulated so as to permit a calculation of settlement using either the formulae or the accompanying charts. The original sources

should be studied for a better understanding of the use of the methods. This is particularly the case for the methods by Alpan (1964) and Parry (1971). Otherwise, the methods can be used without recourse to additional reference material.

The first is the original Terzaghi and Peck (1948) method and the next five represent modifications of the original. The methods vary in their treatment of the measured N value, the overburden pressure, the depth to ground water and the depth of embedment. The correction for overburden is the most significant but even this correction varies from one method to another, although Meyerhof (1976) has suggested on the basis of recent studies that the overburden correction by Peck (Chart B) may be close to the correct solution. There appears to be a less conservative approach to ground water as the various methods evolved.

The original method by Terzaghi and Peck is very conservative. It has been suggested by Sutherland (1974), on the basis of work by Bazaraa (1967), that the factor 3 in the original formula can be replaced by 2 and a more realistic prediction of the maximum probable settlement obtained. It seems possible to go further, however, and replace the 3 by one to obtain an average value. The range of "average" settlements obtained using different methods would give a good appreciation of the minimum and maximum probable settlement.

The remaining five methods reflect a different approach to the problem of calculating settlement, in that the compressibility or equivalent elastic modulus is calculated for the sand. Correlations are established between penetration test results and the sand modulus, E , or the compression index, C . The methods by D'Appolonia *et al* (1970) and Parry (1971) are obvious modifications of the classic elastic equation. These two methods are based on direct correlations with Standard Penetration Test results. The remaining three methods, by De Beer and Martins (1957), Meyerhof (1965) and Schmertmann (1970), obtain E or C from static Dutch cone test results.

Correlations between E and N (Webb, 1959) might also be utilised in applying the method by Schmertmann and possibly also in applying the method by De Beer and Martins (1957) and D'Appolonia *et al* (1970). This should be done with caution, however, it must be observed that calculated values of E using the correlations by D'Appolonia and by Webb do not agree well particularly for low values of N . There appears to be considerable interest in the approach by Schmertmann. The method should be applied where possible and the results carefully analysed and reported.

Only the methods by De Beer and Martins (1957), Meyerhof (1965) and

Schmertmann (1970) calculate settlement for incremental layers. It seems expedient, however, when a relatively incompressible stratum is near the surface, to take a proportion of the settlement calculated by each of the other methods depending on the thickness of the sand layer. The proportion might be the depth to the incompressible stratum divided by 1.5 B . The settlement so obtained could be compared to that obtained by the more appropriate methods.

A conservative estimate of maximum settlement may also be made from a more recent expression by Meyerhof (1974) as follows:

$$s = \frac{pB}{2q_c}$$

where p is net foundation pressure, q_c is the average static cone resistance within a depth approximately equal to the footing width B , and all symbols are in consistent units.

A similar expression has been derived for standard penetration test results as follows:

$s = pVB/2N$ where B is in inches, p is in tsf , and N is the average within a depth B . In silty sand twice the right-hand side is used.

Simons (1975) highlighted the variation in predicted settlement in a deposit of sand. In this case the water table was near the ground surface. The sand was generally medium dense for the upper 11m and dense below this depth. It was shown for a 10m square base embedded one metre that predicted settlement using 10 different methods varied from 5 to 36mm. The nature of the actual values predicted by each method, i.e., whether high or low, is not significant because these would change as soil conditions and footing geometry changes. It is only important to realise the considerable range in predicted settlement for a single structure.

A revealing comparison was made by Simons *et al* (1974). Eight methods were used to predict the settlements of 6 structures for which settlements have been observed. The results are summarised in Table II.

The authors observed that the methods by Alpan and Schmertmann gave the best agreement with observed settlement on average but that the ranges of calculated to observed settlements were very wide.

More interesting, perhaps, is the similarity of the nature of the predictions by the three methods, Terzaghi and Peck, modified by Meyerhof (1965); Peck and Bazaraa (1969) and Parry (1971). For these three methods the averages fall within the narrow range of 0.63 to 0.72 and the range for each method falls within the range of 0.1 to 1.4. The upper and lower limits to the ranges exhibit a very narrow range within themselves going from 0.1 to 0.3 and 1.1 to 1.4.

*Maritime Testing Ltd., Halifax, Nova Scotia, Canada. Formerly with W. S. Atkins & Partners, Epsom, UK

CHART 1

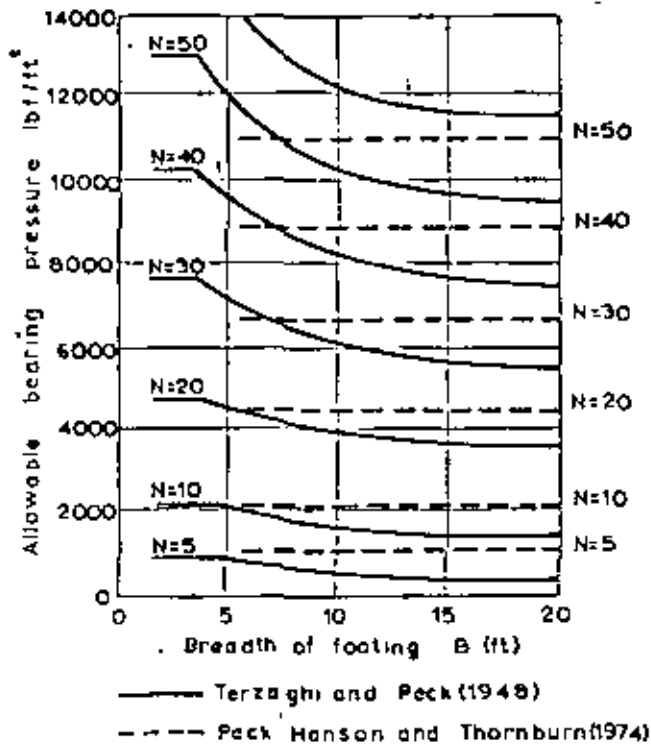
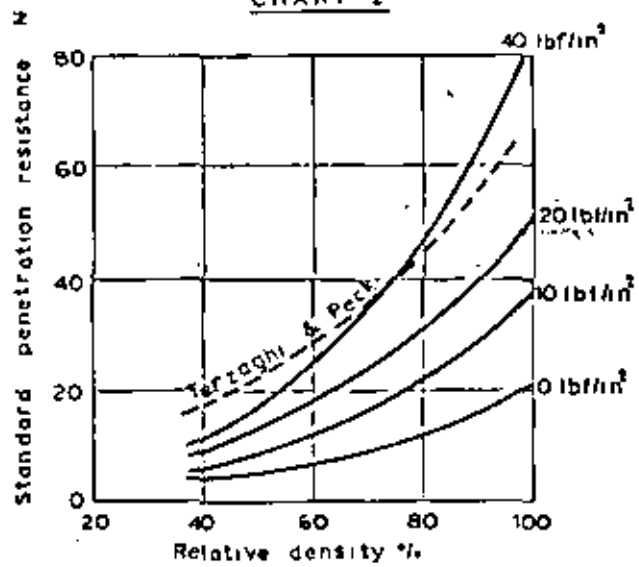


CHART 2



(GIBBS & HOLTZ 1957)

CHART 3

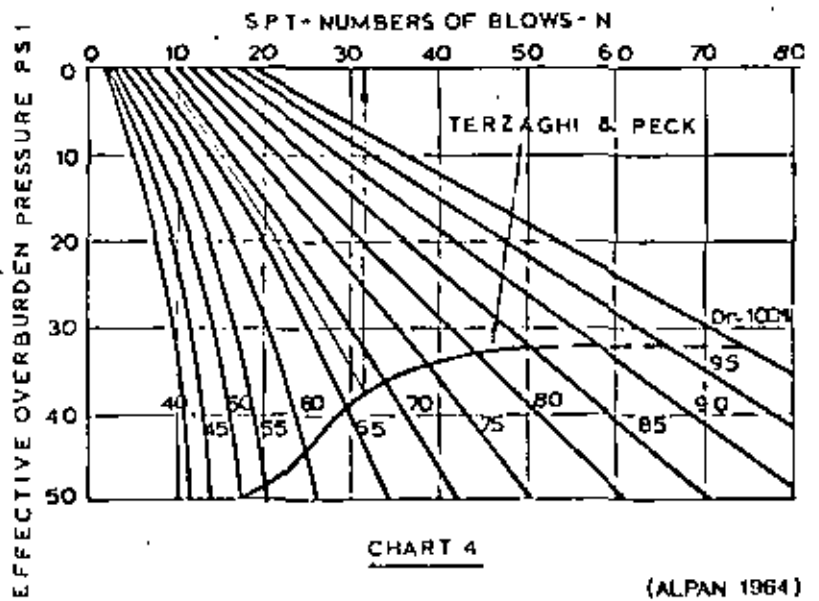
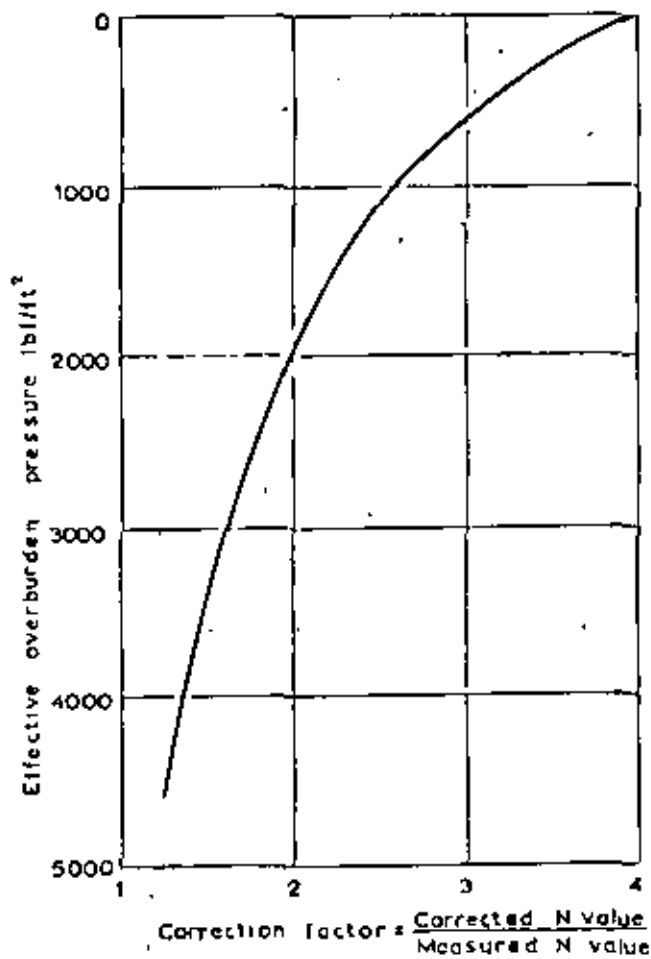


CHART 4

(ALPAN 1964)

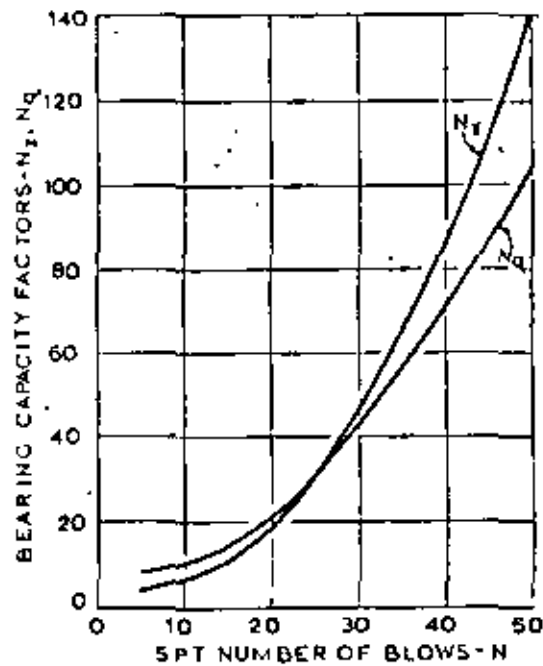


CHART 5

TABLE 1. METHODS OF CALCULATING SETTLEMENT

	TERZAGHI & PECK (1948)	GIBBS & HOLTZ MODIFICATION (1957)	ALPAN MODIFICATION (1964)	MEYERHOF MODIFICATION (1965)	PECK & BAZARAA MODIFICATION (1969)	PECK MODIFICATION (1974)
Formula	$s = C_w C_d \frac{3q_u}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$	$s = C_w C_d \frac{3q_u}{N_c} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$	See charts	$s = C_d \frac{2q_u}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$	$s = KC_d \frac{2q_u}{N_c} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$	See charts
SPT	N (as measured) for sand $N_c = 15 + 0.5(N-15)$ for very fine or silty sand below the water table.	N (as measured) for sand $N_c = 15 + 0.5(N-15)$ for very fine or silty sand below the water table. N_c is N corrected for overburden.	N (as measured) for sand at foundation level. $N_c = 15 + 0.5(N-15)$ for very fine or silty sand below the water table. N_c is N corrected for overburden.	N (as measured) for sand	N (as measured) for sand	N (as measured) for sand
Overburden	No correction to N	See charts	See charts	No correction to N	$N_c = \frac{4N}{1+2p^1}$ for $p^1 < 1500 \text{ lbf/ft}^2$ $N_c = \frac{4N}{3.25+0.5p^1}$ for $p^1 \geq 1500 \text{ lbf/ft}^2$	$C_w = 0.77 \log_{10} \frac{20}{p^1}$ or use Chart (8) particularly for $p^1 < 0.25 \text{ tsf}$.
Water	$C_w = 1.0$ for $D_w \geq 2B$ $C_w = 2.0$ for $D_w \leq 0$	C_w (as for previous method)	Increase α_n by a factor 2.0 for small ratios of D/B. Increase by 1.5 for $D/B \approx 1.0$.	No correction	p^1 at depth 0.5B assuming no ground water level $K = \frac{p^1 \text{ at depth } 0.5B \text{ for existing ground water level}}$	$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D+B}$
Embedment	$C_d = 1.0$ for $D/B = 0$ $C_d = 0.75$ for $D/B = 1$	C_d (as for previous method)	No correction	C_d (as for T & P method)	$C_d = 1.0 - 0.4 \left(\frac{D}{q_u} \right)^{1/2}$	See Charts (9, 10 or 11)
Procedure	1. Use Chart (1) to obtain q_u corresponding to $s = 1"$ for largest footing on loosest part of deposit with no water present. 2. Apply corrections to q_u . 3. Alternatively, use formula. 4. Settlement s increases in direct proportion to increase in q_u above value for $s = 1"$ s (inches), B (feet), q_u (tsf).	1. Use Chart (2) or (3) as shown to obtain N_c to use in formula or in Chart (1). 2. Procedure as for previous method.	1. Use Chart (4) to correct N for overburden. 2. Use Chart (5) to obtain N_c and N_u . 3. Set $q_u = \text{footing load} / B^2 = 1/F(0.4B \gamma N_c + \gamma DN_u)$ and solve for B (feet). 4. Calculate q_u (tsf). 5. Use Chart (6) to obtain α_n and to confirm that q_u falls within linear range. 6. Use Chart (7) to obtain α_n / α_n for $p = \text{unity}$. 7. Calculate settlement α_n for actual q_u .	1. Use Chart (1) to obtain q_u . 2. Increase q_u by 50% to obtain value for $s = 1"$. 3. Apply correction C_d . 4. Alternatively, use formula. s (inches), B (feet), q_u (tsf).	1. Use N_c in Chart (1) or in formula. 2. Use Chart (1) to obtain q_u . 3. Increase q_u by 50% to obtain value for $s = 1"$. 4. Divide q_u from Step 3 by C_d and K. 5. Alternatively, use formula.	1. Use smallest average of the averages of N values in each borehole corrected by C_w . (N_c corrected to N_c). 2. Use Charts (9, 10 & 11) with N_c to obtain q_u corresponding to $s = 1"$. 3. Correction C_w applied to q_u (corresponding to $s = 1"$ in dry soil) obtained if ground water within B of base.
Comments	Assumed that buildings can sustain a maximum settlement of $s = 1"$. No water correction for $0 < D_w < 2B$. No account taken of geological history of deposit (previous loading and over-consolidation). Use factor 2 in place of 3 in formula to obtain more correct maximum settlement. Use 1 in place of 3 to obtain average value.	Modification reflects that penetration resistance is a function of effective stress as well as relative density. Results in much improved settlement prediction assuming no change made in factor 3.	Original T & P correlation between N and relative density is used. Method acceptable for lower values of q_u . Original paper provides a correction for rectangular footings. F above is assumed factor of safety.	Assumes that presence of ground water is reflected in blow count. Generally as original T & P method.	Original T & P correlation between N and relative density corresponds to the 10 psi curve rather than the 40 psi curve (Assumed). Assumption was arbitrary. No apparent field checks.	Factor of safety of 2 on q_u from first part of curves. Charts apply for $D \leq B$ and uniform sand. No account taken of over-consolidation. Values of q_u obtained are about 50% higher than original T & P method.

Formula

$$s = \int \frac{112.3}{C} \log_{10} \left\{ \frac{p' + \Delta p}{p'} \right\} \Delta H$$

where p' = effective overburden pressure in each layer ΔH = increase in stress at each layer

As previous method

$$s = \frac{qB}{M} U_v U_l$$

where $M = \frac{E}{1-\nu^2}$
 $\nu = 0.25$

$$s = C_1 C_2 \Delta p \int \left\{ \frac{l_z}{E} \right\} \Delta H$$

where $C_1 = 1 - 0.5 \left\{ \frac{p_0}{\Delta p} \right\}$

$$C_2 = 1 - 0.2 \log \left\{ \frac{t}{0.1} \right\}$$

p_0 = overburden pressure at foundation level.
 Δp = net bearing pressure.

$$s = \frac{qB}{M} C_d C_w C_f$$

where $M = \frac{E}{1-\nu^2}$

$$\nu = 0.25$$

Compressibility and Modulus

$C = 1.5 \frac{q_c}{p'}$ or
 $E = 1.5 q_c$ (kg/cm²)
Take q_c as measured in kg/cm² (\approx tsf)

$C = 1.9 \frac{q_c}{p'}$ or
 $E = 1.9 q_c$ (kg/cm²)
Take q_c as measured in kg/cm²

$E = 196 + 7.9 N$ (tsf)
Normally Consolidated Sand
 $E = 416 + 10.9N$ (tsf)
Over consolidated (Preloaded) Sand

Take N as measured.

$E = 2q_c$ (q_c as measured)
For normally consolidated coarse sediments (Wabb 1959).
Submerged SP and SW sands:
 $E^1 = 5(N+15)$ (tsf)
 $= 2.5(q_c + 30)$ (tsf)
Submerged SP clayey sands:
 $E^1 = 3.3(N+5)$ (tsf)
 $= 1.67(q_c + 15)$ (tsf)
Average $E^1 = 2(p_r + 25)$ (tsf).

$E = 50 N$ (kg/cm²)

Take N = average value at depth $\frac{1}{2} B$.

Procedure

1. Divide soil into layers (ΔH).
2. For each layer take the minimum, the maximum and the average q_c values and calculate the corresponding C values.
3. Calculate the average settlement and the range of settlement for each layer and then sum.

As previous method.

1. Take average N within the depth \sqrt{BL} .
2. Obtain influence factors U_v and U_l from Charts 12 & 13.
3. Obtain modulus M from Chart 14 or calculate using expression above for E .
4. Calculate settlement s for assumed value of bearing pressure q .

B, B (feet)
 q, E, M (tsf)

1. Divide soil into layers (ΔH).
2. Obtain E for each layer.
3. Obtain l_z from Chart 15 for each layer.
4. Calculate C_1 and C_2 . C_2 is a creep correction for any time, t , in years after construction.
5. Calculate settlement for each layer then sum.

l_z (dimensionless)
 E, E^1, q_c (tsf)

Obtain correction C_d from Chart 1
Obtain correction C_f from Chart 1
Correction C_w for water:

1. Surface footings, back filled excavations; reduce N in direct proportion to reduction in p' due to water level.
2. Permanent excavations below water table with a drawdown of the water level.

$$C_w = 1 + \frac{D_w}{D + \frac{1}{2}B}$$

for $(0 < D_w < D)$

3. Permanent excavation but water level below base of excavation, ie. $D_w > D$

$$C_w = 1 + \frac{D_w(2B + D - D_w)}{2B(D + 0.75B)}$$

where $D < (D_w - D) < 2B$

Comments

1. The method is based on the semi-empirical Terzaghi-Buisman formula as shown. This enables the settlement of incremental layers to be calculated thus taking into account the heterogeneity of the layers. Assesses maximum differential settlement.
2. Boussinesq pressure distribution.
3. Carry out at least 3 static cone tests.
4. Ratio of predicted to observed s was 1.9 in normal case studies.

1. Arbitrary recommendation that C be increased as shown.
2. For 17 case studies the increase resulted in a ratio of predicted to observed s ranging from 0.8 to 2.0 with an average of 1.3.

1. The influence factors U_v and U_l reflect footing dimensions and embedment as well as layer thickness. The factors should be used with caution.
2. Ground water level ignored on basis that it is reflected in the measured N .
3. Method does not differentiate between heavily and lightly preloaded soils (preload on original site was approximately 6 tsf).

1. Case studies suggest predicted settlement is about 50% lower relative to the de Beer method
2. Laboratory work on sands (SW) by Schultze & Menzobach (1961) gave $E = 71 + 4.9N$ (kg/cm²) = 78 + 5.4N (tsf) and Schultze & Moussa (1961) found that adding 4 to 9% silt to clean sands (SW) reduced E by a factor ≈ 2.5 . Adding 4 to 9% clayey silt reduced E by a factor ≈ 7.5 .

1. Method based on limited plate bearing tests.
2. Expression for E gives much higher values than normal.
3. Method takes account of stress changes after the site investigation.
4. Method applicable to feasibility studies. Increases s by 50% for design.
5. C_d, C_w and C_f are dimensionless: D = depth of footing embedment. D_w = drawdown of water table.

C-4

Method	$\frac{N_{calc.}}{N_{obs.}}$	$\frac{N_{calc.}}{N_{obs.}}$
	average	range
de Bear and Martens	3.22	1.0-4.8
Schmertmann	1.48	0.2-4.0
Terzaghi and Peck	1.89	0.5-3.2
Terzaghi and Peck modified by Meyerhof (1965)	0.70	0.2-1.1
Terzaghi and Peck modified by Tomlinson	0.31	0.1-0.6
Peck and Bazaraa (1969)	0.63	0.3-1.4
Alpen	0.95	0.1-2.4
Ferry (1971)	0.72	0.1-1.3

(after Simons *et al* 1974)

It is also interesting that if the results from the original Terzaghi and Peck method are divided by 3 (effectively replacing the factor 3 in the formula by one as suggested above) the average and range for this method would fall within the narrow limits exhibited by the three methods above.

There is a significant measure of consistency in these results although more comparisons must be made before their reliability can be accepted. Sutherland (1974), for example, is of the opinion that the modification by Meyerhof (1965) gives a reasonably good estimate of the maximum probable settlement rather than the something less than maximum suggested by the above comparison.

However, it may tentatively be concluded that if the average of the results of these four methods of calculating settlement is increased by one half a reasonable prediction of settlement would result.

Factors affecting settlement

A proper evaluation of settlement in sand can only come about through an understanding of the factors affecting settlement or compressibility. This understanding is the essence of engineering judgement. It will enable the engineer, for example, to arbitrarily increase predicted settlement, which is obviously too low, when he is aware of the well developed angularity of the sand particles, or to decrease settlement when he suspects the sand deposit has been preloaded.

Compressibility, or the tendency of a sand to settle or compress under load, is influenced by (i) relative density, (ii) grain shape, (iii) mineralogy, (iv) grain size distribution, (v) overburden pressure, (vi) water, (vii) precompression or insitu stress state, and (viii) cohesive admixtures. Of all the factors relative density and overburden pressure have the most marked influence. In fact, the mechanism of compressibility is fundamentally one of changing relative density.

Relative density

As the initial relative density of a sand deposit decreases the degree of compression or settlement of the sand increases under a given load. This has been observed by many investigators. Schulze and Moussa (1961) for example reported that as the initial void ratio increased the strain (settlement) experienced at a given pressure also increased. This was the case for a variety of sands tested,

reflecting different grain size distributions with moisture content varying from dry to saturated. Correcting N for the effective overburden pressure results in a value of N more nearly representative of the insitu relative density, the engineering property whose change has such a marked effect on settlement.

Grain shape

Void ratio and relative density change as a result of (a) particle rearrangement, (b) elastic deformation and (c) grain crushing.

With respect to particle rearrangement the degree of roundness influences the tendency towards rearrangement and the closer packing together of the particles. Particles ride up on one another during rearrangement so that the more rounded the grains are, the more likely this riding up will occur. With increased angularity a greater amount of particle interlocking occurs inhibiting particle rearrangement and thus decreasing compressibility. (This effect is modified by grain crushing, however—see below under Mineralogy).

If the angle of internal friction of sand reflects in part the roundness or angularity of the particles, which is well established, then work by Jakobson (1957) illustrates the effect of roundness on compressibility. Two sands studied by Jakobson were identical to the naked eye exhibiting the same grain size distribution curves and degree of roundness. Sand A exhibited considerably greater compressibility than Sand B and also had a lower angle of internal friction in triaxial tests. The difference was attributed to the fact that the grains in Sand A were more polished than Sand B as observed by stereo microscope. A polished surface accompanies a high degree of roundness.

The work by Schulze and Moussa (1961) would seem to suggest that increased compressibility would be associated with increased angularity, the opposite of that which has been suggested above. Increased angularity would perhaps result in a more card-house, open structure to the fabric of the sand deposit which would be reflected in a greater difference between the maximum and minimum void ratio. This opportunity for a greater change in void ratio would result in an increased compressibility.

The two effects of (1) a more open structure with angular grains and thus increased compressibility and (2) a decreased tendency towards the rearrangement of

particles can be seen in the comparative studies of Schulze and Moussa would suggest that the former predominates and that increased angularity results in a net increased compressibility. Roundness as suggested by Jakobson's work may be a more dominant effect in finer material. The interlocking phenomenon, however, appears to be rolled on near the minimum void ratio to increase the resistance to compression in the vibratory treatment of sands (Greenwood and Tait 1970, Schulze and Moussa 1961).

Mineralogy

Some elastic deformation would occur at inter-particle contact points which would also contribute to the compressibility of a sand deposit under load. Grain crushing would be a further component of compressibility. At low confining stress levels angular, rough grains result in higher compressibility due to crushing at the contact points. This effect may be less, however, the finer the material. The mineralogy of the sand grains would influence compressibility, quartz grains being more resistant to crushing and elastic deformation than the weaker feldspar grains, for example. The higher the stresses at the contact points the more crushing would occur.

The separate and varying effects of roundness, angularity and grain crushing would seem to exhibit a combined effect of generally increased compressibility with increased angularity.

Grain size distribution

The greater the number of different sizes of particles represented (the broader the grain size distribution), the greater is the likelihood that voids formed by larger particles are filled with smaller particles. The result is a decreased void ratio (increased relative density) and thus decreased compressibility.

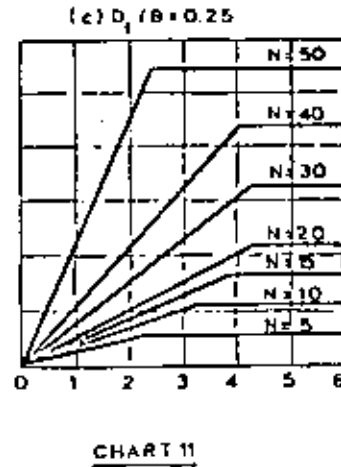
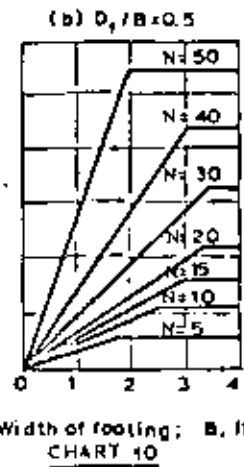
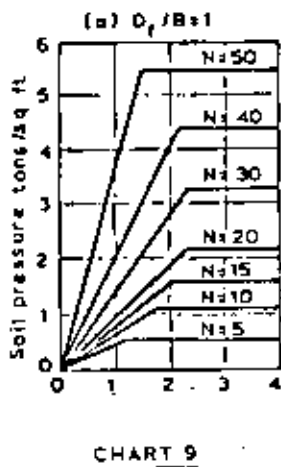
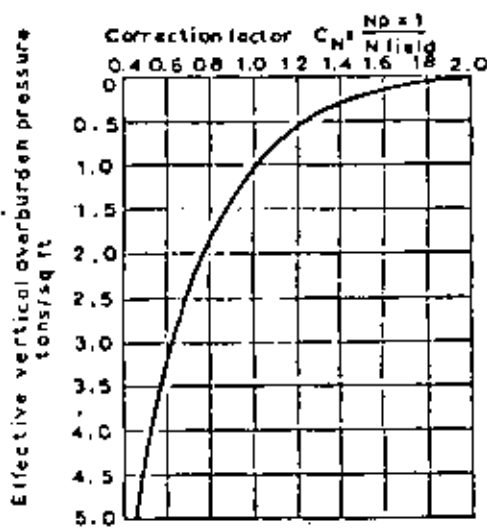
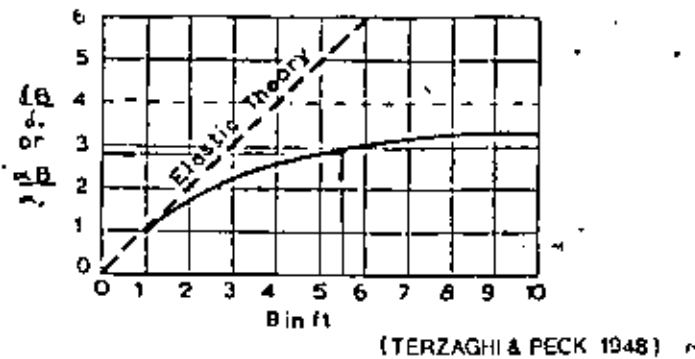
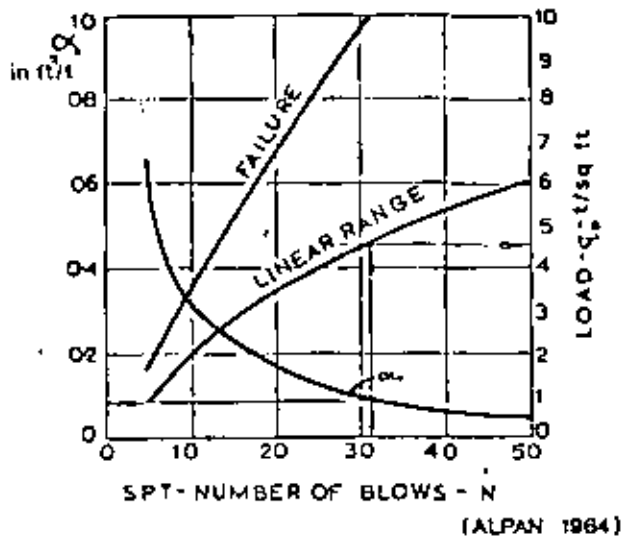
The predominant size of particle also seems to have an effect on compressibility. Limited data (Bazaraa, 1967) suggests that submerged silty sands are 50% less compressible than a corresponding clean sand at the same relative density. This is inconclusive, however. The increased resistance to penetration in silty sands, suggesting a decreased compressibility when in fact it may be the same, may be due to negative pore pressures associated with dilatancy.

A larger percentage of gravel size particles may also suggest the same situation but for a different reason. The apparent increased resistance to penetration in this case, however, would result from large pieces of gravel giving a misleading indication of penetration resistance.

Overburden pressure

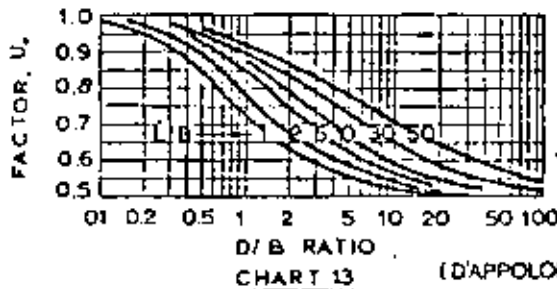
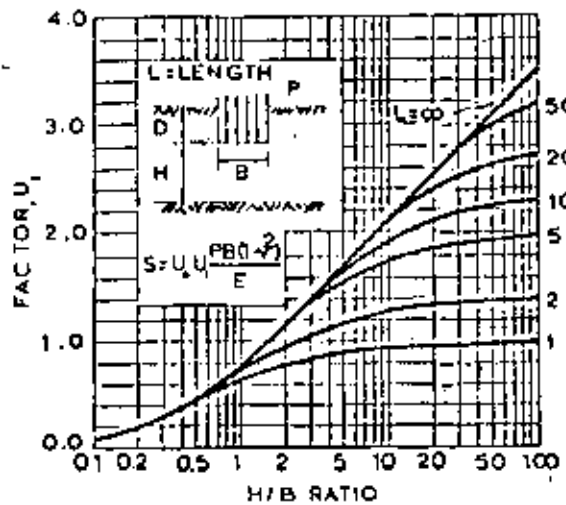
An increased overburden pressure has the effect of increasing the confining pressure on an element of sand and reducing the lateral strain. The effect is similar to an increased triaxial cell pressure. The greater the restriction on lateral strain the more dominant is vertical strain (axial compression) relative to volumetric compression. Axial compression is less than volumetric compression (Skempton and Bishop, 1954) so that at increased overburden pressure compressibility is decreased.

This effect of overburden pressure in decreasing compressibility occurs even though relative density may decrease. The

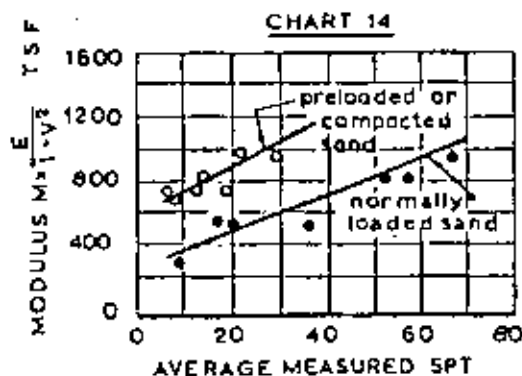


(PECK ET AL 1974)

CHART 12



(D'APPOLONIA ET AL 1970)



investigations of *Billam and Moussa (1967)* show an increased resistance to penetration with increasing overburden pressure even though relative density is decreasing. Similar studies by *Schultze and Menzebach (1961)* and *Schultze and Melzer (1965)* confirmed these results.

The relationship between compressibility and overburden pressure p can be seen in the following expression for the modulus of sand,

$$E = u p^w$$

where u is a coefficient.

Work by *Schultze and Moussa (1961)* and *Chaplin (1961)* suggests $w \approx 0.5$ for a well graded sand with a moisture content from zero to 6%. The value of w varies from 0.3 to 0.8 for the soils studied.

The value of u has been defined by *Schultze and Melzer (1965)* as follows:

$$u = 246.2 \log N - 263.4p + 375.6 \approx 57.6$$

$$\text{or}$$

$$u = 301.1 \log q_c - 382.3p + 60.3 \approx 50.3$$

The coefficient can be seen to be a function of overburden pressure p and penetration resistance N or q_c . Both p and q_c are in kg/cm^2 while u is dimensionless.

Water

There is no apparent change in the compressibility of a sand deposit upon saturation but at moisture contents less than full saturation the compressibility is decreased (*Schultze and Moussa, 1961*). The capillary forces acting in partially saturated sands are responsible for the decrease. Their effect is to retard the rearrangement of grains. An accurate assessment of the influence is only possible in fine sand (*Schultze and Menzebach, 1961*) where relatively undisturbed samples can be obtained for correlation.

The resistance to penetration N was observed in the same studies to decrease by an average of 15% relative to values above the ground water level. *Schultze and Melzer (1961)*, also observed a noticeable change in penetration resistance (N and q_c).

These investigations would seem to suggest that no consideration need be given to the presence of ground water when assessing compressibility and only a nominal decrease in bearing capacity need be made. The factor of safety against bearing capacity failure is not normally critical for footing widths greater than 1.3m. The spread in the change of the values of penetration resistance was not reported, however, and it is significant that effective shear strength is decreased by approximately one half with submergence. The discrepancy arises in that it is not well understood to what extent the resistance to penetration is an index of the physical properties of a soil deposit. This uncertainty is reflected in the way in which each method of predicting settlement considers the presence of ground water. It is well established, however, that penetration resistance is a reliable approach to assessing compressibility when pore water pressure build-up does not occur below the penetrometer. These conditions exist in coarse non-cohesive soils and tightly cohesive soils when the degree of saturation is less than 85% (*Schultze and Menzebach 1961*).

Precompression

Most natural sands are at least slightly precompressed (*Greenwood, 1974*).

loading of a sand deposit is to decrease the compressibility. The preloading may result from previously imposed foundation loads, construction loads, water, ice or eroded overburden. Higher penetration resistance results after removal of the preload because of "locked-in" residual stresses. The locked-in stresses reduce lateral strain in a similar way to an increased overburden pressure. The residual stress affecting penetration remains because resistance appears to be affected more by the mean stress than by the effective overburden preload (*de Mello, 1971*). The preloading has the effect of interlocking and prestressing the sand particles with prestressing probably more dominant. This action is more pronounced in statically preloaded deposits than in dynamically preloaded deposits, particularly at low relative densities (*Schultze and Moussa, 1961*). Dynamic loading disturbs the sand particles which then fall under the influence of gravity to form a more compact interlocked arrangement but one which may be characterised by a card-house structure with minimal prestressing. The net effect (reduced compressibility) of interlocking and prestressing is, therefore, less than in static preloading.

It would seem possible to assess the effect of precompression on the basis of the resistance to penetration. *De Mello (1971)* has reported that the penetration resistance depth profile may appear to bulge some distance below the surface when precompression has occurred. It is interesting that *Schmertmann (1970)* has observed that strain is a maximum some distance below the level at which load is applied. *D'Appolonia (1970)* has suggested a correlation between an equivalent elastic modulus and N for preloaded dune sand. The correlation is based on an investigation of over 300 footings on a construction site. The correlation remains to be tested more thoroughly on other sites, however. E can at best be only appropriate to the unloaded soil so that the value applying to a foundation loading condition is under-estimated (*Greenwood 1974*).

Cohesive admixtures

The compressibility of clean sands is reduced by the addition of fine grained materials. The compressibility is reduced by approximately 2½ times with the addition of 4% to 9% of silt. Similar quantities of clayey silt reduced the compressibility of the order of 7½ times (*Schultze and Moussa, 1961*, as reported by *Greenwood and Tall 1970*). The fine grain materials fill the void space and effectively prevent the sand particles moving closer together.

There would be a limit to this effect, however. With greater quantities of clay and silt the sand particles would come to be generally separated and the mixture would behave more like a cohesive soil. The compressibility of the mixture would then be influenced by the consolidation characteristics of the clay.

Correlation of SPT and Dutch cone test results

Compressibility is affected by many factors and so are the methods used to assess this quality. The objective is to measure relative density and whether the approach used is a dynamic test or static

a correlation between the two tests.

Many workers have suggested correlations between N and q_c . *Billam (1974)* has provided the compilation shown in Chart 18 on which the correlation suggested by *Thorburn (1970)* has been superimposed. The average curvilinear correlation shown by the author may be more appropriate than the suggested linear relationship. The linear correlation is conservative when going from N to q_c and liberal for the opposite case. *Rodin (1974)* has reported that most workers agree that particle size distribution is an important factor. In particular, care should be taken to distinguish between differences in particle size distribution and difference in particle size.

The suggested relationship shown in the correlation is not understood partly because the effects of dynamic loading on soil are not well understood. For this reason the correlation should be used with caution, particularly as the average size of particle increases.

Conclusion

The magnitude of settlement in sand as predicted by the available methods varies considerably. The individual methods are not consistent in being either above or below average for varying soil conditions and foundation geometry. This variability is due to the many factors affecting settlement and our lack of understanding of their influence and the general relationship between penetration resistance and compressibility.

Settlement should always be calculated by several methods and a range of values reported as well as an average value. To facilitate this approach the various methods have been tabulated and the calculation procedure outlined for each.

Engineering judgement should be used in deriving the final settlement for each method, keeping in mind the factors affecting settlement and the published comparisons between predicted and observed settlement for various methods.

Recent work suggests that a reasonable prediction of settlement would be obtained by averaging the results from the methods by *Schmertmann, Meyerhof, Peck and Bazaraa, Alpan and Parry* where this is possible.

References

1. *Alpan, I. (1964)*: "Estimating settlements of foundations on sands". *Civil Eng'g. and Public Works Rev.*, Vol. 59, p. 1415.
2. *Bazaraa, A.R.S.S. (1967)*: "Use of the Standard Penetration Test for estimating settlements of shallow foundations on sand". Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois, Urbana, (Not seen).
3. *de Beer, E. (1955)*: "Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand". *Proc. Sym. Bearing Capacity and Settlement of Foundations*, Delft University, 15-33.
4. *Billam, J. (1974)*: Personal communication.
5. *Chaplin, T. K. (1961)*: "Compressibility of sands and settlements of model footings". *Sixth ICSMFE, Paris*, Vol. II, p. 33.
6. *D'Appolonia, D. J., et al. (1968)*: "Settlement of spread footings on sand". *ASCE Vol. 94, SM 3, p. 735*. Vol. 96, SM 7, p. 754. *Discussions: Vol. 95, SM 3, p. 901*. *Notes, W. G. and Gibbs, H. J. Peck, R.B., and Bazaraa, A.R.S.S. Bologna, A.I.L.*
7. *D'Appolonia, D. J., et al. (1970)*: *Discussion on Settlement of Spaced Footings on Sand*, *J. Soil Mech. & Found. Div., A.S.C.E.*, SM 2 March 754-781.
8. *Fischer, G. F. A. (1965)*: "Standard Penetration Test: its uses and abuses". *ASCE, Vol. 91, SM 4, Pt. 1, p. 87*. *Discussions: La Pinta, V. S. and Mohr, H. A., 1966, Vol. 92, SM 1, p. 185*. *Schnabel, J. J., et al., 1966, Vol. 92, SM 2, p. 184*. *Parsons, J. D., 1966, Vol. 92, SM 3, p. 165*. *Schmertmann, J. H., 1966, Vol. 92, SM 3, p. 130*.
9. *Gibbs, H. J. and Holtz, W. N. (1957)*: "Research on determining the density of sands by spoon penetration testing". *Am. Soc. Civ. Engrs. Trans.*, Vol. 1, p. 35.

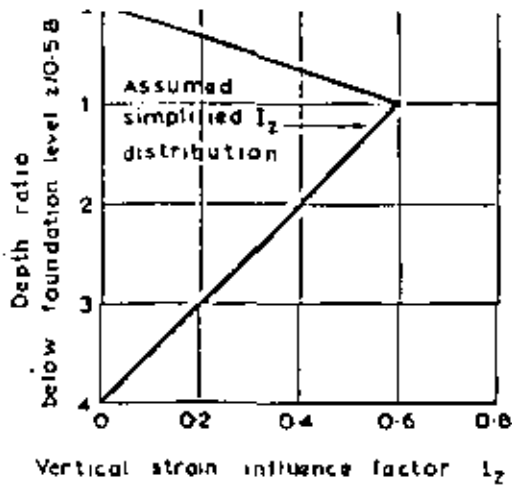


CHART 15

(SCHMERTMANN 1970)

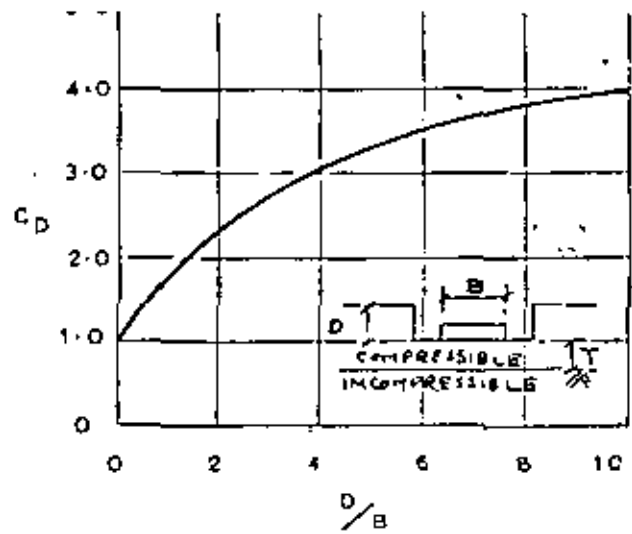
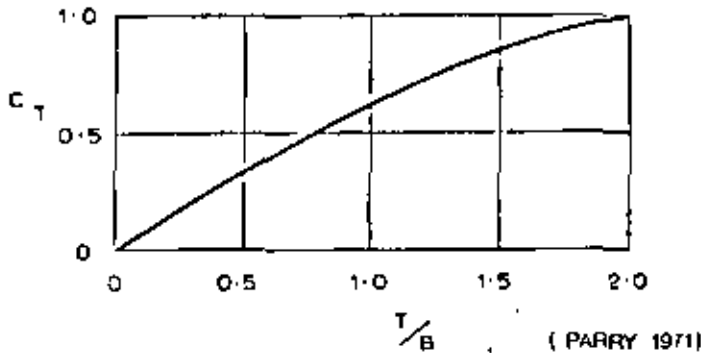


CHART 16

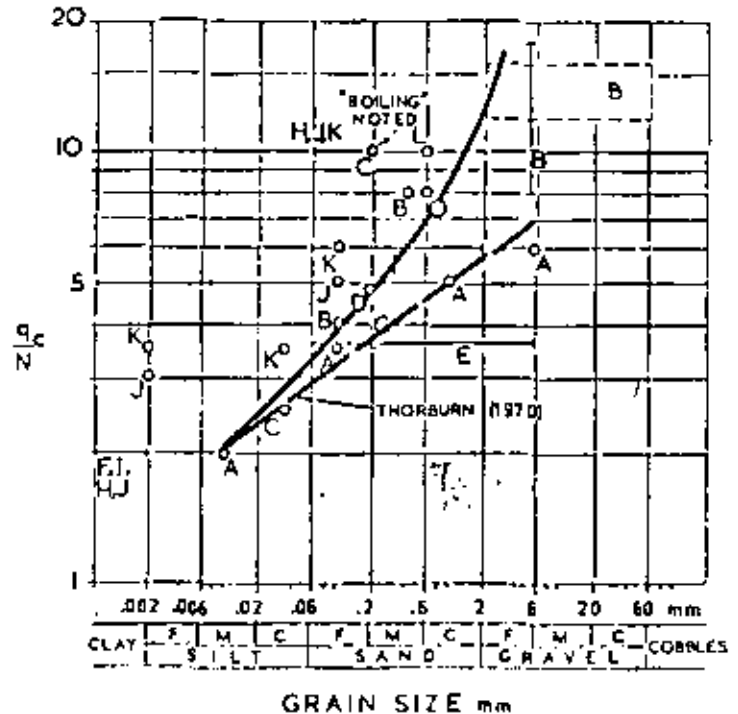
(PARRY 1971)

CHART 17



(PARRY 1971)

CHART 18



Correlation of p_c and N (after J. BILLAM, 1974)

10. Greenwood, D. A. and Farr, J. B., (1970): "Prediction of Foundations on Sands", Symposium on Foundations on Interbedded Sands, CSIRD Perth.
11. Greenwood, D. A., (1974): Discussion, Proc. Conference on the Settlement of Structures, Cambridge.
12. Jakobson, B., (1957): "Some fundamental properties of sand", Proc., 4th ICSMFE, London, Vol. 1, p. 167.
13. de Mello, V. F. B., (1971): The Standard Penetration Test, Proc. 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering Brazil.
14. Meyerhof, G. G., (1965): "Shallow foundations", ASCE, SM2, Vol. 91, March, p. 71.
15. Meyerhof, G. G., (1974): State-of-the-art of penetration testing in countries outside Europe, Proc. European Symp. Penetration Testing, Stockholm, Vol. 2, 1.
16. Meyerhof, G. G., (1976): Personal communication.
17. Parry, R. H. G., (1971): "A direct method of estimating settlements in sands from SPT values", Proc. Symp. Interaction of Structure and Foundation, Midland Soil Mech. and Foundation Eng'g. Soc., Birmingham, pp. 29-37.
18. Parry, R. H. G., (1974): Personal communication.
19. Peck, R. B., and Bazetas, A. R. S., (1969): Discussion of Paper by D'Appolonia et al, Journal Soil Mech. & Found., Div. Proc. ASCE, Vol. 95, SM 3.
20. Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H., (1974): Foundation Engineering, 2 ed. John Wiley & Sons, Inc.
21. Pettijohn, F. J., Poirar, P. E., and Siever, R., (1973): Sand and Sandstone, Springer-Verlag, New York.
22. Rodin, S., et al, (1974): Penetration Testing in the United Kingdom, European Symposium on Penetration Testing, Stockholm.
23. Sanglerat, A., (1972): The Penetrometer and Soil Exploration, Elsevier Publishing Company, Amsterdam.
24. Schmertmann, J. H., (1970): "Static cone to compute static settlements over sand", ASCE Vol. 96, SM 3, p. 1011.
25. Schultze, E. and Menzies, F., (1967): "Standard Penetration Test and compressibility of soils", 6th ICSMFE, Paris, Vol. 1.

A. Schmertmann, 1970	G. Kuntze, 1965
B. Meigh & Nixon, 1961	H. de Costa Nunes, 1961
C. Sutherland, 1963	I. Narahari & Aggarwal, 1967
D. Rodin, 1961	J. Frankignoul, 1967
E. Meyerhof, 1966	K. de Alencar Velloso, 1959
F. Schultze & Krausenberger, 1957	L. Spanish tests

Data I - L from Sanglerat, 1972

26. Schultze, E. and Meiser, K. J., (1965): "The determination of the density and the modulus of compressibility of non-cohesive soil by soundings", 6th ICSMFE, Montreal, 1965, Vol. 1, p. 354.
27. Schultze, E. and Moussa, A., 1964: "Factors affecting the compressibility of sand", 5th ICSMFE, Paris, Vol. 1, p. 136.
28. Simons, N. E. et al (1974): Discussion, Proc. Conference on The Settlement of Structures, Cambridge.
29. Simons, N. E., and Menzies, B. K., (1975): A Short Course in Foundation Engineering, IPC Science and Technology Press Limited, England.
30. Skempton, A. W., and Bishop, A. W., (1954): "Soils", Chap. 10 of Building Materials, Their Elasticity and Inelasticity, Amsterdam, North Holland Pub. Co.
31. Southwell, R. H., (1924): Geodesic Materials [Review Paper], Proc. Conference on the Settlement of Structures, Cambridge.
32. Terzaghi, K. and Peck, R. B., (1948): "Soil mechanics in engineering practice", Wiley, Also 2nd Edition, 1967.
33. Thornburn, S., (1963): "Tentative collection chart for the Standard Penetration Test in non-cohesive soils", Civil Eng'g. and Public Works Review, June, Vol. 58, p. 752. (Not seen).
34. Thornburn, S., (1970): Discussion on the Paper by Thornburn and MacVicar, Proc. Inst. Civil Engrs. Conf. on Behaviour of Piles, London.
35. Webb, D. L., (1959): "Settlement of structures on deep alluvial sandy sediments in Durban, South Africa", Conf. in situ Investigations in Soils and Rocks, British Geotech. Soc. London, p. 181, Discussion: 186.



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

BIBLIOGRAFIA

JUNIO, 1980



Referencias

- 1.- Juárez Badillo, B y Rico, A.- Mecánica de suelos - Tomo II.- Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Caps. VII y IX Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.- México, D. F., 1967.
- 2.- Wu, T.M. Soil Mechanics - Cap. 8.- Allyn and Bacon, Inc.- 1966
- 3.- Vesic, A. S.- Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales.- Revista Ingeniería.- Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México D. F., 1973.
- 4.- De Melo, V.F.B.- Foundations of Buildings in Caly.- Resumen - sobre el Estado de Arte.- VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de cimentaciones.- México, D. F., 1969.
- 5.- Noorhouse, D. C.- Shallow Foundations.- State of Art Paper.- Proc. of teh Specialty Conference on Performance of Farth and Earth - Supported Structures.- Purdue University.- Laffaye--tte, Indiana, 1972.
- 6.- Terzaghi, K.- Theoretical Soil Mechanics.- Cap. VIII.- John - Wiley and Sons.- 1956.
- 7.- Pook, R. B., Hanson, W.E. y Thornburn, I.H.- Houndation Engi-neering.- John Wiley an Sons.- 1957.
- 8.- Meyerhof, G.G.- The Ultimate Bearing Capacity of Foundations

Geotechnique.- Vol. 11.- Diciembre, 1951.

9.- Meyerhof, G.G.- Recherches sur la force portante des pieux.
Supplements des Annaux du Institut du Batiment et Travaux Pu-
bliques.- Paris; Marzo - Abril, 1953.

10.- Meyerhof, G.G. - Influence of Roughness of Base and Ground
water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Found-
ations.- Geotechnique.- Vol. V.- 1955.

11.- Meyerhof, G.G.- Some Recent Research on the Bearing Capaci-
ty of Foundations.- Canadian Geotechnical Journal.- Vol. 1.
No. 1.- 1963.

12.- Skempton, A.W.- The Bearing Capacity of Calys.- Building -
Research Congress.- The Institution of Civil Engineers.-
Div. 1.- Londres, 1951.

13.- Hansen, B.- A General Formula for Bearing Capacity.- The -
Danish Geotechnical Institute.- Technical Bulletin No. 11.-
1961.

14.- Hansen, B.- Note Concerning Geotechnical Institute Bulle-
tin No. 1.- The Danish Geotechnical Institute.- Technical
Bulletin No. 21.- 1966.

15.- Hansen, B.- A Revised and Extended Formula for Bearing Ca-
pacity.- The Danish Geotechnical Institute.- Technical --
Bulletin No. 28.- 1968.

- 16.- Bowers, G.B. y Bowers, G.F.- Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones (Trad.: José Menéndez, I.C.).- Cap. 9 Ed. Limusa - Wiley.- México, D. F., 1970.
- 17.- Berezantzev. V.S., Dhristoforov, V.S. y Golubkov, V.V.- Load Bearing Capacity and Deformation of Pile Foundations.- Memorias del V. Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- Paris, 1961.
- 18.- Balls, A.- Bearing Capacity of Foundations.- Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. AUCE.- Vol. SM5-89.- Octubre, 1962.
- 19.- Bowles, J.H.- Foundation Analysis and Design.- Cap. 2.- The McGraw - Hill Book Co. 1968.
- 20.- Feda, J.- Discussion of Ballas Bearing Capacity of Foundations. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE.- Vol. SM3-89.- Mayo, 1963.
- 21.- Reddy, A.S. y Grinivasan, K.J..- Bearing Capacity of Footings on Layered Clays.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASOM.- Vol. 93, No. SM2.- Marzo, 1967.
- 22.- Davis, E.H. y Christian, J.T.- Bearing Capacity of Anisotropic Cohesive Soils.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE.- Vol. 97 No. SM5.- Mayo, 1971.
- 23.- Meyerhof, G.G. y Brown, J.D.- Experimental Study of Bearing

- Capacity in Layered Clays.- Memoria del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- México, D. F., 1969.
- 24.- Milović, D.M.- Comparison between the Calculated and Experimental Values of the Ultimate Bearing Capacity.- Memoria del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de cimentaciones.- Vol. II.- Montreal, Canadá, 1965.
- 25.- Meyerhof, G.G.- The Bearing Capacity of Foundations under -- Eccentric and Inclined Loads.- Memoria del III Congreso In -- ternacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. I. Zurich, 1953.
- 26.- Juárez Badillo, E. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo II.- Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Cap. VIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.- México, D.F., 1967.
- 27.- Meyerhof, G.G.- The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes.- Memorias del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. I.- Londres, 1957.
- 28.- Torzaghi, K. y Peck, R.B.- Soil Mechanics in Engineering -- Practico.- John Wiley and Sons, Inc.- 1948.- Puede verse la excelente traducción de O. Moretto, Eddit. Ateneo.
- 29.- Olson, R.E. y Flaate, K.S.- Pile Driving Formulas for Friction Piles in Sand.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations

Division, ASCE.- Vol. 93. SM-6- 1957.

- 30.- Terzaghi, K.- Discussion of "Pile - Driving Formulas Progress Report of the committee on the Bearing Value of Pile Foundations .- Proc. ASCE.- Vol. 68. No. 2.- 1942.
- 31.- Kezdi, A.- Bearing Capacity of Piles and Pile Groups.- Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. 11.- Londres, 1957.
- 32.- Kishida, H. y Meyerhof, G.G.- Bearing Capacity of Pile Groups under Eccentric Loads in Sand.- Memorias del VI. Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones .- Vol. 11.- Montreal, 1965.
- 33.- Gaffery, M. y Tate, A.P.K.- Model Test on Pile Groups in a Clay Soil With Particular Reference to the Behavior on the Group when it is Loaded Eccentrically.- Memoria del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- París, 1961.
- 34.- Sowers, G.F., Martin, C.B. Wilson, L.L y Fausold, M.- The -- Bearing Capacity of Friction Pile Groups In Homogeneous Clay - from Model Studies.- Memoria del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- París, 1961.
- 35.- Correa, J.J., Rico, A., Moreno G y Esquivel, R.- Pruebas de carga en modelos de cimientos profundo en arenas.- Congreso - sobre cimientos profundos.- México, D. F.; Diciembre 1964.

- 36.- Vesic, A.s.- Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand.- Performance of Deep Foundations.- ASIM.STP No.- 444.- 1969.
- 37.- Schlitt, H.G.- Group Pile Loads in Plastic Soils.- Proc. H.R8. Vol. 31.- 1952.
- 38.- Koizumo, Y. e Ito, K.- Field tests with regard to Pile Driving and Bearing Capacity of Pile Foundations.- Soils and Foundations .- Vol. 7. No. 3.- 1957.
- 39.- Mc. Clelland, B.- Design and Performance of Deep Foundations .- Specialty Conference on Performance of Earth and Earth- Supported Structures.-ASCE.- Universidad de Purdue.- Lafayette, Indiana, 1972.
- 40.- Meyerhof, G.G. Reporte General presentado a la Sesión 1.- Con greso sobre Cimientos Profundos.- México, D. F., 1964.
- 41.- Noorhouse, D.C. y Sheehan, J.B.- Predicting Safe Capacity of Pile Groups.- Civil Engineering.- Vol. 38. n2 10.- 1968.
- 42.- Whitaker, T.- Experiments with Model Piles in Groups.- Geotechnique.- vol. VII.- 1957.
- 43.- Whitaker, T. Some Experiments on Model Pile Foundations in Clay Symposium on Design of Pile Foundations.- Parte I.- - - Estocolmo, 1960.
- 44.- Hanna, T.R.- Model Studies of Foundations Groups in Sand. --

Geotechnique.- Vol. XIII.- 1963.

- 45.- Coyle, H.M. y Sulaimán, I.H.- Bearing Capacity of Foundation Piles: State of the Art.- MRB. Record No. 333.- 1970.
- 46.- Flaate, K.- Effects of Pile Driving in Clays.- Canadian Geotechnical Journal.- Vol. 9, No. 1.- 1972.
- 47.- Peck, R.B.- A Study of the Comparative Behavior of Friction Piles.- HRB, Special Report No. 36.- 1958.
- 48.- Seed, H.B. y Reese, L.C.- The Action of Soft Clay along -- Friction Piles.- Trans ASCE, Vol. 122.- 1957.
- 49.- Kerisel, J.L.- Vertical and Horizontal Bearing Capacity of Deep Foundations in Calys.- Procs., Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations.- Duke University.-1965.
- 50.- Tomlinson, M.J.- The Adhesion of Piles. Driven in Clay Soil. Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- Londres, 1957.
- 51.- Mc. Cleland, V., Focht, J.A. y Emrich, W.J.- Problems in Design and Installation of Offshore Piles.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.- ASCE, Vol. 95, SM6.- 1969
- 52.- Meyerhof, G.G. y Murdock, L.J.- An Investigation of the Bearing Capacity of some Bored and Driven Piles in London Clay Geotechnique.- Vol. III.- 1953.

- 53.- Skempton, A.W.- Cast in Situ Bored Piles in London Clay Geotechnique.- Vol. IX.- 1959.
- 54.- O'Neill, M.W. y Reese, L.C.- Behavior of Bored Piles in Beaumont Clay.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE.- Vol. 98, SM2.- 1972.
- 55.- Bowles, J.E.- Foundation Analysis and Design.- Cap. 9.- McGraw Hill Book Co.- 1968.
- 56.- Holtz, W.g. y Gibbs, H.J.- Field Test to Determine the Behavior of Piles in Loess.- Memorias del III Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- Zurich, 1953.
- 57.- Coyle, H.M. y Sulaiman, I.H.- Skin Friction for Steel Piles in Sand.- Journal of Soil Mechanics and Foundations Division.- ASCE.- Vol. 93, SM6.- 1967.
- 58.- Vesic, A.S.- Tests on Instrumented Piles Oycechee River site journal of Soil Mechanics and Foundations Division.- ASCE.- Vol. 96, DM2.- 1970.
- 59.- Nordlund, R.L.- Bearing Capacity on Piles in Cohesionless Soils.- Journal of Soil Mechanics and Foundations Division.- ASCE.- Vol. 89, SM3.- 1963.
- 60.- Teng, W.C.- Foundation Design.- Cap. 8.- Prentice Hall, Inc.- 1962.

- 62.- Hansen, B.- A Theory for Skin Friction on Piles.- Danish Geotechnical Institute.- Boletín No. 25.- 1968.
- 63.- Mazurkiewicz, B.K.- Skin Friction on Model Piles in Sand. Danish Geotechnical Institute.- Boletín No. 25.- 1968.
- 64.- Zevaert, L.- Reducción de la Capacidad de Carga en pilotes apoyados de punta, debido a la fricción negativa.- I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.- Vol. I.- México, D. F., 1959.
- 65.- Meyerhof, G.G.- Bearing Capacity of Rock.- Magazine of Concrete Research.- Abril, 1953.
- 66.- Bishnoi, B.W. Bearing Capacity of Jointed Rock.- Tesis para obtención del grado de doctor.- Georgia Institute of Technology.- Atlanta, Ga., 1968.
- 67.- Springall, G. y Espinosa, L.- El subsuelo de la Península de Yucatán. Estado actual del conocimiento.- VI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.- Cimentaciones en áreas urbanas de México (Acapulco, Morelia, Tampico y Yucatán).- Vol. I Publicación de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.- México D.F., 1972.
- 68.- Jurgenson, L.- The Application of Theories of Elasticity and Plasticity to Foundation Problems.- Contribution to Soil Mechanics.- Boston Society of Civil Engineers.- 1925 - 1940.
- 69.- Juárez Badillo E. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo II.-

Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Capítulo II.- Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.: México D.F., 1967.

70.- Ladd, C.C.- Settlement Analysis of cohesive Soils.- M.I.T. Special summer Program 1.345.- M.I.T., Boston, Mass., 1971.

71.- Lambe, T.W.- Methods of Estimating Settlements.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations División.- ASCE, Vol. 90, SM5.- 1964. También citado en la obra Mecánica de Suelos de T.W. Lambe y R.V. Whitman (Trad. J.A. Jiménez Salas y J.M. Rodríguez), editado por Editorial Dimusa - Wiley en México D.F., 1972.

72.- Davis, E.H. y Poulos, B.E.- The Use of Plastic Theory for Settlement Prediction under three-dimensional conditions.- Geotechnique, Vol. 18.-1968.

73.- Skempton, A.W. y Bjerrum, L.- A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay.- Geotechnique, Vol. 7. 1957.

74.- Komornik, A., Wseman, G y Frydman, S.- A Study of in situ Testing with the Pressurometer.- Conference on in situ Investigations in Soils and Rocks.- British Geotechnical Society.- Session III.- 1969.

75.- Thorley, A.- Borehole Instruments for Economical Strength and Deformation in situ Testing.- Conference on in situ In-

ty.- Session III.- 1969.

- 76.- Sowers, G.B. y Sowers, G.F.- Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones (Trad.: José Menéndez, I.C.).- Cap. 10.- Ed. Limusa - Wiley.- México, D. F., 1970.
- 77.- Correa, J.J., Quintero J. y Aztegue, El - Pruebas de carga en pilotes para la cimentación del puente Alvarado.- Congreso sobre cimientos profundos.- México, D. F., 1964.
- 78.- Terzaghi, K.- Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction Geotechnique - 1955.
- 79.- Reese, L.C. y Matlock, H.- Nondimensional Solutions for Laterally loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth.- Proc. VIII Texas Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering.- The University of Texas, Austin.- 1956.
- 80.- Department of the Navy.- Bureau of Yards and Docks.- Design Manual Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures.- DM 7.- Washington, D.C., 1962.
- 81.- Murayama, S. y Shibata, T.- The Bearing Capacity of a pile Driven into Soil and its new measuring method.- Soil Foundations.- Vol. 1, No. 2, Japón, 1960.
- 82.- Lee, D.H.- An Introduction to Deep Foundations and Sheerpiling.- Cap. IX.- Concrete Pub. Ltd.- Londres, 1961.

- 83.- Tomlinson, M.J.- Diseño y construcción de cimientos (trad.: José Luis Nieto).- Cap. 6.- Ediciones Urno.- 1971.
- 84.- Lasso Herrera, R.- Procedimientos de construcción para puentes.- Edición del Autor.- México, 1964.
- 85.- Juárez Badillo, B y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo I.- Fundamentos de la Mecánica de Suelos.- Apéndice.- Ed. Limusa - Wiley.- México, D. F., 1973.
- 86.- De Nello, V.F.B.- El ensayo de penetración estandar.- Escrito sobre el estado del arte.- IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones.- Vol. I.- s.- Juan, Pto. Rico 1971.
- 87.- Holtz, W.G. Y Gibbs, H.J.- Research on Determining Density of Sand by Spoon Penetration Testing.- Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Londres, 1957.
- 88.- Coffman, B.S.- Estimating the Relative Density of Sands.- - - Civil Engineering.- Octubre, 1960.
- 89.- Dobry, R.- Cono Dinámico y prueba estandar en arenas limosas.- IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones.- Vol. II.- S. Juan, Puerto Rico, 1971.
- 90.- Juárez Badillo, R. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo I.- Fundamentos de la Mecánica de Suelos.- Capítulo X.- Ed. Limusa - Wiley.- México, D. F., 1973.

- 91.- Gondron, G.J.- Pile Driving: Hammer and Driving Methods.- Highway Research Board.- Record No. 333 (Pile Foundations).- Washington, D. C., 1970.
- 92.- Grand, B.A.- Types of Piles: Their characteristics and general Use.- Highway Research Board.- Record No. 333 (pile foundations).- Washington, D.C., 1970.
- 93.- Moreno Pecero G.- Hincado de Pilotes.- Notas no publicadas, para uso interno de la Secretaría de Obras Públicas de México.- México, D. F., 1971.
- 94.- Gerwick, B.C.- Current Construction Practices in the Installation of High-Capacity Piling.- Highway Research Board.- Record No. 333 (Pile Foundations).- Washington, D.C., 1970.
- 95.- Chellis, R.D.- Pile Foundations.- Mc. Graw Hill Book Co., inc. 1951.
- 96.- York, D.D.- Estructural Behavior of Driven Piling.- Highway Research Board.- Record No. 333 (Pile Foundations).- Washington D.C., 1970.
- 97.- Lee, D.H.- An Introduction to Deep Foundations and sheet.- Piling.- Cap. X.- Concrete Pub. Ltd. Londres 1961.
- 98.- Demeneghi, A.- Chiflonado en Pilotes.- Notas no publicadas, para uso interno de la Secretaría de Obras Públicas de México.- México, D. F., 1971.

- 99.- De la Fuente, E.- Estudio de permeabilidad.- Notas no publicadas.- Comunicación personal a los autores de este libro.- México, D. F., 1972.
- 100.- Juárez Badillo, E., y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo - II.- Flujo de Agua en suelos.- Ed. Limusa - Wiley - México, D. F., 1969.
- 101.- Rarr, M.E.- Groundwater and seepage.- Mc Graw Hill Book, Co., 1962.
- 102.- Mansur, Ch. I y Kaufman, R.I.- Dewatering.- Capítulo 3 del libro Foundation Engineering, editado por G.A. Leonards.- Mc Graw Hill Book, Co, Inc.- 1962.
- 103.- Cedergren, H.R.- Seepage, Drainage and Flow Nets.- Capítulo 2.- John Wiley and Sons, Inc. 1967.



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ANALISIS DE DEFORMACIONES

ANEXO A

ING. JOSE SPRINGALL CARAM
M. en I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA

JUNIO, 1980



ANEXO A

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELOS

Para el cálculo de asentamientos interesa la distribución de esfuerzos verticales que actúan en una masa de suelo, por lo que en este tema se tratará únicamente sobre ellos.

Los esfuerzos que actúan son dos: los debidos al peso de la masa y los inducidos por cargas externas.

A.1. Esfuerzos por peso del suelo.

Toda masa de suelo en su estado natural original está sujeta a esfuerzos impuestos por su peso propio.

Si la masa está saturada y sumergida, parte del peso total actúa en la estructura del suelo (fase sólida) y el resto en el agua (fase líquida), según la siguiente expresión:

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad (1. A)$$

donde:

σ , esfuerzo o peso total unitario del suelo (conjunto sólido-líquido),

$\bar{\sigma}$, esfuerzo efectivo o peso unitario que actúa en la estructura del suelo,

u , presión de poro o del agua intersticial.

Teóricamente se acepta que la fase líquida es indeformable, así como las partículas sólidas individuales; por tanto, será la estructura del suelo la que se deforme bajo la acción de esfuerzos externos. Es por ello que interesará para el cálculo de asentamientos el estado original de presiones efectivas del suelo.

La presión efectiva de una masa de suelo que tiene el nivel freático a una determinada profundidad, será igual a la suma de los pesos unitarios de los estratos parcialmente saturados localizados sobre ese nivel, más el peso unitario de los estratos sumergidos bajo el mismo. El siguiente ejemplo ilustra lo anterior.

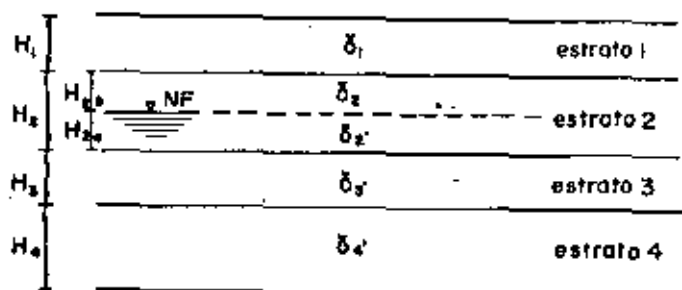


Fig. 1.A

La presión efectiva en el horizonte inferior del estrato 4 será:

$$\bar{\sigma} = \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_{2a} + \gamma_2' H_{2b} + \gamma_3 H_3 + \gamma_4' H_4 \quad (2. A)$$

donde:

γ , peso volumétrico natural del suelo sobre el nivel freático,

γ' , peso volumétrico del suelo sumergido, igual a $\gamma - \gamma_w$,
donde γ_w es el peso volumétrico del agua que se considera igual a 1 ton/m³,

H, espesor de los estratos

El cálculo de los esfuerzos efectivos en la expresión (2. A) es equivalente a una que considera los esfuerzos totales menos la presión de poro.

Para el mismo ejemplo, si el nivel freático estuviera en la superficie o arriba de ella, la presión efectiva sería:

$$\bar{\sigma} = \sum \gamma_i' H_i \quad (3. A)$$

y si se localizara por debajo del estrato 4:

$$\bar{\sigma} = \sigma = \sum \gamma_i H_i \quad (4. A)$$

Sin embargo, como interesa conocer la magnitud de la presión efectiva a diferentes profundidades, es conveniente y más sencillo trabajar con diagramas de distribución de presiones. Así, si se dan valores numéricos al ejemplo de la figura:

$H_1 = 2$, $H_2 = 4$, $H_3 = 6$ y $H_4 = 3$ m; $\gamma_1 = 1.6$, $\gamma_2 = 1.4$, $\gamma_3 = 1.7$, $\gamma_4 = 1.3$ ton/m³; nivel freático a 3 m de profundidad; los diagramas de presiones totales, de poro y efectivas, serán:

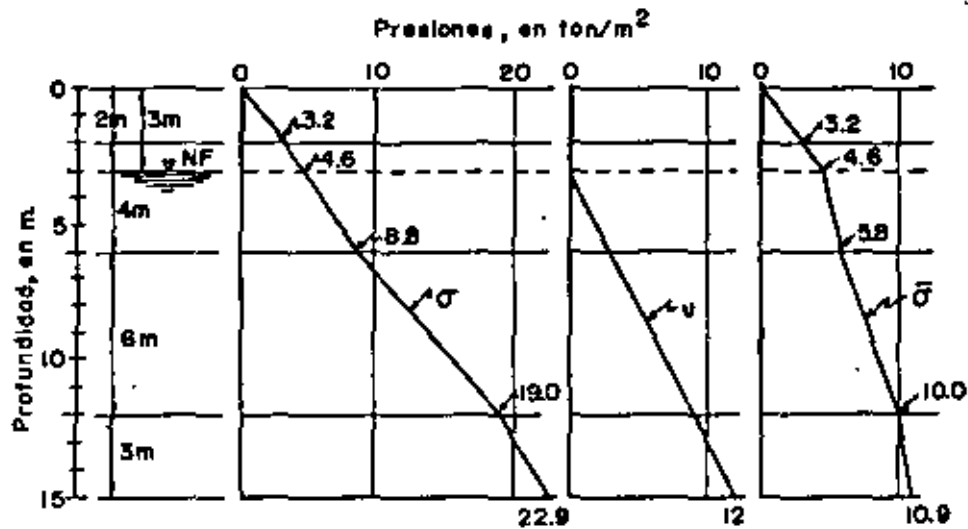


Fig. 2. A. Ejemplo de distribución de presiones

Más adelante se incluyen otros ejemplos; uno de ellos corresponde a un caso real en el que pueden notarse las simplificaciones y consideraciones de carácter práctico que usualmente se hacen. En ese caso el terreno está ubicado en la Ciudad de México, en un sitio donde la presión de poro ha sufrido abatimiento por la explotación de acuíferos profundos; se escogió con el fin de mostrar la acción hidrodinámica-

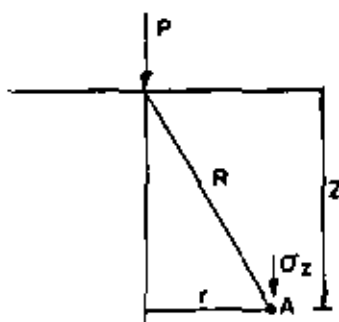
mica del agua del subsuelo, además de la hidrostática...

A. 2 Incremento de esfuerzos debido a sobrecargas.

Toda sobrecarga que se aplique en la superficie de una masa de suelo, modifica la distribución de esfuerzos originales. El incremento no es uniforme en todo el espesor de la masa, sino que tiende a disminuir con la profundidad, excepto en el caso teórico de una carga aplicada en una superficie infinita.

El cálculo de la magnitud y distribución del incremento de esfuerzos, se realiza aplicando la solución de Boussinesq (caso particular de la solución general de Mindlin). Esta solución parte de la hipótesis de que la masa es semi-infinita, isótropa, homogénea y elástica. Estas hipótesis no se cumplen en la realidad dada la complejidad de los suelos; sin embargo, la experiencia indica que la distribución de esfuerzos con ella calculada es aceptable para tener idea del orden de magnitud de los asentamientos.

Boussinesq resolvió el caso de una carga puntual P aplicada en la superficie:



$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (5. A)$$

Fig. 3.A, Solución de Boussinesq.

donde:

σ_z , esfuerzo vertical debido a la carga P,

z y r, profundidad y distancia horizontal del punto A en que se desea conocer σ_z .

Por integración de la expresión (9) se han resuelto diversos casos de tipos y distribuciones de cargas aplicadas en la superficie, como áreas sujetas a carga uniformemente repartida de cualquier forma (Carta de Newmark), de forma rectangular (Carta de Newmark y gráficas de Fadum), cargas de línea, cargas variables como las debidas a terraplenes de altura variable, etc. Estos casos se incluyen en la mayoría de los libros de texto.

En este tema se tratan la Carta de Newmark y la gráfica de Fadum para áreas de forma rectangular, por ser las más usuales en cimentaciones de estructuras. La primera se muestra en la Fig. 3. A y la segunda en la Fig. 4. A. El empleo de ambas es sencillo y se describe en los ejercicios 1 a 4 para diferentes tipos de cimentaciones someras, a saber, zapatas aisladas, zapatas continuas, losa corrida y cajón parcialmente compensado.

Area de influencia = 0.005 w

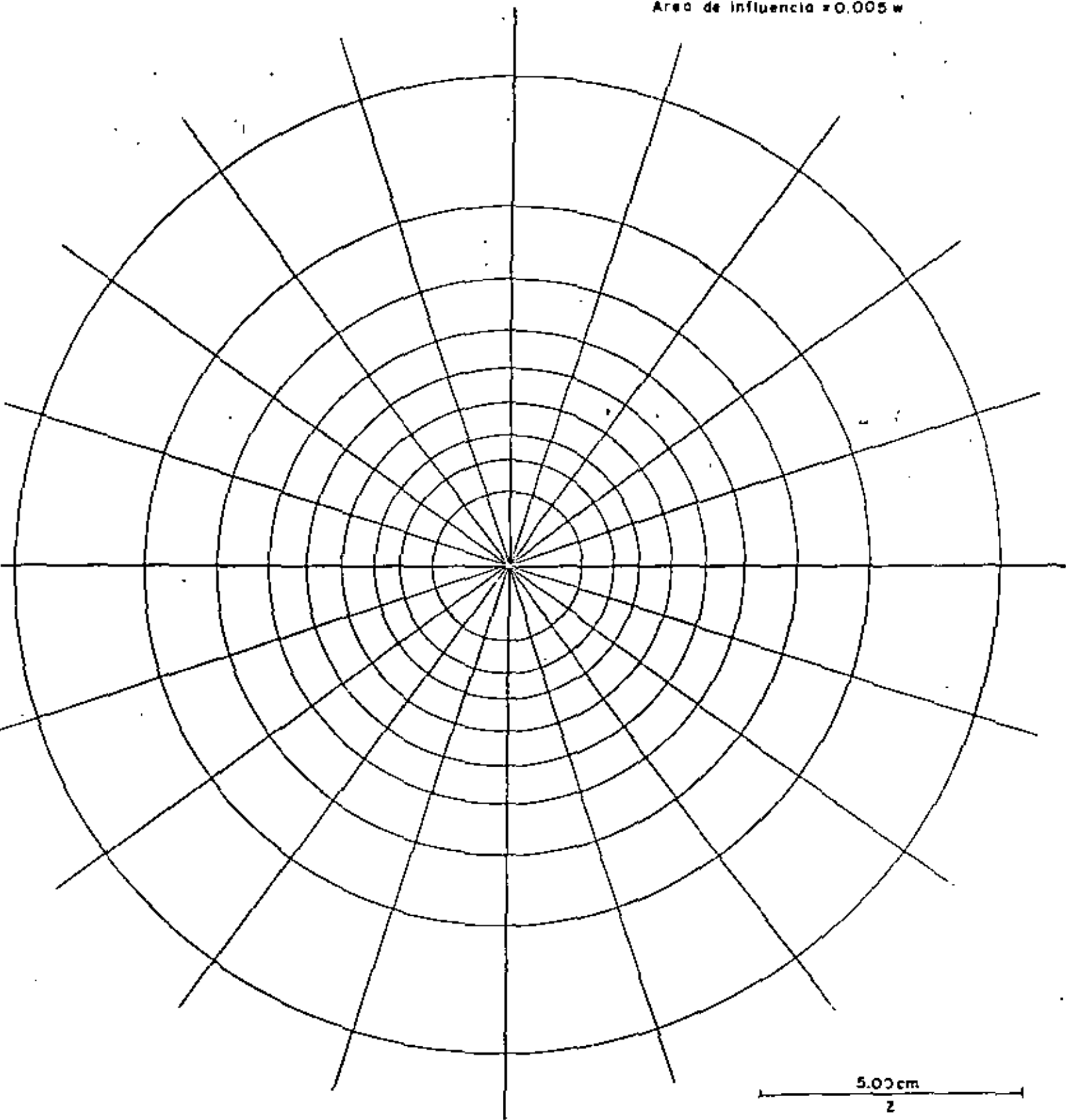


Fig. 3. A. Carta de Newmark

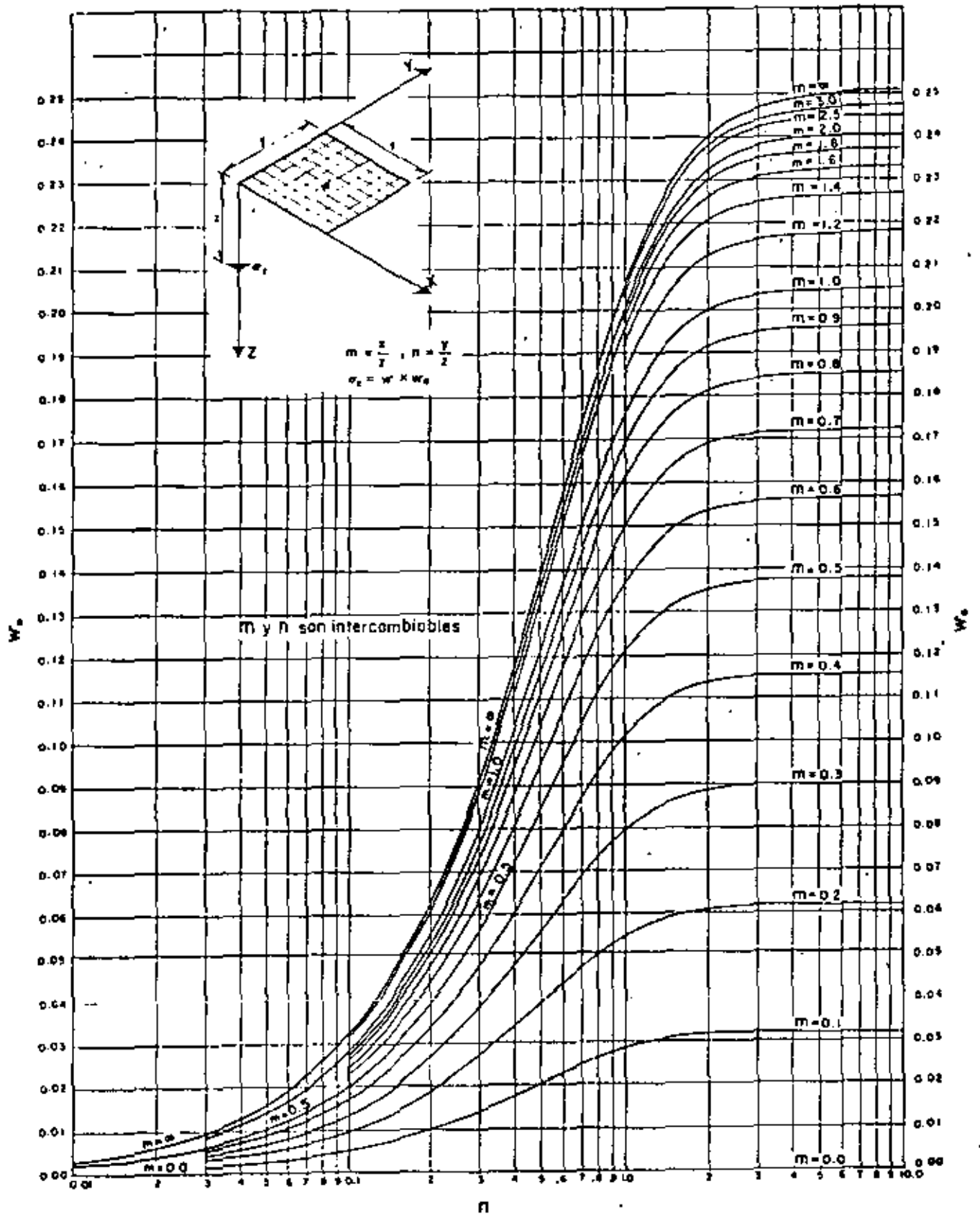


Fig. 4.A. Gráfica de Fadum





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ANALISIS DE DEFORMACIONES

ANEXO II

ING. JOSE SPRINGALL CARAM
M. en I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA

JUNIO, 1980

ANEXO B

CARTAS DE INFLUENCIA PARA EL CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES EN CIMENTACIONES ELASTICAS*.

Se describe un procedimiento gráfico para el cálculo de desplazamientos en la superficie y a cualquier profundidad en un medio semi-infinito, elástico, isótropo y homogéneo, sujeto en la superficie a cargas uniformemente repartidas. El desplazamiento se calcula contando en las cartas el número de cuadros cubiertos por la figura del área cargada dibujada a una escala apropiada. En esencia, las cartas se usan en igual forma que la carta de Newmark.

Se incluyen tres cartas de influencia. La Gráfica 1, se utiliza para calcular el desplazamiento o asentamiento en la superficie, para cualquier valor de la relación de Poisson μ . La Gráfica 2, para el cálculo de desplazamientos a cualquier profundidad, para $\mu = 0.5$. La Gráfica 3, se emplea para determinar la corrección que debe hacerse a los resultados de la Gráfica 2 cuando μ es diferente de 0.5.

El procedimiento para la utilización de las cartas es el siguiente:

- a) Se dibuja una figura del área cargada a una escala tal que la profundidad Z (en las gráficas 2 y 3) o la longitud base L (en la Gráfica 1), sea igual a la longitud del segmento Z o L de las gráficas.

* Traducción resumida del Boletín 367, Illinois Engineering Experiment Station.

- b) La figura se coloca sobre la gráfica, haciendo coincidir el punto en que desea calcularse el asentamiento con el origen de la gráfica.
- c) Se cuenta el número de cuadros cubiertos por la figura.
- d) El asentamiento se calcula aplicando las ecuaciones:

$$S_o = 0.02 (1 - \mu^2) n_o w L/E \quad (13)$$

$$S' = 0.01 (1 + \mu) [n' + (1 - 2\mu) n_c] w Z/E \quad (14)$$

Para el caso de $\mu = 0.5$, las ecuaciones se simplifican a:

$$S_o = 0.015 n_o w L/E \quad (15)$$

$$S' = 0.015 n' w Z/E \quad (16)$$

Para el cálculo de asentamientos a diferentes profundidades bajo un punto de una determinada área cargada, se requieren figuras de diferentes escalas. Sin embargo, para el cálculo del asentamiento en la superficie puede usarse cualquier escala, determinando la longitud L para la escala particular empleada.

Las cartas pueden utilizarse para calcular el cambio de espesor de un estrato, como la diferencia de asentamientos en las fronteras superior e inferior del mismo.

Si el área no está uniformemente cargada, las cartas se utilizan su poniendo una serie de áreas sujetas a carga uniforme.

Ejemplo del uso de las cartas.

Supóngase un área de 30 x 30 m, sujeta a una carga uniforme de 5 ton/m², $E = 50 \text{ kg/cm}^2$ y $\mu = 0.3$. Se desea calcular el asentamien-

to al centro del área, en la superficie y a una profundidad de 15 m.

Por facilidad es conveniente usar la misma figura en las gráficas. Por tanto, prepárese una figura de lado igual a dos veces L en la Gráfica 1, y cuéntese en cada una el número de cuadros, obteniendo:

$$n_o = 112 ; n' = 84 ; n_c = 50$$

En la superficie el asentamiento será, aplicando la fórmula (13)

$$S_o = 0.02 \times 0.91 \times 112 \times 0.5 \times \frac{1500}{50} = 30.6 \text{ cm}$$

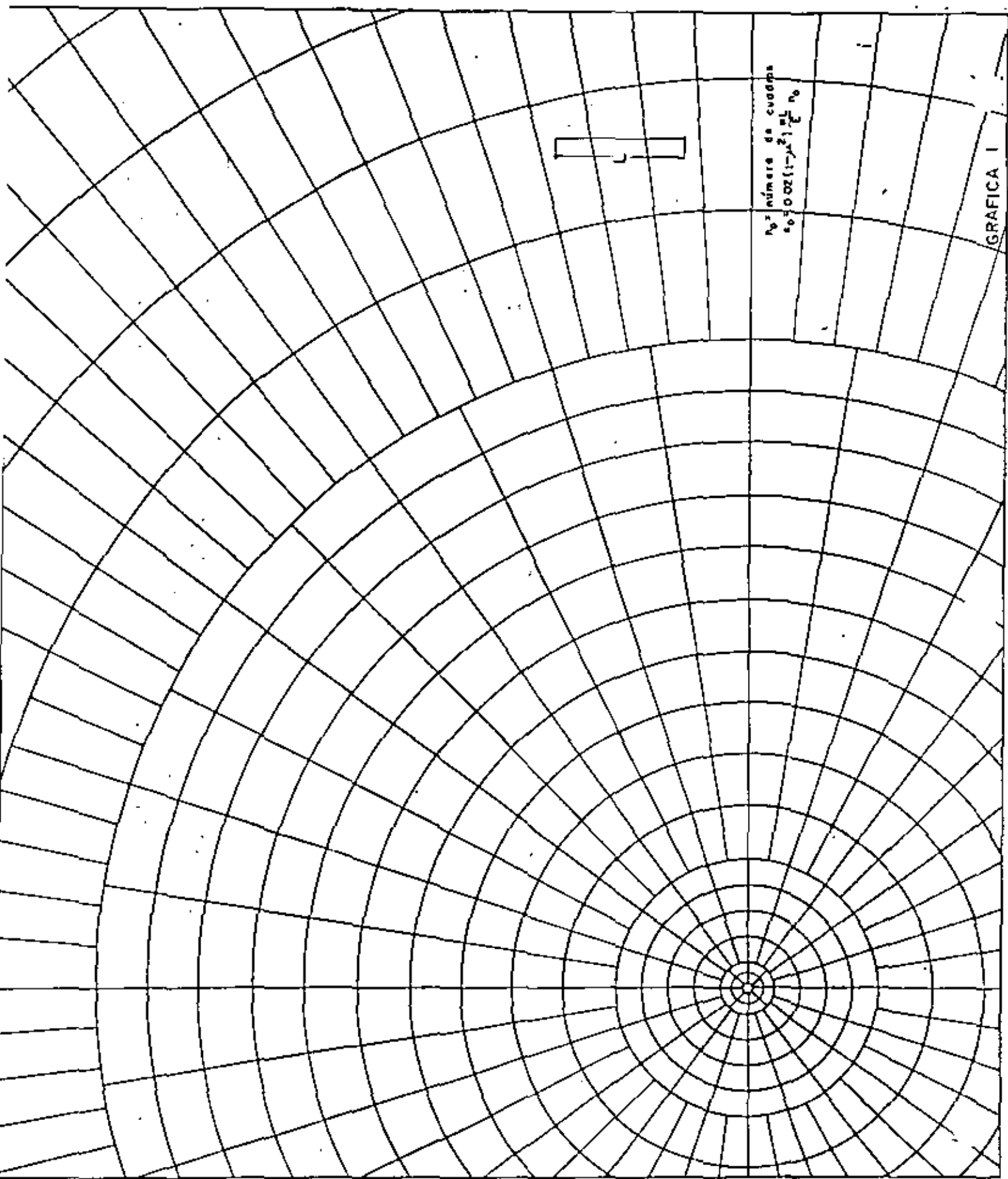
y a 15 m de profundidad, utilizando la expresión (2):

$$S' = 0.01 \times 1.3 (84 + 0.4 \times 50) \times 0.5 \times \frac{1500}{50} = 20.3 \text{ cm}$$

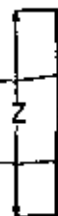
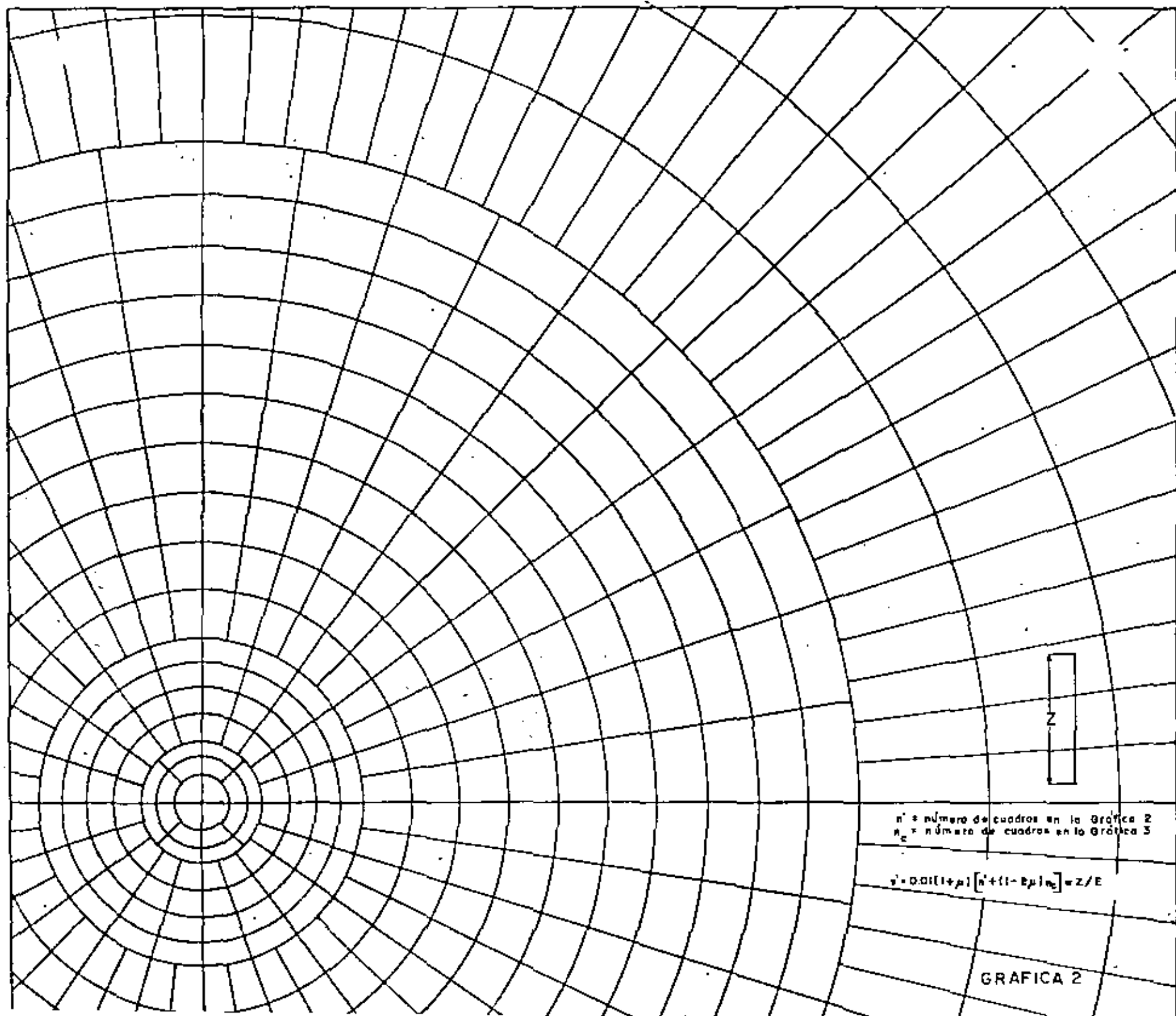
Con objeto de ilustrar la influencia de μ , si se considera en el mismo ejercicio que vale 0.5, se obtiene, aplicando las expresiones (15) y (16):

$$S_o = 25.2 \text{ cm}$$

$$S' = 18.9 \text{ cm}$$



B-5

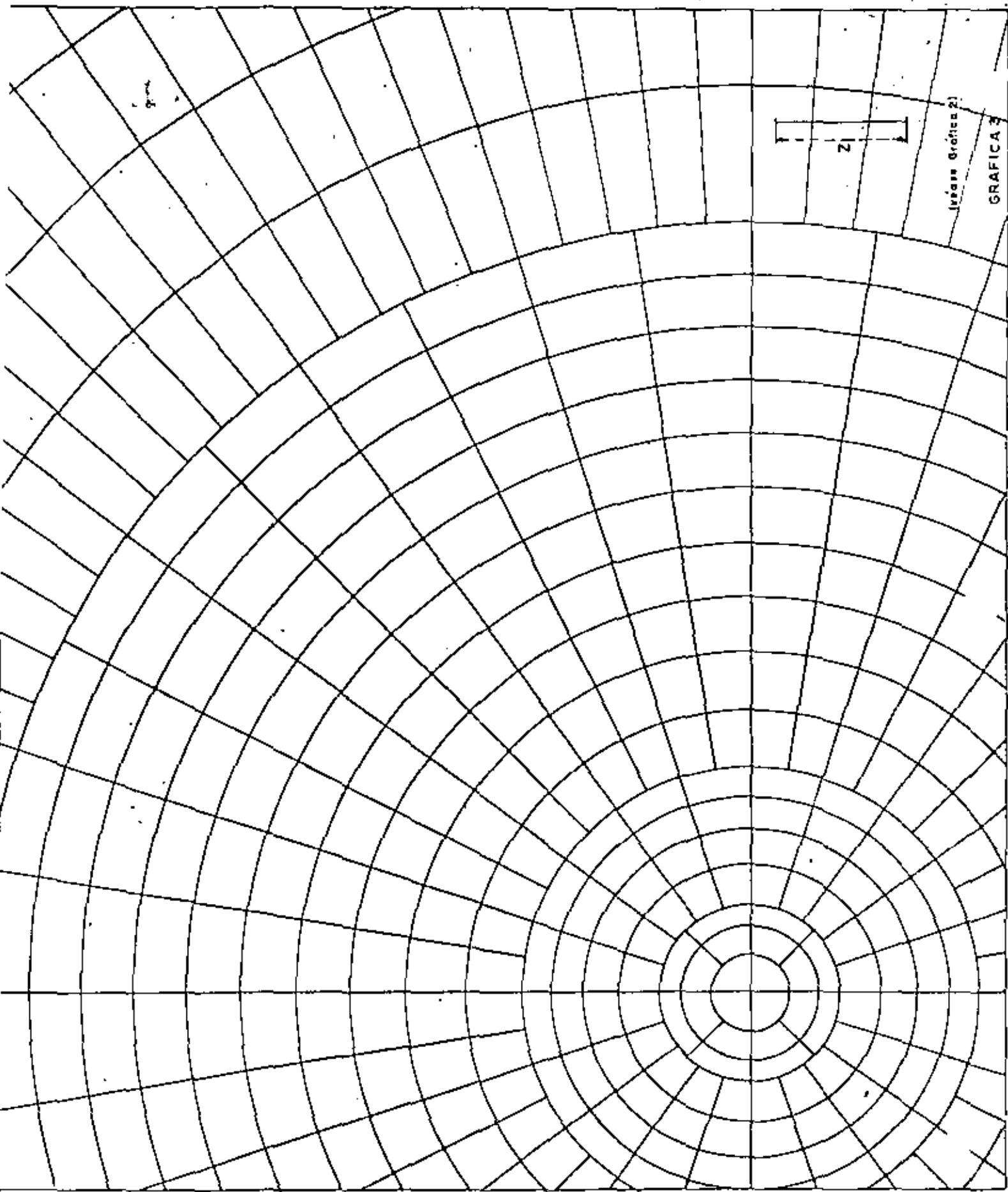


n' = número de cuadros en la Gráfica 2
 n_c = número de cuadros en la Gráfica 3

$$v = 0.01(1+\mu) [n' + (1 - E\mu/n_c)] wZ/E$$

GRAFICA 2

FIG. 7



B-6

FIG. 8



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ANALISIS DE DEFORMACIONES

EJERCICIOS

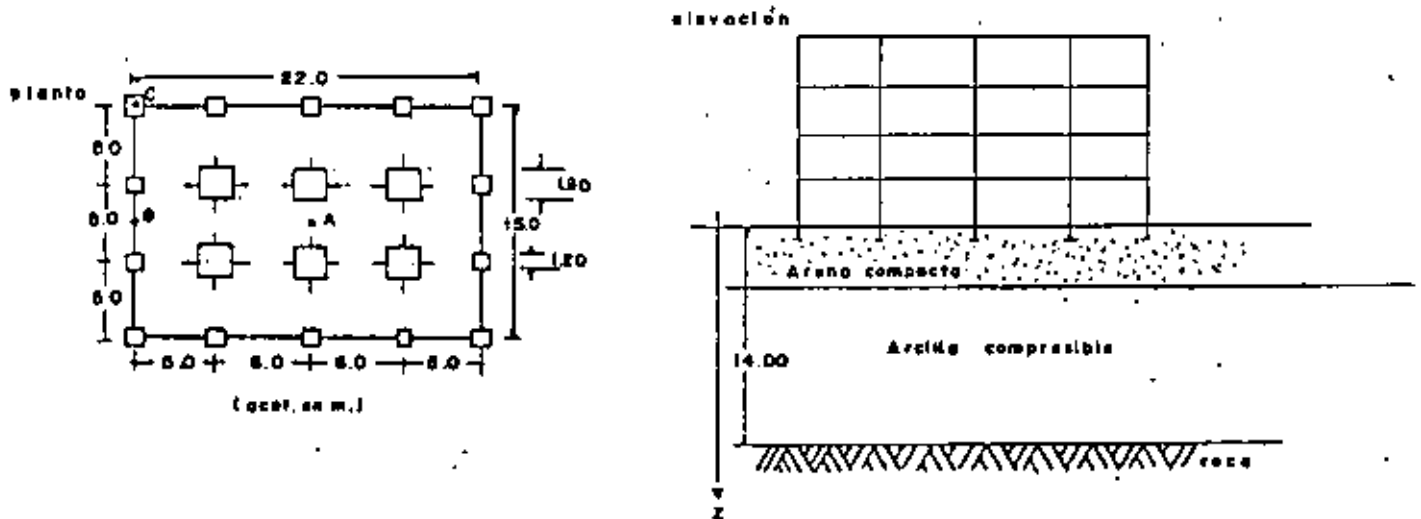
ING. JOSE SPRINGALL CARAM
M en I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA

JUNIO, 1980



EJERCICIO 1

Determine la distribución de presiones bajo los puntos A, B y C (Fig. 1) de un edificio flexible de 4 pisos apoyado en columnas, con peso total de 1320 ton (4 ton/m^2). Analice la alternativa de zapatas aisladas, una bajo cada columna, desplantadas a 1 m de profundidad, de las dimensiones indicadas en la Fig. 1, sujetas a una presión de contacto de 35 ton/m^2 . Para el cálculo utilice la carta de Newmark anexa.



SOLUCION

- 1o. Dibuje la planta del edificio con sus zapatas a diferentes escalas, una para cada profundidad de análisis, usando el módulo señalado en la carta de Newmark, de dimensión igual a la profundidad Z. En este caso se eligieron las profundidades de 3, 6, 8, 10 y 12 m, a las que corresponden dimensiones de la planta y zapatas indicadas en las columnas (2) a (5) de la tabla.
- 2o. Superponga cada planta dibujada en la carta, haciendo coincidir en cada caso los puntos A, B y C con el centro de ella y cuente el número de cuadros abarcados por las zapatas. Estos son los anotados como N en la tabla.
- 3o. Calcule las presiones a las distintas profundidades elegidas mediante la expresión:

$$\sigma_z = w \cdot I \cdot N$$

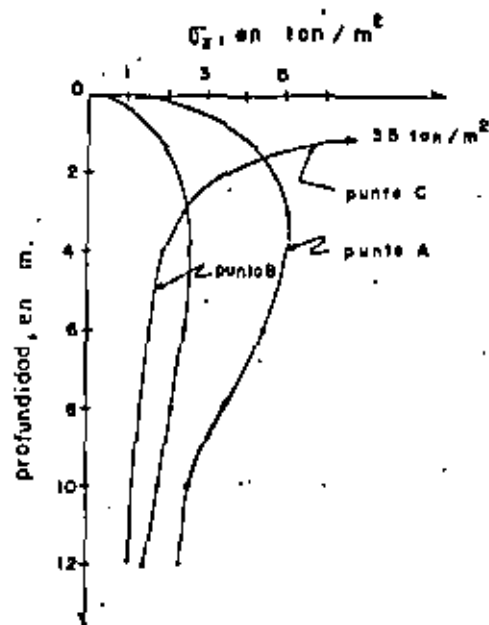
En este ejemplo: $\sigma_z = 35 \times 0.005 N$

$$\sigma_z = 0.175 N, \text{ en ton/m}^2$$

Los valores de $\bar{\sigma}_z$ aparecen en la tabla

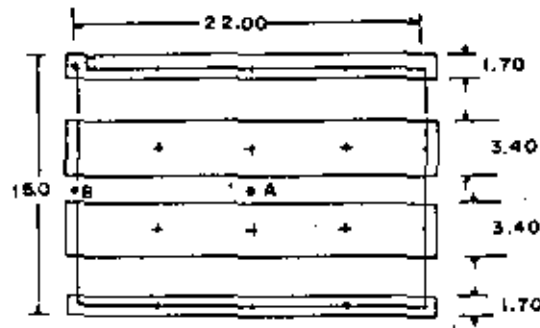
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Z (m)	largo (m)	ancho (m)	zapatas perimetrales (cm)	zapatas centrales (cm)	Punto A		Punto B		Punto C	
					N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$
3.0	36.6	25.0	2.0	3.2	29	5.1	14	2.5	13	2.3
6.0	18.3	12.5	1.0	1.6	26	4.6	13	2.3	9	1.6
8.0	13.8	9.4	0.8	1.2	20	3.5	12	2.1	8	1.4
10.0	11.0	7.5	0.6	0.9	15	2.6	10	1.8	7	1.2
12.0	9.1	6.3	0.5	0.8	14	2.5	8	1.4	6	1.1

4a. La distribución de presiones bajo cada punto es la siguiente:



EJERCICIO 2

Determine la distribución de presiones en los mismos puntos A, B y C del edificio del Ejercicio 1, ahora desplantada en zapatas corridas, diseñadas para una presión de contacto de 6 ton/m^2 . Para el cálculo utilice la carta de Newmark.



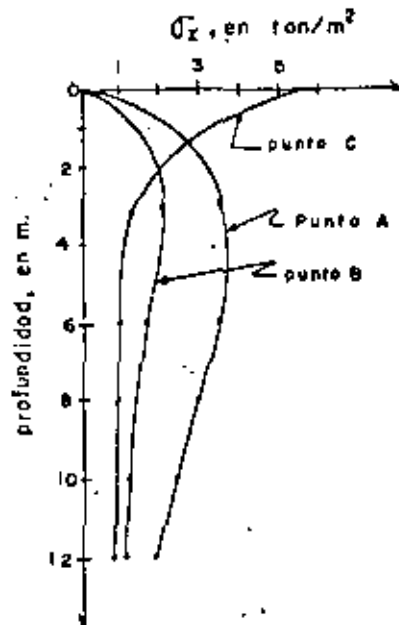
SOLUCION

Siguiendo los pasos del Ejercicio 1, se obtiene:

$$\bar{\sigma}_z = 0.030 \text{ N, en ton/m}^2$$

Z	Punto A		Punto B		Punto C	
	N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$
3.0	124	3.7	74	2.2	51	1.5
6.0	121	3.6	55	1.7	36	1.1
8.0	95	2.9	49	1.5	33	1.0
10.0	81	2.4	45	1.4	31	0.9
12.0	63	1.9	37	1.1	28	0.8

La distribución de presiones en los puntos A, B y C es la siguiente:

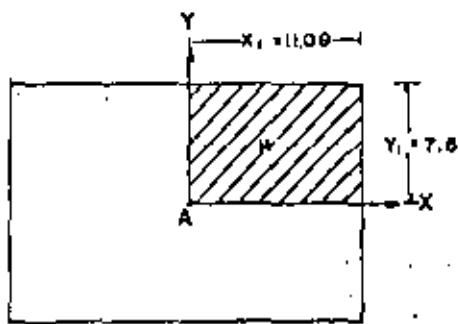


EJERCICIO 3

Determine la distribución de presiones en los mismos puntos A, B y C del edificio del Ejercicio 1, pero considerando que la cimentación es una losa corrida sujeta a una presión uniformemente repartida de 4 ton/m^2 , más 1 ton/m^2 como peso de la subestructura. Aplique para el cálculo la gráfica de Fadum.

SOLUCION

1o. Para el Punto A:



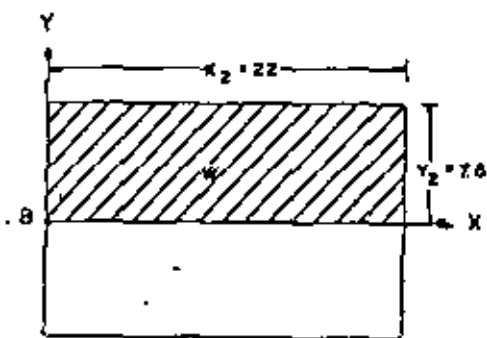
$$m_1 = \frac{x_1}{z_1}$$

$$n_1 = \frac{y_1}{z_1}$$

$$\sigma_z = 4 \cdot w \cdot w_0$$

$$\sigma_z = 20 \cdot w_0, \text{ en ton/m}^2$$

2o. Para el Punto B:



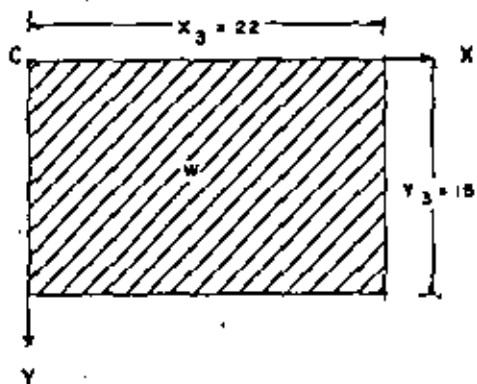
$$m_2 = \frac{x_2}{z_2}$$

$$n_2 = \frac{y_2}{z_2}$$

$$\sigma_z = 2 \cdot w \cdot w_0$$

$$\sigma_z = 10 \cdot w_0, \text{ en ton/m}^2$$

3o. Para el Punto C:



$$m_3 = \frac{x_3}{z_3}$$

$$n_3 = \frac{y_3}{z_3}$$

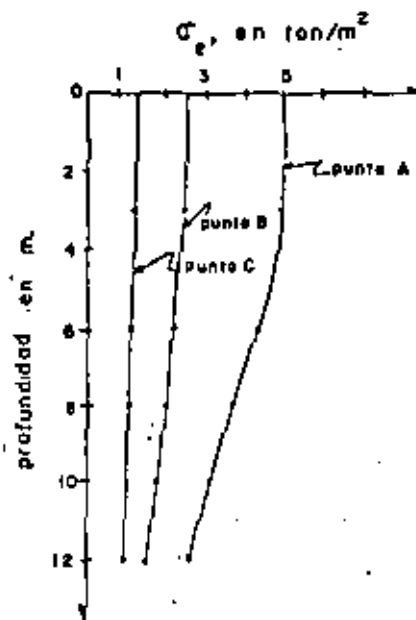
$$\sigma_z = w \cdot w_0$$

$$\sigma_z = 5 \cdot w_0, \text{ en ton/m}^2$$

4a. En la siguiente tabla se indican los valores de m y n para cada profundidad y punto, el de w_0 determinada en la gráfica de Fadum y, finalmente, el de la presión $\bar{\sigma}_z$.

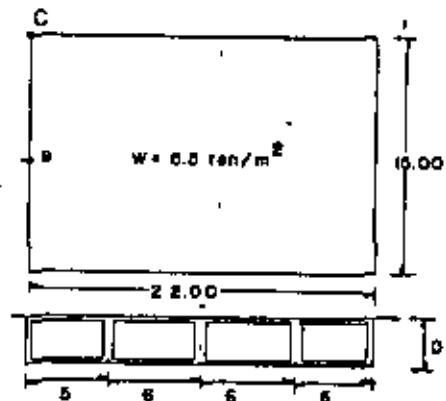
Z (m)	Punto A				Punto B				Punto C			
	m_1	n_1	w_0	$\bar{\sigma}_z$	m_2	n_2	w_0	$\bar{\sigma}_z$	m_3	n_3	w_0	$\bar{\sigma}_z$
3.0	3.67	2.50	0.244	4.9	7.33	2.50	0.245	2.5	7.33	5.00	0.250	1.25
6.0	1.83	1.25	0.213	4.3	3.67	1.25	0.217	2.2	3.67	2.50	0.245	1.23
8.0	1.38	0.94	0.185	3.7	2.75	0.94	0.198	2.0	2.75	1.88	0.235	1.18
10.0	1.10	0.75	0.158	3.2	2.20	0.75	0.177	1.8	2.20	1.50	0.225	1.13
12.0	0.92	0.63	0.135	2.7	1.83	0.63	0.155	1.6	1.83	1.25	0.212	1.06

5a. La distribución de presiones bajo los puntos A, B y C es la siguiente:



EJERCICIO 4

Determine la distribución de presiones en los mismos puntos A, B y C del edificio del Ejercicio 1, suponiendo una cimentación parcialmente compensada, cuyo cajón pesa 1.5 ton/m^2 y una descarga neta al subsuelo de 1 ton/m^2 . El peso volumétrico del terreno es 1.5 ton/m^3 . Aplique para el cálculo la gráfica de Fadum.



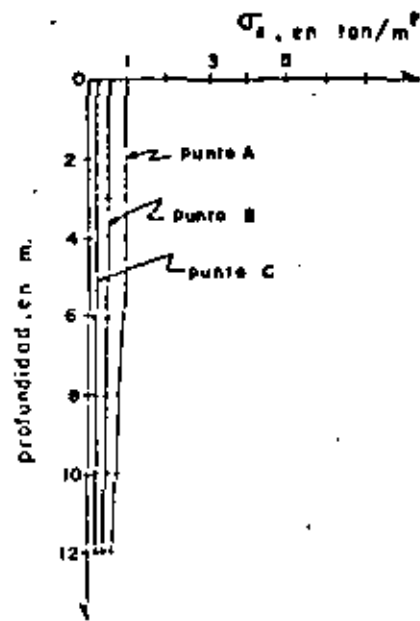
SOLUCION

1o. Profundidad de desplante

$$D_f = \frac{(5.5 - 1.0)}{1.5} = 3.0 \text{ m}$$

2o. Siga los mismos pasos del Ejercicio 3 usando una carga a nivel de desplante de 1 ton/m^2 . En la siguiente tabla se anotan los valores de σ_z , y en la gráfica su distribución.

Z (m)	Punto A				Punto B				Punto C			
	m_1	n_1	w_0	σ_z	m_2	n_2	w_0	σ_z	m_3	n_3	w_0	σ_z
3.0	3.67	2.50	0.244	0.98	7.33	2.50	0.245	0.49	7.33	5.00	0.250	0.250
6.0	1.83	1.25	0.213	0.85	3.67	1.25	0.217	0.43	3.67	2.50	0.245	0.245
8.0	1.38	0.94	0.185	0.74	2.75	0.94	0.198	0.40	2.75	1.88	0.235	0.235
10.0	1.10	0.75	0.158	0.63	2.20	0.75	0.177	0.35	2.20	1.50	0.225	0.225
12.0	0.92	0.63	0.135	0.54	1.83	0.63	0.155	0.31	1.83	1.25	0.212	0.212



EJERCICIO 5

Determine la presión de contacto admisible y ancho B de la zapata de un edificio, que estará sujeta a una descarga de 100 ton. El edificio se construirá en un cordón litoral constituido por arena, cuyas características se resumen en la figura.

La profundidad de desplante es 1 m. El nivel freático puede ascender hasta esa profundidad.

El asentamiento máximo tolerable es de 2.5 cm.

SOLUCION

Aplicase el criterio semi-empírico de Terzaghi-Peck, que correlaciona la resistencia a la penetración con la presión de contacto para asentamientos máximos de 2.5 cm. En este caso la resistencia corresponde al número de golpes promedio del penetrómetro estándar hasta una profundidad igual al ancho B de la zapata, bajo la misma.

En el caso de arena seca o parcialmente saturada, la presión admisible la proporciona directamente la gráfica para un determinado ancho del cimiento B; pero en arena saturada, ese valor se reduce a la mitad cuando $D_f/B < 1$, y a dos tercios cuando $D_f/B = 1$.

1. Suponiendo $q_a = 30 \text{ ton/m}^2$, B será igual a 1.83 m. Hasta una profundidad igual a 1.83 m bajo la zapata, N promedio vale 35 golpes.

2. Entrando en la gráfica con estos valores, se obtiene $q_a = 40 \text{ ton/m}^2$ para arena seca, o sea, 20 ton/m^2 para arena saturada.

3. Cálculase nuevamente B para 20 ton/m^2 , obteniendo 2.25 m. El valor de N no cambia.

4. Entrando otra vez en la gráfica con $B = 2.25 \text{ m}$ y $N = 35$ golpes, se obtiene $q_a = 38 \text{ ton/m}^2$ para arena seca y 19 ton/m^2 para arena saturada. Este último valor es prácticamente igual a 20 ton/m^2 , por lo que se acepta como bueno.

En resumen, la zapata se diseñará para una presión de contacto de 20 ton/m^2 y de un ancho igual a 2.25 m.

En este caso no se hace corrección del número de golpes por su emergencia de la arena.

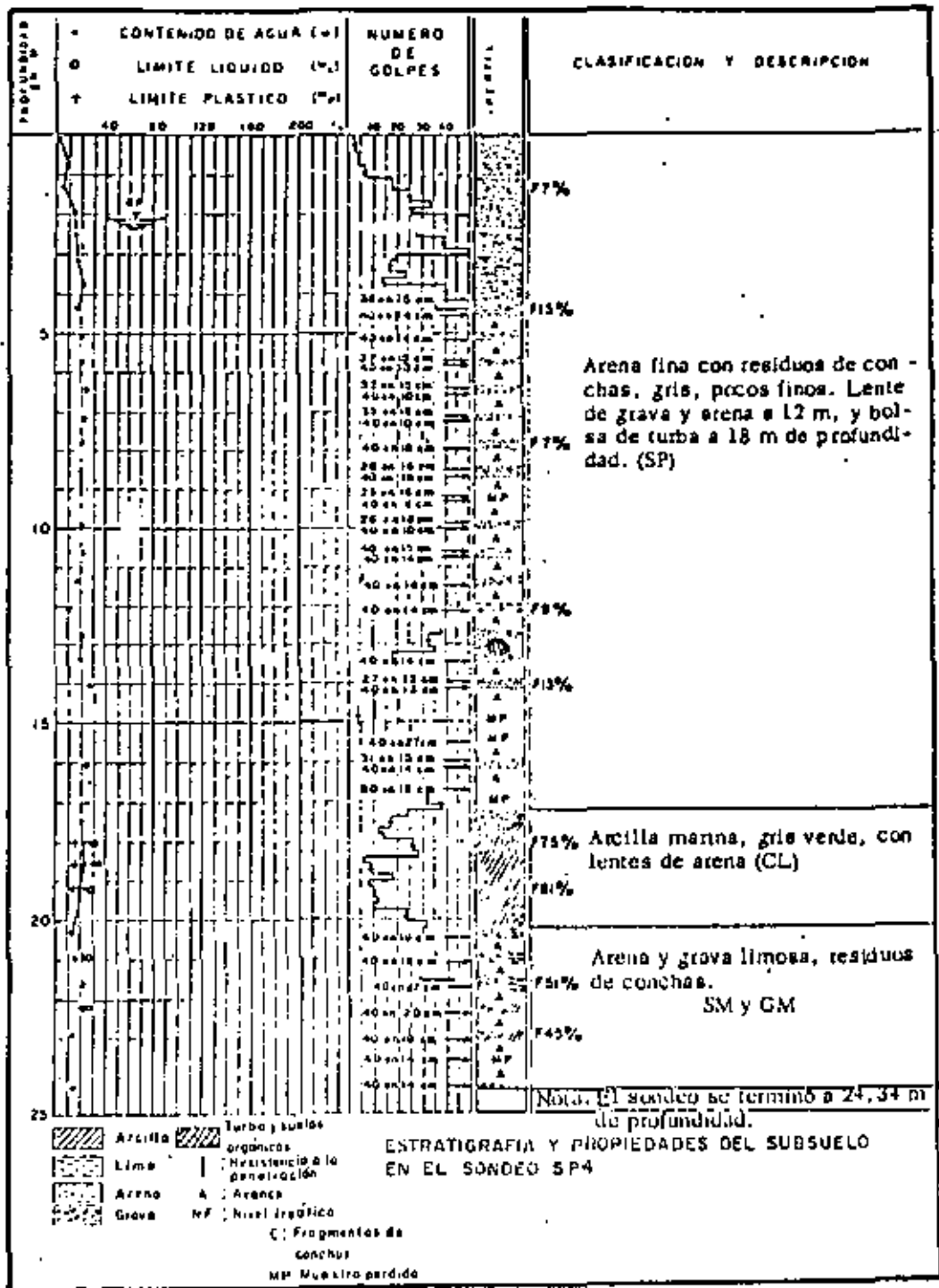


Figura del Ejercicio 5.

EJERCICIO 6

Ejemplo de cálculo de asentamientos "a largo plazo" de cimentaciones superficiales apoyadas en terrenos arcillosos compresibles.

En la Ciudad de México se proyecta construir un edificio destinado a aulas de enseñanza, que constará de planta baja y tres niveles tipo, cuya distribución de columnas a nivel de planta baja puede apreciarse en la Fig. 1, incluyendo la carga portada por cada uno de estos elementos, debida a carga muerta más viva reducida para cálculo de asentamientos.

En el sitio elegido para la construcción se instaló una estación piezométrica, cuyas lecturas se reportan en la tabla de la Fig. 2, y se efectuó un sondeo exploratorio, del tipo mixto alternando muestreo inalterado y penetración estándar, determinándose que el subsuelo es típico de la llamada "zona del lago", en general de alta compresibilidad y baja resistencia al corte, constituido por las formaciones indicadas en la Fig. 3, en la que además se reporta la variación con la profundidad de algunas propiedades índice y mecánicas de los suelos explorados. En las Figs. 4 a 7 se proporcionan las curvas de compresibilidad de algunas muestras ensayadas en consolidación unidimensional.

En base a las características de la estructura y estratigrafía y propiedades del subsuelo, se determinó cimentar aquélla utilizando un cajón cerrado, formada por muros perimetrales y losas de tapa y cimentación, quedando alojadas las contra-trabes de subestructura en el espacio comprendido entre estas últimas; es requisito que la losa de cimentación se diseñe estructuralmente como elemento rígido.

De acuerdo a lo arriba expuesto, se pretende determinar a que profundidad deberá desplantarse el cajón de cimentación para que la descarga neta transmitida al terreno genere asentamientos de la estructura del orden de 0.35 m.

SOLUCION

1o. Como primer paso para el cálculo de asentamientos, se dibujaron los diagramas de presiones totales, efectivas y neutras en el subsuelo previamente a la construcción del edificio (véase Fig. 8), obtenidos aplicando la expresión tradicional que relaciona las citadas presiones:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_e + d$$

donde

$\bar{\sigma}$ = presión total, determinada multiplicando el peso volumétrico húmedo o saturado de los diversos estratos de suelo por su respectivo espesor, en ton/m²;

$u_e + d$ = presión neutral estática más dinámica, deducida de las lecturas piezo-métricas (véase Fig. 2) considerando un nivel freático definido a 2.45 m de profundidad, en ton/m²;

$\bar{\sigma}$ = presión efectiva, calculada como la resta de la presión total menos la neutral, en ton/m².

Para fines del cálculo de las presiones totales, se simplificó el perfil de suelo como se indica en la tabla siguiente:

ESTRATO	PROFUNDIDAD FRONTERA SUPERIOR	PROFUNDIDAD FRONTERA INFERIOR	ESPESOR	PESO VOLUMETRICO MEDIO
No.	(m)	(m)	(m)	ton/m ³
1	0.00	1.30	1.30	1.80
2	1.30	6.70	5.40	1.50
3	6.70	9.00	2.30	1.30
4	9.00	18.30	9.30	1.20
5	18.30	19.40	1.10	1.45
6	19.40	22.00	2.60	1.20
7	22.00	24.00	2.00	1.45
8	24.00	26.70	2.70	1.30

Por otra parte, se determinaron las presiones de preconsolidación de las cuatro muestras ensayadas en consolidación unidimensional aplicando la construcción gráfica propuesta por A. Casagrande, siendo sus valores los que se indican también en la Fig. 8. Se observa que, a excepción de la muestra obtenida a 5.85 m de profundidad, que exhibe una preconsolidación probablemente debida a efectos de secado, como es usual en los suelos que constituyen el manto superficial, las muestras restantes pueden suponerse aproximadamente como normalmente consolidadas.

Para efectos del cálculo de asentamientos, las muestras ensayadas en consolidación se consideraron representativas de los estratos tabulados a continuación:

ESTRATO	PROFUNDIDAD FRONTERA SUPERIOR	PROFUNDIDAD FRONTERA INFERIOR	ESPESOR	PROFUNDIDAD AL CENTRO	PROFUNDIDAD DE CONSOL. REPRESENT.	$\bar{\sigma}$ AL CENTRO	$\bar{\sigma}$ A PROF. CONS. REP.
No.	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	ton/m ²	ton/m ²
1	Sin comp. 1.30 Con comp. 2.00	6.70	5.40 4.70	4.00 4.35	5.85	4.65 4.90	5.95
2	6.70	12.35	5.65	9.53	9.85	8.45	8.70
3	12.35	18.30	5.95	15.33	15.85	14.00	14.65
4	19.40	22.00	2.60	20.70	20.75	20.80	20.85

La contribución al asentamiento de los estratos de suelo no incluidos en la tabla anterior, se juzgó despreciable en comparación a la de los cuatro estratos considerados.

2o. Una vez conocido el estado de presiones efectivas inicial en el subsuelo, se calcularon los incrementos de presiones efectivas ($\Delta\bar{\sigma}$) que implicará la construcción del edificio, considerando para ello dos diferentes niveles de desplante del cajón de cimentación: uno coincidiendo con la superficie del terreno y otro a una profundidad de 2.0 m bajo ésta. La descarga neta al terreno para la primera condición fue de 6.0 ton/m² (incluyendo peso unitario del cajón de 1.75 ton/m², mientras que para la segunda fue de 2.6 ton/m² (compensado por excavación 3.4 ton/m²).

Para el cálculo se aplicó la solución de Fadum, que proporciona el incremento de presiones verticales en la esquina de un área rectangular flexible cargada uniformemente, actuando en la superficie de un medio elástico, semi-infinito, homogéneo e isótropo. De esta forma se obtuvo la variación con la profundidad del incremento de presión bajo un punto situado en la esquina de la losa de cimentación y otro al centro de la misma, proceso que se tabula a continuación y cuyos resultados se dibujaron en la Fig. 9.

Z	$m = 49.75/Z$	$n = 11.90/Z$	W_0	$\Delta\bar{\sigma}_e$	$\Delta\bar{\sigma}_c$
(m)				(ton/m ²)	(ton/m ²)
5	9.95	2.38	0.244	Sin comp. 1.46 Con comp. 0.63	5.84 2.52
10	4.98	1.19	0.217	1.30 0.56	5.20 2.24
15	3.32	0.79	0.183	1.10 0.48	4.40 1.92

20	2.49	0.60	0.155	0.93 0.40	3.72 1.60
25	1.99	0.48	0.131	0.79 0.34	3.16 1.36
30	1.66	0.40	0.111	0.67 0.29	2.68 1.16

3o. El cálculo de asentamientos de la losa de cimentación en una de sus esquinas y en su centro, se presenta tabulado para las condiciones de cajón desplantado en la superficie y a 2.0 m de profundidad.

La expresión aplicado es la siguiente:

en que:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^4 \Delta H_i$$

$$\Delta H_i = \frac{e_i}{1+e_{o_i}} H_i$$

donde:

ΔH = asentamiento total, en m;

H_i = espesor del estrato "i", en m;

e_i = cambio en la relación de vacíos del estrato "i", producido por el incremento medio de presión efectiva $\Delta \bar{\sigma}_i$ correspondiente;

e_{o_i} = relación de vacíos inicial media del estrato "i";

H_i = espesor inicial del estrato "i", en metros

Cabe señalar que las relaciones de vacíos iniciales de los estratos 2 a 4 considerados, fueron las correspondientes a las presiones de preconsolidación en cada caso; en el estrato 1 fue la correspondiente a la presión obtenida en el diagrama de presiones efectivas a la profundidad de la muestra ensayada, aproximadamente igual a la mitad de la presión de preconsolidación.

1er. caso. Asentamientos sin compensación

Al centro del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\Delta\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$	e_o	e_f	Δe	$1+e_o$	H	ΔH
No.	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	----	----	----	----	(m)	(m)
1	5.95	5.90	11.85	2.28	2.18	0.10	3.28	5.40	0.16
2	9.40	5.27	14.67	8.29	7.24	1.05	9.29	5.65	0.64
3	17.00	4.35	21.35	3.01	2.82	0.19	4.01	5.95	0.28
4	20.85	3.64	24.49	6.24	6.00	0.24	7.24	2.60	0.09
									1.17 \approx 1.2 m

En la esquina del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$	e_o	e_f	Δe	$1+e_o$	H	ΔH
No.	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	----	----	----	----	(m)	(m)
1	5.95	1.45	7.40	2.28	2.26	0.02	3.28	5.40	0.03
2	9.40	1.35	10.75	8.29	8.07	0.22	9.29	5.65	0.13
3	17.00	1.13	18.13	3.01	2.97	0.04	4.01	5.95	0.06
4	20.85	0.90	21.75	6.24	6.18	0.06	7.24	2.60	0.02
									0.24 \approx 0.24 r

2o. caso. Compensando 3.4 ton/m² por excavación a 2.0 m de profundidad
Al centro del área cargada

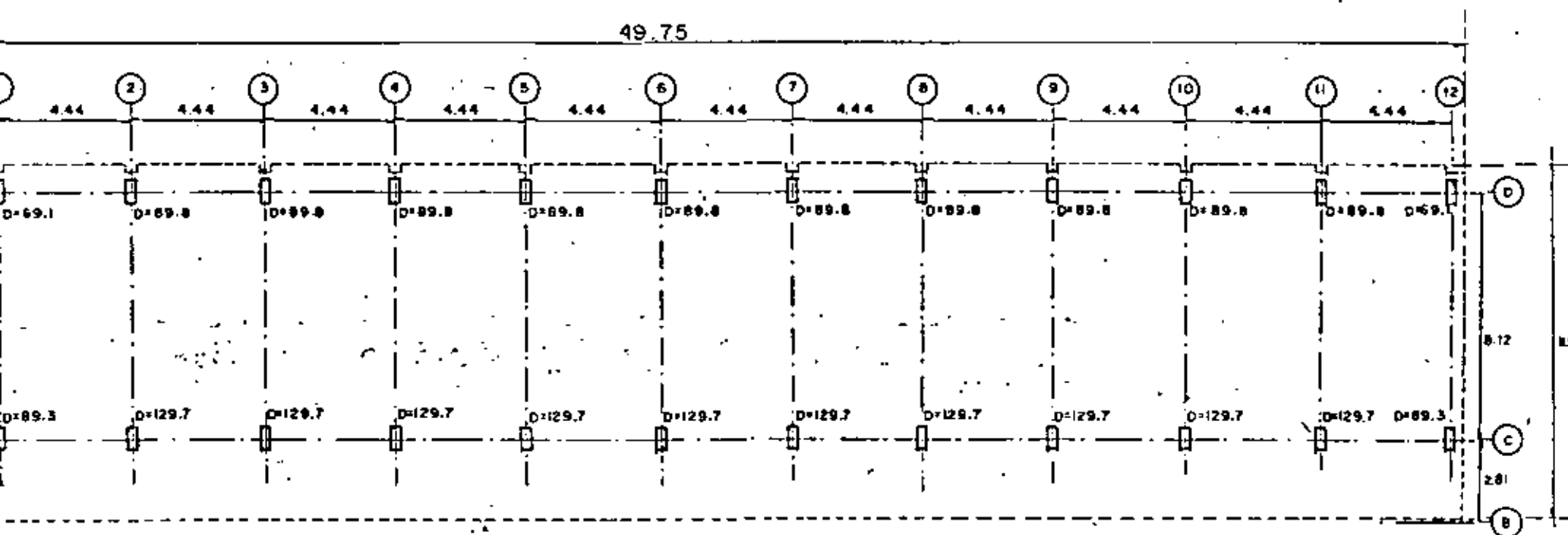
ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$	e_o	e_f	Δe	$1+e_o$	H	ΔH
No.	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	----	----	----	----	(m)	(m)
1	5.95	2.59	8.54	2.28	2.24	0.04	3.28	4.70	0.06
2	9.40	2.40	11.80	8.29	7.84	0.45	9.29	5.65	0.27
3	17.00	2.03	19.03	3.01	2.95	0.06	4.01	5.95	0.09
4	20.85	1.68	22.53	6.24	6.14	0.10	7.24	2.60	0.04
									0.46 \approx 0.45 r

En esquina del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\Delta\bar{\sigma}$	$\sigma + \Delta\bar{\sigma}$	e_o	e_f	Δe	$1+e_o$	H	ΔH
No.	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	----	----	----	----	(m)	(m)
1	5.95	0.65	6.60	2.284	2.276	0.008	3.28	4.70	0.01
2	9.40	0.60	10.00	8.29	8.20	0.09	9.29	5.65	0.05
3	17.00	0.50	17.50	3.01	2.995	0.015	4.01	5.95	0.02
4	20.85	0.41	21.26	6.24	6.21	0.03	7.24	2.60	0.01
									0.09 = 0.10 m

4). Como conclusión del ejercicio puede decirse que los asentamientos totales que teóricamente experimentará la estructura si se desplantara en la superficie, son del orden de 1.2 m en el centro y 0.24 m en una esquina. Sin embargo, estos valores se obtuvieron considerando la losa de cimentación como elemento flexible, por lo que al diseñarse ésta como elemento rígido, los asentamientos tenderán a ser uniformes en el área cargada, con un valor medio de aproximadamente 80% del asentamiento calculado al centro del área flexible, es decir, del orden de 0.95 m.

Ahora bien, desplantando la losa de cimentación a 2 m de profundidad, los asentamientos teóricos en su centro y esquina son de 0.45 y 0.10 m respectivamente. Nuevamente corrigiendo por rigidez de la losa obtenemos un asentamiento promedio aproximado de 0.35 m.



Acolaciones en mts.

Escala 1:200

D=26.8 Descarga de columnas a nivel de planta baja, en Ton. Se encuentra reducida para cálculo de asentamientos.

$$\sum D = 2511.8 \text{ ton}$$

$$P = \frac{\sum D}{A} = \frac{2511.8}{49.75 \times 11.90} = 4.25 \text{ ton/m}^2$$

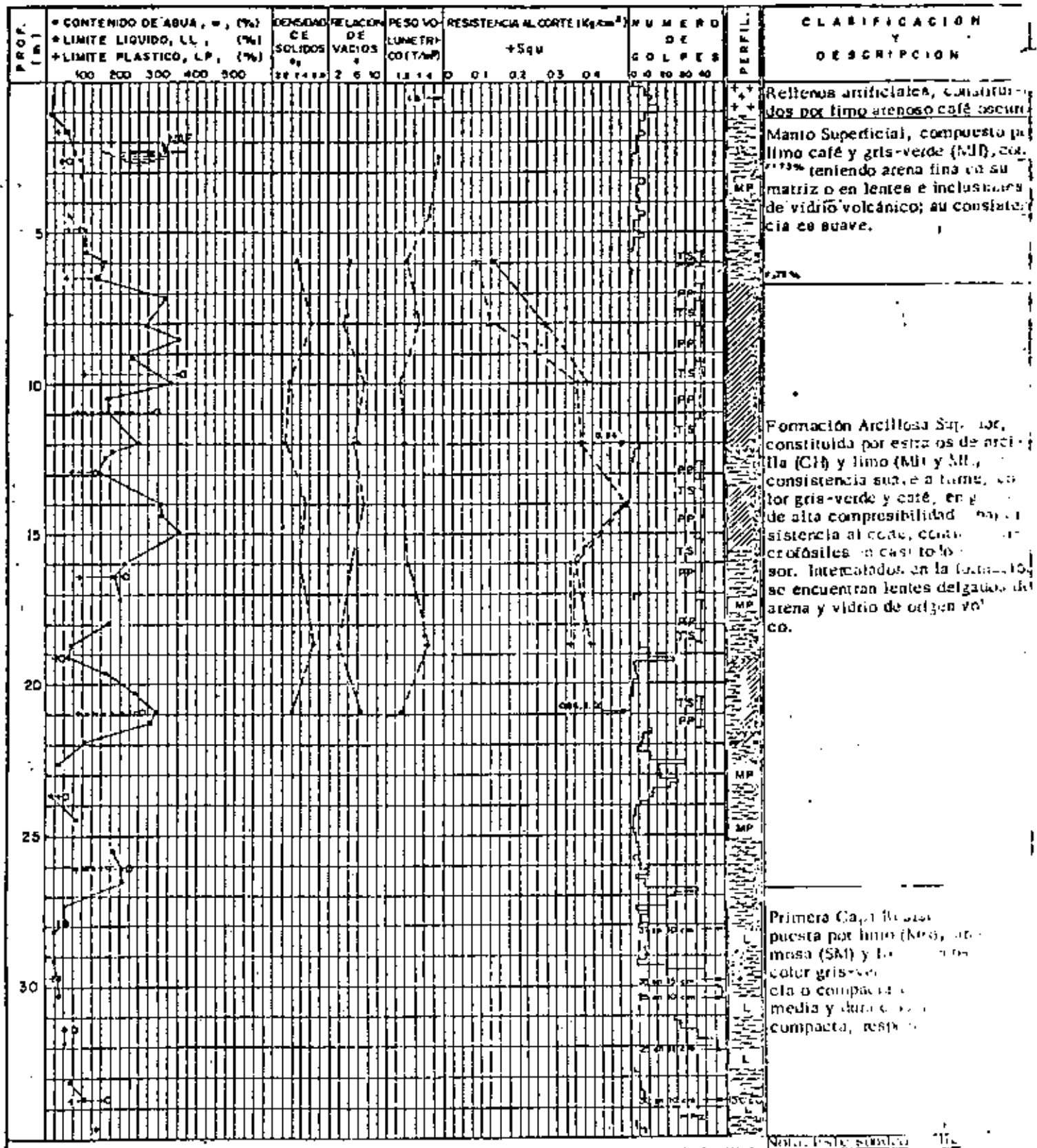
FIG. 1. DESCARGAS EN COLUMNAS A NIVEL DE PLANTA BAJA

FIG. 2 . LECTURAS Y ABATIMIENTOS DE PRESION DE PORO EN LA ESTACION PIEZOMETRICA EP-1

FECHA	LECTURAS			ABATIMIENTO DE PRESION DE PORO		
	PIEZOMETRO 1	PIEZOMETRO 2	PIEZOMETRO 3	PIEZOMETRO 1	PIEZOMETRO 2	PIEZOMETRO 3
18/IV/1973	5.28	14.18	17.15	2.83	11.73	14.7
23/IV/1973	* 7.53	*17.52	* 15.76	5.08	15.07	13.31
23/IV/1973	** 7.76	**17.57	**25.47	5.31	15.12	23.02
4/V/ 1973	7.85	18.10	22.85	5.40	15.65	20.40

Notas:

- Profundidad al centro de la celda piezométrica 1 = 12.60 m
- " " " " " 2 = 22.84 m
- " " " " " 3 = 30.14 m
- Las lecturas se refieren a la distancia en m existente entre la superficie del terreno y el nivel del agua en el interior de los tubos de registro, medida con sonda eléctrica.
- Los abatimientos de presión de poro, se dan en m de columna de agua; se calcularon suponiendo un nivel freático de finido a 2.45 m de profundidad.
- * Lecturas tomadas antes de purgar los tubos de registro
- ** Lecturas tomadas después de purgar los tubos de registro



S I M B O L O S :






- | | | | |
|--|-------------|----|--|
|  | Arcilla | Sq | Resistencia al corte en compresión no confinada. |
|  | Limo | L | Limpieza con chiflón |
|  | Arena | MP | Muestra Perdida |
|  | Fosiles | PP | Peso Propio |
|  | Vidrio volc | TS | Tubo Shelby |
| | | I | Resistencia a la penetración estándar |

FIG. 3 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO, SONDEO SMI-1

$P_c \hat{=} 1.1 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	S_u	w %	e_i	G_j %
SM-1	5.85	2.40	101	2.38	100

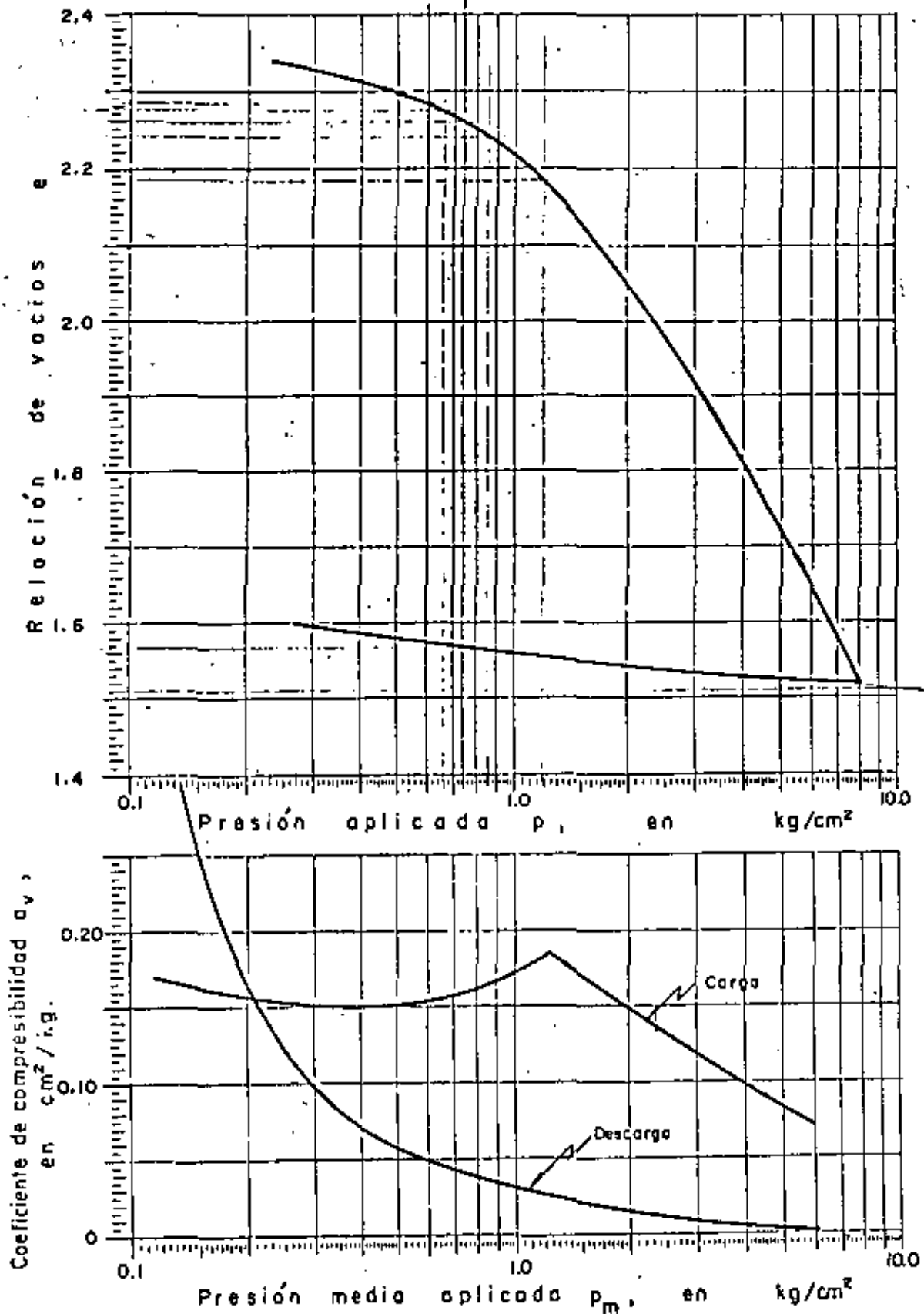


FIG. 4 . CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

$P_c = 0.94 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	S_r	w %	e_i	G_j %
SM-1	9.85	2.25	391	8.88	99

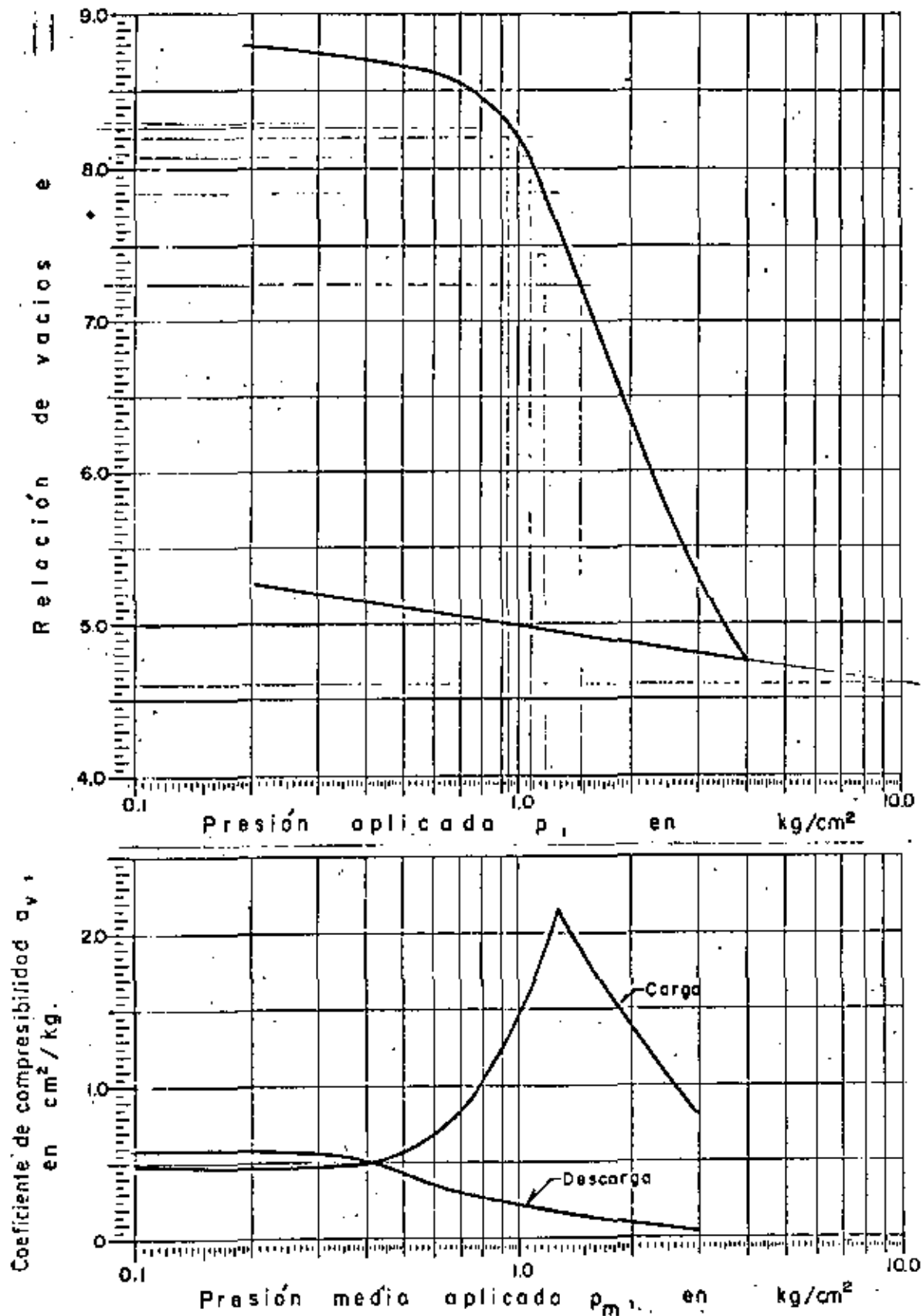


FIG. 5. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

$P_c = 1.70 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	S_s	$\frac{W}{\rho}$	e_i	$\frac{G}{\rho}$
SM-1	15.85	2.37	137.6	3.28	99.4

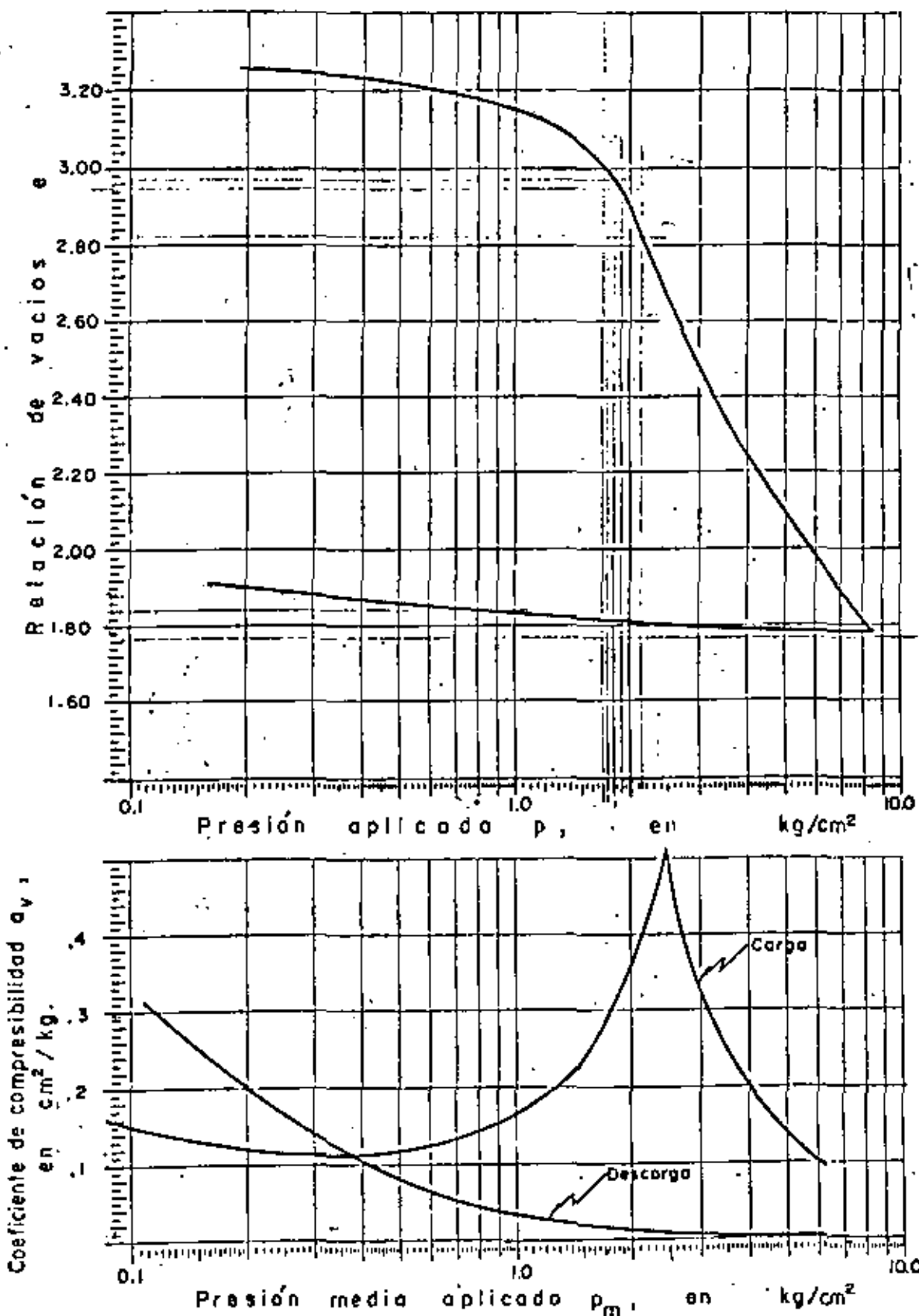


FIG.6 . CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

$P_c = 2.10 \text{ kg/cm}^2$

SONDED	PROF. (m)	S_v	w %	e_i	G_i %
SM-1	20.75	2.33	287.7	6.68	100

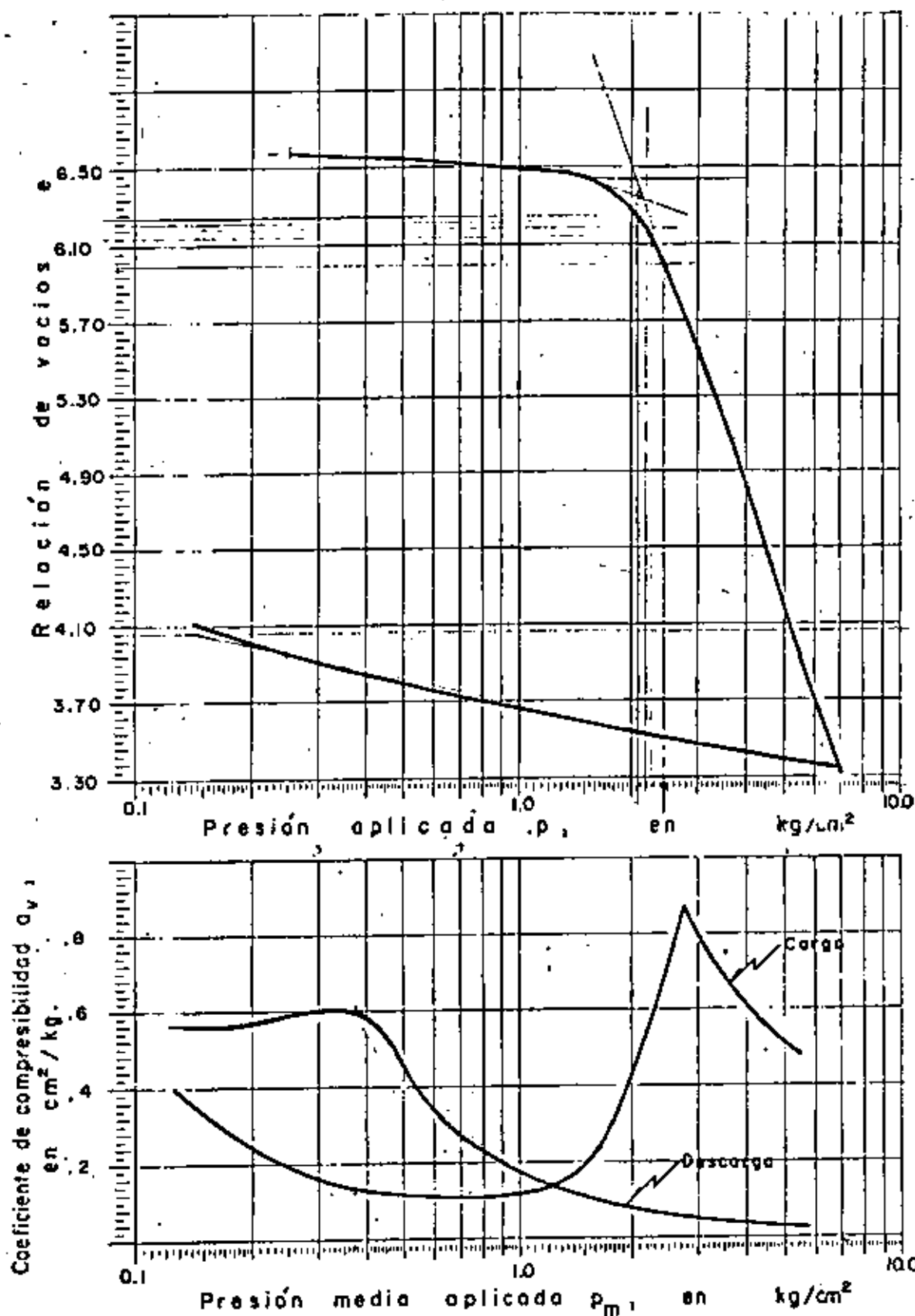


FIG. 7 • CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

PRESIONES EN TON/M²

PROFUNDIDAD EN METROS

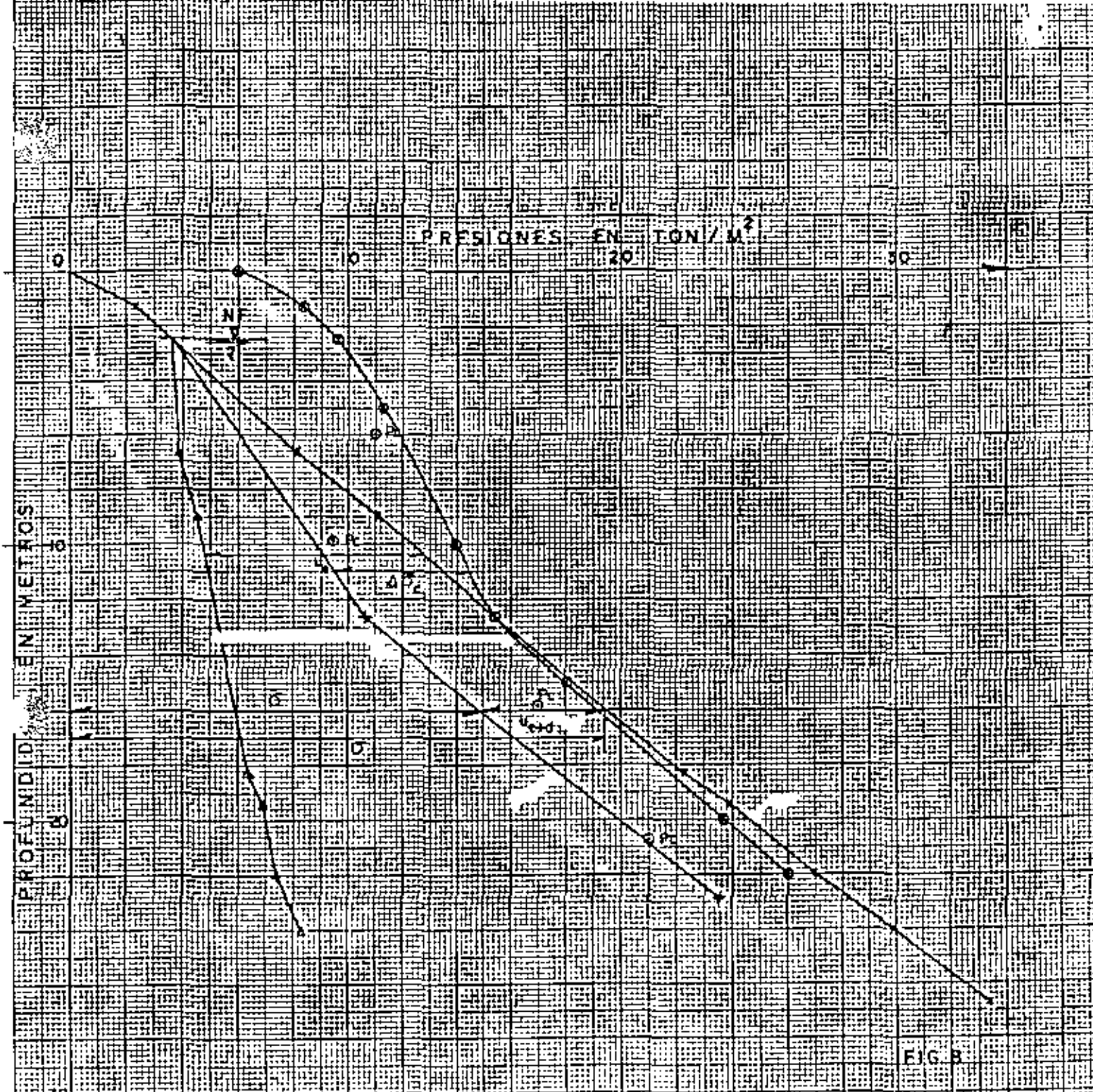


FIG. 3

SIMBOLOGIA

- NF Nivel freático
- p_0 Presión de preconsolidación
- p Presión neutral estática
- p' Presión neutral deducida de lecturas piezométricas
- p'' Presión efectiva
- p Presión total
- Δp_0 Incremento de presión al centro de área cargada, sin compensación

PROFUNDIDAD EN METROS

INCREMENTO DE PRESION $\Delta\sigma$, EN TON/M²



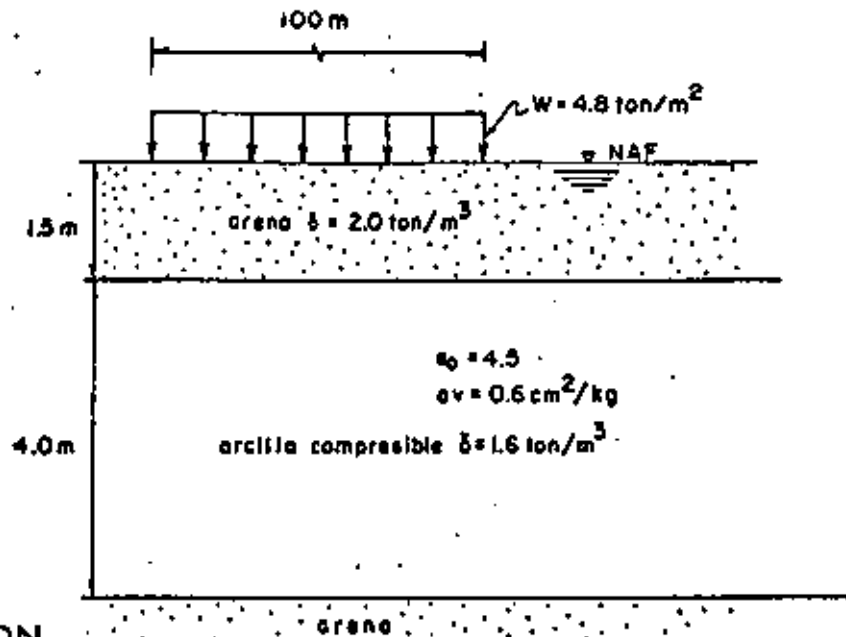
SIMBOLOGIA

$\Delta\sigma_c$	Incremento de presión en el centro del área cargada, sin compensación
$\Delta\sigma_{e1}$	Incremento de presión en esquina, con compensación
$\Delta\sigma_{e2}$	Incremento de presión en esquina, sin compensación
$-\Delta\sigma_e$	Decremento de presión en esquina, por excavación
$\Delta\sigma_e$	Incremento de presión en esquina, por excavación

FIG. 9

EJERCICIO 7

Calcule en que tiempo se presentará el 90% de la consolidación del estrato arcilloso compresible mostrado en la figura, causado por una sobrecarga de 4.8 ton/m^2 , uniformemente distribuida en un área flexible de forma cuadrada de 100 m de lado.



SOLUCION

- 1o. Calcule la presión efectiva (\bar{p}_0) para la profundidad correspondiente a la mitad del estrato compresible ($Z = 3.5 \text{ m}$).

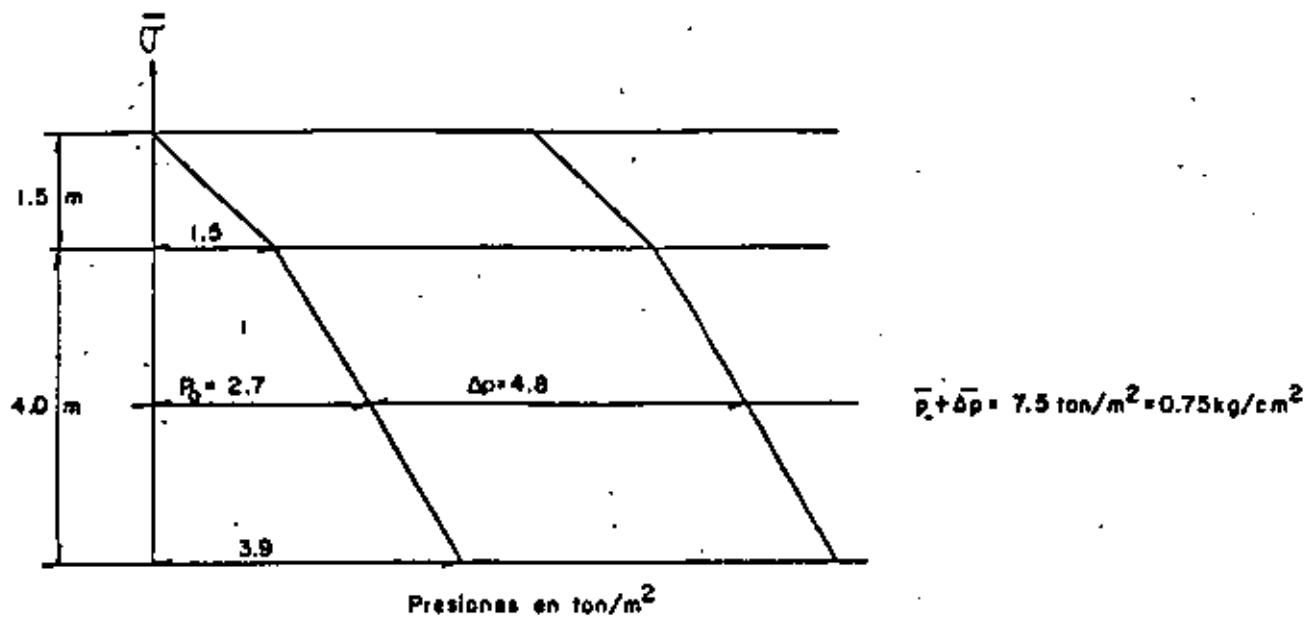
$$\bar{p}_0 = (2.0 - 1.0) 1.5 + (1.6 - 1.0) 2.0$$

$$\bar{p}_0 = 2.7 \text{ ton/m}^2$$

- 2o. Calcule el incremento de presiones ($\bar{\Delta p}$) ocasionada por la sobrecarga, para la profundidad de 3.5 m . Por tratarse de un área grande, los esfuerzos transmitidos a esa profundidad son iguales a la sobrecarga.

$$\bar{\sigma}_z = \bar{\Delta p} = 4.8 \text{ ton/m}^2$$

- 3o. La distribución de presiones efectivas es como sigue:



40. Utilizando la curva de consolidación anexa, calcule el tiempo correspondiente al 50% de la consolidación primaria (t_{50}) de la muestra ensayada, representativa del estrato arcilloso a la profundidad de 3.5 m

Se ha observado que la parte inicial de la curva de consolidación se asemeja a una parábola. De las propiedades de la misma, se encontró el siguiente método:

- a) Elija un punto de la curva próximo al eje de deformaciones, observando a que tiempo (t_1) corresponde.
- b) Busque sobre la curva el punto correspondiente a un tiempo igual a $4 t_1$.
- c) Duplique la diferencia de ordenadas entre ambos puntos y lleve este valor sobre una paralela al eje de las deformaciones, a partir del segundo punto.
- d) Haciendo pasar una paralela al eje de las abscisas, obtenga la ordenada que define al 0% teórico de consolidación.

Este procedimiento debe efectuarse varias veces para distintos tiempos y obtener un valor promedio del 0 % de consolidación.

- e) Para obtener el 100%, trace la tangente al tramo central de la curva y la asíntota del tramo final de la misma. La intersección de ambas rectas definirá al punto buscado.
- f) Obtenga el punto correspondiente al 50% teórico de la consolidación, encontrando el punto medio entre los puntos que definen al 0% y al 100%.
- g) Lea en el eje de las abscisas, el tiempo que corresponde a ese 50% (t_{50}).

Para este ejercicio se obtiene :

$$t_{50} = 9.5 \text{ min} = 570 \text{ seg.}$$

5o. Calcule el coeficiente de consolidación C_v mediante la expresión:

$$C_v = \frac{TH^2}{t}$$

donde: $H_{\text{especimen}} = 2.520 \text{ cm}$

$$t = t_{50} = 570 \text{ seg}$$

$$t_{50} = 0.197 \text{ (para el 50\% de consolidación)}$$

$$H_r = 2.520 - 0.172 \text{ (de curva de consolidación)} = 2.348 \text{ cm}$$

$$H = \frac{H_r}{2} \text{ (por estar drenada por ambas caras)}$$

$$C_v = \frac{0.197 (1.174)^2}{570}$$

$$C_v = 4.76 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{seg}}$$

6o. Calcule el tiempo necesario para que ocurra el 90% de la consolidación

$$H_r = 4 \text{ m; de ahí, } H = 200 \text{ cm}$$

$$T_{90} = \frac{TH^2}{C_v}$$

$$t_{90} = \frac{0.848 (200)^2}{4.76 \times 10^{-4}}$$

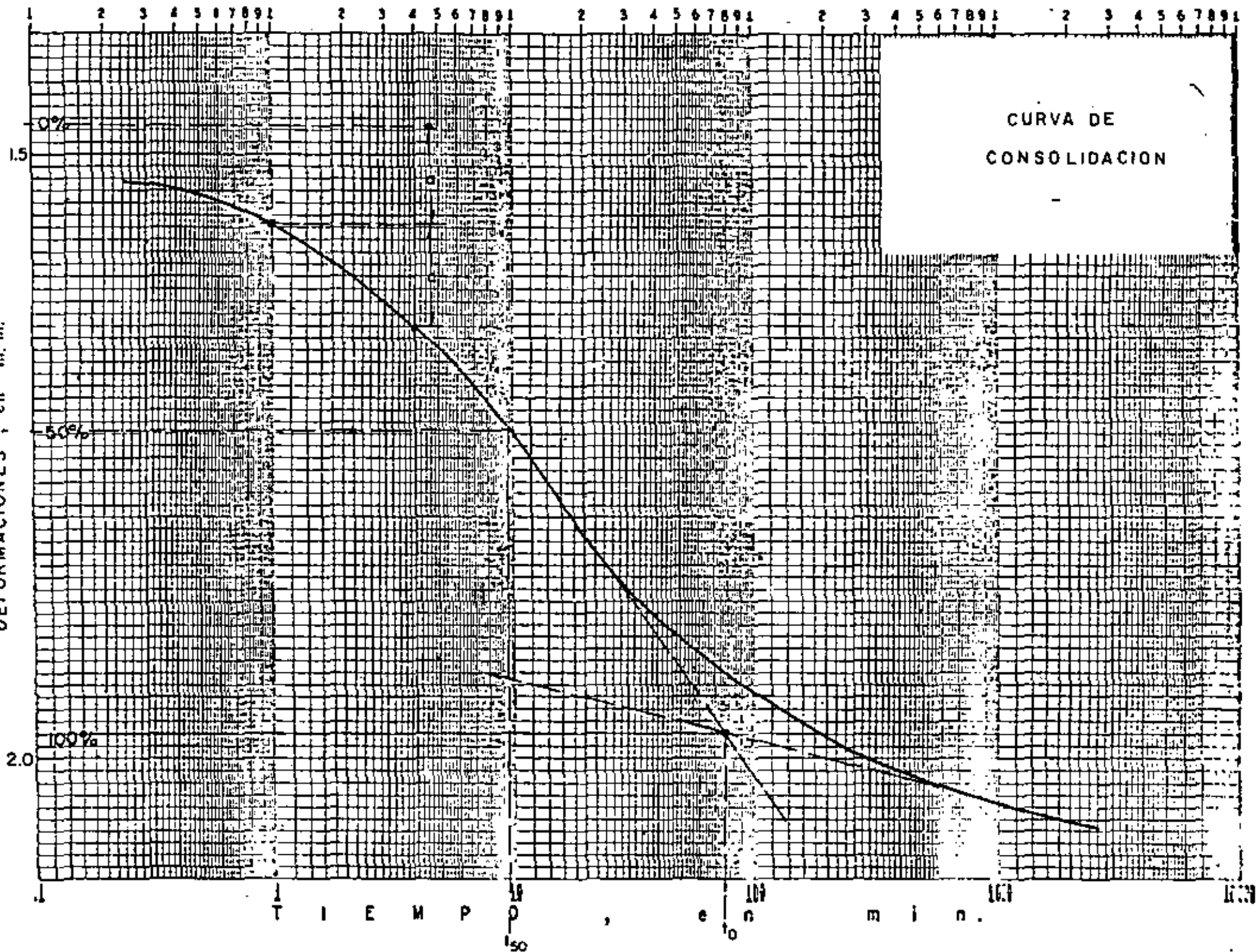
$$t_{90} = 7.126 \times 10^7 \text{ seg}$$

$$t_{90} = 2.26 \text{ años}$$

Cabe aclarar que el tiempo en que teóricamente ocurrirá el 100% de consolidación primaria es infinito. En la práctica es razonablemente aceptable calcular el tiempo en el que se presenta el 90% de dicha consolidación y considerar que los asentamientos que tendrán lugar a partir de ese momento serán mínimos, despreciables en comparación con los ocurridos hasta ese instante.

El asentamiento total estimado por consolidación primaria es de 21 cm, del cual el 90% se presentará en 2.26 años.

DEFORMACIONES % en m. m.



EJERCICIO 8

En la figura 1 se presenta una planta de la Laguna Ixtapa, localizada al poniente de Zihuatanejo, Gro., a 6 1/2 Km de distancia en línea recta. Está separada del Océano Pacífico por un cordón litoral o barra, arenosa, con dos bocas en sus extremos que se rompen ocasionalmente en temporadas de lluvias.

La estratigrafía del subsuelo de la laguna es prácticamente uniforme en cuanto al tipo de suelos, presentándose en general turba de espesor variable en la superficie, a la que subyacen suelos arenosos de origen marino.

De acuerdo con el perfil estratigráfico del subsuelo (Fig. 2) y las curvas de consolidación que se proporcionan (Fig. 3), las cuales se considerarán representativas del estrato de turba superficial, se solicita calcular el asentamiento que se produciría por consolidación primaria y secundaria de la turba en un período de 50 años, como consecuencia de la construcción de un relleno de 100 x 100 m en planta y 1.7 m de altura, cuyos pesos volumétricos en estado seco y saturado son 1.45 y 1.90 ton/m³, respectivamente.

SOLUCION

Antes de proceder a calcular el asentamiento, es conveniente señalar que los trabajos de investigación sobre los fenómenos de consolidación primaria y secundaria en suelos altamente orgánicos y turbas, son escasos y relativos a condiciones muy particulares, de tal forma que resulta arriesgada la generalización de sus resultados a otros casos de aplicación diferentes a los aquí tratados. Sin embargo, sin perder de vista estas limitaciones de los métodos de cálculo usuales, en el desarrollo siguiente se intenta obtener el orden de magnitud de los asentamientos que tendrán lugar en el ejercicio planteado.

- 1o. Calcúlese la distribución de presiones totales, efectivas y neutras en el subsuelo. En el caso que nos ocupa, observando que el NAF casi coincide con la superficie del terreno, que las turbas superficiales soportan exclusivamente su peso propio y que su peso volumétrico medio es muy bajo, de 1.02 ton/m³, la presión efectiva vertical en un punto cualquiera dentro del estrato de turba es muy pequeña, por lo que para efectos prácticos se considerará que la presión efectiva inicial al centro del mismo es nula y, por tanto, la relación de vacíos inicial será la correspondiente a esa condición, de 16.8.

- 2o. De las curvas de consolidación (Fig. 3), obténganse los valores de la relación de vacíos al término de la consolidación primaria (e_{100}). Dibújense estos valores contra el logaritmo de la presión final en cada incremento ($\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$) para obtener la curva de compresibilidad "A" de la Fig. 4, la cual corresponde a la compresión inicial debida a la aplicación de cada incremento más la debida a consolidación primaria. Además queda incluido el efecto de consolidación secundaria obrando en el tiempo transcurrido hasta completar la consolidación hidrodinámica.

En la curva de compresibilidad se observa que aun para la más pequeña presión aplicada en laboratorio, la muestra se comporta como normalmente consolidada, como era de esperarse según el punto 1o. anterior.

- 3o. De las curvas de consolidación (Fig. 3), obténganse los coeficientes de consolidación secundaria (C_{α}) para cada incremento. Estos coeficientes son adimensionales, iguales a la pendiente del tramo recto final de cada curva, es decir, a la variación de la relación de vacíos por un ciclo de la escala logarítmica de tiempo. Según algunos investigadores, estos coeficientes son función de la presión efectiva al final de cada incremento y, por tanto, de la relación de vacíos para el 100 % de consolidación primaria correspondiente (e_{100}), de donde es posible obtener la expresión siguiente (véase Fig. 5):

$$C_{\alpha} = 0.0214 e_{100} + 0.0111 \quad (1)$$

- 4o. Calcúlese el decremento de relación de vacíos que tendrá lugar por el efecto de la consolidación secundaria obrando un tiempo igual al que transcurrirá en el campo entre el término de la consolidación primaria y el periodo de vida útil de la obra, en este caso de 50 años, aplicando la expresión:

$$\Delta e = C_{\alpha} \left(\log_{10} \frac{t_2}{t_1} \right) \quad (2)$$

donde:

Δe = decremento de relación de vacíos

C_{α} = coeficiente de consolidación secundaria

t_2 = vida útil de la obra = 50 años

t_1 = tiempo requerido para completar la consolidación primaria en campo, en años.

Para aplicar la expresión anterior es necesario en general conocer los valores de t_1 para diferentes presiones aplicadas, es decir, para diferentes alturas de terraplén. Para ello se calculan los valores del coeficiente

de consolidación C_v , representativo de cada incremento de presión aplicado en laboratorio, siguiendo el procedimiento tratado en detalle en el ejercicio 6 y tabulado a continuación:

Incremento	$\bar{\sigma}_i$	$\bar{\sigma}_f$	$\bar{\sigma}_{media}$	$H_{m/2}$	t_{50}	T_{50}	C_v
No	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	seg.	—	cm ² /seg.
1	0.00	0.25	0.125	1.093	31	0.197	7.592×10^{-3}
2	0.25	0.50	0.375	0.935	33	0.197	5.219×10^{-3}
3	0.50	1.00	0.75	0.773	54	0.197	2.180×10^{-3}
4	1.00	2.00	1.5	0.625	72	0.197	1.069×10^{-3}

Los valores de C_v obtenidos se dibujan en una gráfica como función de la presión media para cada incremento (véase Fig. 6).

Considerando alturas de terraplenes tales que proporcionen presiones de 0.25, 0.50, 1.0 y 2.0 kg/cm², es decir, presiones medias del incremento de 0.125, 0.25, 0.50 y 1.0 kg/cm², respectivamente, se obtienen los valores de C_v correspondientes de la Fig. 6, con los que se determinan aproximadamente los valores de t_1 , considerados iguales a los requeridos para alcanzar el 95 % de consolidación en el campo según se muestra en la tabla siguiente:

Incremento	$\bar{\sigma}_i$	$\bar{\sigma}_f$	$\bar{\sigma}_{media}$	C_v	T_{95}	$H/2$	t_{95}	t_{95}
No.	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	cm ² /seg.	—	cm	seg.	años
1'	0	0.25	0.125	7.59×10^{-3}	1.127	400	2.40×10^7	0.75
2'	0	0.5	0.25	6.35×10^{-3}	1.127	400	2.80×10^7	0.9
3'	0	1.00	0.50	4.10×10^{-3}	1.127	400	4.40×10^7	1.4
4'	0	2.00	1.00	1.50×10^{-3}	1.127	400	1.20×10^8	3.8

Una vez definidos los valores de t_1 , se aplica la expresión (2) considerando los valores de C_v obtenidos de la expresión (1) para las relaciones de vacíos al término de la consolidación primaria en cada incremento de presión en campo.

Incremento	$\bar{\sigma}_i$	$\bar{\sigma}_f$	e_{100}	C_α	t_1	t_2	Δe
No.	kg/cm ²	kg/cm ²	—	—	años	años	—
1	0	0.25	14.10	0.31	0.75	50	0.57
2	0	0.50	11.79	0.26	0.90	50	0.45
3	0	1.00	9.28	0.21	1.40	50	0.33
4	0	2.00	7.07	0.16	3.80	50	0.18

Los valores de Δe arriba obtenidos, son los decrementos de relación de vacíos que tendrán lugar por consolidación secundaria desde el término de la consolidación hidrodinámica en campo hasta un tiempo de 50 años a partir de colocada la presión correspondiente. Disminuyendo estos decrementos de la relación de vacíos que se obtiene de la curva de compresibilidad "A" de la Fig. 4, se obtiene la curva "B", que da el valor que alcanzará esta propiedad índice por compresión inicial y consolidación primaria y secundaria al cabo de 50 años de obrar la presión transmitida por un relleno que transmita la presión considerada.

Así pues, para resolver el problema planteado se aplica la expresión:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H = \frac{e_0 - e_f}{1+e_0} H = \frac{16.8 - 13.53}{16.8 - 1} (800) = 150 \text{ cm},$$

donde el valor de e_f es el obtenido de la curva "B" de la Fig. 4 para una presión igual a la transmitida por el relleno, de 2.5 ton/m². Sin embargo, un asentamiento de 1.5 m del relleno de 1.7 m de altura inicial, implicaría que el incremento de presión que transmite originalmente disminuya por sumergencia en el nivel freático al siguiente valor:

$$\Delta \bar{\sigma} = 0.60 \times 1.45 + 1.10 \times 0.90 = 1.90 \text{ ton/m}^2,$$

luego entonces el asentamiento real estará comprendido entre los correspondientes a presiones de 2.5 y 1.9 ton/m². Trabajando por tanteos se llega a que considerando una presión final de 2.05 ton/m², que supone un asentamiento total de 1.15 m, se obtiene teóricamente un asentamiento de:

$$H = \frac{e_0 - e_f}{1+e_0} H = \frac{16.8 - 14.18}{1+16.8} 800 = 1.17 \text{ m}.$$

El valor de e_f se obtuvo de la curva de compresibilidad "B" de la Fig. 4 extrapolando ligeramente fuera del rango de presiones considerado, cuyo valor mínimo es de 0.25 kg/cm².

50. Conclusiones:

E 33

- Al cabo de 50 años el terraplén se asentará por los efectos de compresión inicial y consolidación primaria y secundaria, del orden de 1.2 m, es decir, aproximadamente el 70 % de su altura inicial.
- En el problema analizado la contribución de la compresión inicial y la consolidación primaria al asentamiento total que ocurrirá en 50 años, es mucho mayor que la de la consolidación primaria.

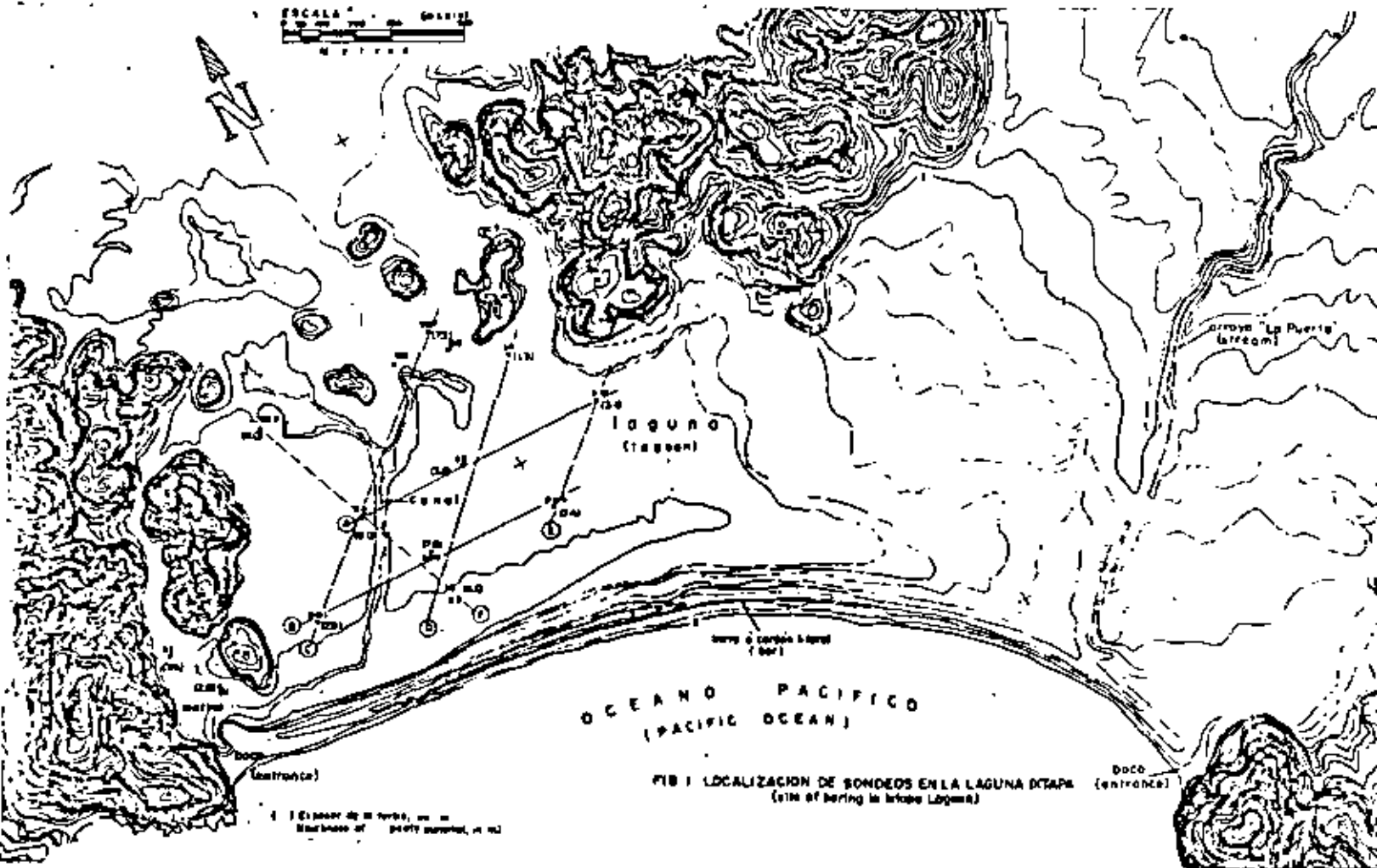


FIG. 1 LOCALIZACION DE SONDEOS EN LA LAGUNA DE TAPA (SITE OF BORING IN LAGOON DE TAPA)

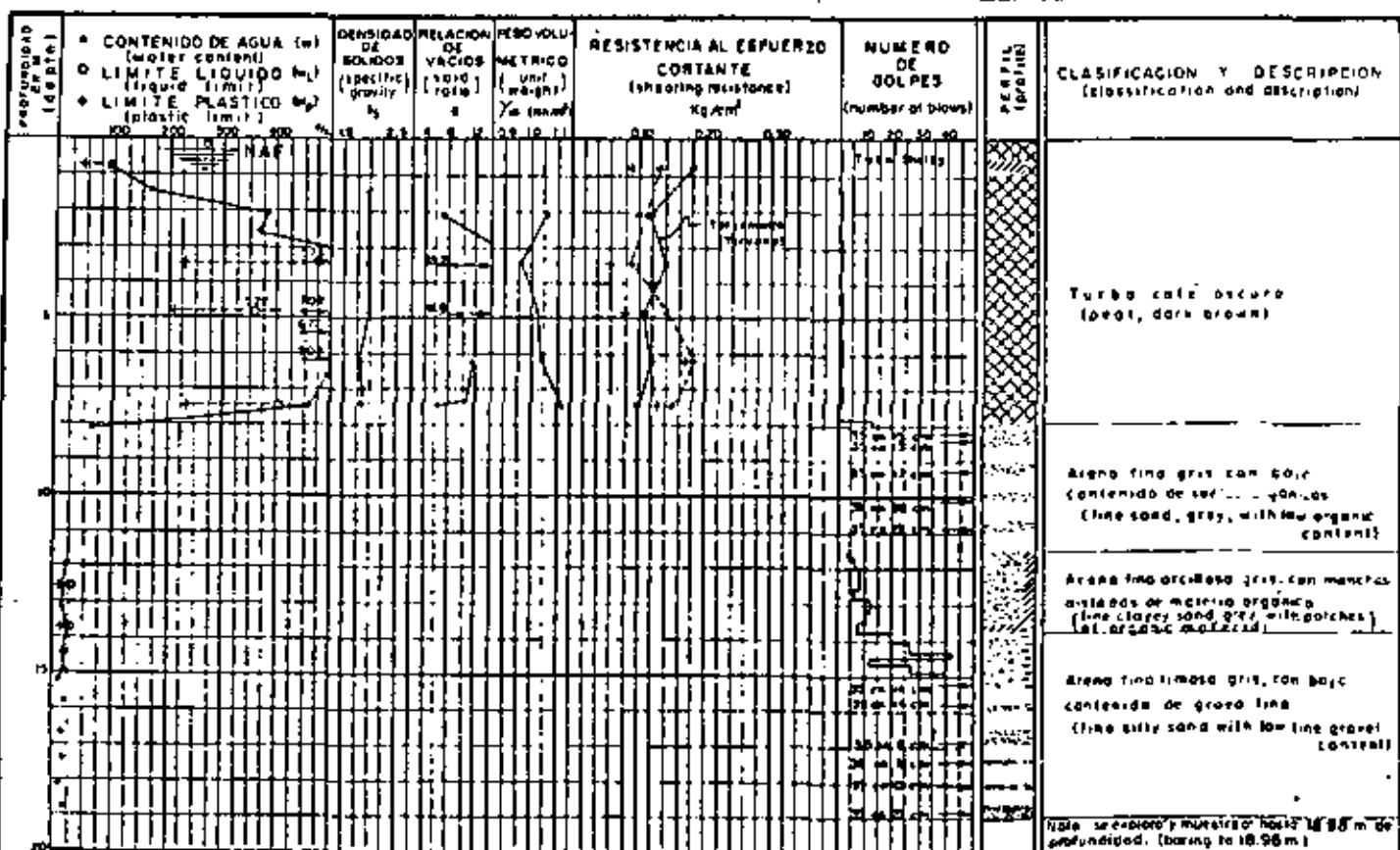


FIG. 2 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO SMI (Stratigraphy and soil properties in boring SMI)

- ARCILLA (clay)
- LIMO (silt)
- ARENA (sand)
- TURBA Y SUELOS ORGANICOS (peat and organic soils)

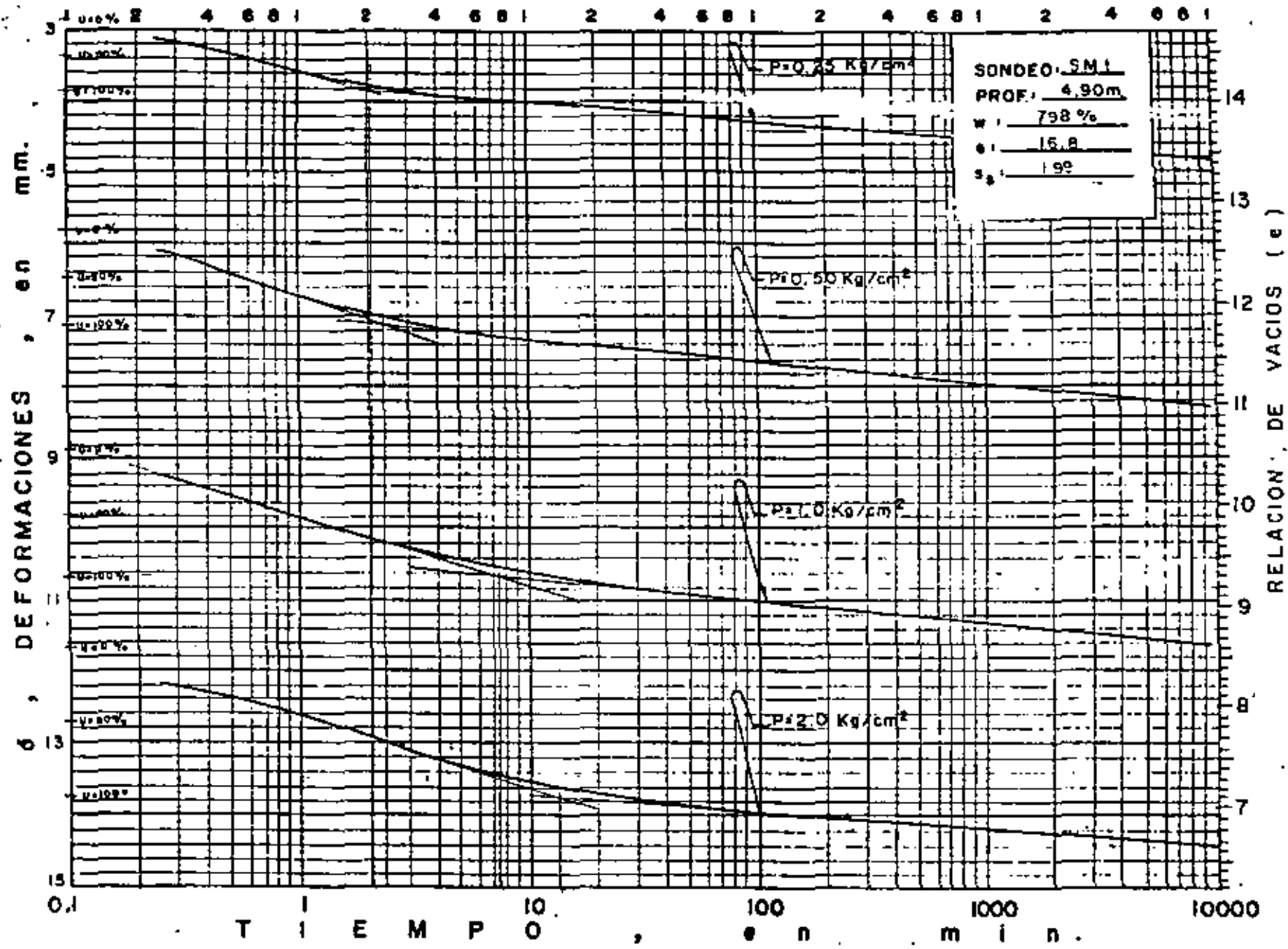


FIG. 3 CURVAS DEFORMACION VS. TIEMPO. SONDEO SMI

SONDEO	PROF. (m)	S_s	w %	e_i	G_s %
SM-1	4.90	1.99	79.8	16.8	94.3

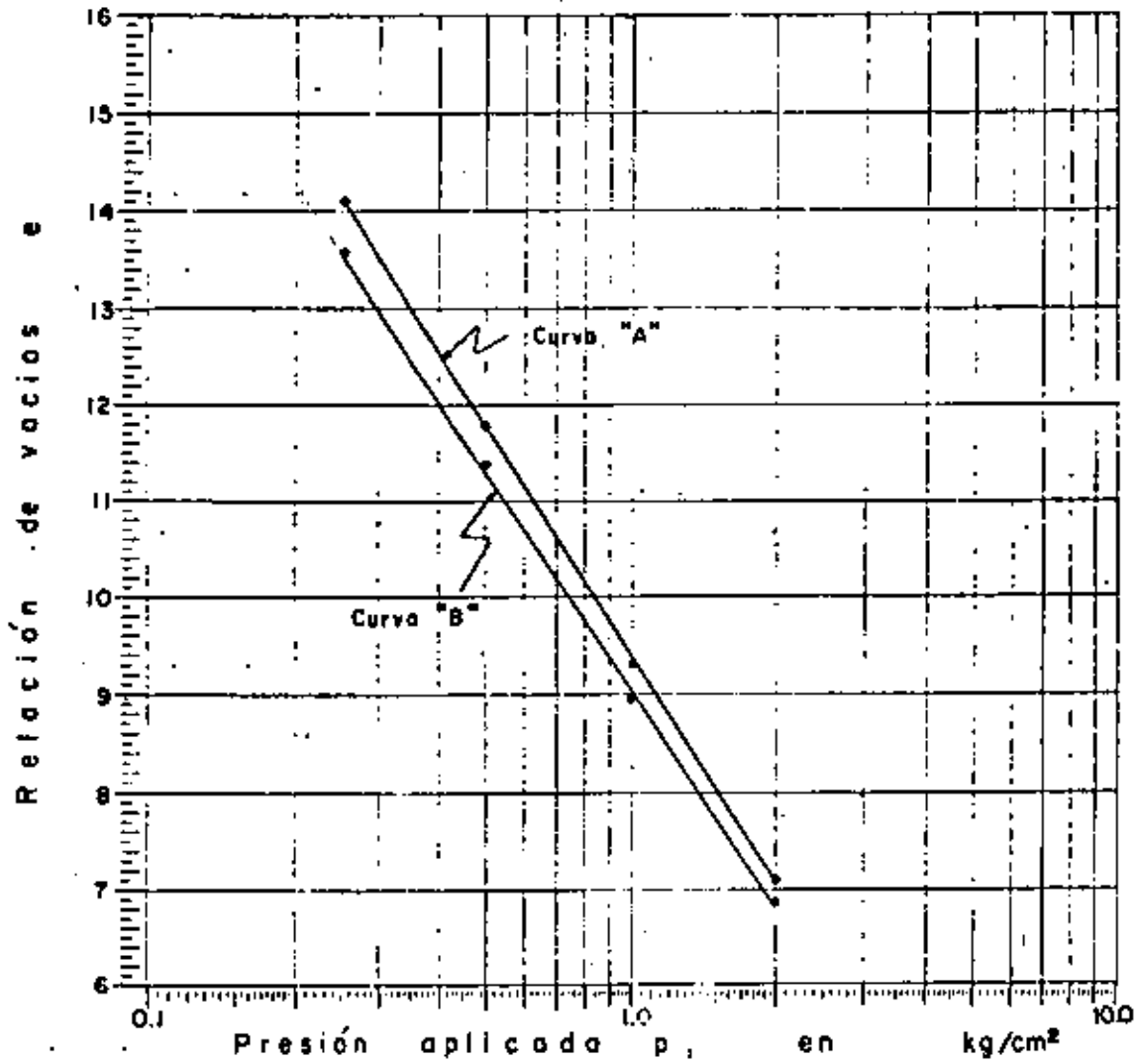


FIG. 4

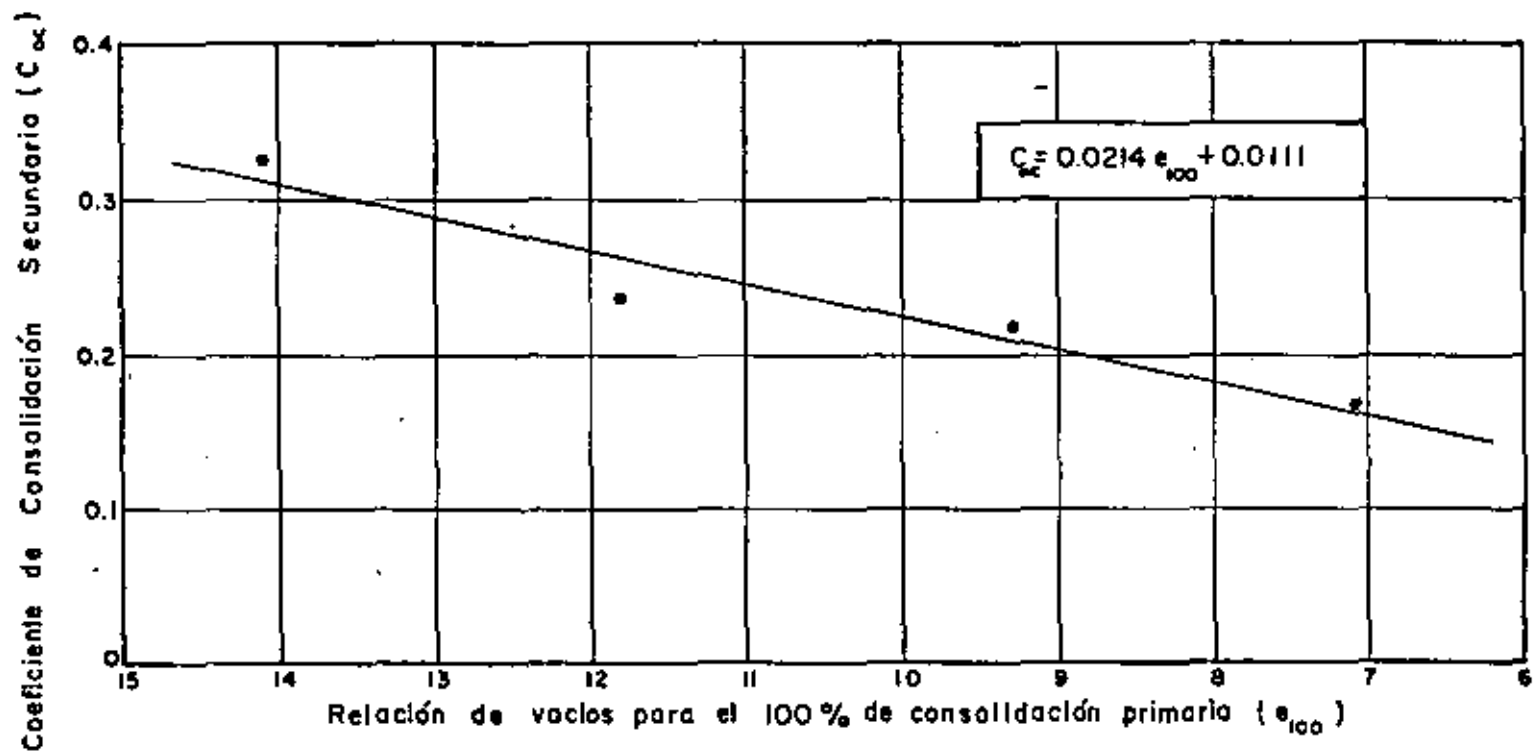
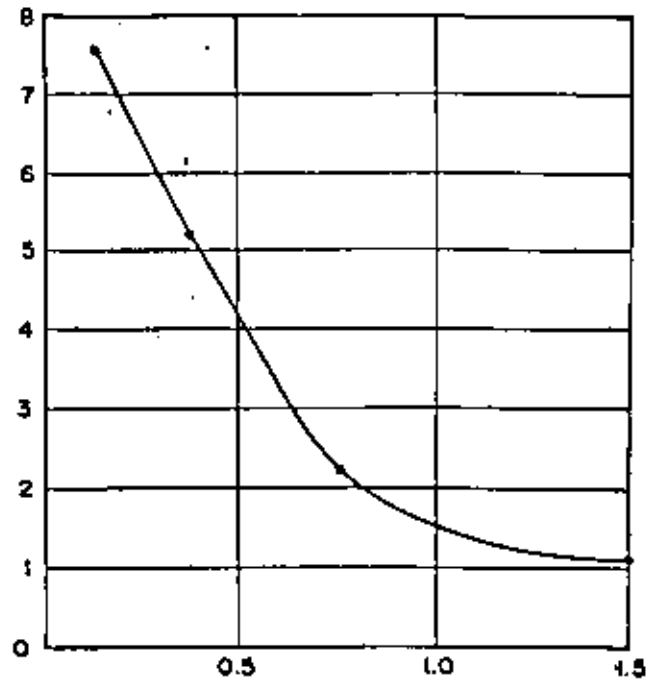


FIG. 5

Coefficiente de consolidación (C_v), en 10^{-3} cm²/seg.



Presión media aplicada, en kg/cm²

FIG. 6

EJERCICIO 9

Ejemplo de cálculo de expansiones "inmediatas" producidas por la excavación de terrenos arcillosos compresibles.

Para el mismo caso del edificio para aulas tratado en el Ejercicio 6, calcule las expansiones "inmediatas" que se presentarán en el centro y una esquina del área en planta excavada para alojar el cajón de cimentación, desplantado a 2 m bajo la superficie del terreno. Considere los siguientes valores de los parámetros que se requieren para el cálculo:

$$-\Delta p, \text{ decremento de presión} = 2 \text{ m} \times 1.7 \text{ ton/m}^3 = 3.4 \text{ ton/m}^2 = -w$$

$$\mu, \text{ relación de Poisson} = 0.5$$

$$E_1, \text{ módulo de deformación en tensión del Manto Superficial} = 900 \text{ ton/m}^2$$

$$E_2, \text{ módulo de deformación en tensión de la Formación Arcillosa Superior} = 400 \text{ ton/m}^2$$

$$E_3, \text{ módulo de deformación en tensión de la Primera Capa Dura} = 1040 \text{ ton/m}^2$$

$$b, \text{ ancho de la excavación} = 11.90 \text{ m}$$

$$l, \text{ largo de la excavación} = 49.75 \text{ m}$$

SOLUCION

En la superficie la expansión está dada por:

$$S_0 = 0.02 (1 - \mu^2) \frac{\Delta p l}{E} n_0$$

donde:

n_0 , número de cuadros cubierto en la Gráfica 1 (pág. 35)

A la profundidad $z' = z - 2$ (en m), la expansión está dada por:

$$S' = 0.01 (1 + \mu) \frac{\Delta p z'}{E} \left[n' + (1 - 2\mu) n_c \right]$$

en que:

n' , número de cuadros cubiertos en la Gráfica 2 (pág. 36)

n_c , número de cuadros cubiertos en la Gráfica 3 (pág. 37)
(sólo para corregir por $\mu \neq 0.5$).

módulo Gráfica 2 = 2.6 cm

$$\frac{2.6 \text{ cm}}{4.7 \text{ m}} = \frac{X_1}{11.9} = \frac{Y_1}{49.75} ; X_1 = 6.58 \text{ cm} ; Y_1 = 27.52 \text{ cm}$$

$$\frac{2.6 \text{ cm}}{24.7 \text{ m}} = \frac{X_2}{11.9} = \frac{Y_2}{49.75} ; X_2 = 1.25 \text{ cm} ; Y_2 = 5.24 \text{ cm}$$

$$\frac{2.6 \text{ cm}}{32.0 \text{ m}} = \frac{X_3}{11.9} = \frac{Y_3}{49.75} ; X_3 = 0.97 \text{ cm} ; Y_3 = 4.04 \text{ cm}$$

módulo lámina, 1 = 2.6 cm

$$\frac{2.6 \text{ cm}}{4.7 \text{ m}} = \frac{X_1}{11.9} = \frac{Y_1}{49.75} ; X_1 = 6.58 \text{ cm} ; Y_1 = 27.52 \text{ cm}$$

Expansión Manto Superficial

Al centro

$$S_o = 0.02 (1 - 0.5^2) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 248 = 0.066 \text{ m}$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 228 = \frac{0.061 \text{ m}}{0.005 \text{ m}} = 0.5 \text{ cm}$$

En esquina

$$S_o = 0.02 (1 - 0.5^2) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 124 = 0.033 \text{ m}$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 121 = \frac{0.032 \text{ m}}{0.001 \text{ m}} = 0.1 \text{ cm}$$

Expansión Formación Arcillosa Superior

Al centro

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{400} \times 228 = 0.137$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{400} \times 24 = \frac{0.076}{0.061 \text{ m}} = 6.1 \text{ cm}$$

En esquina

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{400} \times 121 = 0.073$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{400} \times 16.5 = \frac{0.052}{0.021 \text{ m}} = 2.1 \text{ cm}$$

Expansión Primera Capa Dura

Al centro

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{1040} \times 24 = 0.029$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 32}{1040} \times 15 = 0.024$$
$$\frac{0.005 \text{ m}}{0.005 \text{ m}} = 0.5 \text{ cm}$$

En esquina

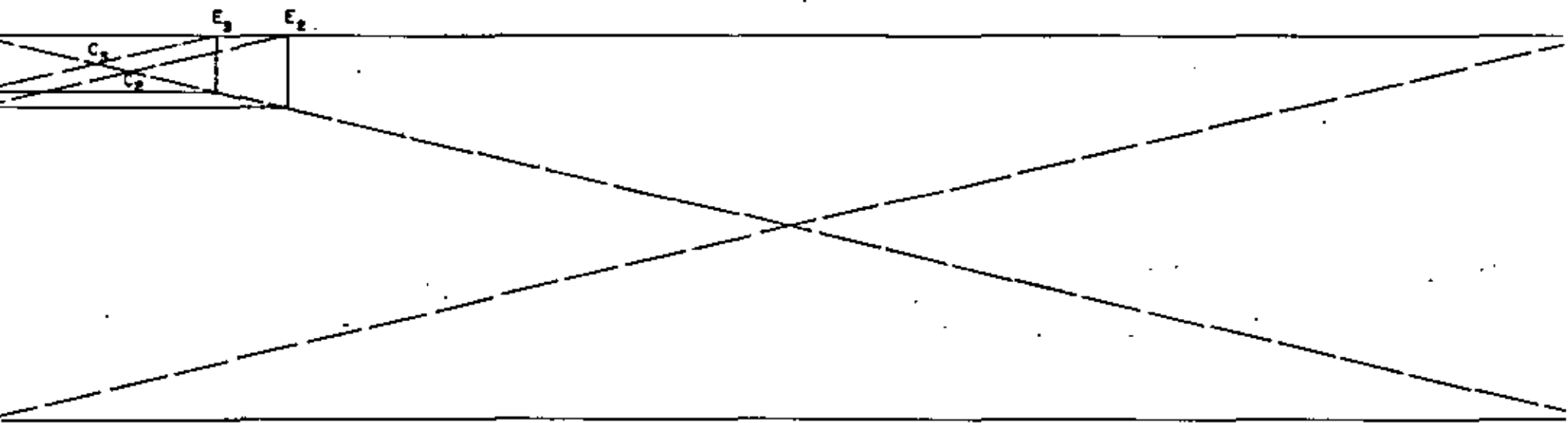
$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{1040} \times 16.5 = 0.020$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 32}{1040} \times 11 = 0.017$$
$$\frac{0.003 \text{ m}}{0.003 \text{ m}} = 0.3 \text{ cm}$$

Expansión total al centro = $0.5 + 6.1 + 0.5 = 7.1 \text{ cm}$

Expansión total en esquina = $0.1 + 2.1 + 0.3 = 2.5 \text{ cm}$

Concluyendo, en virtud de las limitaciones que las condiciones reales del subsuelo imponen al método de cálculo, basado en la teoría de la elasticidad, es suficiente para fines prácticos con decir que las expansiones "inmediatas" serán del orden de 7 y 3 cm en el centro y una esquina del área excavada.



$n_{E_1} = 121$
 $n_{C_1} = 228$
 $n_{E_2} = 16.5$
 $n_{C_2} = 24$
 $n_{E_3} = 11$
 $n_{C_3} = 15$

$n_{OE_1} = 124$
 $n_{OC_1} = 240$

E42

EJERCICIO 10

Ejemplo de cálculo de expansiones "a largo plazo" por excavación de terrenos arcillosos compresibles.

Para el mismo caso tratado en el Ejercicio 6, calcule la magnitud de las expansiones "a largo plazo" que tendrían lugar si la excavación que alojaría el cajón desplantado a 2.0 m de profundidad, permaneciera abierta y sin lastre de ningún tipo un tiempo suficientemente grande para que ocurran.

SOLUCION

- 1o. Los diagramas de presiones totales, efectivas y neutras en el sub suelo previamente a la excavación, son los presentados en la Fig. 8 del ejercicio 7.
- 2o. La distribución con la profundidad del decremento de presión efectiva $-\Delta\bar{\sigma}$ en el centro y esquina del área excavada, se incluyen en la Fig. 9 del ejercicio 7.
- 3o. La expresión aplicada en el cálculo fue la siguiente:

$$\Delta H = \sum \Delta H_i$$
$$\Delta H_i = \frac{C_{e_i}}{1+e_{o_i}} \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_i}{\bar{\sigma}_i - \Delta\bar{\sigma}_i}$$

donde:

ΔH = expansión total, en m

ΔH_i = expansión del estrato "i", en m

C_{e_i} = índice de expansibilidad del estrato "i"

e_{o_i} = relación de vacíos inicial media del estrato "i"

$\bar{\sigma}_i$ = presión efectiva inicial media en el estrato "i"

$\Delta\bar{\sigma}_i$ = incremento medio de presión efectiva en el estrato "i"

Al centro del área excavada se tiene:

ESTRATO No.	C_e	$\bar{\sigma}$ ton/m ²	e_o	$\Delta\bar{\sigma}$ ton/m ²
1'	0.057	5.95	2.28	3.39
2	0.39	9.40	8.29	3.17
3	0.073	17.00	3.01	2.63
4	0.44	20.85	6.24	2.20

$$\Delta H_1 = 4.70 \frac{0.057}{1+2.28} \log_{10} \frac{5.95}{5.95-3.39} = 0.03$$

$$\Delta H_2 = 5.65 \frac{0.39}{1+8.29} \log_{10} \frac{9.40}{9.40-3.17} = 0.04$$

$$\Delta H_3 = 5.95 \frac{0.073}{1+3.01} \log_{10} \frac{17.00}{17.00-2.63} = 0.01$$

$$\Delta H_4 = 2.60 \frac{0.44}{1+6.24} \log_{10} \frac{20.85}{20.85-2.20} = 0.01$$

$$0.09 \approx \underline{\underline{0.10 \text{ m}}}$$

En la esquina del área excavada se tiene:

ESTRATO No.	C_e	$\bar{\sigma}$ ton/m ²	e_o	$\Delta\bar{\sigma}$ ton/m ²
1'	0.057	5.95	2.28	0.85
2	0.39	9.40	8.29	0.79
3	0.073	17.00	3.01	0.66
4	0.44	20.85	6.24	0.55

$$\Delta H_1 = 4.70 \frac{0.057}{1+2.28} \log_{10} \frac{5.95}{5.95-0.85} = 0.01$$

$$\Delta H_2 = 5.65 \frac{0.39}{1+8.29} \log_{10} \frac{9.40}{9.40-0.79} = 0.01$$

$$\Delta H_3 = 5.95 \frac{0.073}{1+3.01} \log_{10} \frac{17.00}{17.00-0.66} = 0.002$$

$$\Delta H_4 = 2.60 \frac{0.44}{1+6.24} \log_{10} \frac{20.85}{20.85-0.55} = \frac{0.002}{0.024} \approx \underline{\underline{0.02 \text{ m}}}$$





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ANALISIS DE DEFORMACIONES

ING. JOSE SPRINGALL CARAM
M. en L. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA

JUNIO, 1980

TEMA

ANALISIS DE DEFORMACIONES

1. INTRODUCCION

La cimentación de una estructura, como todas las partes de ésta, debe ser estable y económica. La primera condición se alcanza cuando se cumple con los siguientes requisitos básicos:

- a) ser segura contra fallas por resistencia al corte del suelo de apoyo,
- b) no acusar deformaciones, asentamientos o emersiones, de magnitud superior a la tolerable por la estructura y obras colindantes,
- c) localizarse de forma tal que quede protegida contra la acción de agentes externos.

Los tres requisitos deben cumplirse, aún cuando son independientes uno de otro. Así, por ejemplo, una cimentación desplantada a profundidad suficiente para no ser afectada por agentes externos y segura contra falla por resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo, no necesariamente presentará un comportamiento apropiado en cuanto a desplazamientos verticales.

La mayoría de las fallas de cimentaciones se deben a asentamientos excesivos que son intolerables por la estructura que soportan. Son menos frecuentes las fallas por resistencia al corte

del subsuelo, ya que para llenar este requisito usualmente se aplican márgenes de seguridad amplios.

En la Ciudad de México son numerosas las cimentaciones que por deformaciones, asentamiento o "emersión", tienen mal comportamiento. En otros sitios de la República también existen evidencias de este tipo de fallas, por ejemplo: hundimiento por licuación en Coatzacoalcos, durante el Macrosismo de Jalisco, 1959; fallas de hundimiento por socavación en puentes; comportamientos defectuosos por suelos expansivos y colapsables en diversas localidades del país, principalmente en el noroeste, etc.

2. CAUSAS DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL

Las fallas de cimentaciones obedecen a asentamientos excesivos e intolerables para las estructuras, mientras que las fallas por resistencia al corte de los suelos con menos frecuentes pues usualmente se aplican márgenes de seguridad amplios.

Las principales causas de asentamiento de estructuras son las siguientes:

- a) peso propio,
- b) recompresión al volver a cargar un terreno expandido,
- c) saturación del terreno, que puede causar colapso o expansión,
- d) sismo y vibración, por ejemplo, el fenómeno de licuación,
- e) fallas de techos de cavernas o minas,
- f) contracción de arcillas por secado,
- g) falta o pérdida de apoyo lateral,
- h) erosión del subsuelo: socavación y tubificación,
- i) extracción de agua del subsuelo: bombeo profundo de acueductos y en construcciones cercanas,
- j) asentamiento de construcciones o sobrecargas vecinas,
- k) acción química y degradación de materia orgánica,
- l) remodelado de arcillas,
- m) hundimiento regional,
- n) otras causas.

Con frecuencia el mal comportamiento de una estructura es debido a dos o más causas.

En pocos casos es posible determinar la magnitud de la deformación, al menos con buena aproximación, como el debido a peso propio. En la gran mayoría no es posible cuantificar el orden de magnitud y el ingeniero aplica medidas para evitarlos, jugando un papel determinante la información del subsuelo, el comportamiento de estructuras en condiciones semejantes, el criterio y la experiencia, para predecir su probabilidad de ocurrencia y daños que pudiera ocasionar. Una de las medidas aplicadas es el uso de cimentaciones de tipo profundo, las que reducen el número de causas probables, aunque no las eliminan del todo.

Además de las citadas, existen otras causas no predictibles, que sólo se resuelven cuando se presentan, aplicando medidas para evitarlas o para disminuir sus efectos.

3. COMPRESIBILIDAD DE LOS SUELOS

Todo el suelo al someterlo a un incremento de carga se comprime y deforma. La deformación puede ocurrir a corto o a largo plazo, o bien, bajo ambas condiciones.

La deformación a corto plazo es de tipo elástico y se presenta inmediatamente después de aplicar la carga. Se le denomina deformación o asentamiento elástico inmediato. La deformación a largo plazo es debida a la acción de cargas de larga duración que producen la consolidación del terreno de cimentación, distinguiéndose dos componentes: consolidación primaria y consolidación secundaria.

La consolidación primaria ocurre en suelos finos plásticos, de baja permeabilidad, en los que el tiempo que tarda para producirse es función del tiempo de expulsión del agua que los satura. Se estudia a partir de la teoría de consolidación de Terzaghi.

La consolidación secundaria se presenta en algunos suelos (principalmente arcillas muy compresibles, suelos altamente orgánicos, micáceos, etc.), que después de sufrir el proceso de consolidación primaria, continúan deformándose en forma similar al comportamiento de un cuerpo viscoso. Este proceso dura muchos años, prolongándose siglos; se tiene noticia de obras medievales en Europa que aún están hundiéndose.

Cuando un terreno es descargado, las deformaciones serán as

cendentes, denominándose, de manera similar, expansiones a corto y a largo plazo.

En base a lo aquí expuesto, la expresión general del asentamiento debido al peso aplicado de una cimentación es:

$$\Delta H_t = \Delta H_e + \Delta H_p + \Delta H_s \quad (1)$$

donde:

ΔH_t , asentamiento total,

ΔH_e , asentamiento elástico,

ΔH_p , asentamiento por consolidación primaria,

ΔH_s , asentamiento por consolidación secundaria.

Dependiendo del tipo y características (inherentes o adquiridas) del suelo, uno o dos de estos asentamientos es más importante que los restantes. Así, en arenas, gravas y boleos el asentamiento elástico es preponderante.

$$\Delta H_t = \Delta H_e \quad (2)$$

En suelos arcillosos inorgánicos saturados la componente más importante es la de consolidación primaria, siguiendo la deformación elástica, pero esta última suele no tomarse en cuenta por ser despreciable comparada con aquélla.

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_e = \Delta H_p \quad (3)$$

En suelos tales como arcilla muy blanda, orgánicos, micáceos y turba, las tres deformaciones son importantes, pero usualmente la elástica es menor y se desprecia, por lo que:

$$\Delta H_t + \Delta H_p + \Delta H_s \quad (4)$$

En arcillas duras y en rocas, excepto en rocas fracturadas con grietas rellenas de arcilla, rige la deformación elástica (expresión 2).

A partir de teorías simplificadorias y aproximadas, apoyadas en pruebas de laboratorio, los tres tipos de asentamiento pueden valuarse aproximadamente en determinados suelos. Sin embargo, en las rocas es utópico pues no es posible trabajar con muestras suficientemente grandes que representen su estructura secundaria o defectos geológicos, que son las características que rigen fundamentalmente su comportamiento; por esta razón, una evaluación racional debe apoyarse en pruebas realizadas in situ.

4. CALCULO DE ASENTAMIENTOS

4.1 Cálculo de asentamientos elásticos

La deformación elástica para un área uniformemente cargada se calcula con la expresión que integra la solución de Boussinesq:

$$\Delta H_e = \frac{wB(1-\mu^2)}{E} I_f \quad (5)$$

donde:-

B , ancho del cimiento

w , carga uniformemente repartida

μ , relación de Poisson

E , módulo elástico

I_f , valor de influencia o factor de forma.

Sowers* anota los siguientes valores de influencia para distintas formas del área cargada:

Forma del área	Valor de influencia, I_f		
	centro	esquina	medio
cuadrada	1.12	0.56	0.95
rectangular L/B =2	1.52	0.76	1.30
L/B =5	2.10	1.05	1.83
L/B =10	2.54	1.27	2.20
circular (D en vez de B)	1.00	0.64 (borde)	0.85

* Sowers G.F., Shallow Foundations, Foundation Engineering, Leonards editor, McGraw-Hill, 1962, p. 566.

El problema con la aplicación de la expresión (5) y de otras similares, estriba en la dificultad de determinar los valores apropiados de E y μ .

Comunmente se emplea $\mu = 0.5$, aunque su rango de variación va de 0.3 a 0.5 para la mayoría de los suelos y rocas. Puede notarse en la expresión que la deformación elástica tiene diferencias de un 20 % para estos valores extremos.

La determinación del valor de E se basa en pruebas de placa, pero está sujeto a variaciones fuertes, a saber: incremento con la profundidad o presión de confinamiento, compresión del suelo bajo la carga y por la presión de confinamiento del propio cimiento.

Por tanto, la solución teórica es de valor limitado, y en la práctica el asentamiento en suelos arenosos, se estima a partir de relaciones empíricas.

La expresión (5) es aplicable a cimientos flexibles en los que es válido suponer una distribución uniforme de la presión de contacto. En cambio, en cimientos cuadrados rígidos el asentamiento es uniforme y suponiendo que w representa el valor medio de la presión de contacto, dicho asentamiento será:

$$\Delta H_e = \frac{0.8 w B (1 - \mu^2)}{E} \quad (6)$$

El asentamiento de una zapata cuadrada de ancho B, sujeta a una carga P transmitida por la columna, si $\mu = 0.5$, será:

$$\Delta H_e = \frac{0.6 w B}{E} = \frac{0.6 P \cdot w}{E} \quad (7)$$

Esta expresión demuestra lo siguiente: (a), que para una determinada

carga P , si w se reduce a la mitad, el asentamiento se reduce sólo un 30 %; (b), que para una presión w constante, el asentamiento aumenta con la raíz cuadrada de P y para dos veces P el asentamiento se incrementa un 40 %.

Las ecuaciones (5) a (7) se aplican para el cálculo aproximado de asentamientos, si E es el valor correspondiente a una profundidad $B/2$.

En las hojas B4 a B6 se incluyen tres cartas de influencia para el cálculo de desplazamientos verticales en la superficie y a cualquier profundidad de cimentaciones elásticas. Las cartas son aplicables a cualquier forma de área uniformemente cargada y se utilizan en forma similar a la Carta de Newmark.

Para una cimentación rígida debe corregirse el asentamiento bajo el centro del área cargada, calculado como si se tratara de una cimentación flexible, afectado de los siguientes factores que dependen de la profundidad de desplante:

Profundidad	Factor
0 a 0.5 B	0.85
B	0.90
1.5 B	0.95
2 B	1.0

La teoría para el cálculo de desplazamientos elásticos también se aplica en la estimación de expansiones a corto plazo de excavaciones en arcilla, las cuales ocurren inmediatamente después de retirar peso al terreno. Interesa conocerlas para planear los procedimientos o etapas

de excavación, en forma tal que los asentamientos producidos por recompresión del terreno expandido, sean tolerables para la estructura que vaya a construirse.

Como ya se mencionó, el asentamiento de estructuras desplantadas en suelos arenosos se estima a partir de criterios empíricos o semi-empíricos, o bien, se limita a un valor tal de la presión de contacto que produzca asentamientos tolerables. A continuación se presentan dos casos: uno para zapatas y otro para losas de cimentación.

Caso I. Zapatas desplantadas en arena.

El criterio más utilizado es el de Terzaghi-Peck, que correlaciona la resistencia a la penetración (número de golpes N del muestreador estándar) con la presión de contacto q_a limitada a un valor tal que produzca un asentamiento máximo de 2.5 cm (1") y diferencial de 1.9 cm (3/4").

La Fig. 1* muestra la gráfica de correlación entre N y q_a para diferentes anchos de zapatas desplantadas en arena seca o parcialmente saturada, de los grupos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos: SW, SP y SM. Si el suelo es grava o una mezcla de ésta con arena, N no es indicativo del grado de compactación. En este caso se recomienda efectuar pozos a cielo abierto para estimar al menos cualitativamente, el grado de compactación en función de la apa

* Figura tomada de Terzaghi-Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, J. Wiley, 1967, p. 491, y transformada a unidades del Sistema métrico.

riencia, estabilidad y resistencia a la excavación. Si se utiliza una presión de contacto en grava, igual a la de una arena de la misma compactidad, el valor proporcionado por la gráfica de la Fig. 1 es conservador.

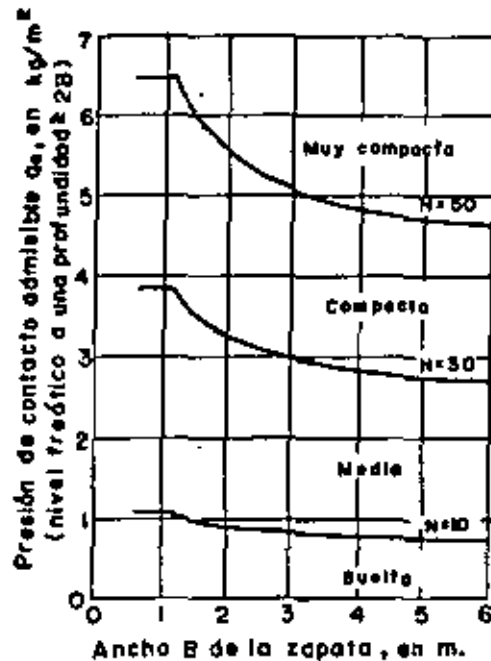


FIG. 1. Presión de contacto admisible de zapatas en arena, a partir de la prueba de penetración estándar.

Si la arena bajo el cimientado está saturada y muy suelta ($N < 5$ golpes), cualquier vibración puede producir un estado de licuación seguido de un asentamiento súbito. Asentamientos fuertes también pueden deberse a cambios del nivel freático. Por tanto, en arena bajo esas condiciones deberá emplearse otro tipo de cimentación como pilotes.

En arena saturada de mayor compactidad, para el cálculo de q_a debe tomarse en cuenta el efecto de sumersión. Si la relación D_f/B es pequeña el valor proporcionado por la Fig. 1 debe reducirse a la mitad; si $D_f/B = 1$ el valor se reduce sólo un tercio. La sumersión de la are

na, bajo ciertas circunstancias, tiende a reducir la resistencia a la penetración N , si esto ocurre deberá hacerse una corrección.

El ejercicio 5 ilustra un caso real de la presión de contacto de una zapata en arena saturada.

Caso II. Losas desplantadas en arena.

Terzaghi y Peck proponen los valores de capacidad de carga unitaria admisible anotados en la siguiente tabla, aplicables a losas cimentadas en suelos arenosos, siempre que la estructura tolere sin dañarse asentamientos diferenciales entre columnas de 2 cm y un asentamiento máximo de 5 cm.

Tabla . Valores propuestos de la capacidad de carga admisible para losas en arena.

compacidad relativa de la arena	suelta	media	compacta	muy compacta
N		10-30	30-50	50
q_a	requiere compactarse	7.25	25-45	45

Los valores están basados en un asentamiento máximo de 5 cm.

Se supone que el espesor del estrato de arena es mayor que el ancho B de la losa, y que el nivel freático está muy cerca o arriba de la losa. Si la profundidad de la roca está a una distancia mucho menor que $B/2$, o si el nivel freático está a una profundidad mayor que $B/2$, la capacidad de carga admisible puede aumentarse.

Se supone que las cargas están distribuidas más o menos uniformemente sobre la base del edificio. Si algunas partes de una losa grande desplantada sobre arena, están sujetas a muy diferentes cargas por unidad de superficie, es conveniente establecer juntas de construcción en los límites de esas partes.

N , número de golpes en 30 cm de la prueba de penetración estándar
 q_a , valor propuesto de la capacidad de carga admisible, en ton/m².

El valor de N de la tabla se obtiene de la siguiente forma: se realizan varios sondeos de penetración estándar de longitud igual al ancho B de la cimentación, medida a partir del desplante, determinando para cada uno el valor promedio de N , de los cuales se elige el menor que será el que se utilice. El número de sondeos dependerá de las dimensiones del edificio y de la heterogeneidad del subsuelo.

El Anexo C es un artículo de Eric E. Jorden en el que analiza diversos métodos de cálculo de asentamientos en arenas.

4.2 Cálculo de asentamientos por consolidación primaria

El asentamiento ΔH por compresión de un estrato de espesor H y relación de vacíos inicial e_0 , debido a un cambio de ésta (Δe_0), es:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H \quad (8)$$

Para calcular ΔH se requiere determinar el espesor inicial del estrato mediante exploraciones de campo y conocer la variación de la relación de vacíos que el suelo experimentará al someterlo a un incremento de carga. Con este fin se utiliza la curva e - $\log p$ determinada de pruebas de consolidación en el laboratorio.

Si el subsuelo está formado por varios estratos compresibles, el asentamiento total será igual a la suma del enjutamiento de cada uno.

Skempton y Bjerrum (Fig. 2) proponen factores de corrección (C) al asentamiento calculado, los cuales son función de la relación espesor del estrato-ancho de la cimentación y del estado de consolidación de la arcilla. El asentamiento corregido (ΔH_c) es el siguiente:

$$\Delta H_c = C \Delta H \quad (9)$$

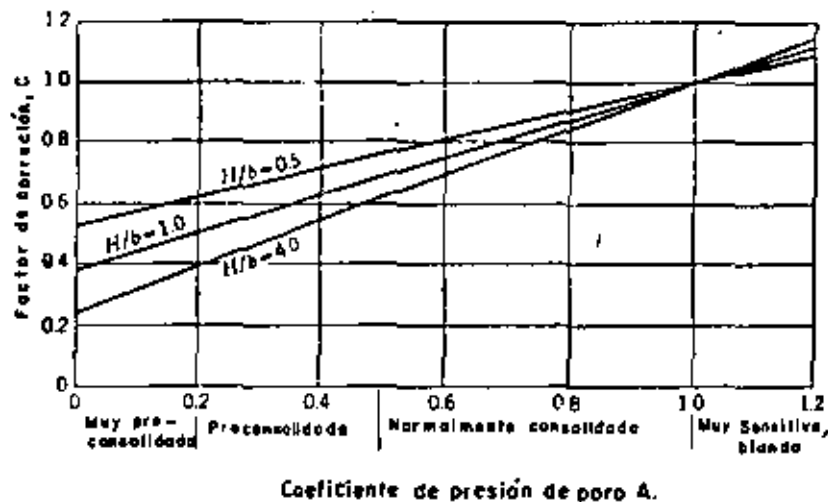


Fig. 2 Factores de corrección de asentamientos

Puede notarse en la Fig. 2 que en el caso de arcilla blanda, como la de la Ciudad de México, el factor de corrección es prácticamente igual a 1.

En arcilla normalmente consolidada, el asentamiento puede estimarse a partir de correlaciones del límite líquido (LL) y el índice de compresión (C_c):

$$C_c = 0.009 (LL - 10) \quad (10)$$

y aplicando la expresión:

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p_c + \Delta p}{p_c} \quad (11)$$

donde: p_c , presión de preconsolidación

Δp , incremento de presión

Como ejemplo de una aplicación real del cálculo de asentamientos a partir de la expresión (8), se incluye el Ejercicio 6, en el que pueden observarse la secuela y las consideraciones o simplificaciones que en general se hacen para la solución del problema real.

Los pasos a seguir en el cálculo, en términos generales, son los siguientes:

- a) Elección del tipo de cimentación.
- b) Cálculo de capacidad de carga admisible por resistencia al corte.
- c) Cálculo del diagrama de presiones efectivas.
- d) Cálculo del incremento de presión por la sobrecarga impuesta, utilizando la Carta de Newmark, las gráficas de Fadum u otro procedimiento.
- e) Suma de los diagramas obtenidos en (c) y (d).
- f) División del subsuelo en estratos o capas de iguales propiedades cada una.

- g) Determinación de la presión efectiva inicial (p_0) al centro de cada estrato, así como del incremento de presión medio (Δp).
- h) Cálculo en cada estrato de Δe para el incremento Δp , utilizando las curvas e-log p.
- i) Aplicación de la expresión (8).
- j) Corrección del asentamiento según la expresión (9).
- k) Corrección del asentamiento por rigidez de la estructura.
- l) Comparación de los asentamientos total y diferencial con los tolerables para la estructura.

Como complemento de este tema, se presenta el Ejercicio 7 que se refiere al cálculo del tiempo de consolidación basado en la teoría de consolidación de Terzaghi. Cabe mencionar que los resultados obtenidos al aplicar esta teoría, generalmente no concuerdan con los observados en la práctica.

4.3 Cálculo de asentamiento por consolidación secundaria

Como se mencionó en el Inciso 4.3, en suelos muy blandos, arcilla orgánica y turba, los asentamientos por consolidación secundaria son importantes.

No existe una solución precisa para cuantificar los asentamientos debidos a este fenómeno, pero una clásica que proporciona orden de magnitud aceptable, es la que se presenta en el Ejercicio 8.

5. EXPANSIONES POR DESCARGA DEL TERRENO

En cimentaciones compensadas que requieren de excavación del terreno para alojarlas, interesa conocer las expansiones producidas por la descarga del mismo.

Las expansiones pueden ser de dos tipos: a "corto plazo y a "largo plazo".

5.1 Expansiones a corto plazo

También se denominan elásticas y ocurren inmediatamente a medida que se excava el terreno. Tienen importancia debido a que pueden ocasionar daños a construcciones vecinas por desplazamientos ascendentes diferenciales, y a la propia estructura al cargar con su peso al terreno expandido. Su orden de magnitud permitirá establecer las etapas de excavación y los procedimientos que las limiten a valores mínimos tolerables.

Para fines prácticos, se acepta que la magnitud de los asentamientos por recompresión es del mismo orden que la expansión experimentada por el terreno.

Con objeto de ilustrar el cálculo de expansiones a corto plazo, se anexa el Ejercicio 9.

5.2 Expansiones a largo plazo

Este fenómeno es el inverso de la consolidación; implica incrementos en la relación de vacíos y contenido de agua, debidos a la acción de una descarga de larga duración de un terreno de baja permeabilidad.

Las expansiones a largo plazo en suelos arcillosos, ocurren a continuación de las elásticas, cuando una excavación ha permanecido abierta un período de tiempo muy largo, o bien, en cimentaciones sobrecompensadas en las que el peso del suelo excavado es mayor que el peso de la construcción, siendo la carga de sobrecompensación la responsable de esas expansiones.

Cuando se dispone de tiempo suficiente antes de la construcción, existe la alternativa de excavar a una profundidad tal que el peso del suelo extraído, iguale a la carga de sobrecompensación, permitiendo que el terreno se deforme libremente, observando su evolución a partir de nivelaciones de bancos localizados dentro y fuera del área excavada. Sin embargo, en la gran mayoría de las obras esto no es posible, por lo que se recurre a otros artificios para reducir las expansiones a un valor tolerable, como la utilización de lastre, empleo de anclajes o pilotes trabajando a tensión, reducción de la profundidad de desplante, etc.

Un ejemplo de cálculo de expansiones a largo plazo se presenta en el Ejercicio 10.

6. DISTRIBUCION DE PRESIONES DE CONTACTO

Se llama "presión de contacto" a la presión que actúa entre la base del cimiento y el terreno de cimentación. Tiene importancia en el diseño de cimientos ya que determina la distribución de fuerzas cortantes y momentos flexionantes.

Bajo un área superficial uniformemente cargada, equivalente a una cimentación idealmente flexible, el cimiento se deformará según la Fig. 3, siendo también uniforme la distribución de la presión de contacto.

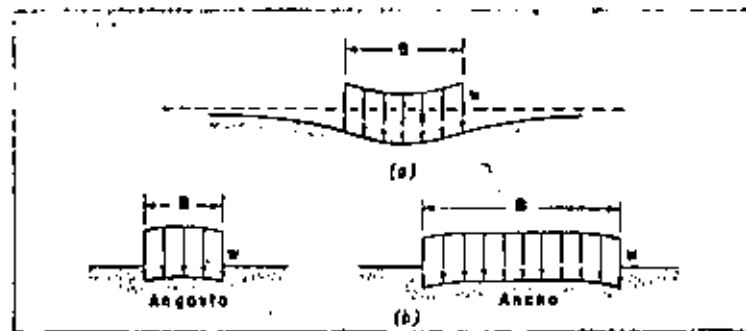


Fig. 3. Distribución de asentamientos bajo una carga uniforme (cimiento idealmente flexible): (a), en material idealmente elástico, como arcilla saturada; (b), en material elástico cuya rigidez aumenta con la presión de confinamiento, como arena y grava (Sowers, 1962).

Si el cimiento es rígido, la distribución de presiones será de las formas indicadas en la Fig. 4, según el tipo de suelo.

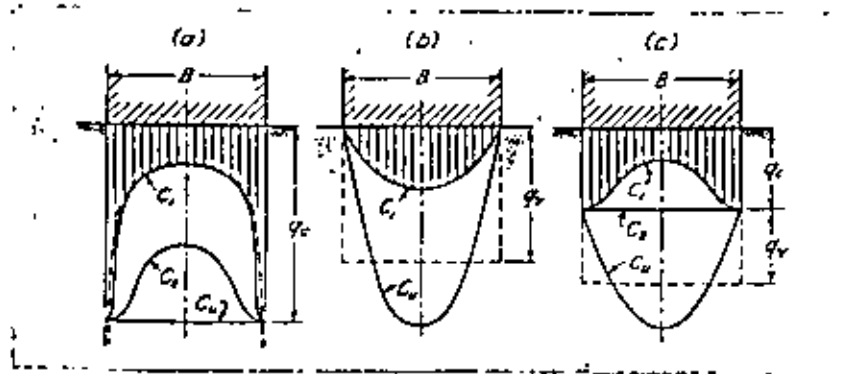


Fig. 4. Distribución de presiones de contacto en la base lisa de un cimiento rígido: (a), en material elástico ideal; (b), en suelo granular (arena); (c), en un suelo intermedio. Las curvas C_u indican la distribución de presiones cuando la zapata es llevada a la falla. (Terzaghi-Peck, 1967).

Es común que en el diseño de un cimiento se considere que la presión de contacto es uniforme. En el caso de cimientos rígidos desplazados en arena, esa consideración conduce a un diseño conservador, pero en arcilla, donde la presión es mayor en los bordes, quedará del lado inseguro. Sin embargo, en general, los factores de seguridad empleados en el diseño estructural son suficientes para absorber los esfuerzos en exceso.

En el diseño de cimentaciones rígidas, de grandes dimensiones, como losas y cajones, desplazados en suelo compresible, es importante tomar en cuenta la distribución no uniforme de la presión de contacto. Las consideraciones al respecto se tratarán en el Tema 6, aunque por lo general se diseñan como techos invertidos sujetos a una presión de contacto uniforme.

7.7 ASENTAMIENTO ADMISIBLE O TOLERABLE

A continuación se presenta una fotocopia del artículo incluido en el libro *Mecánica de Suelos*, de Lambé y Whitman, Edit. Limusa-Wiley, 1972, que resume los tipos de asentamiento y sus limitaciones para diversas estructuras, aceptadas por la mayoría de los autores.

14.2 ASENTAMIENTO ADMISIBLE

El asentamiento puede tener importancia por tres razones, incluso aunque la falla no sea inminente: aspecto, condiciones de servicio y daños de la estructura.

Los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros exteriores, y en los revocos de las paredes interiores. También pueden dar lugar a que una estructura se incline lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista su inclinación.

El asentamiento puede interferir con el servicio de una estructura en diversas formas; por ejemplo, las grúas y otros tipos de maquinaria pueden dejar de funcionar correctamente; las bombas, compresores, etc. pueden desajustarse; y las unidades de seguimiento como el radar pierden precisión.

El asentamiento puede producir el fallo estructural de un edificio y su colapso, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por corte de la cimentación sea elevado.

Algunos de los diversos tipos de asentamiento se indican en la Fig. 14.6. La Fig. 14.6a muestra un *asentamiento uniforme*. Un edificio sobre una placa estructural muy rígida sufre un asentamiento uniforme. La Fig. 14.6b representa un giro o vuelco uniforme en el que toda la estructura tiene la misma distorsión angular. La Fig. 14.6c muestra un caso muy habitual de *asentamiento no uniforme* o *diferencial*. El asentamiento diferencial puede producirse por: a) presiones uniformes que actúan sobre un suelo homogéneo;

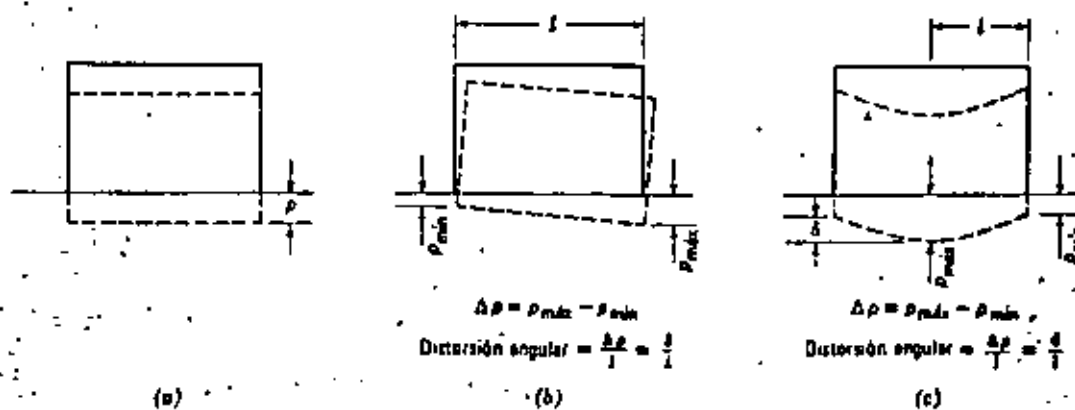


Fig. 14.6. Tipos de asentamiento. a) Asentamiento uniforme. b) Vuelco. c) Asentamiento no uniforme.

Tabla 14.1 Asentamiento admisible

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo	
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg.	
	Acceso	12-24 plg.	
	Probabilidad de asentamiento no uniforme		
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.	
	Estructuras reticulares	2-4 plg.	
Inclinación o giro	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.	
	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho	
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004/	
	Rodadura de camiones, etc.	0.01/	
	Almacenamiento de mercancías	0.01/	
	Funcionamiento de máquinas - telares de algodón	0.003/	
	Funcionamiento de máquinas - turbogeneradores	0.0002/	
	Carriles de grúas	0.003/	
	Drenaje de soleras	0.01-0.02/	
	Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001/
		Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002/
		Fisuración de revocos (yeso)	0.001/
Pórticos de concreto armado		0.0025-0.004/	
Pantallas de concreto armado		0.003/	
Pórticos metálicos continuos		0.002/	
Pórticos metálicos sencillos		0.005/	

Según Sowers, 1962.

Nota. l = distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden a asentamientos irregulares y estructuras delicadas.

o b) presiones diferentes sobre el terreno o c) condiciones del terreno heterogéneas.

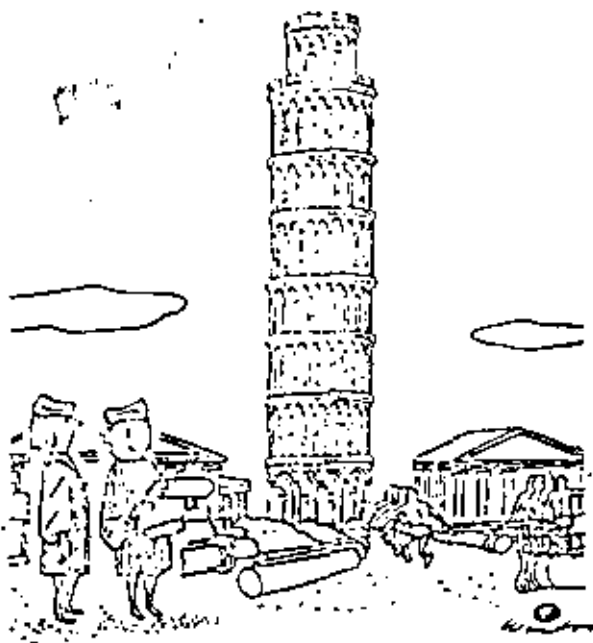
Como se muestra en la Fig. 14.6 $\rho_{máx.}$ indica el asentamiento máximo y $\rho_{mín.}$ el mínimo. El asentamiento diferencial ($\Delta\rho$) entre dos puntos es la diferencia entre el asentamiento máximo y el mínimo. El asentamiento diferencial también se caracteriza por la *distorsión angular* b/l que es el asentamiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia horizontal entre ellos.

El asentamiento que una estructura puede tolerar, *asentamiento admisible*, depende de muchos factores incluyendo el tipo, forma, situación y finalidad de la estructura, así como la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento. La Tabla 14.1 da indicaciones sobre los asentamientos admisibles. Pudiera parecer que el ingeniero que proyecta una cimentación debería considerar el asentamiento admisible especificado por el proyectista de la estructura. Pero, sin embargo esto raramente es el caso y el ingeniero de cimentaciones se encuentra frecuentemente entre el ingeniero estructural, que no desea el menor asentamiento, y el cliente que quiere una cimentación económica. Así pues, es importante considerar los asentamientos admisibles.

En los párrafos siguientes se comentarán algunos de los aspectos sobresalientes del asentamiento admisible, ilustrándolo gráficamente. En la última parte de esta sección se hacen indicaciones para estimar en cada caso el asentamiento admisible.

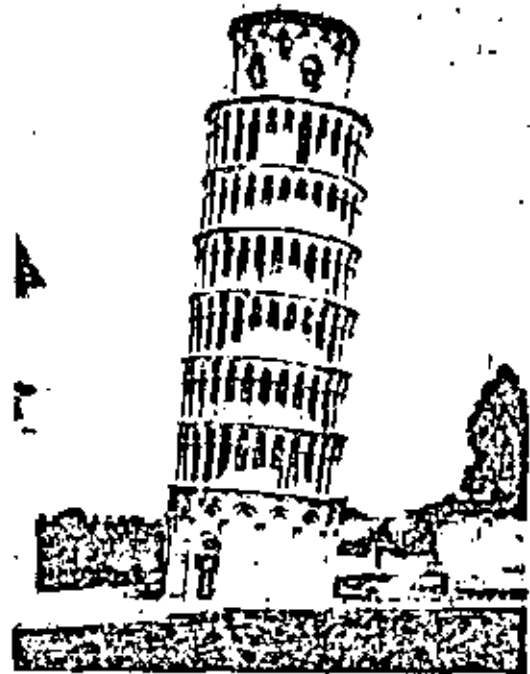
Asentamiento total

En general, la magnitud del asentamiento total no constituye un factor crítico, sino principalmente una cuestión de conveniencia. Si el asentamiento total de una estructura es superior a 15 ó 20 cm pueden presentarse problemas en las conducciones (de gas, agua o alcantarillado) conectadas a la estructura. Sin embargo, las juntas deben proyectarse pensando en el asentamiento de la estructura. La figura 1.3 muestra un ejemplo clásico de un edificio que ha sufrido grandes asentamientos y aún permanece en servicio. Sin embargo existen casos en los que los asentamientos totales grandes pueden dar lugar a graves problemas; por ejemplo, un depósito sobre arcilla blanda, próximo a la costa, puede asentar, quedando por debajo del nivel del agua.



"¡Sí, he estimado un poco en la cimentación pero eso no lo sabrá nunca!"

(a)



(b)

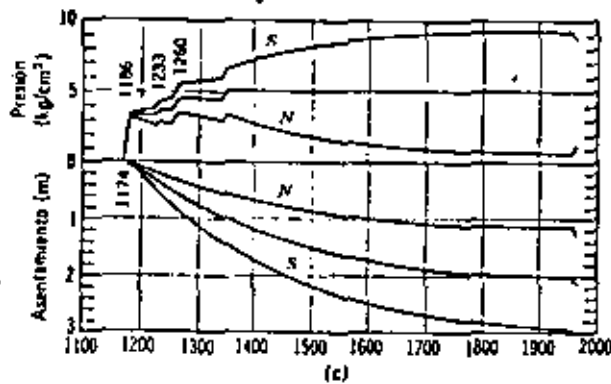


Fig. 14.7. Torre inclinada de Pisa. a) Tomado de la Conferencia sobre Asentamientos, ASCE 1964. b) y c) Según Terracina.

Vuelco o inclinación

Un caso clásico es la Torre Inclinada de Pisa (Fig. 14.7). Como puede verse por la curva tiempo-asentamiento, el lado Norte de la torre ha asentado algo más de 1 m, mientras que el lado Sur ha asentado aproximadamente 3 m, con un asentamiento diferencial de 1.8 m. Esta inclinación produce un aumento de las presiones sobre el terreno en el lado Sur de la Torre, agravando así la situación. Un asentamiento tan importante en un edificio elevado representa una situación peligrosa, potencialmente inestable. Actualmente se están estudiando métodos para impedir el progreso de los asentamientos (Terracina, 1962).

Asentamiento no uniforme

La distorsión angular admisible en edificios ha sido estudiada por análisis teóricos, mediante pruebas con grandes modelos de pórticos estructurales y observaciones *in*

situ. La Fig. 14.8 da un resumen de los resultados de estos estudios. Un caso extremo lo constituyen los radares de seguimiento de precisión, en los que un asentamiento diferencial de sólo $\delta/l = 1/50.000$ puede inutilizar el sistema de radar.

Un depósito metálico para el almacenamiento de fluidos constituye una estructura particularmente interesante. La mayor parte de la carga se debe al fluido almacenado, y por efecto de la flexibilidad del fondo del depósito, la presión sobre el terreno tiene una distribución uniforme. La flexibilidad significa también que los depósitos pueden soportar grandes asentamientos diferenciales sin daños, y los propietarios de tales depósitos raramente se preocupan de su aspecto. Existe sin embargo un notable desacuerdo entre ingenieros, constructores y propietarios respecto al asentamiento admisible para tales depósitos. Un estudio de este tema por Aldrich y Goldberg (sin publicar) ha revelado los siguientes hechos:

1. Algunos depósitos han asentado más de 1.50 m. y permanecen en servicio.
2. Algunos depósitos han fallado estructuralmente con asentamientos de sólo 18 cm.
3. Los asentamientos admisibles comúnmente considerados para el proyecto de las cimentaciones de depósitos metálicos varían de 2.5 a 50 cm.

La gran disparidad en los resultados observados y en cuanto a los asentamientos admisibles a considerar resalta la dificultad con que se enfrenta el ingeniero al establecer los asentamientos admisibles. Aunque la Tabla 14.1 y la Fig. 14.8 constituyen buenas indicaciones para trabajos rutinarios, las obras importantes deben estudiarse cuidadosamente.

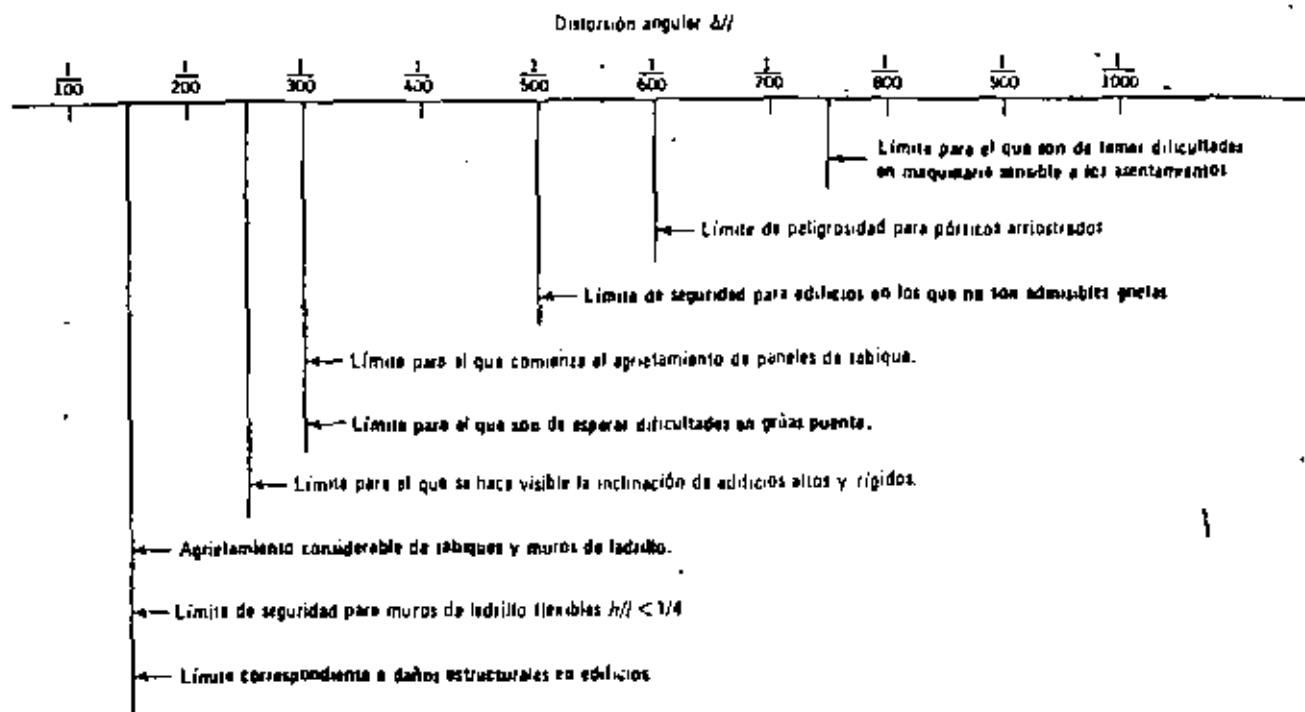


Fig. 14.8. Distorsiones angulares límites (Según Bjerrum, 1963a).

Relación entre el asentamiento total y el diferencial (o no uniforme).

Como se ha indicado anteriormente, en el proyecto de una cimentación tiene más importancia el asentamiento diferencial que el total. Por otro lado, es mucho más difícil estimar el asentamiento diferencial que el asentamiento máximo. Esto se debe a que la magnitud del asentamiento diferencial viene afectada principalmente por la heterogeneidad del terreno natural y también por la capacidad de las estructuras para salvar las zonas blandas de la cimentación. En un trabajo muy importante, suele merecer la pena hacer un estudio detallado del terreno para localizar las zonas de mayor o menor resistencia; investigando a fondo la relación entre los desplazamientos de la cimentación y las fuerzas de la estructura. En obras de menor importancia puede ser suficiente con emplear una relación empírica entre el asentamiento total y el diferencial y establecer el criterio de proyecto a partir de un asentamiento total admisible.

La Fig. 14.9 da los resultados correspondientes a edificios reales cimentados sobre suelos granulares. En la parte a) se dan los valores observados de la distorsión angular δ/l en función del asentamiento diferencial máximo. Mientras que δ/l se determina por el asentamiento diferencial entre columnas adyacentes, el asentamiento diferencial máximo puede producirse entre dos columnas muy separadas. La curva dibujada en la figura constituye la media de los puntos observados. La parte b) muestra la relación entre el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo. La línea trazada como envolvente superior indica que el asentamiento diferencial máximo puede ser igual al asentamiento máximo; es decir, puede

existir una columna que no tenga prácticamente asentamiento. En general, el asentamiento diferencial máximo es menor que el asentamiento máximo².

El empleo de estas relaciones se aclara con el ejemplo 14.1. Según la naturaleza del edificio se elige un valor δ/l admisible. A continuación se utilizan las curvas para encontrar el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo total admisible. El asentamiento calculado por los métodos de las secciones 14.8 a 14.10 debe ser menor que este asentamiento admisible. Un asentamiento total admisible de una pulgada (2.5 cm) suele especificarse corrientemente para edificios comerciales.

► Ejemplo 14.1

Datos. Un edificio de una sola planta de concreto armado, con muros de ladrillo.

Problema. Calcular el asentamiento total admisible que asegurará la no fisuración de los muros de ladrillo.

Solución. Según la Fig. 14.8, δ/l máxima = $1/500 = 0.002$.

La Tabla 14.1 habría dado 0.003. Se adopta $\delta/l = 0.002$.

Según la Fig. 14.9a, el asentamiento diferencial máximo admisible es de 2.5 cm.

Según la Fig. 14.9b, tomando el límite superior, el asentamiento total admisible es también de 2.5 cm. ◀

² Puede producirse un asentamiento diferencial máximo mayor que el asentamiento total máximo cuando una parte de la estructura se levanta y otra asienta. Este caso no es raro en depósitos cimentados en arena.

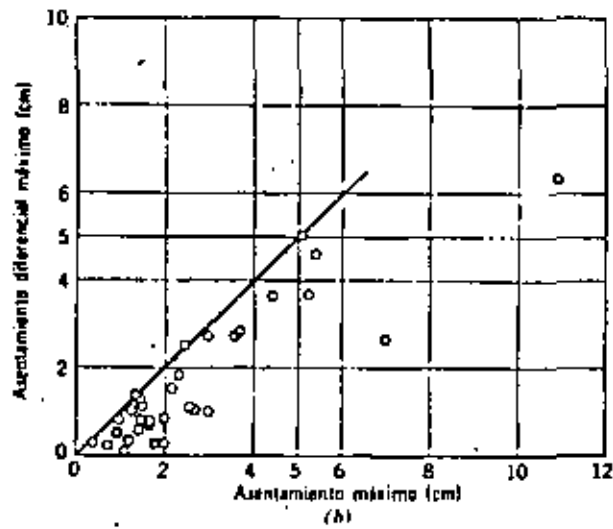
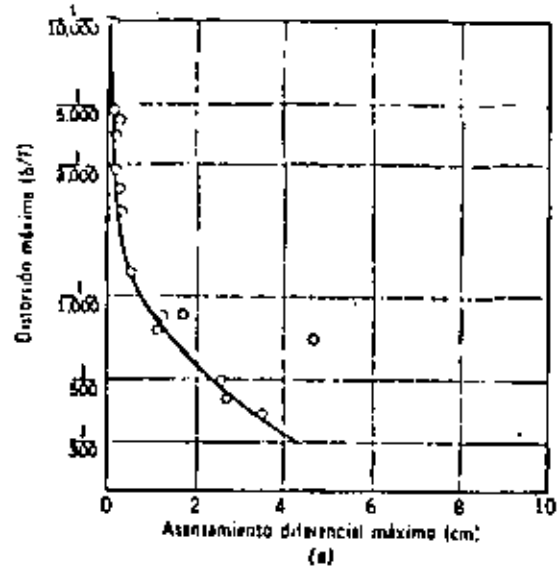


Fig 14.9. Asentamiento de estructuras cimentadas sobre arena (Según Bjerrum, 1963a y 1963b).

8. ASENTAMIENTO POR VIBRACION

8.1 Suelos no susceptibles a licuación

Las estructuras desplantadas en suelos granulares, en particular en arena de baja compacidad, son susceptibles a sufrir asentamientos por vibración. Esta produce una disminución de la relación de vacíos por reacomodo de las partículas; la influencia del peso de la estructura es poco significativa.

La vibración puede ser causada por el funcionamiento de maquinaria, tráfico, hincas de pilotes, explosiones y sismo.

No existe un método apropiado para evaluar el asentamiento de estructuras bajo la influencia de sollicitaciones debidas a vibración. Sin embargo, el problema puede acotarse calculando el asentamiento máximo que se produciría en un estrato granular al variar la relación de vacíos natural a la correspondiente al estado más compacto; esta condición representaría la más severa y difícilmente llega a presentarse en la realidad. El cálculo se basa en la siguiente expresión:

$$\Delta H_{\text{máx}} = \frac{e_{\text{nat}} - e_{\text{mfn}}}{1 + e_{\text{nat}}} H \quad (1.2)$$

donde:

$\Delta H_{\text{máx}}$, asentamiento máximo, en cm

e_{nat} , relación de vacíos de la arena en su estado natural

e_{mfn} , relación de vacíos mínima, correspondiente al estado más compacto de la arena

H , espesor del estrato, en cm.

Este criterio requiere de la determinación de la e_{nat} mediante pruebas in situ, y de la e_{mfn} en el laboratorio, provocando el estado más compacto en la arena.

Si el asentamiento es excesivo e intolerable, deberá emplearse otro tipo de cimentación o provocar antes de la construcción la compactación de la arena, a partir de la aplicación de diversos procedimientos, como vibrocompactación, vibroflotación, pilotes hincados a percusión, etc.

En suelos arcillosos generalmente es despreciable el asentamiento por la causa citada.

8.2 Suelos susceptibles a licuación

El fenómeno de licuación ocurre en ciertos suelos en estado suelto, al tender a disminuir de volumen cuando son sometidos a esfuerzos cortantes. Si el agua que constituye la fase líquida no es expulsada rápidamente, la presión de poro no se disipa y la resistencia al corte se reduce, produciéndose el fenómeno de licuación, caracterizado por asentamientos súbitos comunmente de consecuencias catastróficas.

La experiencia ha mostrado que los suelos susceptibles al fenómeno de licuación son aquellos granulares finos, de graduación uniforme, de partículas redondeadas, en estado suelto y sumergidos.

Como ejemplo de un fenómeno de licuación parcial se cita el ocurrido en el Macrosismo de Jáltipan (Marsal, 1961), el 26 de agosto de 1959, donde las cimentaciones superficiales (zapatas) de varios edificios de Marina y Puertos Libres fallaron con asentamientos hasta de 1 m.

9. SUELOS EXPANSIVOS

Algunos suelos arcillosos son susceptibles a experimentar cambios volumétricos importantes al cambiar su contenido de agua, presentando como consecuencia expansiones al aumentar, y contracciones, al disminuir. Los depósitos de estos suelos generalmente se encuentran superficiales, sin embargo, algunos autores han reportado la presencia de estratos delgados a profundidades hasta de 60 m.

Los suelos expansivos pueden cuantificarse en función de algunas de sus propiedades índice, caracterizándose principalmente por presentar valores altos de su límite líquido y de su índice plástico. En la tabla siguiente se presenta el criterio propuesto por W. G. Holtz, para la identificación de arcillas expansivas. En las hojas y se muestran dos gráficas propuestas, con la misma finalidad, por Vijayvergiya y Ghazzaly.

Criterio de W. G. Holtz

Datos de pruebas de identificación			Expansión probable. Cambio volumétrico en % (seco a saturado)	Grado de expansión
Contenido cálcico (% < 0.001 mm)	Índice de plasticidad	Límite de contracción		
> 28	> 35	< 11	> 30	muy alto
20 - 31	25 - 41	7 - 12	20 - 30	alto
13 - 23	15 - 28	10 - 16	10 - 20	medio
< 15	< 18	> 15	< 10	bajo

Por otro lado, en las zonas urbanas donde existen este tipo de suelos, su presencia es evidenciada por la experiencia local, basada en el comportamiento que presentan las estructuras ligeras sobre ellos construidas.

Cuando se tiene la evidencia o se sospecha la presencia de estos suelos, deberán obtenerse muestras inalteradas que permitan determinar en laboratorio sus características de deformación y su presión de expansión. La prueba más comúnmente utilizada para medir dichos parámetros, es la denominada de saturación bajo carga, la cual consiste en ensayar en un consolidómetro juegos de 3 a 4 probetas. Cada espécimen se confina lateralmente con un anillo rígido y se somete a una presión axial dada, midiéndosele su deformación bajo la presión aplicada, tanto en su estado natural como saturado. La secuencia entre la aplicación de la carga y la saturación del espécimen, se elige conforme al proceso que desee representarse. Cabe agregar que durante la ejecución de los ensayos podrá medirse, dependiendo del equipo de laboratorio utilizado, la presión de expansión o bien, con base en los resultados obtenidos al ensayar un juego de probetas, estimar el valor de la misma.

En las hojas 34 a 37 se muestran los resultados de este tipo de ensayos, realizado en un suelo típico del Bajío. Se agregan en dichas hojas algunos datos de propiedades índice, que permiten identificarlos de acuerdo a los criterios arriba mencionados.

La cimentación de estructuras en suelos expansivos requiere de diseños especiales, basados en una interpretación racional de los resultados de laboratorio y de las observaciones de campo, incluyendo el estudio del comportamiento de estructuras existentes, vecinas al área en estudio. Las soluciones más usuales son las siguientes:

- a) retiro parcial o total del suelo expansivo, sustituyéndolo con material granular. La profundidad de la excavación dependerá del espesor del suelo indeseable y de la presión de expansión
- b) utilización de elementos estructurales capaces de admitir sin dañarse las deformaciones a que quedarán sujetos
- c) utilización de zapatas en las que se concentren las cargas, con objeto de que al transmitir al suelo una presión mayor que la de expansión se evite su levantamiento
- d) uso de elementos de cimentación profundos, alojados en suelos no expansivos. En el análisis y diseño de estas cimentaciones deberá tomarse en cuenta la tensión que pueda presentarse a lo largo del fuste de las pilas o pilot es

Los pisos de planta baja suelen ser los más afectados y en ocasiones, cuando es económico, se sustituyen por losas

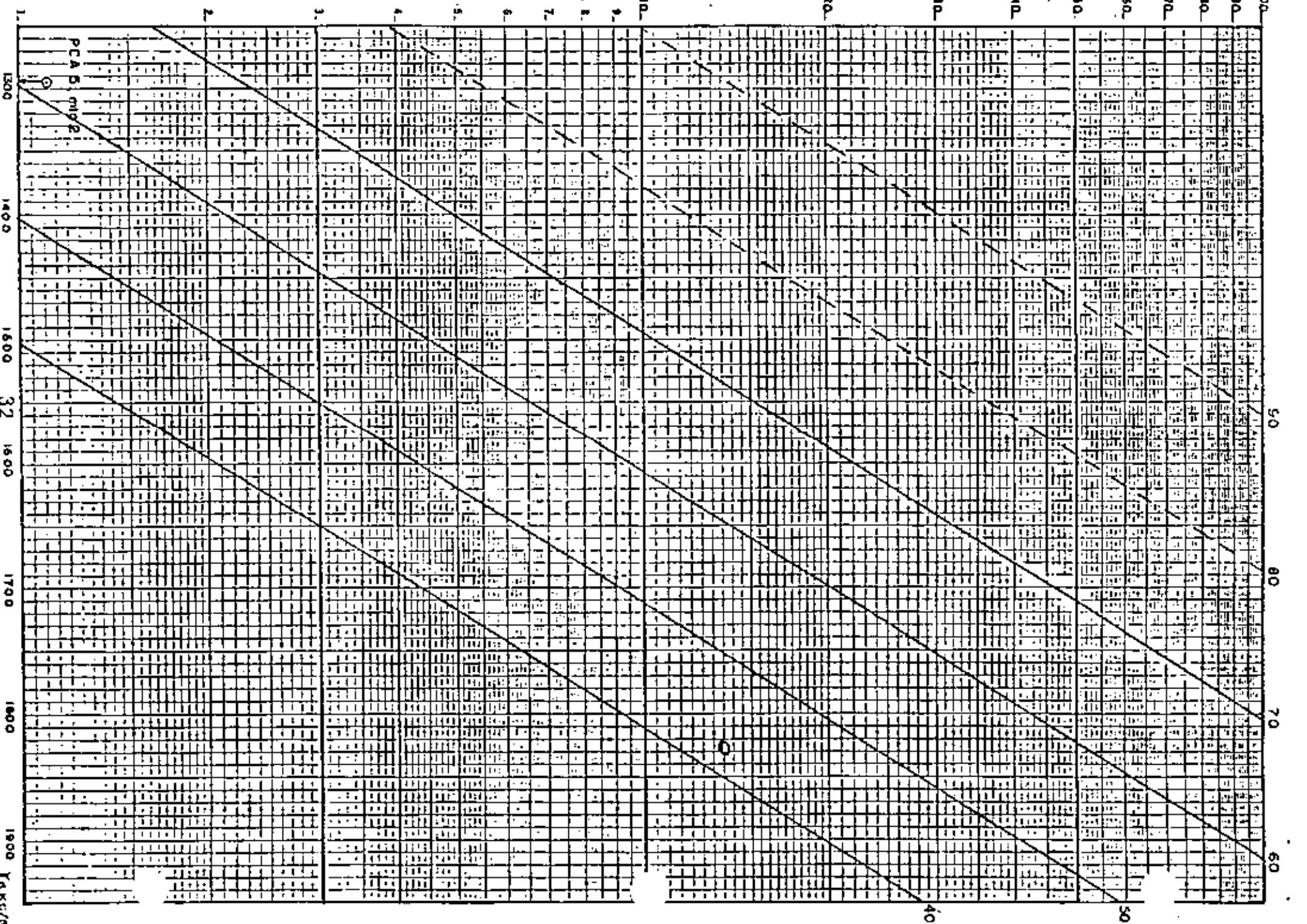
GRADO DE EXPANSION

baja

media

alta

muy alta



PCAB media

1900

50

80

70

60

40

8

GRADO EXPANSION

bajo

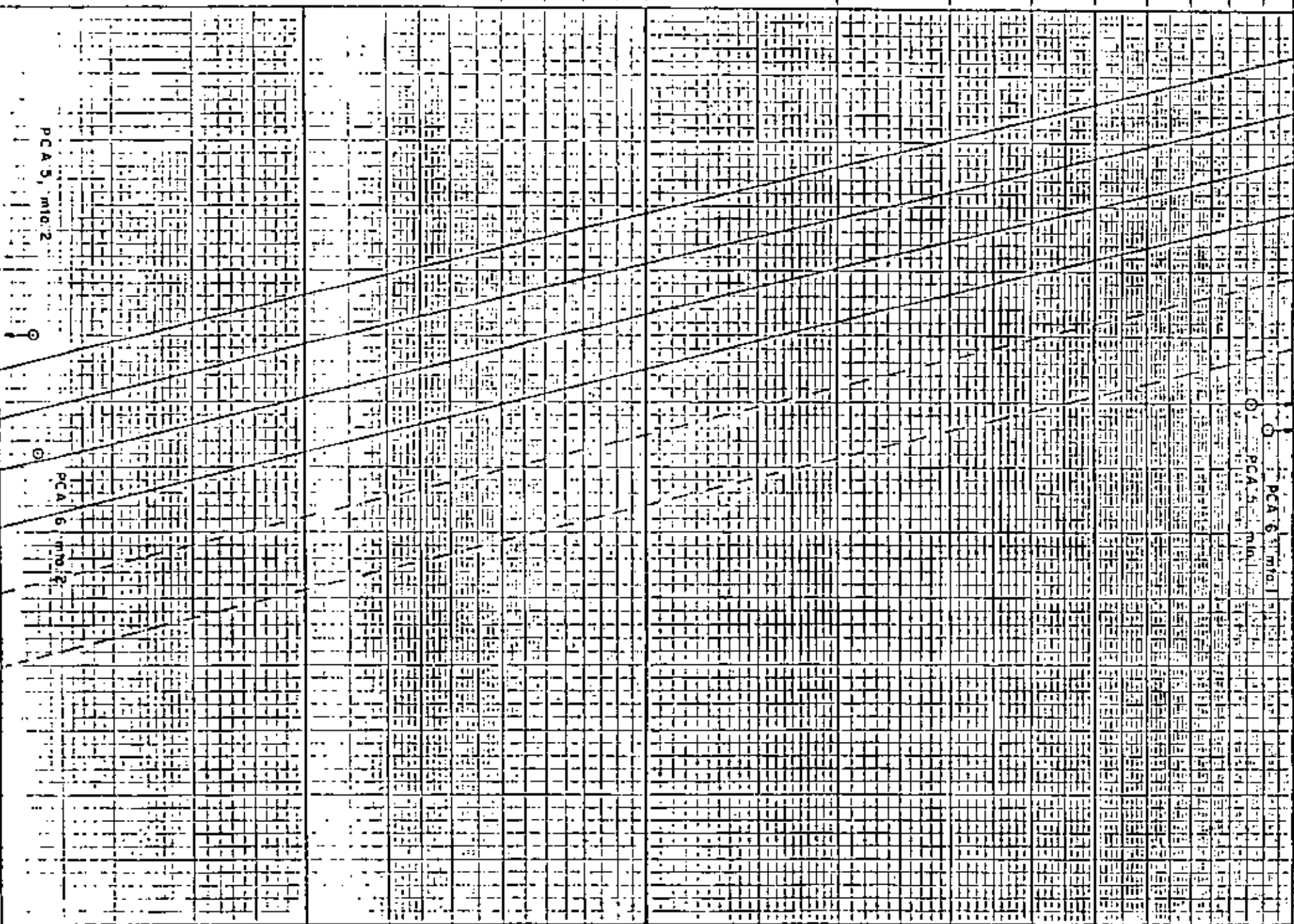
media

alta

muy alta

P. exp. 100/m²

LIMITE LIQUIDO (%)



PCA 5, mto. 2

PCA 6, mto. 2

PCA 5, mto. 2

PCA 6, mto. 2

POZO PCA-5
 Muestra No. 1
 Elevación. -0.40 m
 NAF = 18.0 m

PROBETA	PRE- SION. Kg/cm ²	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL %
		W _i	e _i	G _i	ε _{nat}	W _f	e _f	G _f	ε _{sat}	
		%		%	%	%		%	%	
1	0.125	28.1	0.88	79.8	0.8	37.9	0.92	100	-3.9	-3.1
2	0.25	30.0	0.90	85.8	1.3	38.9	0.96	100	-2.0	-0.7
3	0.50	31.3	0.91	86.0	1.8	38.6	0.96	100	-0.5	1.3
4	1.00	28.6	0.90	79.4	2.4	38.2	0.94	100	+0.4	2.8

(+) Compresión ; (-) Expansión

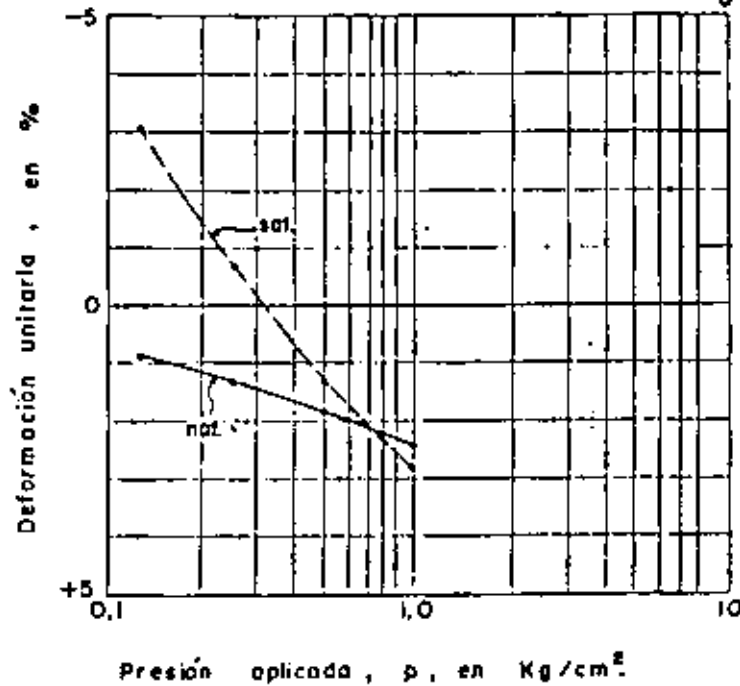
Otros datos;

LL = 113

IP = 86

LC = 10

γ_d = 1.25 ton/m³



ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

POZO PCA-5

Muestra No. 2

Elevación. - 0.75 m

NAF: - 18.0 m

PROBETA	PRE- SION.	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL
		W_i	e_i	G_i	ϵ_{nat}	W_f	e_f	G_f	ϵ_{sat}	
	Kg/cm ²	%		%	%	%		%	%	%
1	0.125	25.0	0.68	85.5	0.52	28.2	0.67	97.6	-0.02	+0.50
2	0.25	23.5	0.72	76.0	0.37	28.3	0.71	92.5	-0.02	+0.35
3	0.50	20.8	0.75	64.6	0.72	28.2	0.74	88.8	-0.02	+0.70

Otros datos:

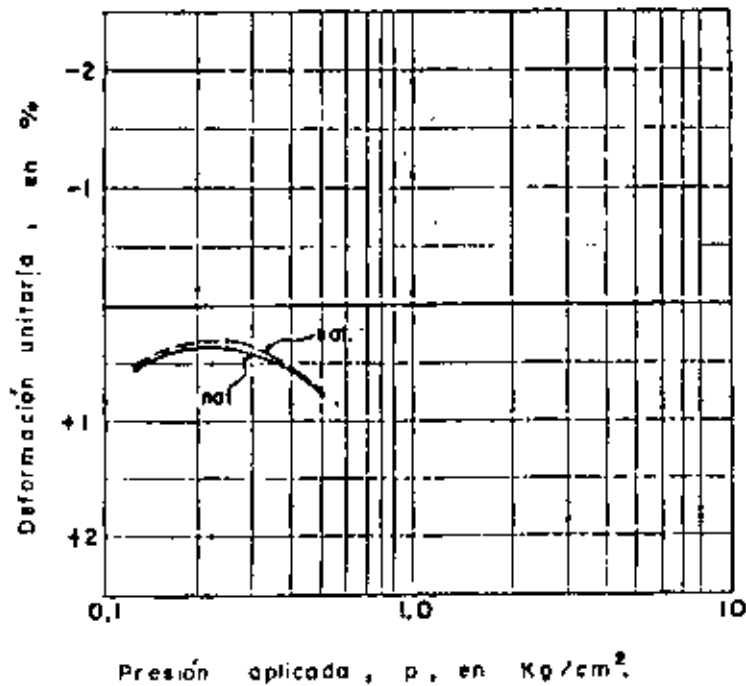
LL = 34

IP = 8

LC = 22

$\gamma_d = 1.29 \text{ ton/m}^3$

(+) Compresión ; (-) Expansión



ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

POZO PCA 6
 Muestra No. 1
 Elevación. - 0.35 m
 NAF = 18.0 m

PROBETA	PRE- SION. Kg/cm ²	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL %
		W _i	e _i	G _i	ε _{nat}	W _f	e _f	G _f	ε _{sat}	
		%		%	%	%		%	%	
1	0.125	32.0	1.05	76.4	1.6	41.9	1.08	97.4	-2.6	-1.0
2	0.25	33.8	1.07	79.3	1.9	42.5	1.08	98.8	-2.0	-0.1
3	0.50	28.5	1.03	69.5	2.6	38.5	0.99	97.6	-0.8	+1.8

Otros datos:

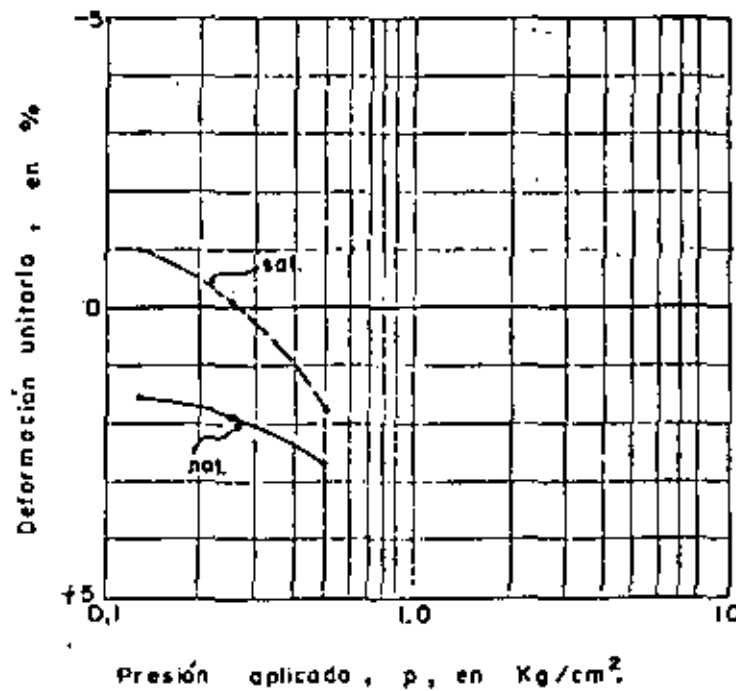
(+) Compresión ; (-) Expansión

LL = 106

IP = 77

LC = 11

γ_d = 1.23 ton/m³



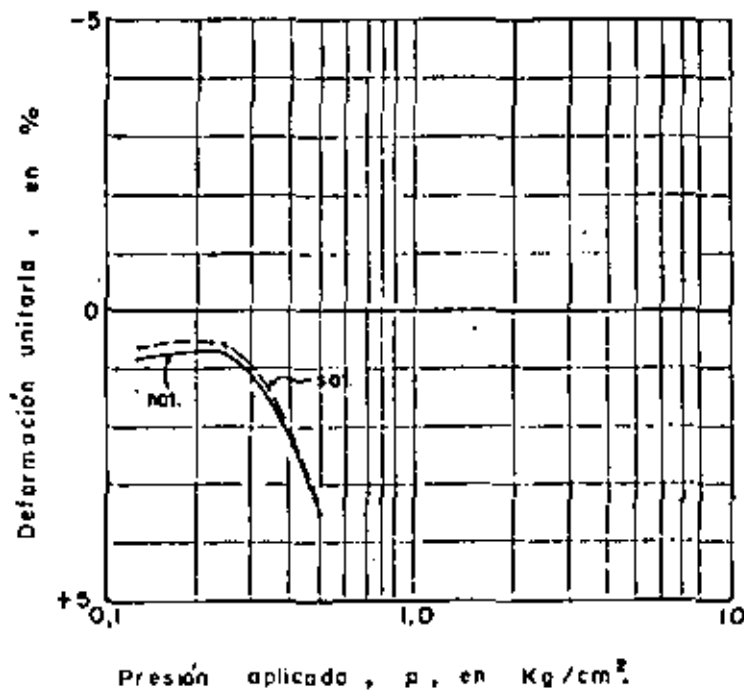
ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

POZO PCA 6
 Muestra No. 2
 Elevación.- 0.85 m
 NAF = 18.0 m

PROBETA	PRE- SION. kg/cm ²	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL %
		W _i	e _i	G _i	ε _{nat}	W _f	e _f	G _f	ε _{sat}	
		%		%	%	%		%	%	
1	0.125	33.81	1.25	71.7	+0.87	39.6	1.23	85.2	-0.19	+0.68
2	0.25	33.80	1.21	74.7	+0.76	38.9	1.20	85.9	-0.11	+0.65
3	0.50	31.44	1.16	71.8	+3.5	36.9	1.08	90.5	0	+3.5

(+) Compresión ; (-) Expansión

Otros datos
 LL = 58
 IP = 18
 LC = 29
 γ_d = 1.15 ton/m³



ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Ing Enrique Tamez

Junio, 1980



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SOMERAS

INTRODUCCION.

Se entiende por cimentación somera, aquella cuya profundidad de desplante es menor de unas tres veces su ancho. En realidad las cimentaciones someras raras veces llegan a alcanzar esta profundidad. A este grupo pertenecen las zapatas, aisladas o continuas; las losas planas o nervuradas y los cajones, los cuales, con frecuencia, constituyen los sótanos de edificios.

El diseño de una cimentación somera consiste básicamente en elegir el tipo de cimiento, determinar las dimensiones del área de contacto entre el cimiento y el terreno y efectuar el diseño estructural. Finalmente, debe establecerse el procedimiento a seguir para realizar la construcción de esa cimentación, ya que tanto el diseño como el funcionamiento de la misma pueden ser afectados importantemente por las operaciones de construcción.

La elección del tipo de cimiento y de sus dimensiones se hacen en función de la estatigrafía y las propiedades mecánicas del terreno, así como, de la magnitud de las cargas que la estructura transmite a éste a través de los elementos que constituyen la cimentación. Por ello, la elección y dimensiones del cimiento deben ser tales que satisfagan los siguientes requisitos generales:

- a) Los esfuerzos cortantes que la cimentación induzca en el terreno, deben ser siempre menores que los que éste es capaz de soportar con un cierto margen de seguridad. Esto implica la necesidad de estimar la capacidad de carga del terreno que se encuentra bajo la cimentación de que se trate, la cual es función, entre otros factores, de la resistencia al corte de dicho terreno.
- b) Los asentamientos de la estructura, producidos por la deformación del terreno bajo la acción de los esfuerzos que le impone la cimentación, no deberán exceder de un límite tolerable para la propia estructura, así como para las estructuras vecinas. Este límite puede variar desde unos cuantos milímetros, como es el caso de la cimentación de turbinas de vapor u otras máquinas que no toleran desniveles, hasta 10 o más centímetros como en el caso de edificios de estructura rígida en suelos blandos de la Ciudad de México. Esto implica la necesidad de conocer la magnitud de los asentamientos que sufrirá la cimentación elegida, por lo cual se requiere conocer la compresibilidad de los suelos y rocas que se encuentran bajo la cimentación, así como la magnitud de los esfuerzos que ésta induce en el terreno.
- c) Una vez elegido el tipo de cimentación y sus dimensiones adecuadas para satisfacer los dos requisitos anteriores, es indispensable que la construcción se realice de manera que no se alteren las propiedades mecánicas naturales del suelo y no se produzcan en éste deformaciones

de expansión o asentamientos durante la construcción, o bien deslizamiento de los taludes o el fondo de la excavación, que puedan perjudicar al comportamiento de la cimentación o causar daños a las estructuras vecinas. Además, debe asegurarse la integridad estructural de todos los elementos de la cimentación.

Estos tres requisitos deben ser satisfechos por cualquier cimentación, incluyendo los cimientos profundos que transmiten su carga a estratos profundos del terreno.

Es fácil ver entonces que no pueden establecerse recetas simples de carácter general, para escoger el tipo de cimentación y sus dimensiones. Sin embargo, es lógico pensar que las zapatas aisladas encontrarán su aplicación cuando se trate de rocas o suelos de alta resistencia y de baja compresibilidad, aún para cargas de gran magnitud; pero pueden ser también aplicables al caso de cargas pequeñas y suelos de menor resistencia y mayor compresibilidad. Es también lógico que, a medida que crezca la magnitud de la carga y disminuya la resistencia del suelo, será necesario aumentar el área de contacto entre terreno y cimiento, pasando así gradualmente a las zapatas corridas, después a las retículas de zapatas corridas y así hasta llegar a la losa corrida cuya área de contacto con el terreno podrá ser igual o mayor que el área de la estructura misma. Desde luego que la losa en cuestión puede tener una solución estructural del tipo de la conocida como losa plana o bien, puede estar apoyada en una retícula de traveses y, en ocasiones, la losa es sustituida por cascarones cilíndricos, o

de otra forma geométrica, siendo los cilíndricos los más comúnmente empleados y que se apoyan así mismo en una redcula de trabes.

A medida que los suelos bajo una losa de cimentación son más compresibles se hace necesario disminuir la magnitud de los esfuerzos transmitidos al terreno a fin de reducir los asentamientos producidos. Tal reducción de esfuerzos se logra excavando un cierto volumen de tierra y construyendo en su lugar un cajón de cimentación que no es otra cosa que una losa de cualquier tipo limitada por muros perimetrales. Cuando el peso de la tierra desalojada por el cajón de cimentación, es igual al peso total de la estructura, incluyendo el del cajón, se tiene lo que se llama una cimentación totalmente "compensada". Teóricamente, en estas condiciones no se incrementan los esfuerzos que originalmente existían en la masa de suelo y, por lo tanto, no habrá asentamiento. Pero, si el peso del terreno desalojado por el cajón fuera menor que el de la estructura y su cimentación, se tendría la cimentación "parcialmente compensada", en cuyo caso se producirán asentamientos cuya magnitud dependerá de la diferencia entre el peso total de la estructura y el de la tierra desalojada. Si por el contrario, el peso de la tierra desalojada es mayor que el de la estructura, se tendrá la cimentación "sobrecompensada", en cuyo caso el terreno sufrirá expansiones cuya magnitud dependerá de la sobrecompensación neta y de la expansibilidad del suelo.

En resumen, puede decirse que para elegir el tipo más adecuado de cimentación y establecer sus dimensiones y profundidad de desplante, así como sus procedimientos de construcción, es necesario conocer la estatigrafía-

del terreno en profundidad y extensión, la resistencia al corte, la compresibilidad y la permeabilidad de cada uno de los estratos, así como la posición del nivel freático y sus posibles variaciones estacionales. Esta información, obtenida a partir de muestras del terreno recuperadas en perforaciones de exploración y sometidas a ensayos de laboratorio, permitirá estimar la capacidad de carga y el asentamiento de diferentes alternativas de solución, entre las cuales el ingeniero debe elegir la que mejor satisfaga los requisitos de seguridad y economía.

Los procedimientos de exploración, los ensayos de laboratorio pertinentes, los métodos para la estimación de la capacidad de carga y el asentamiento, los métodos de diseño estructural y los problemas que plantea la construcción de las cimentaciones someras serán motivo de discusión en el presente curso.



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

- Casagrande, A.: 1975, "Role of the "Calculated Risk" in Earthwork and Foundation Engineering", ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM4, July.
- Lambe, T.W.: 1967, "The Integrated Soil Engineering Project", Proc. Southeast Asian Regional Conference on Soil Engineering Bangkok.
- Peck, R. B.: 1962, "Art and Science in Subsurface Engineering", Geotechnique, Vol. XII, No. 1, March.
- Terzaghi, K: 1948, "Foreward", Geotechnique, Vol. I, No. 1, June.
- Terzaghi, K: 1958, "Consultants, Clients and Contractors", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, January.
- Sowers, G.F: 1962, "Shallow Foundations", in Foundation Engineering, G.A. Leonards, McGraw-Hill, New York.
- Taylor, D: 1948, Fundamentals of Soil Mechanics, J. Wiley and Sons, Cap. 5
- Teng, W.C: 1962. Foundation Design, Prentice-Hall, Cap. 2
- Terzaghi, K. & R. Peck: 1967, Soil Mechanics in Engineering Practice, J. Wiley and Sons, Cap. 7

- Juárez Badillo y A. Rico: 1967 "Mecánica de Suelos", 3 Tomos.
- T.W. Lambe y R. Whitman: 1972 "Mecánica de Suelos", Limusa-Wiley.
- Crespo Villalaz C.: 1971 "Mecánica de Suelos y Cimentaciones".



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

M. EN I. RICARDO SANCHEZ BRINGAS

JULIO, 1980



C O N T E N I D O

I	PILAS Y ELEMENTOS PORTANTES.....	1
II	ELEMENTOS DE CONTENCION Y MUROS DIAFRAGMA.....	6
III	PILOTES	10
IV	SISTEMAS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.....	14
V	CILINDROS Y CABLES DE CONCRETO REFORZADO.....	16

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

<u>PILAS A y B</u>		<u>PILAS TIPO: C, D, E y F.</u>		
<u>DIAMETRO NOMINAL</u> CM.	<u>DIAMETRO PERF.</u> CM.	<u>DIAMETRO EXTERIOR</u> ADEME.CM.	<u>DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA ADEME</u> CM.	<u>DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA CONTINUAR A TRAVES DEL ADEME</u> CM.
50	50	50	60	-
60	60	60	70	50
70	70	70	80	60
80	80	80	90	70

PILAS A y B		PILAS TIPO: C, D, E y F		
DIAMETRO NOMINAL CM.	DIAMETRO PERFORACION CM.	DIAMETRO EXTERIOR ADEME CM.	DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA ADEME CM.	DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA CONTINUAR A TRAVÉS DEL ADEME CM.
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°.

1.4 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 continuación:

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 mínimo número 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 tablones 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 métodos 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 engargo-- larse 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 re-- quiere 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 unifor-- me 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 reforzado, 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 Freatico 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, mediante anclas formadas por un mecanismo ancla de presfuerzo-bulbo de concreto-suelo.

Las anclas se pueden construir en suelos y rocas. En suelos 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 más 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, martinetes 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 hínca.

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 FREATICO.

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 ELÉCTRICO.

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 diámetro 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 calsifican como métodos de estabilización más -- que de abatimiento del Nivel de Aguas Freáticas.

V "CILINDROS Y CAJONES DE CONCRETO REFORZADO"

La cimentación por cilindros y cajones de concreto reforzado está basada en el antiguo sistema llamado "Pozo Indio".

Este sistema consiste en la construcción de un elemento de forma cilíndrica o cuadrangular con paredes perimetrales y hueco al centro, el que permite mediante el uso de un equipo apropiado la excavación y extracción de material. Esta excavación -- provoca que el elemento construido se vaya hundiendo en el terreno debido a su peso propio y a la -- falta de apoyo.

Las partes que forman un cajón o cilindro de cimentación son las siguientes:

La cuchilla cortadora, de acero estructural, localizada en la parte inferior, que es el elemento de ataque para cortar el material donde se va hincando.

Las paredes, que forman el cuerpo del cajón o cilindro, de concreto reforzado con una resistencia del orden de 250 Kg/cm²; su función, además de ser el --

ademe necesario para el procedimiento de hincado, - es la de transmitir las cargas al tapón inferior. - El espesor normal de las paredes varía de 0.80 m. a 1.00 m. y queda fijado mas que por el aspecto estructural en sí, para dar el peso para el hincado - y la capacidad para resistir los golpes del equipo durante dicho proceso. Los diámetros mas utilizados en la construcción de cilindros son de 4.50 m. 5.00 y 7.00 m. y las secciones de los cajones son sumamente variables de acuerdo a las necesidades de cimentación. En algunos casos se coloca tubería ahogada en las paredes para chiflonear o barrenar el material de excavación en la parte inferior - cuando así se requiere.

El tapón inferior, que generalmente se construye de concreto simple debido a que por su gran espesor y corto claro no requiere refuerzo, colado bajo agua, con una resistencia mínima de 200 Kg/cm²; su función es transmitir las cargas al terreno y evitar la penetración del cilindro o cajón en el mismo; su altura normal es de 1.50 m. a 2.00 m. y abarca desde el nivel inferior de la cuchilla cortadora hasta donde termina la sección tronco-cónica.

El relleno interior, (que solo en algunos casos se coloca) de material graduado o material disponible según el caso, cuya función es aumentar el peso o bien facilitar la construcción del tapón superior - evitando una obra falsa demasiado difícil y costosa en caso de cajones.

El tapón superior, de concreto reforzado con resistencia normal de 250 Kg/cm², cuyo objeto es transmitir a las paredes la carga de los elementos que - sobre el apoyan. Este tapón sella el cilindro o cajón en su parte superior después del colado del tapón inferior y de las inspecciones requeridas; sus

espesores normales varían de 1.00m. a 3.00 m.

V. 1. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

El procedimiento de construcción normal consiste en lo siguiente. Inicialmente se hace un terraplén o una excavación previa en el lugar donde va a quedar ubicado el cilindro o cajón; el primer caso se requiere cuando se tienen tirantes de agua permanentes y se hace con objeto de evitar la utilización de adesivos perdidos cuyo costo es demasiado elevado, el segundo caso cuando no se tiene agua y el nivel friático se encuentra a cierta profundidad, hasta la cual sea relativamente fácil la excavación, ya que el costo del hincado es bastante más alto que el de la excavación. Una vez formado el terraplén o ejecutada la excavación se nivela una plataforma de trabajo sobre su superficie y se arma la cuchilla cortadora -- que normalmente se fabrica en 3 o 4 secciones para facilidad de transporte; sobre la cuchilla se coloca el acero de refuerzo y los moldes para el colado de la primera sección tronco-cónica que forma la transición entre la cuchilla y la pared. Una vez colado y fraguado el concreto se descimbra y al alcanzar -- una resistencia adecuada se inicia el hincado utilizando por lo general un cucharón de concha de almeja o gajos, accionado mediante una draga o malacate que excava a través del hueco interior del cilindro y saca el material a la parte externa, provocando así el hundimiento.

Al concluirse el hincado y tener el cajón o cilindro a su nivel de proyecto y en material conveniente se cuela el tapón inferior después de efectuar una limpieza mediante el mismo cucharón sin dientes o mediante un evector; el colado por lo regular hay que hacerlo bajo agua utilizando alguno de los procedimientos que se describen más adelante. Cuando el concreto

alcanza una resistencia aceptable se desagua el interior y se hace una inspección para determinar el estado del tapón y las paredes procediéndose a rellenar lo de agua o con el material indicado en proyecto y por último colar el tapón superior.

V. 2. COLADO DE PAREDES.

Los moldes para el colado de paredes se fabrican de madera o metálicos, utilizando más estos últimos debido a su durabilidad y facilidad en el manejo. Los moldes interiores en caso de cilindros se hacen por lo regular en tres secciones que no cubren el perímetro total, dejando un pequeño espacio que al colocarlos se rellena con una pieza de madera o lámina, separando los marcos de los moldes mediante tornillos con el fin de poder retirarlos fácilmente después del colado ya que debido a la presión del concreto antes de fraguar es prácticamente imposible quitarlos si se dejan a tope; los moldes exteriores se hacen en cuatro secciones y no tiene mayor problema su colocación y retiro; su altura queda fijada por los anchos comerciales en que se vende la lámina que es del orden de 1.80m., en caso de usarse madera se hacen de 2.50 a 3.00 m., de altura.

Cuando se está llegando con el hincado al nivel de proyecto conviene que los colados finales se hagan de menor altura puesto que existe la probabilidad que no sea posible bajar hasta el desplante y si se tiene colada totalmente la pared habrá que demoler la parte sobrante.

Antes de la colocación de los moldes se requiere fijar perfectamente el desplante que lleva la parte ya construida de cilindros o cañ con el fin de darle la misma inclinación a la sección por colar ya que en caso de colocar los nuevos moldes verticalmente se ocasiona que se vaya formando una línea quebrada y darse el caso de que no sea posible continuar su hincado debido a

a la curvatura que presenta. Esto sucede sobre todo cuando la parte interior se encuentra llena de agua.

V. 3. HINCADO

Para los procedimientos a seguir en el hincado dependen del tipo y las condiciones de los materiales que se atraviesa y que presentan problemas muy distintos.

- a) Congente: Es el procedimiento primitivo y solamente se puede utilizar cuando el cilindro o cajón se encuentra a un nivel tal que el agua se pueda agotar. Es un procedimiento lento y puede ser peligroso.
- b) Con eyector: Consiste en inyectar aire a presión a través de un tubo especialmente diseñado que se sumerge en el agua hasta el fondo de la excavación al inyectar el aire se forma una corriente ascendente que arrastra agua y material.
- c) Con cucharones de concha de almeja o gajos accionados por malacates o dragas: Es el procedimiento más usual para el hincado, el cucharón que se utiliza se deja caer abierto para que penetre en el material, accionándolo después para cerrarlo y sacar el material fuera del cilindro o cajón y depositarlo en la parte externa.
- d) Con arietes: Cuando el material de la excavación tiene una dureza que no permite su ataque con el cucharón se requiere la utilización de arietes rectos ó inclinados. Consisten en un elemento pesado-colpeante al que en un extremo se le hace una punta o bien se le coloca una cuchilla en forma de pala, de acuerdo al tipo de material que se está atacando y por el otro extremo se sostiene mediante el malacate o draga. Se la deja caer para que rompa ó afloje el material y después poder sacarlo con el cucharón.

- e) Con bombas: En algunos casos el bombeo ayuda para el hincado ya que al extraer el agua del interior del cilindro o cajón se está aumentando el peso - del mismo lo que equivale a un lastrado, en otros casos al bambeo se forma un flujo de agua que es curre entre las paredes y el material circundante provocando una lubricación que disminuye la fricción.
- f) Con lastre: Es un procedimiento lento y que presenta muchas dificultades ya que requiere la construcción en la parte superior del cilindro o cajón de grandes plataformas para almacenar el material de lastre; también necesita de la caja bajo la cuchilla para poder bajar en el momento de romper la fricción.
- g) Con chiflones: Los chiflones pueden ser de aire o de agua y se utilizan tanto por la parte interna como por la parte externa del cilindro o cajón por la parte exterior tiene por objeto reducir la fricción entre el material y las paredes y es un trabajo lento ya que hay que ir introduciendo el chiflón entre la pared y el material desde la parte superior del mismo hasta cerca de la cuchilla e irlo recorriendo en todo el perímetro; requiere la formación previa de la caja bajo la cuchilla - para que sea eficiente.
- Quando se utilizan por la parte interna tiene por aflojar el material lo que se logra por la presión y la fuerza de salida del agua o del aire; -- se requieren buzos y bastante equipo extra tal como compresoras, tubería, bombas de alta presión, -- diferenciales, etc.
- h) Con dinamita: Es un elemento peligroso en los trabajos de hincado y se usa en dos formas, la primera para romper el material cuando es rocoso o muy duro y poder extraerlo, lo que requiere de buzos-

para barrenación o emplastamiento, la otra para producir una vibración que rompa la fricción y baje, lo que requiere previamente tener caja bajo la cuchilla.

- i) Con buzos: Además de que el trabajo de los buzos es lento, costoso y difícil, generalmente estas - personas no toman en cuenta las normas de seguridad lo que les puede ocasionar serios peligros, - incluso la pérdida de la vida.

Normalmente es necesaria la combinación de varios procedimientos de hincado ya que por lo regular - no se encuentra material de un solo tipo.

Para facilitar los hincados hay que tomar en cuenta una serie de datos y controles, primeramente - el tipo de materiales por lo s que se está atra--vezando y los espesores, lo que en un momento da--do será el factor determinante y clave para ele--gir el tipo de equipo y procediniento que debe seguirse; el desplome del elemento que se está hin--cando para poder dirigir la maniobra en forma conveniente ya que el cucharón debe cargarse hacia el extremo opuesto del desplome para extraer el ma--terial de ese lugar donde puede existir un obs---táculo o que el terreno tenga una mayor compasi--dad, evitando así que se siga desplomando y a que de no atenderse este aspecto se puede ocasionar - que no sea posible hincarlo ya que llegará el mo--mento que el cucharón invariablemente caerá en la parte donde no se requiere y causará cada vez ma--yor desplome:

Durante el hincado en materiales suaves hay que - vigilar la formación de cráteres alrededor del - elemento que se hinca ya que pueden llegar a pro--vocar desplomes o bien que el equipo de hincado --caiga dentro de ellos: para solucionarlo basta por lo regular con ir rellenándolos con el producto de laexcavación; también se requiere una vigilancia -

para no formar cajas demasiado grandes bajo la cuchilla que pueden provocar que el elemento se hunda de golpe y provoque accidentes.

Como un dato meramente informativo ya que no es posible dar rendimientos promedio para estos trabajos, por su variabilidad, se puede considerar que para el hincado de cilindros del orden de 12 a 15 m. de profundidad, con diámetros de 4.50 a 5.00 m., en terreno de dureza media, un avance promedio de 0.50 m., por día. En mantos duros, rocosos los rendimientos no pueden fijarse y dependen mas que nada de la habilidad de los operadores del equipo que se utiliza y del ingenio de las personas que están al frente de los trabajos para la aplicación de los procedimientos más convenientes.

V. 4. TAPONES INFERIORES

Al terminarse el hincado de un cilindro o cajón y antes de colar el tapón inferior hay que hacer una limpieza con el cucharón sin dientes o con eyector; si se considera que pueda encontrarse bastante material adherido a la sección tronco-cónica, al ariete se lo pueda adaptar una forma de pala para desprenderlo. Para el colado de los tapones inferiores que normalmente se hace bajo agua se emplean dos procedimientos, el primero con bote de colado de fondo móvil que se maneja mediante dos tambores de un malacate o draga. El peso del concreto obliga que la tapa inferior se abra y que el concreto fluya y se acomode, el concreto debe tener revenimiento de 15 a 20cm., como mínimo para evitar huecos donde el agua penetre y lo deslave así como para facilitar su acomodo correcto.

El otro procedimiento llamado de trompa de elefante o tubo Tremie consiste en un tubo, abierto en un extremo y en el otro con una tolva cuya capacidad mínima sea igual al volumen interior de todo el tubo.

V. 5. TAPONES SUPERIORE.

Para la construcción del tapón superior se emplea - generalmente una cimbra perdida que se apoya o se - cuelga del brocal del cilindro o cajón.

Generalmente en los cajones se rellena el hueco interior para el colado del tapón superior ya que la obra falsa resultaría muy cara dado el claro y el - espesor de los tapones.

V. 6. ESPECIFICACIONES

Las tolerancias permitidas en la construcción de todos los elementos de los cilindros o cajones están - dadas en la parte tercera de las "Especificaciones - Generales de Construcción" de la SAHOP que corresponde a obras de drenaje, estructuras y trabajos diversos.

JULIO 1980.

FITTING THE HAMMER TO THE PILE AND THE SOIL

Glen H. Barber, Sales Manager

L. B. Foster Company, Equipment Division, Pittsburgh, PA 15108

For presentation at
Associated Pile & Fitting Corp. PILETALK Seminar
Miami Beach, Florida, March 1978

GLEN BARBER has worked with piling for twenty years, starting on inspection; he has supervised pile installation for Candler Rusche and for Ford Motor Co. He joined L. B. Foster as pile driver specialist in 1970 and served in New Orleans and Houston before assuming his present top management position at L. B. Foster corporate headquarters.

Pile driving is perhaps one of the oldest forms of heavy construction. Our distant ancestors probably beat a few sticks into the shoreline to tie up their boats or to provide a means for reaching them in early Bible times. The buidlers and engineers of the day proved highly ingenious in the ways they devised to set piling with various crude forms of drop hammers, which used gravity as the source of energy. A number of the structures they erected are still standing to this day.

Then, as now, soil was the greatest variable in the pile-soil-hammer chain for support of structures over areas where adequate bearing material is at considerable depth. The type of pile can be a choice; the hammer can be selected for energy and characteristics. The soil is what is there and generally is not what is desired; if it were ideal, piles would not be needed. Fortunately for those of us who try to make a living in the foundation field there are a lot of difficult areas where soils are a problem.

Soils easily divide into cohesive—which have a clay base that binds the soil together—and non-cohesive—usually gravel or sands with no binders holding the particles together.

Cohesive clays can be dry and stiff, requiring strong blows to force a pile to bearing strata. Or they can be soft, permitting penetration under little more than the weight of the hammer.

Gravels or coarse to fine sands with little or no clay binders are classed as non-cohesive soils. Double or differential-acting hammers or vibratory drivers work well in such soils. The vibratory drivers are especially efficient in highly water bearing soils. But in dense clays or boulders they may not penetrate at all. Some soils are mixtures of cohesive and non-cohesive soils. The varying densities and water content of these soils make it difficult to apply any hard and fast rules regarding hammer selection and application.

Knowledge of the characteristics and composition of the soil may be obtained through various methods. Consistency of cohesive deposits or the relative density of non-cohesive deposits can be determined and further classified by the results of a penetrometer test. This test, which involves no drilling for samples, utilizes a device that is pushed or driven into the ground to measure the soil's resistance to penetration.

The most common and widely used test for indication of the consistency or relative density of most soils is the Standard Penetration Test (SPT). The

PENETRATION RESISTANCE AND SOIL PROPERTIES
ON BASIS OF THE STANDARD PENETRATION TEST

TABLE--1

SANDS (NON-COHESIVE SOILS)		CLAYS (COHESIVE SOILS)	
NO. OF BLOWS PER FT.	RELATIVE DENSITY	NO. OF BLOWS PER FT.	CONSISTENCY
0-4	VERY LOOSE	BELOW 2	VERY SOFT
4-10	LOOSE	2-4	SOFT
10-30	MEDIUM	4-8	MEDIUM
30-50	DENSE	8-15	STIFF
OVER 50	VERY DENSE	15-30	VERY STIFF
		OVER 30	HARD

test consists of driving a 2 in. O.D. split spoon to a distance of 18 in. into the soil below the bottom of the casing or drill rods of a cleaned borehole by the blows from a 140 lb. hammer free falling 30 in.

The number of blows for each 6 in. of the total 18 in. is recorded. The first 6 in. of soil below the bottom of the casing are considered to be disturbed, and the hammer blows corresponding to that penetration are ignored. The number of blows for the second and third 6 in. of penetration are then added to give the SPT value "n" in blows per foot. In addition to the measure of penetration resistance the SPT provides a soil sample which can be visually examined and classified.

SANDS (NON-COHESIVE SOILS)

TABLE--2

	WOOD	PIPE OPEN	PIPE CLOSED	H-BEAM	SHEET PILE	CONCRETE
VERY LOOSE	DA	V (NB) DA	V (NB) DA	V (NB) DA	V DA	DA
LOOSE	DA	V (NB) DA	DA	V (NB) DA	V DA	DA
MEDIUM	SA	V (NB) DA	DA	V (NB) DA	V DA	SA
DENSE	SA	V (NB) DA	SA	V (NB) DA	V DA	SA
VERY DENSE	SA	SA	SA	SA	V DA	SA

DA---DOUBLE-ACTING (DIESEL OR AIR/STEAM)

SA---SINGLE-ACTING (DIESEL OR AIR/STEAM)

V---VIBRATORY DRIVER

NB---NO BEARING FORMULA REQUIRED

Although the Standard Penetration Test (SPT) cannot be regarded as highly refined and completely reliable, its values do give a useful indication of the consistency or relative density of most soil deposits which contributes to the final selection of the pile hammer as well as other aspects of a pile driving project.

CLAYS (COHESIVE SOILS)						TABLE--3
	WOOD	PIPE OPEN	PIPE CLOSED	H-BEAMS	SHEET PILE	CONCRETE
VERY SOFT	DA	V (NB) DA	DA	V (NB) DA	V	DA
MEDIUM	DA	V (NB) DA	SA	V (NB) DA	V DA	SA
STIFF	SA	DA	SA	DA	DA	SA
VERY STIFF	SA	SA	SA	SA	SA	SA
HARD	SA	SA	SA	SA	SA	SA

DA---DOUBLE-ACTING (DIESEL OR AIR/STEAM)

SA---SINGLE-ACTING (DIESEL OR AIR/STEAM)

V ---VIBRATORY DRIVER

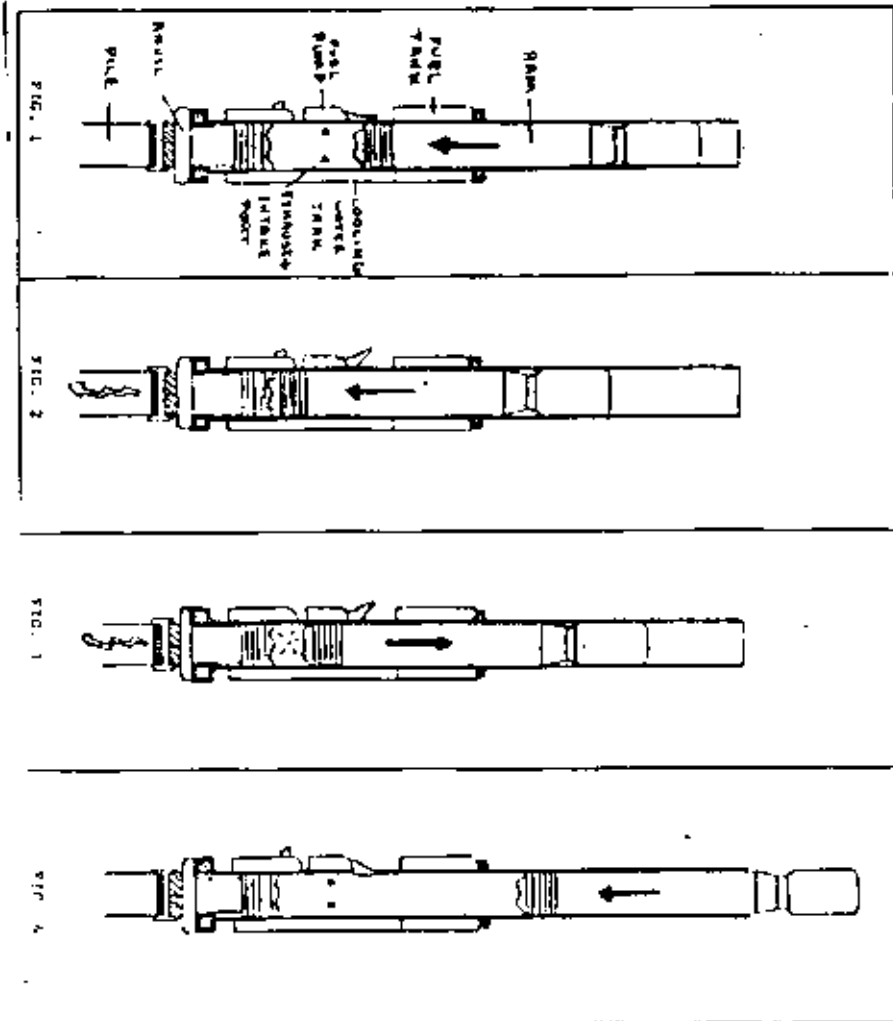
NB---NO BEARING FORMULA REQUIRED

*Charts 1-3 are for quick reference as a general guide in selecting a hammer. As is readily apparent, soil on a specific job will rarely be homogeneous; therefore, in applying the charts to a particular job, the contractor must decide which type of soil makes up the majority of the driving conditions.

Pile Evaluation

The type of pile to be driven is another major consideration in the choice of a pile hammer. Although the contractor is not often the deciding authority on the type of pile to be installed, for him to select a pile hammer to drive the piling, he must evaluate the piles from various standpoints: What are their functions? Are they steel, wood, concrete or a combination thereof? Are they displacement type or non-displacement type piles? Vertical or batter piles? What is their total length and weight and probably most important, what is their required penetration and/or designed capacity? A contractor must give almost equal consideration to the type of pile to be driven as he does to the soil conditions in which they are to be driven.

There are other requirements that must be given consideration in the hammer selection process: Noise and Air Pollution are two which are becoming increasingly important. Speed of installation in critical areas of the project. Size of available cranes which would be handling the pile driving; overall site conditions are others. Even availability of equipment is a criterion. Not all piling contractors own hammers of varying types and ratings; the availability of pile hammers locally on a rental or lease basis could be a determining factor in which hammer is chosen. There will be more about rental later.



OPERATION OF SINGLE ACTING DIESEL HAMMER

There are basically six types of pile hammers available and in use today. Pile hammers are generally classified by type, size, energy rating, speed, weight, and source of power.

In the broadest terms, the classification of hammers by type refers to either impact type or vibratory type. Impact type hammers are further classified into drop hammers, air/steam hammers and diesel hammers. Air/steam hammers may be of the single-acting, double-acting and differential-acting type, while diesel hammers are either single-acting or double-acting type. Vibratory type hammers are also further classified into high frequency, medium frequency and low frequency type hammers.

The energy of an impact pile hammer is the weight of the ram times its height of free fall. This may be increased by added acceleration in some hammers. Energy is commonly rated in foot-pounds per blow. Efficiency may vary but manufacturer's ratings are based on full length of drop. For vibratory drivers, either eccentric moment (in.-lb) or dynamic force (pounds or tons) may be used. Soon there will be the further confusion of SI (metric) units.

Speed for impact hammers is the number of blows per minute. Speed of vibratory type hammers is the frequency or the number of vibrations per minute (VPM) which is one complete rotation of the eccentric weights causing one complete up and down movement of the pile. The classifying of pile hammers by their source of power is self-explanatory.

Drop Hammer: The oldest and simplest type of pile hammer is the drop hammer. The drop hammer consists of a heavy solid metal casing (RAM) which is operated between guides. It is lifted by means of a cable operated by a winch to a desired height above the pile and released to fall freely, striking the head of the pile. The driving energy is computed by multiplying the weight of the ram by the height of the drop. The operation is comparatively slow and cumbersome and is seldom employed in modern heavy construction in this country; it is used much more in Europe. Drop hammers are available in weights from 1,000-6,000 lbs.

Single-Acting Air/Steam Hammer: The ram of a single-acting air or steam hammer is lifted by compressed air or steam acting against a piston which is attached to the ram and contained within a cylinder. When the piston reaches a pre-determined height the air or steam is exhausted and the ram falls of its own weight. The manufacturer's rated energy is based on the weight of the ram and the controlled length of the stroke.

Single-acting hammers are available with energy ratings from 7,660 ft lb to 60,000 ft lb and up to 1,200,000 ft lb for offshore hammers. The speeds range from 35 to 60 blows per minute.

Single-acting hammers are advantageous when driving piles in true cohesive soils and mixtures of soils which are predominantly cohesive. Under these soil conditions the slower blows allow the soils and pile to relax before striking the next blow, thereby giving greater penetration per blow.

Double-Acting and Differential-Acting Air/Steam Hammers: These hammers differ from the single-acting in that compressed air or steam pressure not only lifts the ram but is also used to accelerate the downward movement of the ram as well. Not only are the foot/pounds of impact energy increased, but the downward acceleration increases the total number of blows per minute, i.e. nearly double that of single-acting hammers of comparable size. Rated

COMPARATIVE TEST
AIR COOLED VS WATER COOLED

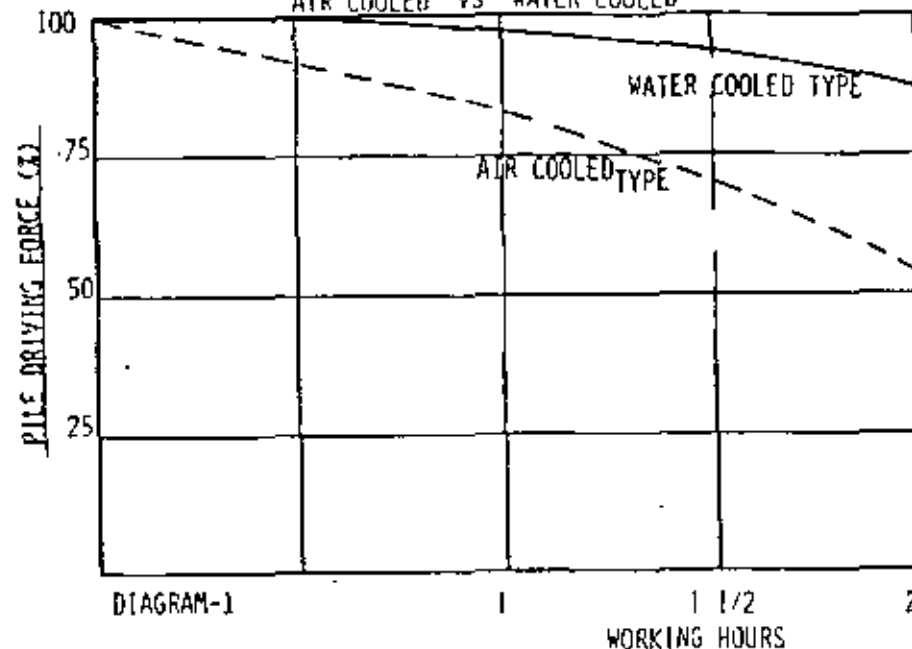


DIAGRAM-1

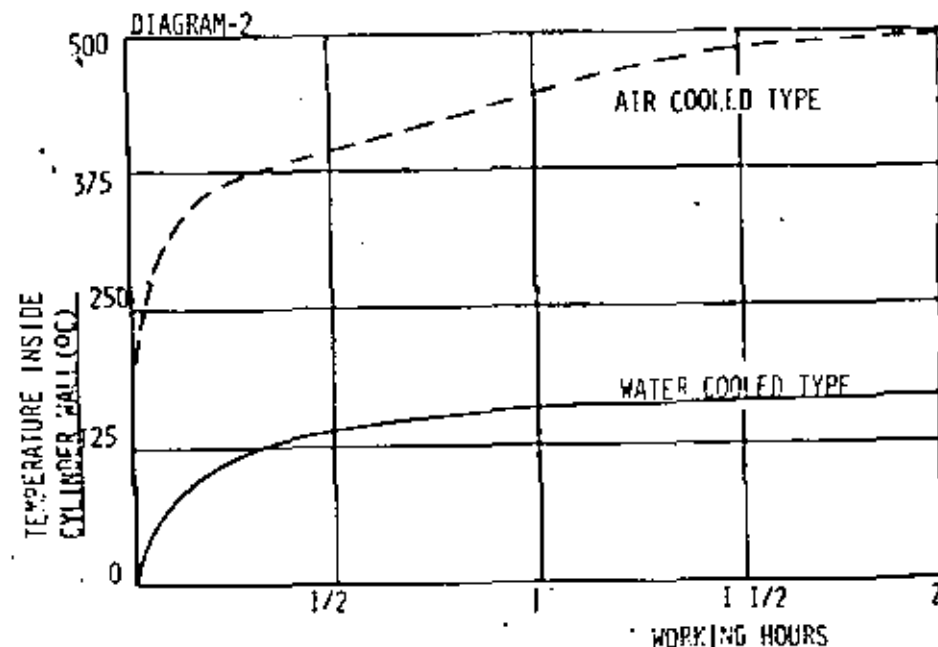


DIAGRAM-2

energy is derived from both the weight of the falling ram and the compressed air or steam pushing it downward.

The significant difference between double-acting and differential-acting is the manner and sequence of exhausting on the upward and downward strokes of the cycle. In the differential-acting hammer there is no drop from the entering pressure to the main effective pressure moving the piston on the downward stroke.

Double-acting and differential-acting hammers normally give better results in granular non-cohesive soils or in soft clays. Used in proper soil conditions with the right pile, almost twice the production can be obtained as with a single-acting hammer.

Single-Acting Diesel Hammers: The single-acting diesel pile hammer operates on the same working principle as a two cycle diesel engine. The ram, or piston as it is sometimes called, is lifted by a tripping device to a predetermined height and is automatically released. The ram falls under its own weight and actuates the cam of the fuel pump which injects a measured amount of fuel into a specially designed receptacle in the anvil. Continuing its downward fall, the ram closes the intake/exhaust ports and compresses the air in the cylinder ahead of the ram. The compression of the trapped air tightens the anvil and drive cap against the top of the pile in preparation for the impact blow. The compression also assists in starting the pile downward, Fig. 1.

The ram strikes the anvil and delivers its impact energy to the pile, driving the pile downward, Fig. 2. As the ram impacts the anvil, the fuel is simultaneously atomized into the annular combustion chamber around the ram and the anvil. The hot compressed air ignites the air-fuel mixture, and the resulting explosive force pushes the pile further into the soil and propels the ram upward. The expanding gas in the cylinder is discharged when the rising ram opens the intake/exhaust ports, Fig. 3.

As the ram rises above the intake/exhaust ports, fresh air is drawn into the cylinder due to the negative pressure which is created. The fuel pump cam returns to its original position in preparation for injection of fuel on the next stroke. The ram continues freely upward until arrested by gravity and then again begins its downward stroke for the next cycle, Fig. 4. The hammer is stopped by disengaging the fuel pump for a short period to shut off the flow of fuel.

Diesel pile hammers are cooled either by water or air. The cooling system of a diesel hammer deserves particular attention because of the close relationship it has with the overall performance and life of the hammer. A water-cooled hammer dissipates the heat generated by the combustion in the cylinder through evaporation of the water surrounding the cylinder in the water jacket.

The air-cooled hammer depends greatly upon the convection of the surrounding air and there is a stronger tendency for the cylinder to become overheated. An overheating condition may cause the lubricants to lose their viscosity or burn and the lubrication of the inside of the cylinder becomes unsatisfactory causing the compression rings to collapse. This results in loss of compression, a decrease in the generated blow and reduced striking force. Overheating also causes pre-ignition of the fuel prior to the impact blow of the ram, which cushions the impact blow and reduces the effectiveness of the downward push of the explosive force, thus adversely affecting the performance of the hammer. Diagrams 1-2 show the results of comparative tests of air-cooled and water-cooled diesel pile hammers after two hours of continuous operation.

Manufacturer's rated energy is the weight of the ram times the height of the fall. Height of fall is the maximum allowable stroke stated by the manufacturer. Rated energy of single-acting diesel pile hammers ranges from 9,000 ft lb to 298,000 ft lb. They operate at 35 to 60 blows per minute.

Diesel hammers have certain advantages over air/steam hammers. They are operated without auxiliary equipment such as air compressors or boilers. The weight of a diesel pile hammer is generally about 1/2 to 1/3 the weight of an air/steam hammer having the same driving energy. Thus, smaller capacity cranes may be employed. The design of the diesel hammer provides a pre-setting of the anvil and drive cap against the top of the pile which minimizes damage to the pile head.

Diesel hammers operate best in medium to hard driving conditions on all types of piles. In soft ground conditions, the lower resistance does not force the ram to recoil sufficiently to permit the needed compression for ignition to occur.

Double-Acting Diesel Hammers: The double-acting diesel pile hammers or closed end as it is sometimes called, is similar to the single-acting diesel hammer in operation. The double-acting, however, employs a bounce chamber above the ram, and on the upstroke of the ram the air is compressed between the compression rings at the top of the ram and the enclosed top of the hammer. The compressed air limits the upward travel of the ram and then adds to the force of gravity to accelerate the ram downwards. It is this force of the rapid expansion of the compressed air on the ram, in addition to the force of gravity, that results in increased ram velocity and the increased number of blows per minute. The ram weight of a double-acting hammer is approximately twice that of a single-acting diesel hammer of similar energy rating, while the height of stroke is approximately half that of the single-acting hammer.

Rated energies of these hammers range from 8,000 to 80,000 ft lb and speed ranges from 80 to 100 blows per minute. Double-acting diesel hammers are most effective in non-cohesive and soft clay soils.

Vibratory Pile Driver: All of the previously discussed pile driving hammers have one common denominator; i.e., they pound the pile into the ground.

A little over a decade ago the vibratory type pile driver-extractor was introduced to the American pile driving industry. Instead of pounding the pile into the ground, the hammer installs them using vibration. Driving rates in non-cohesive soils on non-displacement type piles are up to eight times faster than impact type hammers. Pile damage is practically eliminated, since there is no impact.

Additional advantages of the vibratory type driver is that it does not require leaders or girdles but some units can be mounted to operate on leaders if required. The vibratory driver operates much quieter than impact hammers and becomes an excellent extractor by applying substantial line pull or tension to the crane link. The vibration breaks the grip of the soil on the pile and the crane pulls the pile out.

The vibratory driver-extractor has three main components: a vibrating case which contains the rotating eccentric weights; a suspension system with vibration suppressors, and a driving or extracting head with a hydraulic clamp. Electric vibratory units have electric motors mounted within the suspension system, while hydraulic vibratory units have hydraulic drive motors mounted on the vibrating case. In both the electric and hydraulic type vibratory units the power source is external and separate from the vibratory driver with the power supplied to the motors by cables or hoses. Figs. 5 and 6 illustrate the

Directorio de Alumnos del Curso Diseño y Construcción de Cimentaciones
1980

1. Leoncio Angulo Valenzuela
José Ma. Iglesias 10-7
México 1, DF.
2. Angel Albitzer Rodríguez
Junta Local de Caminos del Estado de Méx. Blvd. Isidro Fabela Nte. 203
Av. Independencia 1017 Toluca, Méx.
Toluca, México 5.06.18
4.03.99
3. Juan Ascención Alvarez Gutiérrez
Universidad Metropolitana Sn. L. Potosí 84 B
Ctz. del Hueso y Canal Nal. Col. Roma
México, D.F. ZP.7
584.26.55
4. Roberto Anzaldúa Quintana
Solum SA Av. El Cántaro Andador 7 Casa 7-1
Minería 145 Edif. C P.B. Villa Coapa
México 18, DF. México 22, DF.
516.04.60 Ext.732 594.21.67
5. Alfonso Barajas Martínez
C. F. E.
Ródano 14-5°
México 5 DF
553.71.33 Ext.2260
6. Javier Benavente Leija
Sotuma SA Acoyocán 17
Minería 145 Roma Sur
México 18, DF. ZP.7
7. Víctor Manuel Cancino Gómez
SAHOP Av. Juárez 15
Av. 14 de Sep. y Ila. Ote. Bienestar Social
Tuxtla, Gtz. Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
2.06.80 2.06.25
8. Salvador Cañedo Angel
Constructores del País, SA Ensenada 37-6°
Av. Méx. Coyoacán 259 Edif. C-202 Hipódromo Condesa
Z.P. 13 Z.P. 11
534.75.61 553.71.29

- | | | |
|-----|---|--|
| 9. | <p>Carlos Casales Galván
 Subdirección de Investigación y
 Desarrollo Experimental
 Sierra Gorda 23
 Z.P.10
 520.73.07</p> | <p>Monrovia 504
 Z.P.13
 539.91.54</p> |
| 10. | <p>Rubén Castillejos Sosa
 Dir. Gral. de Obras Marítimas
 SCT
 Insurgentes Sur 465
 Z.P.
 564.51.01</p> | <p>El Cántaro 33-C-106
 Villa Coapa
 ZP.22
 594.33.65</p> |
| 11. | <p>Enrique del Castillo Frago
 ENEP ACATLAN
 Av. Alcanfores y Sta. Cruz Tutoltepec
 Edo. de Méx.
 373.23.99 Ext.125</p> | <p>Quitlahúac 74 L
 Col. Aragón
 Z.P.14
 781.53.10</p> |
| 12. | <p>José Luis Estudillo
 SPI Ingenieros SA
 Melchor Ocampo 445
 Z.P.5
 525.02.09</p> | <p>Manuel Glz. 118 Ent. A-301
 Tlaltelolco
 Z.P.3
 597.63.51</p> |
| 13. | <p>Luis Edgardo Franco Alfaro
 Subdirección de Investigación y
 Desarrollo Experimental
 Sierra Gorda 23
 Z.P.10
 520.58.50</p> | <p>Lousiana 181-4
 Náoples
 Z.P.18
 515.61.85</p> |
| 14. | <p>Raúl Galán Aguilar
 S A H O P
 Xola y Av. Universidad
 Z.P.12
 519.92.93</p> | <p>Sur 69 A No.217-1
 Col. Banjidal
 ZP.13
 539.49.00</p> |
| 15. | <p>J. Guillermo P. García Malo Flores
 Subdirección de Investigación y
 Desarrollo Experimental
 Sierra Gorda 23
 Z.P.10
 520.58.50</p> | <p>Pradera 16
 Plaza de la Colina
 Edo. de Méx.
 397.18.37</p> |
| 16. | <p>José Celadial Aguilera González
 INFONAVIT
 Bca. del Mto. 280
 México, D.F.</p> | <p>Redes 7-302
 Iztacalco
 México 8, DF.
 657.93.42</p> |

17. Francisco Javier Gutiérrez Arreola
Junta Local de Caminos del Edo. de Méx.
Ixtapan de la Sal.
México
18. Tomás Hernández Castillo
S A H O P
Xola y Av. Universidad
México 12, D.F.
530.46.77
19. Enrique Hernández García
SAHOP
Xola y Ave. Universidad
Z.P.12
519.13.46
20. Jorge Hernández Suárez
Ingeniería de Sistemas de Transporte
Metropolitano
Legarfa 252
Z.P.17
399.69.22 Ext.198
21. María Dolores Hernández y Hernández
Subdirección de Investigación y
Desarrollo Experimental
Sierra Corda 23
Z.P.10
520.58.20
22. Manuel Jara López
SAHOP
Xola y Av. Universidad
Z.P.12
519.74.66
23. Vicente Lemus Díaz
Inst. de Investigaciones de Materiales
UNAM
550.52.15 Ext.4742
24. Alfonso López Fuentes
Dir. Gral. de Obras Marítimas
Insurgentes Sur 465
México, D.F.
25. Miguel Angel López López
SAHOP
Centro SCOP
México 12, DF
519.88.57
- Valle Perdido 215
Aragón
Z.P.14
- Río Tigres 42-12
Z.P.5
528.57.45
- Amores 1707 -401
Col. del Valle
Z.P.12
524.19.07
- Calle 39 # 174
Ignacio Zaragoza
Z.P.9
571.53.53
- Gorostiza 35
Circ. Diplomáticos
Satélite, Edo. de Méx.
562.29.85
- 13 de Sep. 28-1 A
Tacubaya
Z.P.18
- Unidad Cuitlahuac Edif. 8-B-201
Nva. Sta. María
México D.F.
556.47.58

26. Vicente Enrique Lugo Hernández
Ministerio de Transporte y Comunicaciones
Torre Sur C.S.B. Piso 14
Div. de Estructuras
El Silencio, Caracas, Venezuela.
4832295
- Calle 3 Res. Monte Arena Piso 2 No. 24
Montalbán, La Vega
Caracas, Venezuela
4422434
27. Jorge Luis Márquez Rentería
PEMEX ,Depto. de Mec. de Suelos
Marina Nal. 329
Z.P.17
254. 20. 44
- Gabriel Mancera 1270-2
Col. del Valle
Z.P.12
575. 80. 59
28. Alfonso Martínez Martínez
Servicios Profesionales de Ing.
Melchor Ocampo 445
México 1, D.F.
525. 02. 14
- Jesús Rico 351
Col. Modelo
Netzahualcoyotl, Edo. de Méx.
765. 37. 62
29. Fernando Menéndez Fernández
Inmuebles La Loma
Av. Cristobal Colón S/N
Naucalpan de Juárez, Edo. de Méx.
572. 22. 00
- Río Becerra 473-602
Col. Nápoles
México 18, DF.
543. 97. 41
30. Roberto Mercado Silva
Presisa SA.
Av. de las Alamedas 70
Izcalli del Valle
Edo. de Méx.
565. 78. 66
- Tiepolo 30
Mixcoac
Z.P.19
563. 43. 42
31. Carlos Moreno Lastra
PEMEX
Pajaritos, Ver.
- Calle 12 # 303
Sn. Román
Campeche, Campeche
6. 43. 78.
32. M. Roberto Nájera Calva
C F E
Ródano 14-5º
México 5, DF.
514. 00. 65
- Cerrada Valle de la Rumorosa 28
Fracc. Valle del Paraso
Tlanepantla, Edo. de Méx.
398. 18. 96
33. Jorge Ordoñez Ruiz
S A H O P
Av. 14 de Sep. y 11 Ote.
Chiapas
- Calle Ecosingo 127
Col. ISSSTE
34. Antonio Ortiz Chávez
Ingeniería de Sistemas de
Transporte Metropolitano
Calzada Legaría 252
México 17, DF.
399. 69. 22 Ext. 198
- Corregidora 131
Miguel Hgo.
México 22, DF.
573. 58. 93

35. Javier Pablo Vázquez
I D D E C S A
Av. Insurgentes Sur 576-1
México 12, DF
536.55.83
- H. Juárez 96
Col. Metropolitana
Nezahualcoyotl, Edo. de Méx.
765.41.25
36. Rolando Paredes Escorza
Dir. Gral. de Obras Marítimas
SCT
Insurgentes Sur 465-8°
México, D.F.
564.76.68
- Vermont 66.-6
Nápoles Z.P.6
37. Domingo Pérez Verdejo
SAHOP
Xola y Av. Universidad
Z.P.12.
519.13.46
- Amsterdam 173
Col. Hipódromo
Z.P.11
38. David Pérez de la Garza
Junta Local de Caminos del Edo. de Méx.
Av. de la Independencia 1329 Ote.
Toluca, Méx.
4.03.99
- Av. de la Independencia 610 Ote.
Toluca, Méx.
4.33.94
39. Mario Pineda Garrido
FOVISSSTE
Balderas 58
Z.P.1
585.56.88
- Nte. 70 A # 3629
La Joya
Z.P.14
551.51.60
40. Javier Pablo Vázquez
H. Juárez 96
Col. Metropolitana
Nezahualcoyotl
Z.P.9
765.41.25
- Dirección Gral. de Obras Marítimas
S C T
Insurgentes Sur 465-8°
México, D.F.
564.76.68
41. Mario Plancarte García
C F E
Atoyac 110-3°
México 5, D.F.
286.35.87
- Río Elba 43.3
Cuauhtémoc
México 5, D.F.
42. Alfonso Poiré Hernández
FOVISSSTE
Balderas No. 58
Z.P.1
512.30.31
- Adolfo Prieto 11-2
Col. del Valle
Z.P.12
543.54.30
43. Fernando Quintanar Escobar
Ingeniería de Sistemas de Transporte
Metropolitano S.A.
Calz. Legarfa 252
México 17, DF.
- Norte 88 No. 4212
col. Malinche
Z.P.14

44. Jorge Ramírez Ibarra
Secretaría de Agricultura y Recursos
Hidráulicos
Sierra Gorda 23
Z.P.10
520.58.50
- Av. Central 222
Pro-Hogar
Z.P.15
355.87.42
45. Alberto Ramírez Piedra Buena
ENEP.ACATLAN
Alcanfores
Naucalpan, Edo. de Méx.
- D'vorak 9
Col. Vallejo
México, D.F.
517.17.91
46. José Ramírez Rodríguez
C F E
Thiers 251-6°
México, D.F.
545.94.
- Matías Ramírez 38
Azcapotzalco
Z.P.16
561.04.08
47. Héctor B. Rendón Zamudio
SAHOP
Dir. Gral. de Caminos Rurales
Vértiz 1243
Z.P.12
590.50.86
- Dr. Durán 89-5
Col. Doctores
México, DF.
48. Bulmaro Reyes Valle
Universidad Autónoma de Guerrero
Esc. de Ingeniería
Chilpancingo, Gro.
2.27.41
- Galeana 47
Chilpancingo, Gro.
49. Manuel E. Rodríguez Garnica
S A H O P
519.76.60
- José S. Trujillo 226-4
Col. Sn. Alvaro
Z.P.17
519.76.60
50. Luis I. Roldán Mondragón
C F E
Campamento Juy Juy
Chicoasen, Chis.
- Circunvalación 14-2
Col. Moctezuma
Tuxtla, Gtz., Chis
51. Seraffn Rojas Lugo
Dir. Gral. de Obras Marítimas
Insurgentes Sur 465
Col. Roma Sur
México, D.F.
564.51.01
- Edif. 111-A-202
Unidad Cuiclahuac
Z.P.16
355.03.88
52. Miguel A. Ruiz Garza
Impulsora Industrial de Ing.
Londres 149 -1°
México 6, DF.
525.77.41
- J. Peón Contreras 155 Int.12
Col. Algarín
México, D.F.
538.44.25

53. Gabriel Sánchez Aldana
Diseños Avanzados y Construcción A.P.
Cantú 9-102
Col. Anzures
México DF
545.27.22
54. Ignacio Sánchez Chabolla
C F E
Río Ródano 14-5º
México5, DF.
286.35.97
Antonio García Cubas 31-104
Col. Obrera
Z.P.8
55. Federico Sigales González
Laguna del Carmen 89
Z.P.17
545.39.43
56. Ernesto Sentfes Arzamendi
Ing. de Sist. de Transporte Metropolitano
Legaria 252
ZP.17
399.69.22 Ext.198
Lucas Alamán 25-2
Circ. Historiadores
Satélite, Edo. de Méx.
57. Víctor Sotelo Cornejo
58. Francisco Soto de la Vega
C F E
Thiers 251-6º
México 6, DF.
531.93.58
Ote 166 # 426
Col. Moctezuma 2da. Secc.
Z.P.9
571.08.91
59. Ernesto Soto Morán
SAHOP
Xola y Av. Unviersidad
México 12, DF.
Av. Universidad 2074
Copilco
Z.P.20
519.13.46
60. Gabriel Torres
61. Elías Toribio Navarro
SAHOP
Xola y Av. Universidad
Z.P.12
538.2.8.38
Nte. 164 # 502
Col. Pensador Mexicano
Z.P.9
551.31.34
62. María Irma Yolanda Transviña Castro
S A R H
Fracc. los Laguitos
Tuxtla Gtz. Chis.
2.16.91
Ote. Sur 728-2
Tuxtla Gtz. Chis.

63. Miguel Trujillo Perrusquía
Dir. Gral. de Obras Marítimas
Insurgentes Sur 465
México DF
564.51.01
- Av. Sta. Lucía M-24 L -4
Olivar del Conde
Z.P.19
651.79.76
64. Eduardo A. Valdés Nieto
Servicios Profesionales de Ing.
Melchor Ocampo 445
Z.P.5
- Av. 535 # 20
Sn. Juan de Aragón
Z.P.14
551.85.76
65. Juan José Valle García
Industrial Minera México
Av. B. California 200
Roma Sur
Z.P.7
- Dr. Andrade 432-26
Col Doctores
Z.P. 7
519.57.32
66. Ramón Vargas Becerril
Concursos, Presupuestos Cimentaciones
Minería 145
Z.P.18
277.28.72
- Sur.165 No. 1906
Col. G.R. Millán
Z.P.8
657.54.76
67. Hilarión Verde Pérez
Ministerio de Transporte y Comunicaciones
Centro Simón Bolívar
Torre Sur, Piso 14 Estructuras
Caracas, Venezuela
4832295
- El Prado
Caracas, Venezuela
68. Rogelio Villafañá Andrade
Junta Local de Caminos del Estado de México
Av. de la Independencia 1329 Ote.
Toluca, Méx.
4.03.99
69. Bernardo Villegas Alvarez
P. de la Reforma Nte. 616-1606
Tlatelolco
Z.P.3
529.90.80
70. José Rubén Zermeno Arriola
Universidad Autónoma de Guerrero
Esc. de Ing.
Chilpancingo, Gro.
2.27.41
- Fracc. Margaritas Lote 4
Apdo. Postal 169
Chilpancingo, Gro.