

2ej
136



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**Correlaciones Estadísticas en la Formación
Tacubaya del Valle de México:
Resistencia al Esfuerzo Cortante**

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
Ingeniero Civil
P R E S E N T A :
Enrique Mijangos Peralta

MEXICO, D. F.

1 9 8 3



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**CORRELACIONES ESTADISTICAS EN
LA FORMACION TACUBAYA DEL
VALLE DE MEXICO: RESISTENCIA AL
ESFUERZO CORTANTE.**

I.- Introducción

II.- Esfuerzo Cortante

III.-Sondeos { Penetración Estándar
Tubo Shelby

IV.-Resistencia al Esfuerzo Cortante { a) Prueba Directa
b) Veleta

V.-Mínimos Cuadrados a) Correlaciones Estadísticas
b) Ejemplos

VI.-Conclusiones

Bibliografía

I.-

INTRODUCCION

Mediante exploraciones efectuadas en su mayoría con objeto de estudiar cimentaciones dentro de la ciudad de México, se ha logrado una información bastante precisa de las características estratigráficas y mecánicas que presenta el subsuelo en el área urbana. De acuerdo con los datos obtenidos se ha procedido a dividir la ciudad en zonas, atendiendo principalmente a las propiedades de los materiales que se encontraron en sondeos perforados hasta una profundidad de 50 metros o menos, aunque en algunos casos se llegó hasta los 100 metros.

Para poder conocer perfectamente la estratigrafía del subsuelo y distinguir cada una de las zonas se han realizado infinidad de sondeos de exploración y muestreo a lo largo de la superficie urbanizada.

Como se sabe de acuerdo a los estudios practicados, una gran parte de la ciudad se encuentra asentada sobre el lago de Texcoco; la restante queda sobre las últimas estratificaciones de la Sierra de las Cruces formadas por depósitos compactos de materiales arenosos o limosos cementados.

Desde el punto de vista de la Ingeniería de Cimentaciones es conveniente distinguir ambas zonas: en el fondo del lago el problema principal se debe a la alta compresibilidad y baja resistencia al corte de las arcillas, en la parte alta de la ciudad la presencia de basaltos volcánicos y los derrames de abanicos aluviales bastante heterogéneos forman las características principales de ambas zonas. A estas dos zonas se les han dado

los nombres de ZONA de LAGO y ZONA de LOMAS respectivamente.

La ZONA de LOMAS presenta generalmente condiciones favorables para cimentar estructuras; la capacidad de carga del terreno es elevada y no existen capas de arcilla compresibles que puedan ser causa de asentamientos diferenciales. Debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios están cruzados por galerías a diferentes profundidades, la localización de ellas puede ser difícil porque muchas de ellas a causa de derrumbes están llenas con material arenoso suelto. Estas formaciones son susceptibles de provocar asentamientos diferenciales erráticos e importantes por lo que se recomienda hacer estudios especiales para determinar la cimentación adecuada.

En la ZONA del LAGO se llegan a encontrar los siguientes estratos principales:

- 1.- Depósitos areno-limosos o limosos con abundancia de restos arqueológicos, o bien rellenos artificiales que en algunos puntos de la ciudad llegan a tener hasta 10 metros de profundidad.
- 2.- Depósitos de Arcilla volcánica de extraordinaria compresibilidad, de consistencias comprendidas entre blanda y media intercaladas con lentes de arena.
- 3.- La primera capa dura de unos tres metros de espesor constituida por suelos arcillo o limo-arenosos compactos y rígidos se encuentra a 33 metros aproximadamente bajo la superficie.

- 4.- Depósitos de arena con grava separados por estratos de limo o arcilla arenosa. En algunos lugares se encontró una tercera formación compresible integrada por arcillas volcánicas a 65 metros de profundidad.

Estas diferencias tan marcadas en la compresibilidad de las arcillas son debidas a la historia de las cargas aplicadas en la superficie del terreno en la zona ocupada por los monumentos aztecas y la época de la Colonia.

Debido a esa variedad de estratos, la Zona del Lago se ha dividido en dos regiones: La primera abarca la antigua traza de la ciudad en la cual las propiedades medias de los estratos arcillosos pueden variar apreciablemente aún dentro de los límites de un predio. La segunda pertenece a la parte del área urbana -- que no ha experimentado cambios sensibles debido a que las cargas actuantes en la superficie han sido moderadas o nulas.

Entre ambas zonas se encuentra una franja que presenta características de ambas; dicha franja es conocida como ZONA de TRANSICION en la que se alternan acarreos arenosos con arcillas lacustres. Esta zona presenta condiciones estratigráficas del subsuelo muy variadas de un punto a otro del área urbanizada, -- los problemas de capacidad portante y de asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos especialmente cuando se trate de construcciones extensas sometidas a condiciones de carga muy diferentes. La estratigrafía y las propiedades del subsuelo deben investigarse con todo detalle para diseñar correctamente las ci-

mentaciones y las superestructuras.

Esta zona debido a sus características es la que presenta mayores problemas para las edificaciones que se realizan dentro de la ciudad.

Ahora bien aunque el problema principal que se presenta en las cimentaciones de la ciudad es la magnitud de los asentamientos que producen las sobrecargas y los efectos que puedan producirse en las construcciones vecinas, es muy importante conocer la variación de la resistencia al corte de las arcillas contenidas en el subsuelo ya que influyen directamente en el estudio de las capacidades de carga.

En la ciudad de México y más concretamente dentro del área urbanizada, el tipo de suelo que se presenta con más frecuencia y por lo consiguiente el que más problemas presenta debido a su composición química aunada a la gran cantidad de agua contenida dentro del subsuelo, es el de los suelos cohesivos, mejor conocidos como Arcillas.

Las arcillas son los finos plásticos del suelo y sus características mecánicas se ven seriamente afectadas por el contenido de humedad, cuando éste es alto poseen una baja resistencia al esfuerzo cortante, mientras que en estado seco la resistencia llega a ser muy considerable. Al permitir el secado de una arcilla húmeda se observa que se contrae con la reducción de humedad y se expande cuando ésta aumenta. La compresibilidad también au-

menta o disminuye con los cambios de humedad, siendo mayor para un contenido de humedad alto. La variación de la resistencia al esfuerzo cortante se atribuye a que, al cambiar el espesor de las películas de agua cambia la separación entre las partículas coloidales y varía la fuerza de atracción molecular entre ellas y, consecuentemente su resistencia al desplazamiento; de aquí que, mientras mayor sea el espesor de las películas, las partículas están sometidas a una menor fuerza atractiva y ofrecen menor resistencia al desplazamiento que si las películas fueran delgadas.

La resistencia de una arcilla no solamente varía con el contenido de humedad; al sufrir un remoldeamiento sin que varíe su contenido de humedad su resistencia disminuirá o aumentará dependiendo del tipo de arcilla y su historia geológica aunque se recupere parcialmente con el tiempo. Este fenómeno se conoce con el nombre de " Tixotropía " y es de naturaleza físico-química, pero por desgracia no ha sido bien estudiado actualmente.

El objeto del presente trabajo es agilizar el cálculo de la Resistencia al Esfuerzo Cortante por medio de correlaciones estadísticas; se hace la aclaración de ese cálculo y los resultados que de él se obtengan serán solamente aproximados y la confiabilidad de los mismos estará basada en el estudio de las probabilidades que se hicieron para obtener la gráfica que se utiliza en la resolución de los ejemplos que se presentan más adelante.

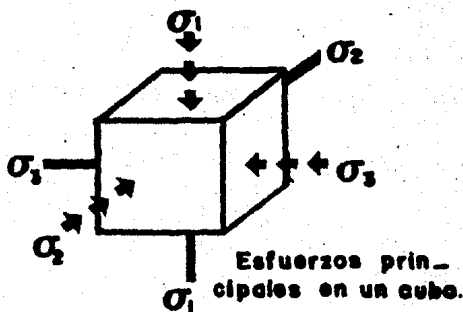
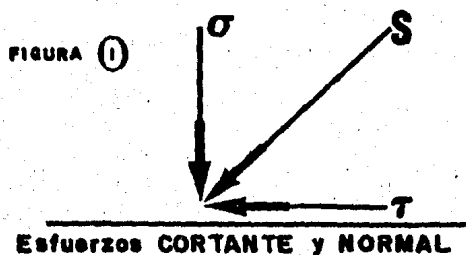
El análisis de los asentamientos que pudieran presentar las estructuras al aplicarse las cargas será motivo de otro estudio y no se encuentra considerado en la presente tesis.

II.-

ESFUERZO CORTANTE

Muchos problemas de asentamiento se pueden plantear correctamente con un simple caso de esfuerzo unidimensional y de compresión; hay, sin embargo, muchos otros problemas de deformación y falla del suelo que implicarían esfuerzos en tres dimensiones.

El esfuerzo se define como una fuerza por unidad de área.- Un esfuerzo aplicado a una superficie plana de un sólido se puede descomponer en dos componentes: una perpendicular (normal) al plano llamada Esfuerzo Normal σ y otra que actúa en la superficie del plano llamada Esfuerzo Cortante τ . Cuando en un plano actúan solamente la componente normal y $\tau = 0$, a ese esfuerzo normal se le llama Esfuerzo Principal.



Para poder conocer los esfuerzos que actúan en el terreno se hizo una analogía tomando un cubo de roca o mortero y se sometió a diferentes cargas para poder conocer su resistencia. Aplicando una fuerza de compresión que se aumenta gradualmente a las caras superior e inferior se obtienen esfuerzos de compresión en las caras donde se aplican dichas fuerzas. Si se aplicaran fuerzas de compresión en las otras caras del cubo se obtendrían esfuerzos principales en las caras donde fueran aplicadas

esas fuerzas y esas caras serían planos principales.

Así se podría demostrar que existen tres esfuerzos principales que actúan en tres planos principales perpendiculares. El mayor de estos esfuerzos se le llama Esfuerzo Principal Mayor (σ_1) el más pequeño es el Esfuerzo Principal Menor (σ_3) y el tercero es el Esfuerzo Principal Intermedio (σ_2).

Como en la Mecánica de Suelos los esfuerzos de tensión son muy raros y para evitar signos negativos se considera que los esfuerzos de compresión son positivos.

El Físico alemán Otto Mohr inventó un método gráfico para poder hallar los esfuerzos normal y cortante en un plano perpendicular a uno de los planos principales y que forme un ángulo con el mayor de los otros dos planos principales. El método consiste en trazar dentro de un sistema de coordenadas los esfuerzos normales (eje de las abscisas o eje x) y los esfuerzos cortantes (eje de las ordenadas o eje y).

Los esfuerzos de compresión se dibujan a la derecha considerándolos positivos, y las tensiones se tomarán como negativas y se dibujarán a la izquierda. Las fuerzas cortantes se dibujarán indistintamente hacia arriba o hacia abajo ya que su signo no tiene significación.

De esta manera las coordenadas de un punto que representen la combinación de un esfuerzo cortante y un normal en un plano serán (τ , σ). En este diagrama se dibujan las coordenadas σ

σ_3 en el eje σ pues en los planos principales el esfuerzo cortante es cero.

Se traza una circunferencia que pase por esos puntos y cuyo centro estará situado en el eje σ . El centro de esa circunferencia tiene las coordenadas $(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, 0)$ y su radio es igual a $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$. Se traza un radio que forme un ángulo de 2α con el eje σ , midiéndose en dirección contraria a las manecillas del reloj.

La coordenada X que es σ en el plano inclinado que forma el ángulo con el plano principal mayor es:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

La coordenada Y que es τ en el mismo plano es:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha$$

La circunferencia representa las condiciones posibles de esfuerzo en cualquier plano perpendicular al plano principal intermedio. El valor máximo de τ se produce en un plano cuyo ángulo $2\alpha = 90^\circ$ sea igual a $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$. Ejemplo:

Dados $\sigma_1 = 10 \text{ Kg/cm}^2$ y $\sigma_3 = 2 \text{ Kg/cm}^2$. Hallar σ y τ en un plano que forme un ángulo de 30° con el plano principal mayor y que sea perpendicular al plano principal intermedio.

- 1.- Dibujar σ_1 y σ_3 sobre el eje σ
- 2.- Trazar una circunferencia que pase por esos puntos con centro del eje σ
- 3.- Dibujar un radio que forme el ángulo $2\alpha = 60^\circ$
- 4.- Medir a escala en el dibujo σ y τ

$$\sigma = 8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = 3.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1,2)}$$

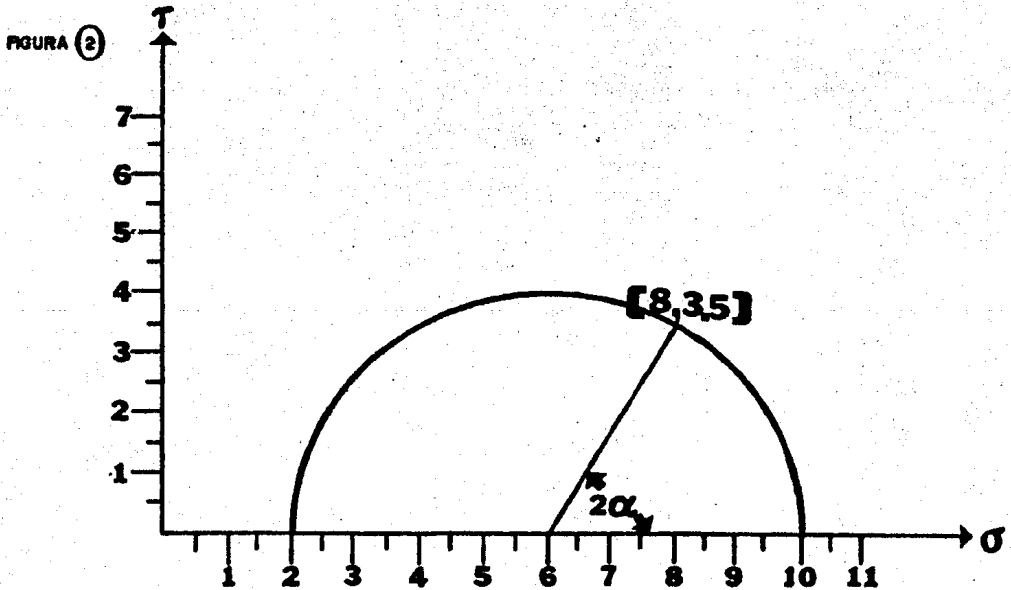
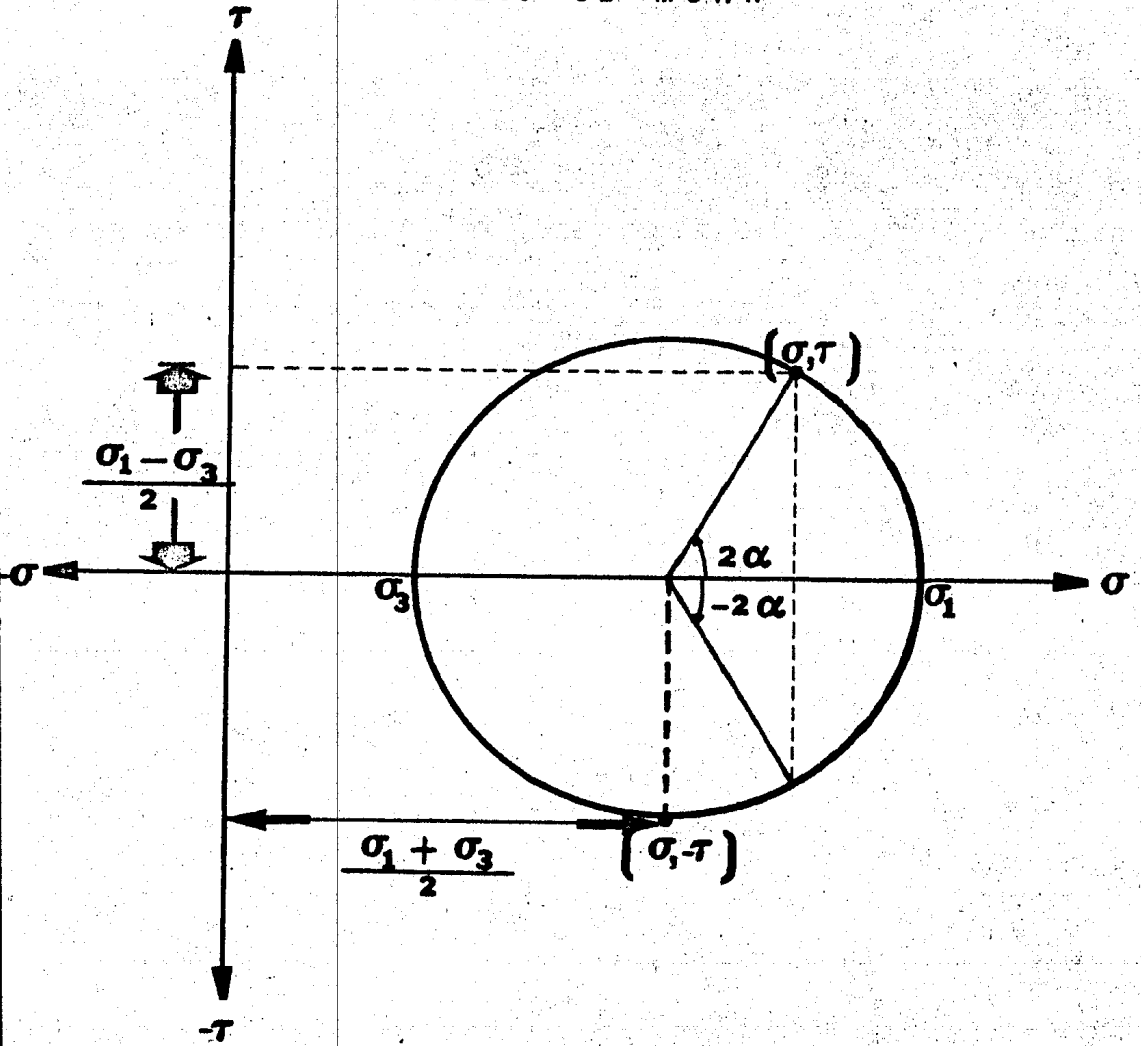


FIGURA (3)

CIRCUNFERENCIA DE
ESFUERZOS DE MOHR



ESFUERZO NEUTRO

Cuando se aplica una carga Q a un suelo o roca constituido por sólidos y poros, y habiendo dentro de estos últimos una presión μ la distribución de la carga es un poco compleja.

La compresión de un estrato de suelo no ocurre bruscamente; al contrario, a menudo es tan lenta que cuesta trabajo creer que se está produciendo un asentamiento. El asentamiento empieza rápidamente y se hace más lento a medida que pasa el tiempo.

Se puede dividir en 3 etapas : inicial, primario o hidrodinámico y secundario. Para fines de este trabajo nos ocuparemos exclusivamente de la compresión primaria.

La velocidad de la compresión primaria está regida por la evacuación del agua de los poros del suelo y éso se demuestra con la analogía de un pistón soportado por un resorte y un cilindro cerrado.

El muelle o resorte está unido a su parte superior a un pistón que pesa 50 Kg. y tiene una área transversal de 1,000 cm²:

Con este peso el resorte tiene una longitud de 10 cm. Cuando se coloca sobre el resorte un peso de 25 Kg. éste se comprime y su longitud se reduce a 8 cm. ya que la compresión es ins-

tantánea tan pronto se aplica el peso.

Suponiendo ahora que el resorte y el pistón se encuentran en un cilindro al cual se ajusta perfectamente el pistón, y aun que el espacio debajo del pistón se encuentra lleno de agua puede bajar libremente al aplicarse la carga. El muelle se comprime por el peso del pistón y tiene una longitud de 10 cm. El agua no tiene presión alguna. Si añadimos un peso de 25 Kg. sobre el pistón, el muelle no se puede comprimir ya que el agua no tiene salida; el muelle continúa soportando los 50 Kg. y los 25 Kg. adicionales están siendo soportados por la presión del agua contra el pistón que es de 25 g/cm^2 .

Esto se puede representar por la siguiente ecuación:

$$Q = Q' + uAm$$

donde:	Q	Carga total	75 Kg.
	Q'	Carga que soporta el muelle	50 Kg.
	uAm	Presión del agua sobre el muelle	

$$75 = 50 + 25$$

Si se eliminan $1,000 \text{ cm}^3$ de agua el muelle se comprimirá y ahora su longitud será de 9 cm. El muelle soporta $50 + 25/2 = 62$ Kg. y la presión del agua sobre el muelle se reduce a 12 g/cm^2 .

Si eliminamos otros $1,000 \text{ cm}^3$ de agua el muelle soportará los 75 Kg. y la presión del agua será cero. Si dividimos los términos entre el área total la expresión nos quedaría:

$$\frac{Q}{A} = \frac{Q'}{A} + \frac{A_m}{A} u$$

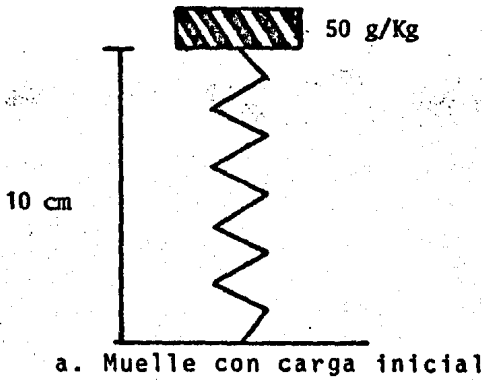
$$\sigma = \sigma' + u \left(\frac{A_m}{A} \right)$$

al término que no queda dividido se le ha dado en llamar esfuerzo neutro ya que es incapaz de soportar esfuerzo cortante.

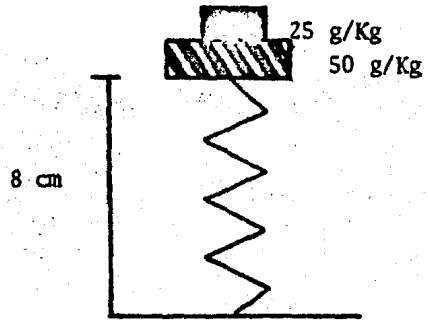
La consolidación del suelo es similar a lo antes descrito. La resistencia de la estructura de los granos está representada por el muelle, y los poros llenos de agua por el cilindro. Cuando se aplica una carga a un suelo la estructura de los granos no la resiente inmediatamente: es la presión neutra la que soporta la carga.

A medida que el agua fluye y se escapa, el suelo se comprime, la estructura de los granos soporta la carga y la presión neutra llega a cero. Las etapas sucesivas de las figuras ilustran la manera en que se transmiten los esfuerzos en un estrato de suelo limitado arriba y abajo por estratos permeables.

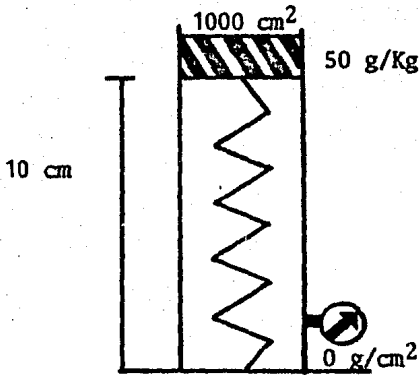
FIGURA 4



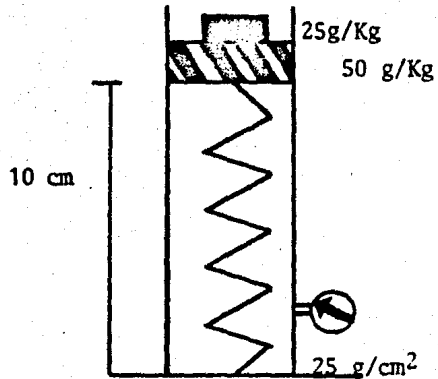
a. Muelle con carga inicial



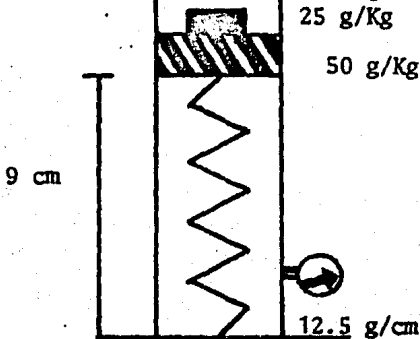
b. Muelle comprimido por la carga adicional



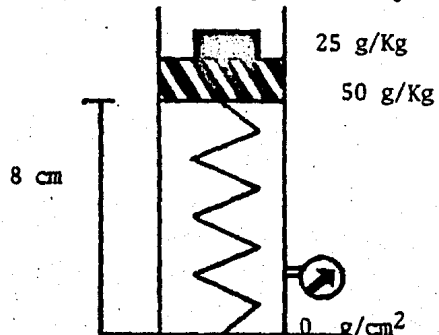
c. Muelle con 50 Kg. de carga inicial colocado dentro de un cilindro herméticamente cerrado lleno de agua.



d. El muelle soporta 50 Kg. de carga. La presión del agua de 25 g/cm² soporta los 25 Kg. de carga



e. El muelle soporta 62.5 Kg. el agua tiene ahora una presión de 12.5 g/cm²



f. El muelle soporta 75 Kg. La presión del agua es - cero

RESISTENCIA DE SUELOS COHESIVOS SATURADOS

El esfuerzo cortante en un suelo cohesivo saturado (arcillas) es más complejo que en las gravas o arenas, ésto es debido a que las arcillas están formadas por partículas separadas -- que tienen que rotar o deslizarse para que se produzca el esfuerzo cortante. La carga que se aplica a la arcilla saturada es inicialmente soportada por el esfuerzo neutro y no se transmite al suelo.

La disipación del esfuerzo neutro es muy lenta debido a la baja permeabilidad que presentan las arcillas y puede pasar mucho tiempo antes de que la carga sea soportada por la estructura del suelo. Además dentro de las partículas de la arcilla se desarrollan fuerzas importantes causadas por sus mutuas atracciones y repulsiones.

Por las anteriores causas la resistencia de una arcilla queda definida en términos de la disipación del esfuerzo neutro. Existen tres condiciones básicas del esfuerzo cortante.

Esfuerzo Cortante con drenaje (también llamado consolidación con drenaje o lenta). Los esfuerzos de confinamiento y cortante se aplican lentamente originando que el esfuerzo neutro no varíe al añadirle cargas. El esfuerzo aplicado produce un aumento igual en el esfuerzo efectivo y el suelo se consolida completamente.

Esfuerzo Cortante sin drenaje y con consolidación (también llamado rápido con consolidación). El esfuerzo de confinamiento se aplica lentamente originando que el esfuerzo neutro no cambie, el suelo se consolida completamente al aumentar el esfuerzo efectivo; sin embargo el esfuerzo cortante se aplica tan rápidamente que el esfuerzo neutro toma ese cambio y no se produce con consolidación posterior o aumento en el esfuerzo efectivo.

Esfuerzo Cortante sin drenaje (también llamado sin consolidar y sin drenaje o rápido). Los esfuerzos de confinamiento y cortante se aplican tan rápidamente que el esfuerzo neutro toma toda la carga y no hay cambio en la humedad del suelo.

A las arcillas saturadas también se les conoce con el nombre de cohesivas, término que se ha usado tradicionalmente en Mecánica de Suelos. El término nació de la idea que se tenía de que las partículas del suelo tenían una liga entre ellas una " cohesión ", actualmente se sabe que la resistencia de las arcillas se basa en la misma forma que en las arenas: la fricción.

En una muestra de suelo aún sin existir presiones exteriores la estructura se encuentra sujeta a presiones intergranulares causadas sobre todo por efectos capilares, gracias a estas presiones se crea un efecto de fricción entre partículas sólidas del material. Los factores que principalmente influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos, y cuya influencia deberá ser estudiada muy cuidadosamente en cada caso en particular son las siguientes:

Historia previa de consolidación del suelo.

Condiciones de drenaje del mismo.

Velocidad de aplicación de las cargas a las que se le sujete.

Sensibilidad de la estructura.

III.-

SONDEOS

PENETRACION ESTANDAR

TUBO SHELBY

SONDEOS EXPLORATORIOS

Al efectuar un sondeo exploratorio, el propósito de la investigación es obtener la información aproximada de las condiciones del suelo y de la roca en el lugar que se investiga. Los principales objetivos de dicha investigación son los siguientes: Profundidad, espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos, así como la profundidad de la roca y del agua subterránea, además de la obtención de datos aproximados en la compresibilidad y resistencia de los estratos con los cuales se puede hacer un cálculo preliminar en los asentamientos que pudiera tener la estructura.

Una planeación cuidadosa de los sondeos y una buena toma de muestras traerá como consecuencia, la obtención de una información específica del lugar. Se han diseñado muchos métodos diferentes para poder hacer este trabajo, los cuales desgraciadamente dan unos resultados inadecuados o falsos, debido a que con demasiada frecuencia están pobremente planeados, descuidadamente ejecutados, con una información pobre y con una incorrecta interpretación. Estos sondeos requerirán de un personal inteligente e ingenioso, preparado en los principios de la Geología y de la Mecánica de Suelos.

ESPACIAMIENTO DE LOS SONDEOS

El espaciamiento entre sondeos depende del tipo de es---

estructura y de la uniformidad y regularidad del depósito de suelo. Se hará un espaciamento preliminar, el cual se ampliará si el espesor y profundidad de los diferentes estratos es aproximadamente el mismo, y se disminuirá si se necesitan datos adicionales. El espaciamento será menor en las áreas que estarán sometidas a cargas pesadas y mayor en las áreas menos críticas. Se presenta a continuación una tabla en la cual se da el espaciamento aproximado que se utiliza en los trabajos de Sondeo.

ESTRUCTURA U OBRA	ESPACIAMIENTO (m)
Carretera (Investigación de la Subrasante)	300 - 600
Presa de Tierra, Diques	30 - 60
Excavación para Préstamo	30 - 120
Edificio de varios pisos	15 - 30
Edificio Industrial de un piso	30 - 90

PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS

Para obtener una información de la cual sea posible predecir el asentamiento de una estructura, los sondeos deben penetrar todos los estratos que puedan consolidarse notablemente - por efecto de las cargas. Cuando la estructura sea muy pesada e importante (Puentes y Edificios muy altos) los sondeos de-

berán llegar hasta la roca; por el otro lado cuando la estructura sea pequeña la profundidad se podrá estimar por medio de características geológicas, por los resultados de investigaciones previas en la misma área dependiendo del peso y extensión de la estructura.

Para fines prácticos se puede considerar que con una profundidad de sondeo de vez y media el ancho de la estructura la información estará bastante completa, ya que los efectos que pudiera producir dicha estructura a esa profundidad son mínimos o ya se disiparon completamente. Una regla más simple para estructuras sencillas como Hospitales o Edificios de Oficinas relaciona la profundidad aproximada de los sondeos (Zb) con el número de pisos (S).

C O N D I C I O N

PROFUNDIDAD APROX.

Ligera de Acero o estrecha de Concreto	Zb = 3 S ^{0.7}
Pesada de Acero o ancha de Concreto	Zb = 6 S ^{0.7}

TIPOS DE SONDEOS

Para el caso que nos ocupa en la presente Tesis describiré únicamente dos Sondeos, los cuales en el tipo de suelo arcilloso son los que se utilizan con mayor frecuencia. Dichos métodos son: Penetración Estándar y la Prueba con el tubo de Pared Delgada.

METODO DE PENETRACION ESTANDAR

De todos los estudios exploratorios preliminares que se realizan quizá este procedimiento sea el que proporciona los resultados más confiables en el campo y del cual se puede obtener la información más útil en torno al subsuelo. Probablemente este método sea el más utilizado en México.

PENETROMETRO ESTANDAR

En suelos plásticos se puede tener una idea algo tosca de la resistencia a la compresión simple (qu). Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio. La prueba consiste en hacer penetrar a golpes dados por un martinete de peso ya establecido, desde una altura establecida un Penetrómetro Estándar y contar el número de golpes necesarios para que penetre 30 cm.

Para colocar el Penetrómetro se deberá hacer una perforación previa, la cual se limpiará cuidadosamente antes de colocar el aparato. Seguidamente a golpes se hará penetrar el Penetrómetro 15 cm. en el suelo, a partir de ese momento se contarán

los golpes necesarios para que penetre los 30 cm.

Para que de la prueba se obtengan diferentes valores de la compresión simple (q_u), es necesario que se realicen las pruebas en los estratos accesibles o de los que se puedan obtener muestras alteradas confiables y a los que se pueda obtener en Laboratorio los conceptos antes señalados.

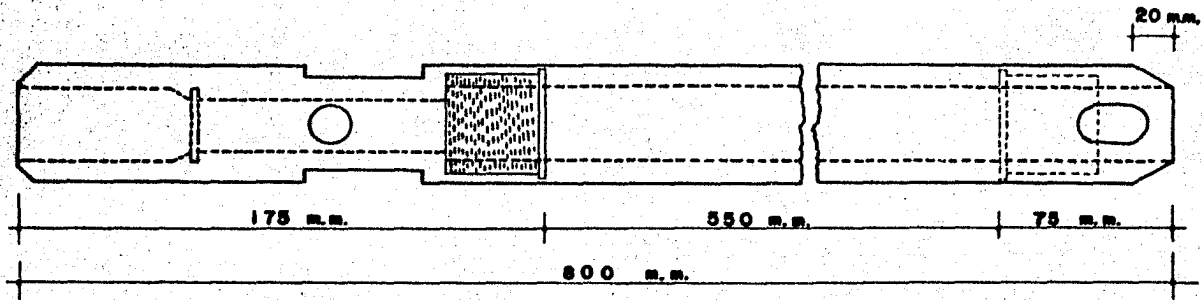


FIGURA (B) PENETROMETRO ESTANDAR

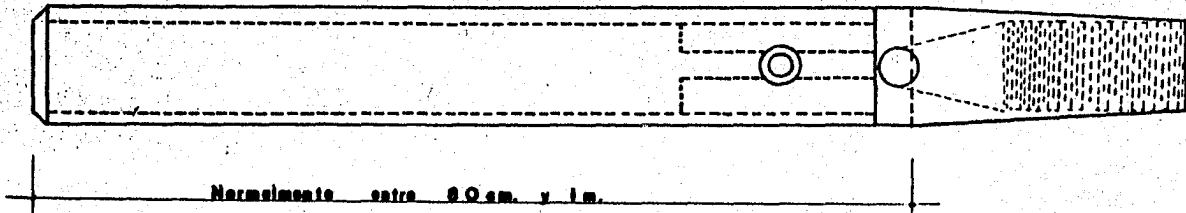


FIGURA (C) TUBO DE PARED DELGADA (SHELBY)

MUESTREOS CON TUBOS DE PARED DELGADA

Como es de todos sabido no existe ningún método de muestreo en el cual las muestras obtenidas sean rigurosamente inalteradas. Al extraer el suelo de un lugar con cualquier herramienta, inevitablemente se alterarán las condiciones de esfuerzo de su vecindad; una vez que la muestra se encuentra en el exterior del muestreador para poder extraerla se producen otros cambios de esfuerzos, pues la fase líquida debería trabajar a tensión y la fase sólida a compresión en la medida necesaria para que se impida la expansión de la muestra, originalmente confinada en el suelo y ahora libre. Para poder disminuir un poco la alteración producida por esa extracción se recurre al procedimiento de cortar longitudinalmente el muestreador para evitar el efecto de la fricción lateral. Este procedimiento resulta caro pero se atenúa un poco la alteración. Debido a lo anterior cuando hablemos de muestras inalteradas se sobrentenderá que éstas se obtienen tratando de hacer mínimos los cambios en las condiciones que la muestra tenía " in situ ". Además no se ha encontrado hasta la fecha un método que proporcione en las caras superior e inferior los mismos esfuerzos que tenía " in situ ".

Un estudio completo y exhaustivo en la época moderna de procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada se debe a M. J. Hvorslev, estos procedimientos son muy utilizados en suelos cohesivos.

Es frecuente que cada institución especializada desarrolle un muestreador propio, ya que según puso de manifiesto --- Hvorsler el grado de perturbación que produce el muestreador depende del procedimiento usado para su hincado.

De acuerdo con las experiencias tenidas se ha visto que si se desea un grado de alteración mínimo el hincado deberá efectuarse ejerciendo presión continua y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico. Si se hinca un tubo de cierto diámetro, a una velocidad y presión constantes el grado de alteración dependerá esencialmente de una " relación de Areas ".

$$Ar(\%) = \frac{De^2 - Di^2}{De^2}$$

en donde De = diámetro exterior del tubo

Di = diámetro interior del tubo

Ar(%) = Grado de alteración

Dicha relación no deberá ser mayor del 10 % en muestreadores de 5 cm (2") de diámetro interior, (que actualmente son de escaso uso ya que se requieren muestras de mayor diámetro) y aunque para aparatos de mayor diámetro pueden admitirse valores mayores no existen motivos que impidan satisfacer el primer valor.

I V.-

RESISTENCIA AL
ESFUERZO CORTANTE

PRUEBA DIRECTA

VELETA

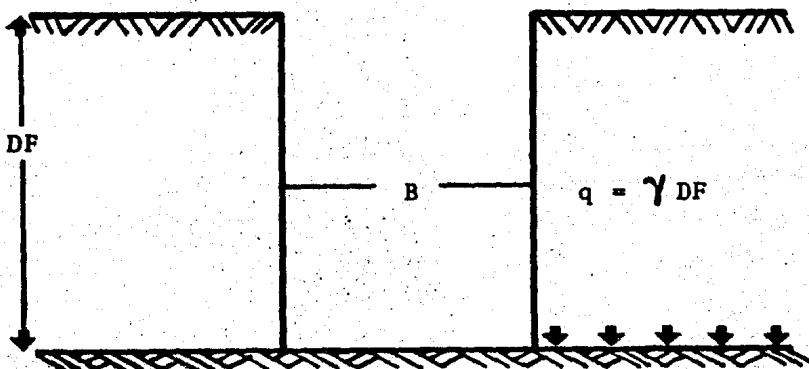
TEORIA DE SKEMPTON

Esta teoría se aplica a suelos puramente cohesivos y se basa en la idea de que la capacidad de carga última depende esencialmente de la cohesión del material y de la presión actuante a nivel de desplante.

El ancho del cimiento interviene indirectamente a través de una relación D/γ que se encuentra graficada.

Las consideraciones que utilizó Skempton para su teoría de suelos cohesivos se basan en los mismos principios que consideró Terzaghi en la suya: El terreno sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga $q = \gamma D_f$, actuante en un plano horizontal que pase por la base del cimiento, en donde q es la capacidad de carga, γ es el peso específico del suelo y D_f es la profundidad de desplante.

FIGURA (7)



Razonando lógicamente supuso que la penetración del ci---
miento en el terreno sólo sería posible si se vencieran las
fuerzas resistentes que se oponen a dicha penetración: éstas
comprenden el efecto de cohesión y la resistencia del suelo pa
sivo del suelo desplazado.

La fuerza de empuje pasivo del suelo la descompuso en
tres partes: una debido a la cohesión actuante a lo largo de
una superficie de falla, otra debido a la sobrecarga $q = \gamma D_f$
y la otra debido a los esfuerzos normales y de fricción a lo
largo de la superficie de deslizamiento.

Terzaghi calculó matemáticamente los valores de dichas
fuerzas y llegó a la siguiente expresión:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

Donde: q_c es la expresión máxima que se puede dar al -
cimiento por unidad de longitud sin provocar
su falla o capacidad de carga última.

c es la cohesión del material.

γ es el peso específico del material.

B es el ancho de la estructura.

D_f la profundidad de desplante.

N_c , N_q y N_γ

son coeficientes adimensionales que dependen sólo del valor del ángulo de fricción interna del suelo ϕ y se les conoce como factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, sobrecarga y peso del suelo respectivamente.

Para el caso que nos ocupa en la presente Tesis en la cual trataré solamente con suelos puramente cohesivos, los valores de los factores de capacidad de carga resultarían de acuerdo a Terzaghi.

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$

Skempton fué más lejos que el mismo Terzaghi y en base a experiencias encontró que el valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante y que N_c crece al aumentar la profundidad de desplante del cimiento. Este crecimiento no es ilimitado, por lo que al llegar a cierta profundidad el valor de N_c permanece ya constante.

Propuso adoptar la siguiente expresión para suelos puramente cohesivos:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

En esta expresión los valores de N_c se obtienen por medio de la gráfica obtenida por Terzaghi, en donde D es la profundidad de entrada del cimiento y B el ancho del mismo elemento.

El valor de c que normalmente es obtenido por medio de pruebas de campo, en esta ocasión se pudo obtener por medio de la gráfica que desarrollé por medio de las correlaciones estadísticas y en base a datos obtenidos en sondeos exploratorios realizados en el área urbana de la ciudad de México, recopilados en el libro de Marsal y Mazari.

METODOS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Al Físico e Ingeniero francés C. A. Coulomb se le atribuye el primer intento para explicar seriamente la resistencia de los suelos. La primera idea consistió en atribuir a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo.

Se sabe que un cuerpo sobre el que actúa una fuerza normal P al deslizarse sobre una superficie rugosa empujado por una fuerza F , presentará una cierta resistencia. Para que esa fuerza F sea proporcional a P deberá existir un coeficiente que permita esa proporcionalidad.

$$F = \mu P$$

Donde: μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

La resistencia al esfuerzo cortante por unidad de área es conocida como S : $\frac{F}{A} = S$ y es proporcional al valor del esfuerzo normal σ :

$$\frac{F}{A} = S = \tan \phi$$

De esta manera nace una ley en la cual la falla se produce cuando la resistencia al corte S es tal que:

$$S = \sigma \tan \phi$$

Al término $\tan \phi$ que es una constante de proporcionalidad Coulomb lo definió en términos de un ángulo al cual le dió el nombre de ángulo de fricción interna y se definió como una constante del material. Para el caso de suelos friccionantes se dedujo que cuando $\sigma = 0$ la resistencia al corte sería nula (como en el caso de arena de playa).

Coulomb pudo observar que en otros materiales, tales como arcillas habría resistencia al corte aunque el esfuerzo normal fuese nulo, por lo que concluyó que en las arcillas existía resistencia al corte sin que hubiera presión normal exterior, comportándose como si en ellas el ángulo de fricción fuera cero, a esa otra fuente de resistencia al corte la llamó cohesión, por lo que la ecuación de la resistencia al corte quedó:

$$S = C$$

En general se sabe que los suelos presentan una mezcla de ambas características: fricción interna y cohesión por lo que se dió una ley que reuniera a ambas:

$$S = C + \sigma \tan \phi$$

Como en la práctica es posible encontrar suelos altamente friccionantes usaremos:

$$S = \sigma \tan \phi$$

Por lo contrario cuando el suelo sea altamente cohesivo -
usaremos:

$$S = C$$

Para poder utilizar cualquiera de las tres ecuaciones es necesario obtener las características del material: C y ϕ , las cuales en la práctica son determinadas mediante pruebas realizadas en campo.

A continuación se describen dos de las pruebas más comúnmente utilizadas: Prueba Directa de Resistencia al Esfuerzo Cortante y Prueba " in situ " por medio de la Veleta.

PRUEBA DIRECTA DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Este tipo de prueba fue durante mucho tiempo prácticamente la única que se utilizó para la determinación de la resistencia de los suelos.

El aparato para efectuar la prueba consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra del suelo. Por medio de dos piedras porosas colocadas una en la parte superior y otra en la inferior del aparato, se proporciona el drenaje necesario. Cuando se trata de muestras secas las pie--

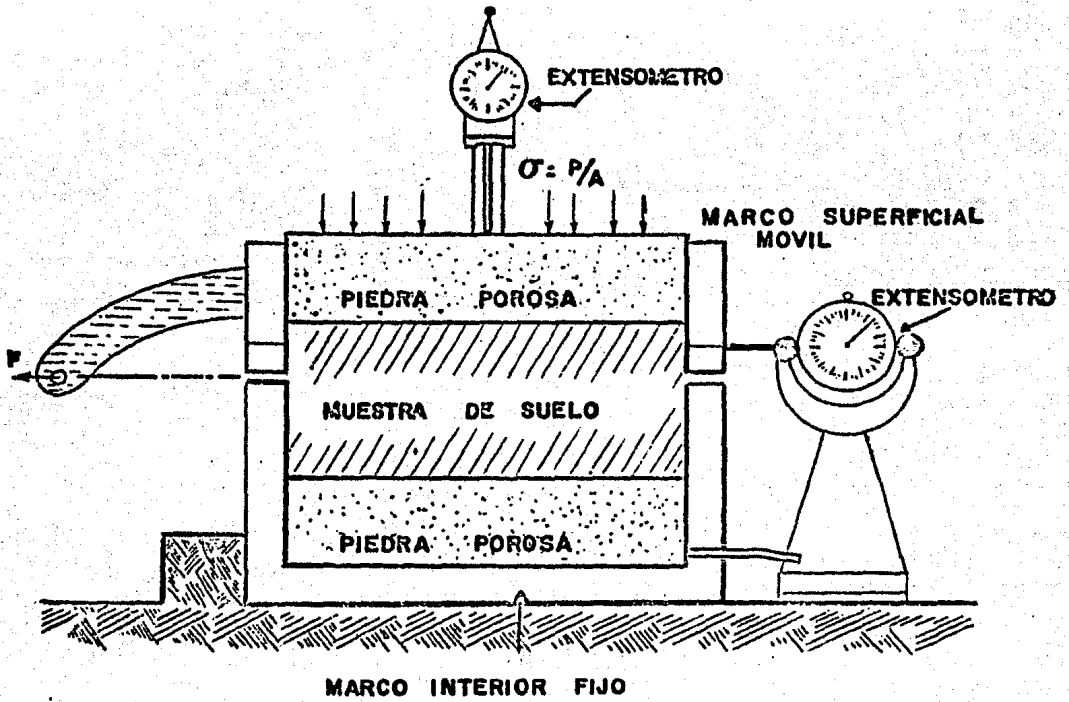


FIGURA (B)

**APARATO DE RESISTENCIA
 AL ESFUERZO CORTANTE DIRECTO.**

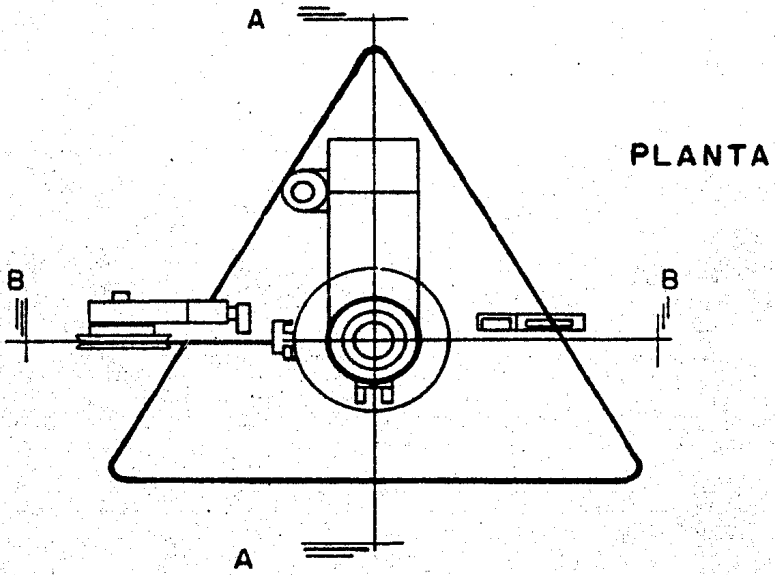
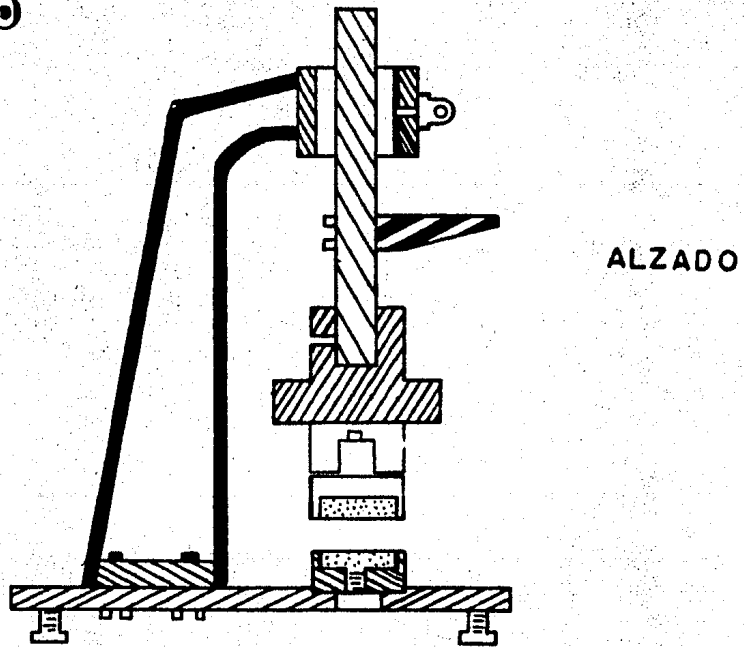


FIGURA ①



APARATO DE CORTE DIRECTO

dras se sustituyen por placas de confinamiento.

El marco móvil está diseñado para que se le pueda aplicar una fuerza rasante, provocando de esta manera la falla del espécimen a lo largo de un plano bien definido. Sobre la parte superior del aparato se pueden aplicar cargas que proporcionen presiones normales al plano de falla.

Realizando varias pruebas variando los valores de la fuerza normal se pueden obtener puntos que graficados nos darán la línea de falla del material.

Esta prueba sin embargo presenta varias desventajas.

- a) Imposibilidad de conocer esfuerzos que actúan en planos distintos al de falla durante su realización.
- b) En el momento del principio de la falla, el círculo de falla debe ser tangente a la falla.
- c) Sólo funciona para suelos de falla plástica, (arcillas blandas y arenas sueltas)

Debido a esas desventajas esta prueba, aunque se sigue utilizando gracias a su simplicidad, ha sido sustituida en buena parte por pruebas de compresión triaxial.

PRUEBA DE LA VELETA

Esta prueba es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos", además presenta una ventaja considerable sobre la anterior prueba directa de resistencia ya mencionada : las pruebas se realizan directamente sobre los suelos " in situ ", lo cual aumenta considerablemente la exactitud en el cálculo de la resistencia.

Lo anterior es áltamente importante ya que al extraer una muestra de suelo para efectuar las pruebas de resistencia, presenta características completamente distintas a como estaba depositado por la naturaleza, aunque su alteración sea mínima al momento de la extracción.

El procedimiento de la prueba es el siguiente :

Una vez elegido el sitio de la prueba y que se determina su profundidad, se realiza una perforación la cual se ademarará con lodo bentonítico, se hincará la veleta 30 cm. pero deberá quedar en la zona no alterada por la perforación y cuyo punto medio -- coincida con la profundidad a la cual se indica la ejecución de la prueba. La fuerza necesaria para el hincado se apli--

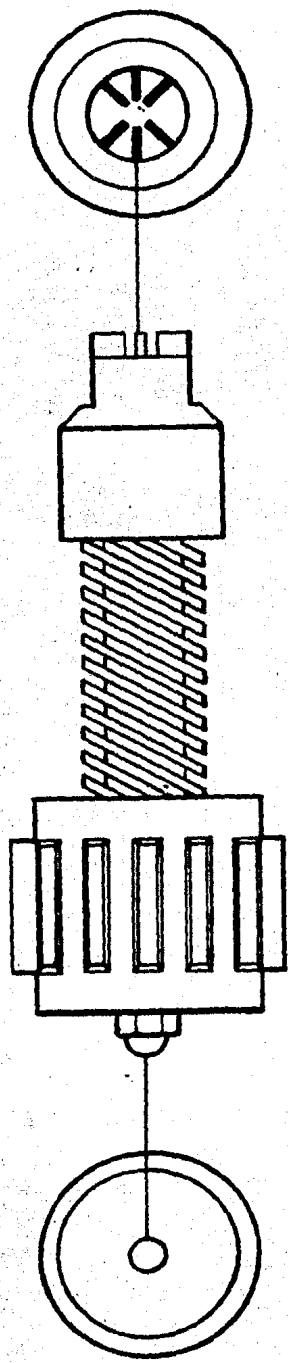


FIGURA 10

VELETA MINIATURA

ca por medio de gatos hidráulicos. Si el hincado se dificulta se deberá extraer el aparato y profundizar la perforación.

La etapa de falla se hace con una velocidad de deformación de 4° (cuatro grados) por minuto, ya que se considera que en el tiempo de ejecución no ocurre consolidación importante en la arcilla. Por lo general la falla se alcanza entre 3 y 10 minutos (12° a 40°).

Cuando ya se alcanzó la falla y se determinó la resistencia máxima, se determina la resistencia al corte de la arcilla en estado remoldeado girando la veleta 200° por minuto durante un minuto para que se remolde el material y se reanuda la prueba con la velocidad de 4° por minuto.

Para poder interpretar las pruebas se deberá suponer una distribución de esfuerzos triangular en las dos superficies extremas del cilindro generado por la veleta y una distribución uniforme en la superficie lateral del cilindro, lo cual nos conduce a la siguiente expresión para la resistencia al corte S_v :

$$S_v = \frac{K L}{D^2 \frac{H}{2} + \frac{D}{6}}$$

Donde: H Longitud de la veleta
K constante de calibración
L deformación de la celda
D diámetro de la Veleta

Sv resistencia al corte

Con los datos obtenidos se hará una gráfica tiempo vs resistencia al corte y de ella se determinará la resistencia-máxima y la resistencia remoldeada.

Finalmente se obtendrá la sensibilidad de la arcilla por medio de la fórmula:

$$S = \frac{\text{Resistencia máxima}}{\text{Resist. remoldeada}}$$

V.-

MINIMOS CUADRADOS

a.-CORRELACIONES ESTADISTICAS

b.-EJEMPLOS

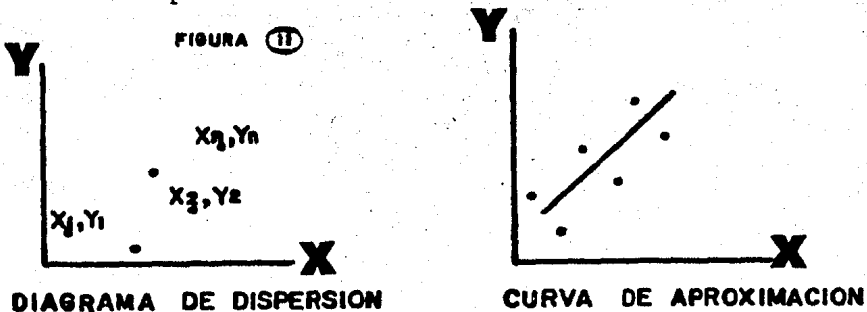
**a.- CORRELACIONES
ESTADISTICAS**

CORRELACION ESTADISTICA

Para poder obtener una ecuación que nos permita relacionar el contenido de humedad W (%) con la cohesión C (ton/m²) apliqué el principio de los Mínimos Cuadrados y una serie de consideraciones que más adelante explico.

En la práctica es muy común encontrar una relación entre dos o más variables, y para poder ligar esas variables se hace frecuentemente una relación mediante ecuaciones matemáticas. En la determinación de dichas ecuaciones el primer paso que se sigue es el de coleccionar una serie de datos que muestren los valores de las variables consideradas. El paso siguiente es representar estos valores en un sistema de coordenadas rectangulares por medio de pares bien definidos de puntos (x_1, y_1) , (x_2, y_2) , (x_n, y_n) . Una vez graficados estos puntos el diagrama que se obtiene es conocido como Diagrama de Dispersión.

Con el Diagrama de Dispersión se puede representar una curva que se aproxime a esos datos, tal curva se le conoce como Curva de Aproximación.



Cuando los datos son graficados se obtienen distintos tipos de curvas dependiendo de la forma que tomen, por ejemplo - cuando los datos se aproximan a una línea recta se dice que -- existe una relación lineal entre variables, pero como generalmente ésto no sucede, con frecuencia se tiene que buscar una - curva que se aproxime lo mejor a esa linealidad que queremos - se tenga con las variables. Tal curva se llama Curva de Ajuste.

Si la ecuación que se logre obtener representa una recta, entonces se obtendrá una Recta de Ajuste, si se obtiene la ecuación de una parábola, entonces tendremos una Parábola de Ajuste, y así sucesivamente. El Método de Mínimos Cuadrados -- trata de obtener la mejor Recta, Parábola, Curva, Hipérbola, - etc. de Ajuste.

Para evitar que una vez graficados los puntos, cada quien a juicio individual dibuje una curva que a su parecer sea la que más se aproxime a esa serie de datos, se utiliza el método de Mínimos Cuadrados, el cual por procedimientos matemáticos nos da la mejor aproximación.

Para poder llegar a la definición considérese los puntos- representativos de los datos dados (x_1, y_1) , (x_2, y_2) , ... (x_n, y_n) . Para un valor dado, por ejemplo x_1 habrá una diferencia entre el valor de y_1 y el correspondiente valor de la curva c . Esa diferencia se puede denotar como D_1 y se conoce como error, desviación o residuo y puede ser negativo posi-

tivo o cero. Análogamente para todos los demás valores (X_2, X_3, \dots, X_n) se obtienen las demás desviaciones D_2, D_3, \dots, D_n . Esto se puede ver en la siguiente figura:

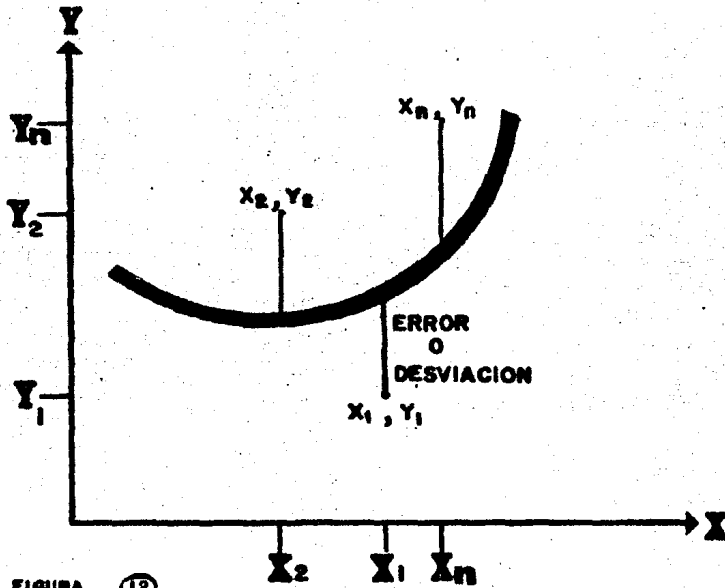


FIGURA (13)

Una manera de ajustar la curva a esos datos se puede lograr por la cantidad $D_1^2 + D_2^2 + D_3^2 + \dots + D_n^2$. Si lo anterior es pequeño el ajuste es bueno, si es grande el ajuste es malo. De esta manera se puede dar la siguiente definición:

Definición: De todas las curvas de aproximación a una serie de datos puntuales, la curva que tiene la propiedad de que $D_1^2 + D_2^2 + D_3^2 + \dots + D_n^2$ sea mínimo, se conoce como la Mejor Curva de Ajuste.

Una curva que presenta esta propiedad se dice que se ajusta

a los datos por Míminos Cuadrados, y se llamará Curva de Míni--mos Cuadrados.

Para el caso que nos ocupa se utilizó una recta de aproxi--mación por Míminos Cuadrados que tiene la ecuación:

$$y = a + bx$$

donde las constantes a y b se determinan mediante el sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned}\sum Y_i &= aN + b\sum X_i \\ \sum X_i Y_i &= a\sum X_i + b\sum X_i^2\end{aligned}$$

En estas ecuaciones los valores conocidos son a y b y su -solución simultánea nos daría el valor de la línea que mejor se ajusta a la serie de datos dados de acuerdo al criterio de mñi--mos cuadrados.

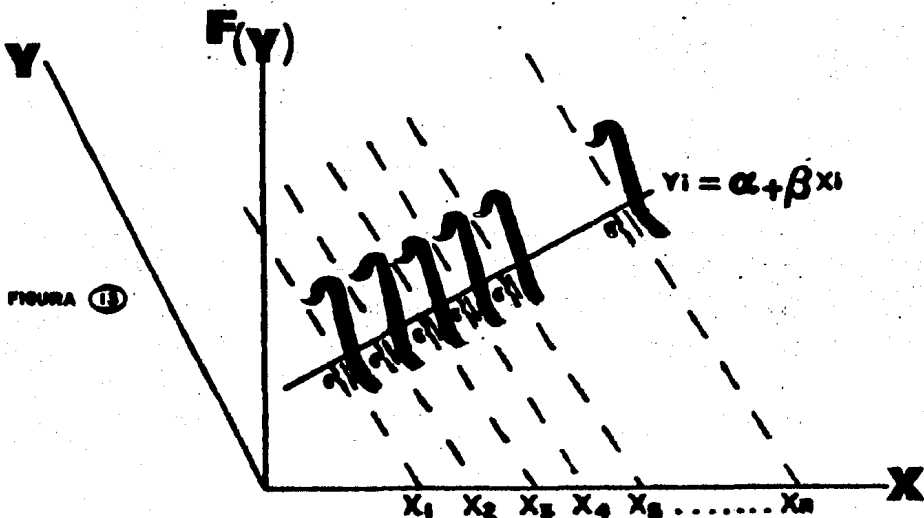
Para poder obtener resultados confiables en la gráfica que nos relaciona la cohesión C con el contenido de humedad W se --utilizó conjuntamente con la Probabilidad y Estadística el méto--do de Míminos Cuadrados, las consideraciones que se hacen a con--tinuación para llegar a unas ecuaciones más adecuadas se basan--en estos principios.

Si escribimos: $Y_i = \alpha + \beta X_i + \epsilon_i$

En donde: α y β son coeficientes de regresión que junto con las variables independientes dan la variación de la variable dependiente.

ϵ_i es la distancia que existe entre la curva de ajuste y un par de puntos. Se valúa por medio de una distribución de variables independientemente normales cuyo valor tiende a cero y su varianza común es σ^2 , donde la varianza σ^2 normalmente es calculada en términos de las desviaciones verticales de los puntos simples (X_1, Y_1) de la línea de los mínimos cuadrados.

Estas suposiciones se pueden ver en la siguiente figura:



Usando una notación especial llegamos a las siguientes expresiones:

$$S_{xx} = n \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2$$

$$S_{yy} = n \sum Y_i^2 - (\sum Y_i)^2$$

$$S_{xy} = n \sum X_i Y_i - (\sum X_i) (\sum Y_i)$$

La iteava desviación es $Y_i - Y_i' = Y_i - (a + bX_i)$. El cálculo de la varianza σ^2 es:

$$S_e^2 = \frac{1}{n - 2} \sum (Y_i - (a + bX_i))^2$$

donde: S_e Se le conoce como el error estándar del cálculo. Una forma más conveniente de escribirlo es:

$$S_e^2 = \frac{S_{xx} S_{yy} - (S_{xy})^2}{n (n - 2) S_{xx}}$$

al cual se le conoce como error de la varianza.

La pérdida de dos grados de libertad se explica por el hecho de que los dos coeficientes de regresión α y β tienen que ser reemplazados por la ecuación de sus mínimos cuadrados.

De esta manera se llega a las ecuaciones que me sirvieron para poder obtener la gráfica en la cual se basa esta tesis:

$$S_{xx} = n \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2$$

$$S_{xy} = n \sum x_i y_i - (\sum x_i)(\sum y_i)$$

$$S_{yy} = n \sum y_i^2 - (\sum y_i)^2$$

$$S_{e2} = \frac{(S_{xx})(S_{yy}) - (S_{xy})^2}{n(n-2)S_{xx}}$$

$$b = \frac{S_{xy}}{S_{xx}}$$

$$a = \bar{y} - b\bar{x}$$

$$\frac{y_{\max}}{\min} = (a + bx_0) \pm \frac{t_{\alpha}}{2} S_e \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{n(x_0 - \bar{x})^2}{S_{xx}}}$$

OBTENCION DE RECTA DE MINIMOS CUADRADOS

Los valores que se anotan más adelante son el resultado de -
infinidad de sondeos exploratorios realizados a lo largo del área
urbana, los cuales fueron recopilados en el libro de Marsal y Ma-
zari. " El Subsuelo de la Ciudad de México ".

A partir de esós valores se obtendrán datos que se requieren
para poder aplicar las ecuaciones con las cuales se obtendrá la -
gráfica que nos relacione la cohesión con el contenido de humedad.

Los pasos a seguir para conseguir lo anterior son:

Utilizando Texas Instruments - 59

- 1.- Para introducir valores de la variable x: $x \Rightarrow t$
- 2.- Para introducir valores de la variable y: $2^{nd} \Sigma +$
- 3.- Para la obtención de ordenada al origen: $2^{nd} op 12$
- 4.- Para la obtención de la media: $x \Rightarrow t$

Con los pasos anteriores se da solución a la Ecuación -
de la Recta.

- 5.- Aplicar las ecuaciones siguientes:

$$S_{xx} = n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2$$

$$S_{xy} = n \sum x_i y_i - (\sum x_i)(\sum y_i)$$

$$S_{yy} = n \sum y_i^2 - (\sum y_i)^2$$

$$S_{e^2} = \frac{(S_{xx})(S_{yy}) - (S_{xy})^2}{n(n-2) S_{xx}}$$

$$b = \frac{S_{xy}}{S_{xx}}$$

$$a = \bar{y} - b\bar{x}$$

$$\frac{y_{\max}}{\min} = (a + bx_0) \pm \frac{t_{\alpha}}{2} S_e \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{n(x_0 - \bar{x})^2}{S_{xx}}}$$

6.- Graficar

w_i	$c = qu/2$ (Kg/cm ²)	w_i	$c = qu/2$ (Kg/cm ²)
337.7	0.265	176	0.19
370	0.27	101	0.19
333.9	0.29	372	0.26
351.1	0.225	278	0.19
294.0	0.455	434	0.17
272.8	0.38	361	0.42
284.7	0.455	359	0.31
275.6	0.365	365	0.19
364.3	0.39	326	0.37
340.8	0.315	371	0.22
335.9	0.285	354	0.10
304.4	0.235	451	0.36
262.2	0.42	59	0.26
256	0.445	401	0.07
317.7	0.36	309	0.41
317.2	0.28	278	0.23
138.8	0.45	322	0.37
136.5	0.43	378	0.29
186.5	0.60	182	0.37
184.4	0.545	246	0.43
172.9	1.01	336	0.39
173.2	0.975	130	0.29
320.0	0.55	277	0.33
328.5	0.52	254	0.29
401	0.485	327	0.21
396	0.815	153	0.12
392	0.70	303	0.12
390	0.79	263	0.35
381	0.875	251	0.34
378	0.715	298	0.45
378	0.575	168	0.37
369	0.91	203	0.40
363	1.04	278	0.45
361	0.81	274	0.33
353	0.67	154	0.60
340	0.785	225	0.49
414	0.72	284	0.26
334	0.38	319	0.17
339	0.365	342	0.18
432	0.31	406	0.28
353	0.725	373	0.21
269	1.79	431	0.17
281	1.045	333	0.18
269	1.48	386	0.31
191	2.245	395	0.34
208	1.825	382	0.43
158	1.58	396	0.09
164	1.955	402	0.32

w_i	$c = qu/2$ (Kg/cm ²)	w_i	$c = qu/2$ (Kg/cm ²)
342	0.41	182	0.37
343	0.45	246	0.43
299	0.21	336	0.39
250	0.39	153	0.12
318	0.24	303	0.12
177	0.40	263	0.35
304	0.15	251	0.34
303	0.15	298	0.45
181	0.13	274	0.33
185	0.38	225	0.49
222	0.34	342	0.18
180	0.42	431	0.17
169	0.32	386	0.31
266	0.42	382	0.43
369	0.12	386	0.09
287	0.49	343	0.45
310	0.55	299	0.21
126	0.14	177	0.40
319	0.64	304	0.15
313	0.68	181	0.13
365	0.67	185	0.38
340	0.70	169	0.32
250	0.71	266	0.42
215	0.79	369	0.12
64	0.50	287	0.49
268	0.29	310	0.55
231	0.48	64	0.50
131	0.43	131	0.43
216	0.61	216	0.61
519	0.86	288	1.26
252	0.97	259	1.50
268	0.54	359	0.31
288	1.26	365	0.19
259	1.50	371	0.22
176	0.19	451	0.36
101	0.19	59	0.26
372	0.26	309	0.41
278	0.19	278	0.23
434	0.17	378	0.29
361	0.42	246	0.43
359	0.31	298	0.45
365	0.19	319	0.17
326	0.37	342	0.18
371	0.22	386	0.31
334	0.10		
451	0.36		
59	0.26		
401	0.07		
309	0.41		
278	0.23		
322	0.37		
378	0.29		

Donde : w_i = Contenido de humedad (%)

c = Cohesión (Kg/cm²)

$$\sum w_i = 55,900.10$$

$$\sum (w_i)^2 = 17'772,383.50$$

$$(\sum w_i^2) = 3'124'821,180.01$$

$$\sum c_i = 86.15$$

$$\sum (c_i)^2 = 62.31$$

$$\sum w_i c_i = 24,167.93$$

$$\bar{w}_i = 291.60$$

$$\bar{c}_i = 0.45$$

$$r = - 0.0005723498$$

$$b = 0.6141269634$$

Para $x = 59$

$y = 0.58$

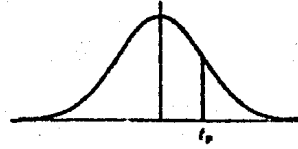
Para $x = 451$

$y = 0.356$

APENDICES

Apéndice III

**PERCENTILES (t_p)
DE LA
DISTRIBUCION DE STUDENT
CON v GRADOS DE LIBERTAD
(AREA SOMBREADA = p)**



v	$t_{0,995}$	$t_{0,99}$	$t_{0,975}$	$t_{0,95}$	$t_{0,90}$	$t_{0,80}$	$t_{0,75}$	$t_{0,70}$	$t_{0,60}$	$t_{0,55}$
1	63,66	31,82	12,71	6,31	3,08	1,376	1,000	0,727	0,325	0,158
2	9,92	6,96	4,30	2,92	1,89	1,061	0,816	0,617	0,289	0,142
3	5,84	4,54	3,18	2,35	1,64	0,978	0,765	0,584	0,277	0,137
4	4,60	3,75	2,78	2,13	1,53	0,941	0,741	0,569	0,271	0,134
5	4,03	3,36	2,57	2,02	1,48	0,920	0,727	0,559	0,267	0,132
6	3,71	3,14	2,45	1,94	1,44	0,906	0,718	0,553	0,265	0,131
7	3,50	3,00	2,36	1,90	1,42	0,896	0,711	0,549	0,263	0,130
8	3,36	2,90	2,31	1,86	1,40	0,889	0,706	0,546	0,262	0,130
9	3,25	2,82	2,26	1,83	1,38	0,883	0,703	0,543	0,261	0,129
10	3,17	2,76	2,23	1,81	1,37	0,879	0,700	0,542	0,260	0,129
11	3,11	2,72	2,20	1,80	1,36	0,876	0,697	0,540	0,260	0,129
12	3,06	2,68	2,18	1,78	1,36	0,873	0,695	0,539	0,259	0,128
13	3,01	2,65	2,16	1,77	1,35	0,870	0,694	0,538	0,259	0,128
14	2,98	2,62	2,14	1,76	1,34	0,868	0,692	0,537	0,258	0,128
15	2,95	2,60	2,13	1,75	1,34	0,866	0,691	0,536	0,258	0,128
16	2,92	2,58	2,12	1,75	1,34	0,865	0,690	0,535	0,258	0,128
17	2,90	2,57	2,11	1,74	1,33	0,863	0,689	0,534	0,257	0,128
18	2,88	2,55	2,10	1,73	1,33	0,862	0,688	0,534	0,257	0,127
19	2,86	2,54	2,09	1,73	1,33	0,861	0,688	0,533	0,257	0,127
20	2,84	2,53	2,09	1,72	1,32	0,860	0,687	0,533	0,257	0,127
21	2,83	2,52	2,08	1,72	1,32	0,859	0,686	0,532	0,257	0,127
22	2,82	2,51	2,07	1,72	1,32	0,858	0,686	0,532	0,256	0,127
23	2,81	2,50	2,07	1,71	1,32	0,858	0,685	0,532	0,256	0,127
24	2,80	2,49	2,06	1,71	1,32	0,857	0,685	0,531	0,256	0,127
25	2,79	2,48	2,06	1,71	1,32	0,856	0,684	0,531	0,256	0,127
26	2,78	2,48	2,06	1,71	1,32	0,856	0,684	0,531	0,256	0,127
27	2,77	2,47	2,05	1,70	1,31	0,855	0,684	0,531	0,256	0,127
28	2,76	2,47	2,05	1,70	1,31	0,855	0,683	0,530	0,256	0,127
29	2,76	2,46	2,04	1,70	1,31	0,854	0,683	0,530	0,256	0,127
30	2,75	2,46	2,04	1,70	1,31	0,854	0,683	0,530	0,256	0,127
40	2,70	2,42	2,02	1,68	1,30	0,851	0,681	0,529	0,255	0,126
60	2,66	2,39	2,00	1,67	1,30	0,848	0,679	0,527	0,254	0,126
120	2,62	2,36	1,98	1,66	1,29	0,845	0,677	0,526	0,254	0,126
∞	2,58	2,33	1,96	1,645	1,28	0,842	0,674	0,524	0,253	0,126

Procedencia: R. A. Fisher y F. Yates, *Statistical Tables for Biological, Agricultural and Medical Research* (5.ª edición), Tabla III, Oliver and Boyd Ltd., Edimburgo, con permiso de los autores y editores.

RELACION C - W

Para un $\alpha = 20\%$ y $n - 2 = 190$

$$t_{\frac{\alpha}{2}} = 0.842$$

Para $X_0 = 59$

$$y_{\max} = 0.6141 + (-0.000572)(59) + 0.842 \times 0.348$$

min

$$\sqrt{\frac{1 + 1 + 192(59 - 291.60)^2}{192 \cdot 287'476,451.99}}$$

$$y_{\max} = 0.580 + 0.299$$

$$y_{\max} = 0.879$$

$$y_{\min} = 0.281$$

Para $X_0 = 451$

$$y_{\max} = 0.6141 + (-0.000572)(451) + 0.842 \times 0.348$$

min

$$\sqrt{\frac{1 + 1 + 192(451 - 291.60)^2}{192 \cdot 287'476,451.99}}$$

$$y_{\max} = 0.356 + 0.296$$

$$y_{\max} = 0.652$$

$$y_{\min} = 0.356 - 0.296$$

$$y_{\min} = 0.060$$

RELACION Sv - W

Para un $\alpha = 20\%$ y $n - 2 = 39$

$$t_{\frac{\alpha}{2}} = 0.851$$

Para $X_0 = 102.30$

$$y_{\max} = 0.5687 + (-0.0005936)(102.30) + 0.851 \times 0.2062 \sqrt{1 + \frac{1}{41} + \frac{41(102.30 - 258.03)^2}{38'352,901.99}}$$

$$y_{\min}$$

$$y_{\max} = 0.5079 + 0.1798$$

$$y_{\max} = 0.687$$

$$y_{\min} = 0.5079 - 0.1798$$

$$y_{\min} = 0.328$$

Para $X_0 = 505.30$

$$y_{\max} = 0.5687 + (-0.0005936)(505.30) + 0.851 \times 0.2062 \sqrt{1 + \frac{1}{41} + \frac{41(505.30 - 258.03)^2}{38'352,901.99}}$$

$$y_{\min}$$

$$y_{\max} = 0.2687 + 0.183$$

$$y_{\max} = 0.451$$

$$y_{\min} = 0.2687 - 0.183$$

$$y_{\min} = 0.085$$

RELACION $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = W$

Para un $\alpha = 20\%$ $y n - 2 = 58$

$$t_{\frac{\alpha}{2}} = 0.848$$

Para $X_0 = 58$

$$y_{\max} = 0.5369 + (-0.0004169)(58) + 0.848 \times 0.2753 \sqrt{1 + \frac{1}{60} + \frac{60(58 - 293.63)^2}{32'155,676}}$$

$$y_{\min}$$

$$y_{\max} = 0.512 + 0.247$$

$$y_{\max} = 0.759$$

$$y_{\min} = 0.512 - 0.247$$

$$\underline{y_{\min} = 0.265}$$

Para $X_0 = 451$

$$y_{\min} = 0.5369 + (-0.0004169)(451) + 0.848 \times 0.2753 \sqrt{1 + \frac{1}{60} + \frac{60(451 - 293.63)^2}{32'155,676}}$$

$$y_{\max} = 0.348 + 0.240$$

$$\underline{y_{\max} = 0.58}$$

$$y_{\min} = 0.348 - 0.240$$

$$y_{\min} = 0.108$$

RELACION $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = C$

Para un $\alpha = 20\%$ $y n + 2 = 58$

$$t_{\frac{\alpha}{2}} = 0.848$$

Para $X_0 = 0.07$

$$y_{\min} = 0.193 + (0.581 \times 0.07) + 0.848 \times 0.227 \sqrt{1 + \frac{1}{60} + \frac{60(0.07 - 0.380)^2}{263.65}}$$

$$y_{\max} = 0.233 + 0.196$$

$$\underline{y_{\max} = 0.429}$$

$$y_{\min} = 0.233 - 0.196$$

$$y_{\min} = 0.037$$

Para $X_0 = 1.50$

$$y_{\max} = 0.193 + (0.581 \times 1.50) + 0.848 \times 0.227$$
$$y_{\min}$$

$$\sqrt{1 + \frac{1}{60} + \frac{60(1.50 - 0.380)^2}{263.65}}$$

$$y_{\max} = 1.06 + 0.219$$

$$y_{\max} = 1.28$$

$$y_{\min} = 1.06 - 0.219$$

$$y_{\min} = 0.844$$

RELACION SV - C

Para un $\alpha = 20\%$ $y_{n-2} = 40$

$$t_{\frac{\alpha}{2}} = 0.851$$

Para $X_0 = 0.13$

$$y_{\max} = 0.278 + (0.486 \times 0.13) + 0.851 \times 0.2087$$
$$y_{\min}$$

$$\sqrt{1 + \frac{1}{42} + \frac{42(0.13 - 0.2842)^2}{38.46}}$$

$$y_{\max} = 0.341 + 0.181$$

$$y_{\max} = 0.523$$

$$y_{\min} = 0.341 - 0.181$$

$$y_{\min} = 0.159$$

Para $X_0 = 0.80$

$$y_{\max} = 0.278 + (0.486 \times 0.80) + 0.851 \times 0.2087$$
$$y_{\min}$$

$$\sqrt{1 + \frac{1}{42} + \frac{42(0.80 - 0.2842)^2}{38.46}}$$

$$y_{\max} = 0.666 + 0.203$$

$$y_{\max} = 0.870$$

ymin= 0.666 - 0.203

ymin= 0.463

CORRELACIONES ESTADISTICAS

RELACION C - W

$$S_{xx} = n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2$$

$$S_{xx} = 192 \times 17'772,383.50 - 3'124'821,180.01 = 287'476,451.99$$

$$\underline{S_{xx} = 287'476,451.99}$$

$$S_{yy} = n \sum y_i^2 - (\sum y_i)^2$$

$$S_{yy} = 192 \times 62.31 - 7,421.82 = 4,541.70$$

$$S_{yy} = 4,541.70$$

$$S_{xy} = n \sum x_i y_i - (\sum x_i)(\sum y_i)$$

$$S_{xy} = 192 \times 24,167.93 - 55,900.10 \times 86.15 = -175,551.05$$

$$\underline{S_{xy} = -175,551.05}$$

$$S_e = \sqrt{\frac{S_{xx} S_{yy} - S_{xy}^2}{n(n-2) S_{xx}}}$$

$$S_e = \sqrt{\frac{287'476,451.99 \times 4,541.70 - (-175,551.05)^2}{192(190)(287'476,451.99)}}$$

$$S_e = 0.348$$

$$a = 0.6141$$

$$b = -0.000572$$

Entrando a relación mostrada en Apéndice III

$$\text{para un } \alpha 5\% : n - 2 = 190$$

$$t \frac{\alpha}{2} = 1.645$$

$$\text{para un } \alpha 10\% : n - 2 = 190$$

$$t \frac{\alpha}{2} = 1.28$$

$$\text{para } x_0 = 59$$

$$y \frac{\max}{\min} = (a + bx_0) \pm t \frac{\alpha}{2} \text{ Se } \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{n(x - x_0)^2}{S_{xx}}}$$

$$y \frac{\max}{\min} = 0.6141 + (-0.000572)(59) + 1.645 \times 0.348 \sqrt{1 + \frac{1}{192} + \frac{192(59 - 291.60)^2}{287'476,451.99}}$$

$$y \frac{\max}{\min} = 0.5803 \pm 0.5724 \sqrt{1.0052 + 0.03613}$$

$$y \max = 0.5803 + 0.5724 \times 1.0204$$

$$y \min = 0.5803 - 0.5724 \times 1.0204$$

$$\underline{y \text{ max} = 1.167}$$

$$\underline{y \text{ min} = -0.0010}$$

$$\text{Para } x_0 = 451$$

$$y = 0.6141 + (-0.000572)(451) + 1.645 \times 0.348 \sqrt{1 + \frac{1}{192} + \frac{192(451 - 291.60)^2}{287'476,451.99}}$$

$$y = 0.3561 \pm 0.5724 \sqrt{1.0052 + 0.01696}$$

$$y \text{ max} = 0.3561 + 0.5724 \times 1.01102$$

$$y \text{ min} = 0.3561 - 0.5724 \times 1.01102$$

$$\underline{y \text{ max} = 0.9348}$$

$$\underline{y \text{ min} = -0.2226}$$

RELACION Sv - Wi

$$S_{xx} = 41 \times 3'665,334.69 - 111'925,820.30$$

$$\underline{S_{xx} = 38'352,901.99}$$

$$S_{yy} = 41 \times 9.07 - 290.36$$

$$\underline{S_{yy} = 81.51}$$

$$S_{xy} = 41 \times 3,841.58 - 10,579.50 \times 17.04$$

$$\underline{S_{xy} = -22,769.90}$$

$$S_e = \sqrt{\frac{38'352,901.99 \times 81.51 - (22,769.90)^2}{41(39)(38'352,901.99)}}$$

$$\underline{S_e = 0.2062}$$

$$a = 0.5687$$

$$\text{Para } \alpha = 5\% \text{ y } n-2 = 39$$

$$b = -0.0005936$$

$$t_{\frac{\alpha}{2}} = 1.68$$

$$\text{Para } x_0 = 102.30$$

$$\frac{y_{\max}}{\min} = 0.5687 + (-0.0005936)(102.30) \pm 1.68 \times 0.2062 \sqrt{1 + \frac{-1}{42} + \frac{41(102.30 - 258.03)^2}{38'352,901.99}}$$

$$\frac{y_{\max}}{\min} = 0.5079 \pm 0.3464 \sqrt{1.0243 + 0.02592}$$

$$\frac{y_{\max}}{\min} = 0.5079 \pm 0.3464 \times 1.0248$$

$$y \text{ max} = 0.5079 + 0.3464 \times 1.0458$$

$$\underline{y \text{ max} = 0.8628}$$

$$y \text{ min} = 0.5079 - 0.3549$$

$$\underline{y \text{ min} = 0.1529}$$

$$\text{para } x_0 = 505.30$$

$$y \text{ max} = 0.2687 + 0.3616$$

$$\underline{y \text{ max} = 0.6303}$$

$$y \text{ min} = 0.2687 - 0.3616$$

$$\underline{y \text{ min} = - 0.0929}$$

$$\underline{\text{RELACION}} \quad \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = W_i$$

$$S_{xx} = 60 \times 5'709,160 - 310'393,924$$

$$\underline{S_{xx} = 32'155,676} \quad S_{xy} = 60 \times 7079.19 - 17,618 \times 24.87$$

$$S_{yy} = 60 \times 14.80 - 618.52 \quad \underline{S_{xy} = - 13,408.26}$$

$$\underline{S_{yy} = 269.48}$$

$$\frac{y_{\max}}{\min} = 0.3489 \pm 0.4598 \sqrt{1.0628}$$

$$y_{\max} = 0.3489 + 0.4740$$

$$\underline{y_{\max} = 0.8229}$$

$$y_{\min} = 0.3489 - 0.4740$$

$$\underline{y_{\min} = -0.1251}$$

$$\underline{\text{RELACION } \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - C}$$

$$S_{xx} = 60 \times 13.10 - 522.35$$

$$\underline{S_{xx} = 263.65}$$

$$S_{yy} = 60 \times 14.73 - 618.52$$

$$\underline{S_{yy} = 265.28}$$

$$S_{xy} = 60 \times 11.97 - 22.85 \times 24.87$$

$$\underline{S_{xy} = 149.92}$$

$$Se = \sqrt{\frac{263.65 \times 265.28 - 149.92^2}{60 \times (58)(263.65)}}$$

$$Se = 0.227$$

$$a = 0.193$$

$$b = 0.581$$

para un $\alpha = 5\%$ y con $n-2 = 58$

$$t_{\frac{\alpha}{2}} = 1.67$$

para $x_0 = 0.07$

$$y_{\min}^{\max} = 0.193 + (0.581 \times 0.07) \pm 1.67 \times 0.227 \sqrt{1 + \frac{1}{60} + \frac{60(0.07 - 0.380)^2}{263.65}}$$

$$y_{\min}^{\max} = 0.234 \pm 0.38 \sqrt{1.0.38}$$

$$y_{\max} = 0.234 + 0.38 \times 1.02$$

$$y_{\max} = 0.621$$

$$y_{\min} = 0.234 - 0.38 \times 1.02$$

$$y \text{ min} = -0.15$$

$$\text{Para } x_0 = 1.50$$

$$\underline{y \text{ max} = 1.50}$$

$$\underline{y \text{ min} = 0.63}$$

RELACION Sv - C

$$S_{xx} = 42 \times 4.31 - 142.56$$

$$\underline{S_{xx} = 38.46}$$

$$S_{yy} = 42 \times 9.27 - 305.55$$

$$\underline{S_{yy} = 83.79}$$

$$S_{xy} = 42 \times 5.45 - 17.48 \times 11.94$$

$$\underline{S_{xy} = 20.19}$$

$$a = 0.278$$

$$b = 0.486$$

CORRELACION ESTADISTICA

La seguridad es uno de los requisitos que procuramos tener en todas nuestras actividades y dentro de la Industria de la -- Construcción este requisito es sumamente importante.

Derivado de la incertidumbre que el constructor tiene de los elementos de la naturaleza, así como de los materiales que utiliza para la construcción (aunque se han realizado infinidad de pruebas para poder conocer a la perfección cada uno de los materiales utilizados, siempre existe temor por cualquier error) se exige por ley considerar un " margen de error " en todos los cálculos que se realicen dentro de la construcción, desde la cimentación hasta los acabados.

Ese " margen de error " se conoce como factor de seguridad y dependiendo del tipo de actividad será su valor.

La Probabilidad y Estadística van ligadas con los métodos científicos en la toma, organización, recopilación, presentación y análisis de datos, tanto para la deducción de conclusiones como para tomar decisiones razonables de acuerdo con tales análisis.

De esta manera aunado al Factor Seguridad va el margen de confianza que nos da la Probabilidad y Estadística, los valores que se tomarán para la obtención de la cohesión serán aquellos-

que nos representen las condiciones más desfavorables, mismas que por desfavorables tienen una posibilidad muy baja de producirse aumentando así nuestro " Factor de Seguridad ".

b.- EJEMPLOS

E j e m p l o I

En la construcción del puente peatonal N° 4 que cruza la vialidad Hangares y la línea 5 Ote. del metro de la ciudad de México, se utilizaron los sondeos que se realizaron para el trazo del eje metro.

La estratigrafía del terreno donde se localizará la cimentación del puente, indica que la zona está formada en su mayoría por grandes capas de arcilla con un alto contenido de humedad, intercaladas con pequeños lentes de limo, arena y relleno.

De la cuantificación que se hizo del puente se encontró que la estructura metálica pesa 28 Ton, peso que sumado al del concreto de los escalones y del pasillo nos da un peso total de 35 Ton.

El puente será simétrico y constará de 4 apoyos.

Dos se encuentran sobre el muro estructural del cajón del metro, y los otros dos en los extremos de la vialidad.

Las columnas extremas se apoyarán sobre unas zapatas enviando al terreno una carga de 8 Ton/m^2 por cada zapata.

Con la carga actuante sobre el terreno, se desea conocer la capacidad de carga admisible del mismo.

D A T O S

Profundidad de desplante	1.80 m.
Nivel de Aguas Freáticas	0.75 m.
Profundidad máxima de Sondeo	19.80 m.
Número de sondeos	8
Dimensiones de la Zapata	2.10x2.10x0.20
Peso Volumétrico del material	$\gamma = 1.50 \text{ Ton/m}^3$

N O T A

Se aclara que faltaría calcular los asentamientos que pudiera sufrir la estructura. El cálculo de dichos asentamientos no se incluye en este ejemplo, ya que no forma parte de los propósitos de este trabajo.

ZAPATA

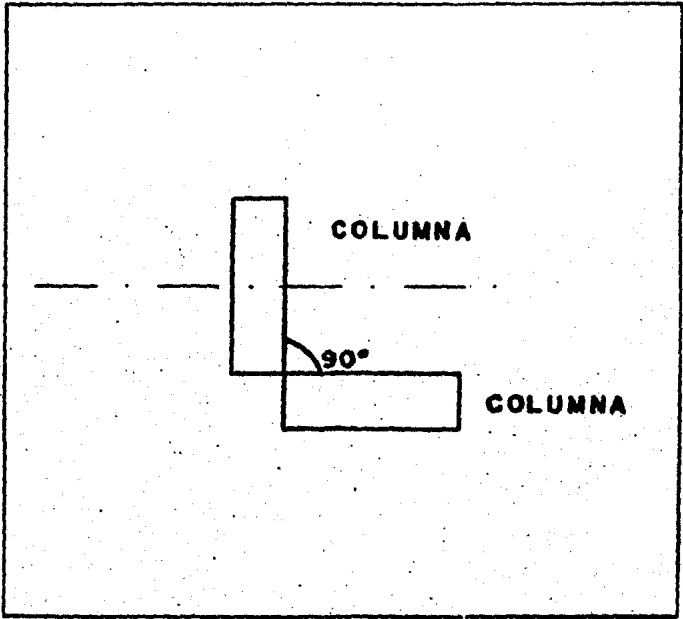
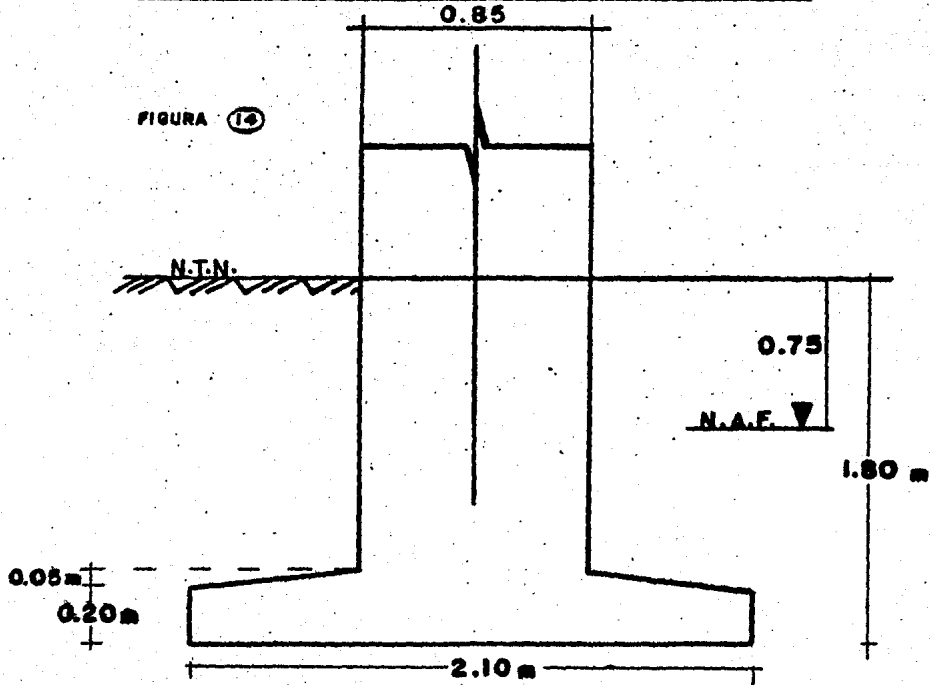


FIGURA 14



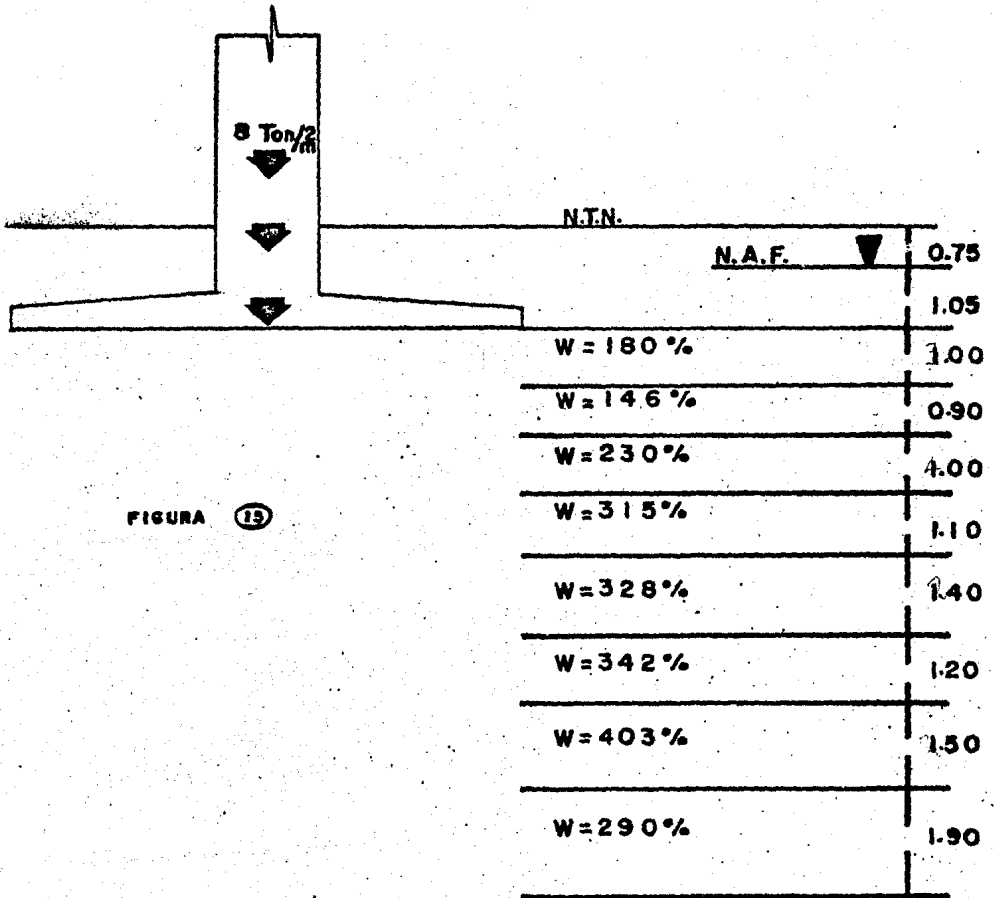


FIGURA 13

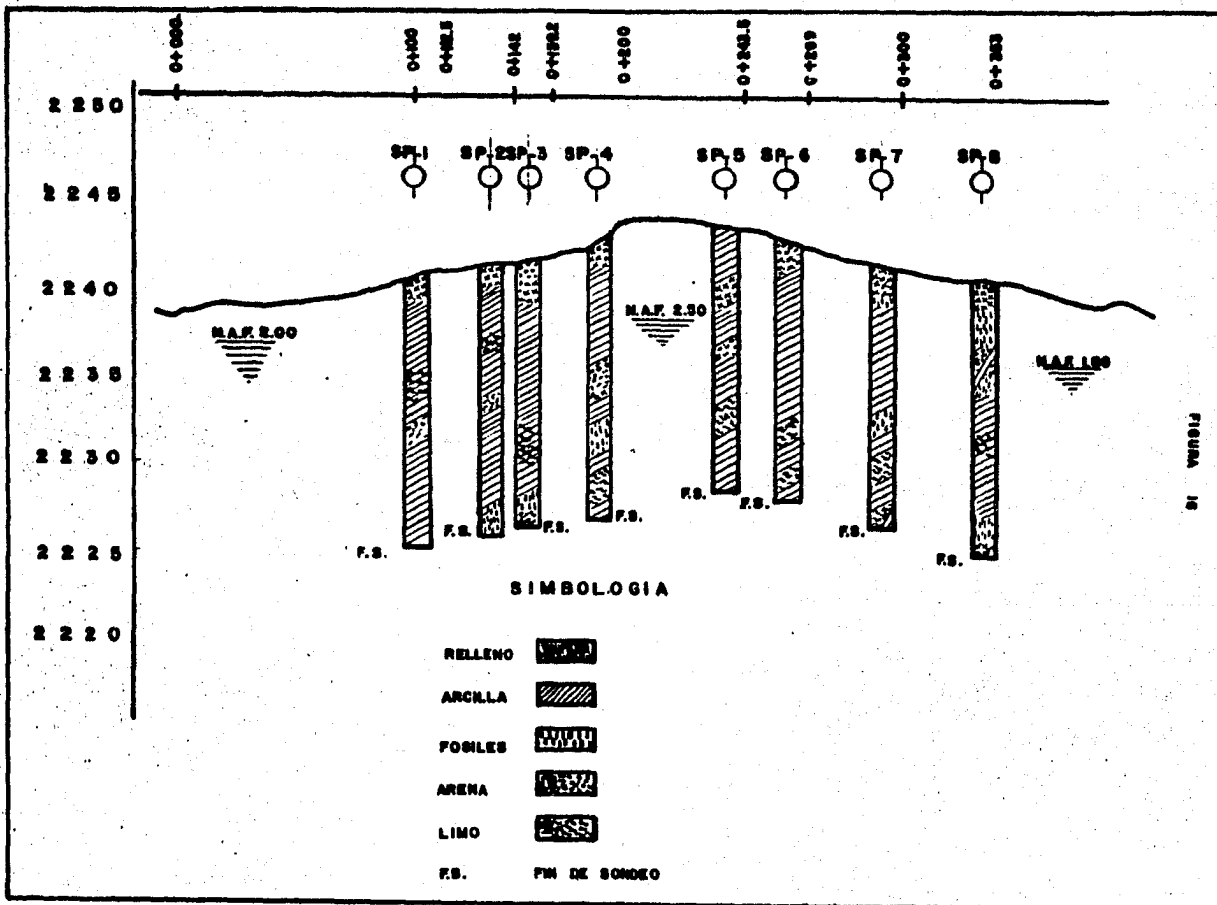
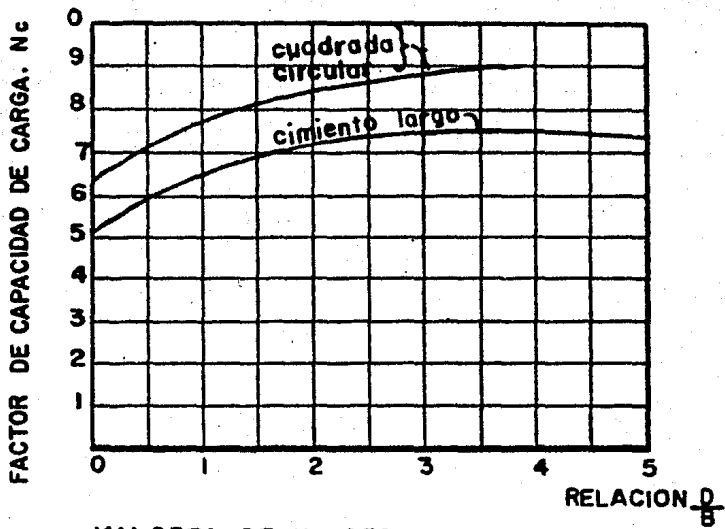


FIGURA 16

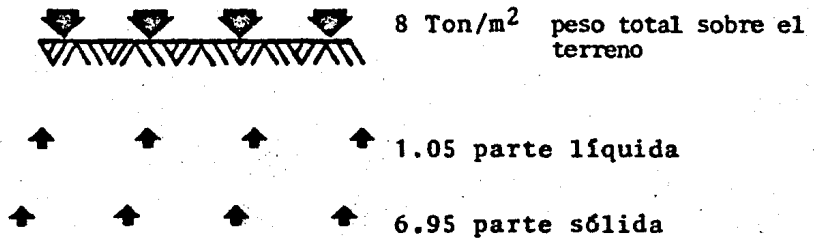


VALORES DE N_c SEGUN SKEMPTON
 PARA SUELOS PURAMENTE COHESIVOS

FIGURA 17

S O L U C I O N

La carga que la estructura mandará al terreno por medio de la zapata es de 8 Ton/m^2 , la cual, si el terreno es capaz de soportarla, se equilibrará de la siguiente manera:



Como el nivel de aguas freáticas se encuentra a 0.75 m. del nivel de terreno natural, y la profundidad de desplante de la zapata es de 1.80 m., entonces la parte líquida del suelo tomará 1.05 Ton/m^2 , quedando 6.95 Ton/m^2 que deberá de resistir el Suelo.

En los sondeos se obtuvieron los siguientes valores del contenido de humedad:

w ₁	=	180 %
w ₂	=	146 %
w ₃	=	230 %
w ₄	=	315 %
w ₅	=	328 %
w ₆	=	342 %
w ₇	=	463 %

$$w_8 = 290 \%$$

Entrando a la gráfica C - W obtenemos la cohesión correspondiente a cada valor del contenido de humedad. (Fig. 20)

$w_1 = 180 \%$	$C_1 = 2.10 \text{ Ton/m}^3$
$w_2 = 146 \%$	$C_2 = 2.30 \text{ Ton/m}^3$
$w_3 = 230 \%$	$C_3 = 1.80 \text{ Ton/m}^3$
$w_4 = 315 \%$	$C_4 = 1.30 \text{ Ton/m}^3$
$w_5 = 328 \%$	$C_5 = 1.20 \text{ Ton/m}^3$
$w_6 = 342 \%$	$C_6 = 1.10 \text{ Ton/m}^3$
$w_7 = 463 \%$	$C_7 = 0.70 \text{ Ton/m}^3$
$w_8 = 290 \%$	$C_8 = 1.40 \text{ Ton/m}^3$

OBTENCION DE LA COHESION PROMEDIO:

$$C_{\text{prom}} = \frac{\sum(C_i x h_i)}{\sum h_i}$$

$$C_{\text{prom}} = \frac{(2.10 \times 3.00) + (2.30 \times 0.90) + (1.80 \times 4.00) + (1.30 \times 1.10) + (1.20 \times 2.4) + (1.10 \times 1.20) + (0.70 \times 2.50) + (1.40 \times 1.90)}{17}$$

$$C_{\text{prom}} = \frac{25.61}{17} = 1.51$$

$$C_{\text{prom}} = 1.51 \text{ Ton/m}^2$$

Obtención del valor de N_c :

$$\frac{D}{B} = \frac{1.80}{2.10} = 0.86$$

Entrando a la relación $N_c - \frac{D}{B}$:

$$\frac{D}{B} = 0.86 \quad N_c = 7.5$$

Considerando un Factor de Seguridad igual a 1.4, y utilizando la Fórmula de Skempton tendremos:

$$q_{ad} = \frac{cN_c}{F.S.} + \gamma D_f$$

$$\gamma D_f = 1.50 \times 0.75 + 0.50 \times 1.05 = 1.65 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{admisible} = \frac{1.51 \times 7.5}{1.4} + 1.65$$

$$q_{admisible} = 8.08 + 1.65$$

$$q_{admisible} = 9.74 \text{ ton/m}^2 > 6.95 \text{ ton/m}^2$$

9.74 capacidad de carga admisible del suelo

6.95 carga neta que se envía el terreno

E j e m p l o I I

Se va a realizar la construcción de la escuela Secundaria "Fraccionamiento Colinas del Sur" ubicada en Paseo de la Reforma y Mariano Escobedo, la cual estará constituida por un sólo edificio (A1) de 9 niveles tipo y un sótano.

De acuerdo con la topografía del terreno y la zona donde se encuentra localizado el predio se realizaron sondeos exploratorios para asegurarse que no pudiesen existir minas de tepetate comunes en ese tipo de terrenos.

Se practicaron sondeos, los cuales se llevaron a cabo a una profundidad mínima de 15.00 metros, y en todos ellos se obtuvieron muestras alteradas para poder hacer la clasificación del material del subsuelo, los sondeos se efectuaron por medio de la prueba de "penetración standard".

Los datos obtenidos de los sondeos de exploración arrojaron los siguientes resultados:

El subsuelo se encuentra formado por capas de arcilla con un alto contenido de humedad. No se encontró indicio alguno de la existencia de minas de tepetate como se pensaba, pero se encontró una zona de relleno de muy poca profundidad y unos lentes de limo a diferentes profundidades.

Los datos útiles para el constructor son los siguientes:

Profundidad mínima de desplante : 2.50 m

Nivel de Aguas Freáticas : 1.00 m

Peso específico del material : $\gamma = 1.4$ ton/m³

Se pide calcular la capacidad de carga admisible del terreno de tal manera que las cargas actuantes de la estructura sobre el terreno, no sobrepasen la capacidad del mismo.

Nota.- Se aclara que faltaría calcular los asentamientos que pudiera sufrir la estructura. El cálculo de dichos asentamientos no se incluye, ya que no forma parte de los propósitos de este trabajo.

20 m.

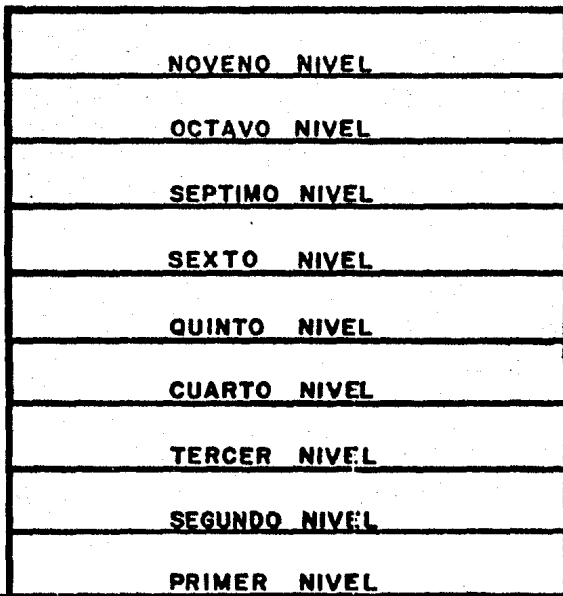
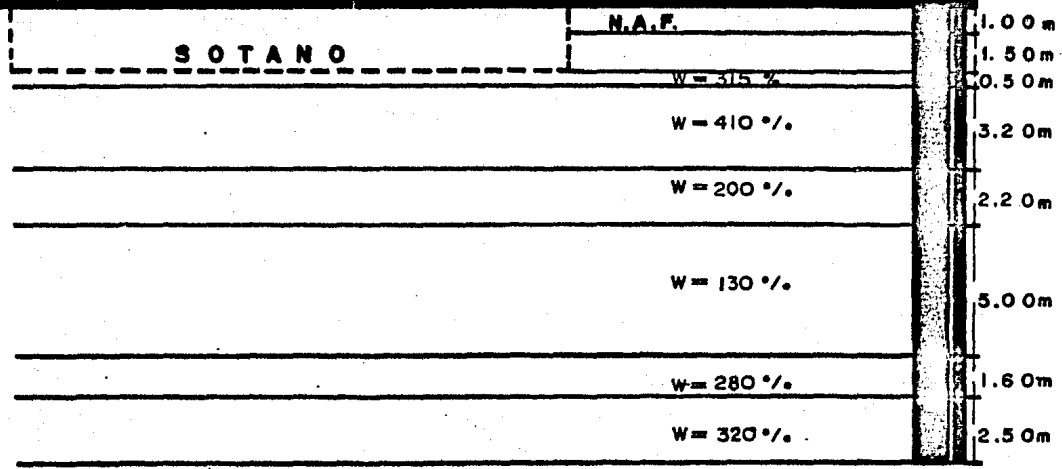
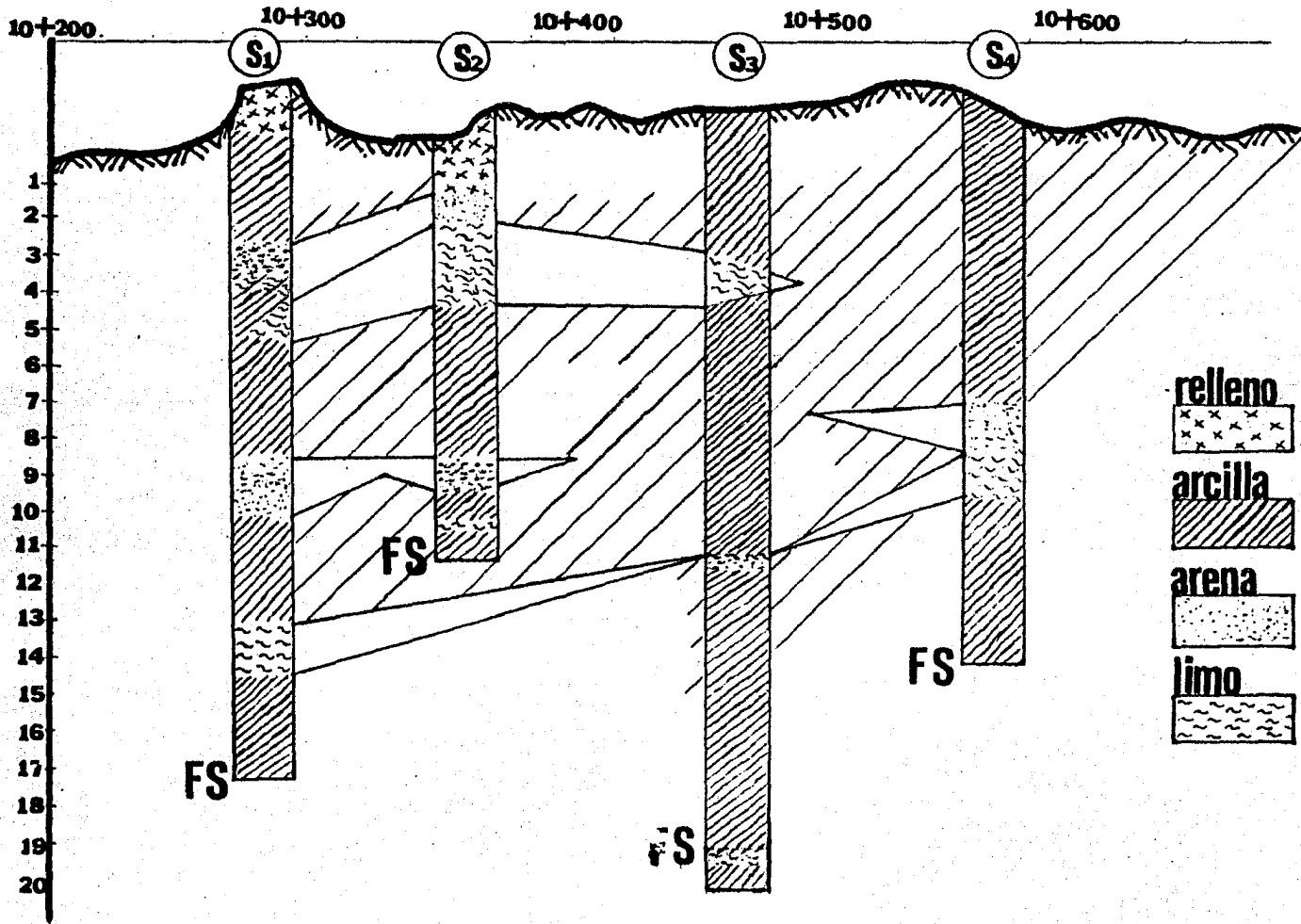


FIGURA 18



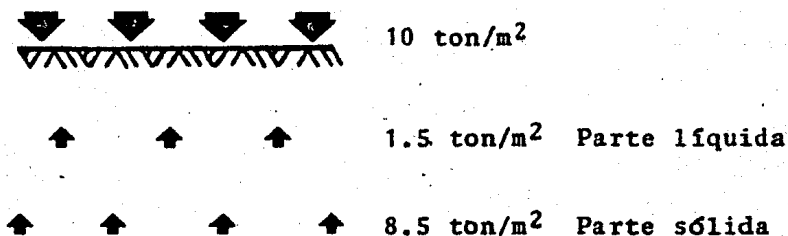


FIGURA

S O L U C I O N

Considerando 1 ton/m²/ piso del edificio y siendo 10 niveles, el peso total que se enviará al terreno será de 10 ton/m².

Como el NAF se encuentra a 1 m del nivel de terreno natural, el agua tomará 1.5 ton/m², quedando 8.5 ton/m² como peso neto que deberá ser capaz de soportar el terreno.



Utilizando la teoría de SKEMPTON

$$q_{adm.} = \frac{cNc}{FS} + \gamma Df$$

De la expresión anterior tenemos:

C.- Cohesión (ton/m²). Dato que normalmente se obtiene de dos maneras: en laboratorio (lo más común) y en campo.

En ensayos de laboratorio existen los siguientes métodos:- Aparato de Corte Directo, Pruebas Triaxiales, Torcómetro, etc.- Para su obtención en campo tenemos la prueba de la Veleta, que se utiliza cuando la trascendencia y la importancia del problema lo requieran. La selección de cualesquiera de estos métodos-

de ensayo estará sujeta a la preferencia del consultor, del equipo disponible y de la naturaleza del problema constructivo por analizar.

Para el presente ejemplo los valores de la cohesión se obtienen de la gráfica C-W que se incluye en el trabajo.

Nc.- Factor de capacidad de carga del suelo debido a la cohesión. Adimensional. Este valor se encuentra debidamente graficado (Ver gráfica recopilada en el libro de Mecánica de Suelos Juárez Badillo-Rico Rodríguez, Tomo II. Se incluye la gráfica en el trabajo.

γ .- Peso volumétrico del material (ton/m^3). Se obtiene en laboratorio. Su valor ya se encuentra tabulado.

Df.- Profundidad de desplante del cimiento (m)

FS.- Factor de Seguridad. Valor registrado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

De los sondeos realizados se obtuvieron los siguientes valores del contenido de humedad:

$$W_1 = 315 \%$$

$$W_2 = 410 \%$$

$$W_3 = 200 \%$$

$$W_4 = 130 \text{ t}$$

$$W_5 = 280 \text{ t}$$

$$W_6 = 320 \text{ t}$$

Entrando a la gráfica C-W tendremos por cada W su respectiva C:

$$W_1 = 315 \text{ t}$$

$$C_1 = 1.40 \text{ ton/m}^2$$

$$W_2 = 410 \text{ t}$$

$$C_2 = 0.85 \text{ ton/m}^2$$

$$W_3 = 200 \text{ t}$$

$$C_3 = 2.10 \text{ ton/m}^2$$

$$W_4 = 130 \text{ t}$$

$$C_4 = 2.50 \text{ ton/m}^2$$

$$W_5 = 280 \text{ t}$$

$$C_5 = 1.62 \text{ ton/m}^2$$

$$W_6 = 320 \text{ t}$$

$$C_6 = 1.38 \text{ ton/m}^2$$

De los valores anteriores de la cohesión se obtiene una cohesión promedio:

$$\bar{C} = \frac{(C_1 x h_1) + (C_2 x h_2) + (C_3 x h_3) + \dots + (C_n x h_n)}{(h_1 + h_2 + \dots + h_n)}$$

$$\bar{C}_{\text{prom}} = \frac{(1.40 \times 0.50) + (0.85 \times 3.20) + (2.10 \times 2.20) + (1.50 \times 5.00) + (1.62 \times 1.60) + (1.38 \times 2.50)}{15}$$

15

$$\bar{C}_{\text{prom}} = 1.77 \text{ ton/m}^2$$

Para obtener el valor de N_c consultamos la relación $N_c - D/B$:

$$\frac{D}{B} = \frac{2.5}{20} = 0.125$$

$$N_c = 6.1$$

Si :

$$FS = 1.4$$

γ

$$\gamma = 1.4 \text{ ton/m}^2$$

entonces:

$$h = \gamma p d = 1.4 \times 1 + 0.4 \times 1.50$$

$$h = 2 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{admissible}} = \frac{1.77 \times 6.1}{1.4} + 2$$

$$q_{\text{adm.}} = 7.7 + 2 = 9.7 \text{ ton/m}^2$$

$$9.7 \text{ ton/m}^2 > 8.5 \text{ ton/m}^2$$

FIGURA 20

RELACION C-W

$\alpha = 20\%$

$C \cdot \frac{W}{2}$ (kg/cm²)

1.40
1.35
1.30
1.25
1.20
1.15
1.10
1.05
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
0.40
0.35
0.30
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
0.00
-0.05
-0.10
-0.15

10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180 190 200 210 220 230 240 250 260 270 280 290 300 310 320 330 340 350 360 370 380 390 400 410 420 430 440 450 460 W (PA)

~~banda de predicción estadística~~

VI.-

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

En el subsuelo de la Ciudad de México, la experiencia nos ha demostrado que el principal problema que se presenta en las cimentaciones de las estructuras son los asentamientos que pudieran sufrir éstas, por lo que convendría enfocar la atención hacia estos asentamientos; sin embargo se deberá revisar la falla por resistencia al corte para prever una desagradable sorpresa.

La herramienta principal a usar para prevenir este tipo de situaciones es la estadística, la cual tiene una gran ventaja, ya que nos dá un intervalo de confianza (para el presente trabajo es la banda de predicción estadística.)

Para la elaboración de la gráfica contenido de humedad-cohesión (C-W) se utilizó el método de los mínimos cuadrados y el concepto de predicción estadística. Con la obtención de dicha gráfica se puede tener una idea general para trabajos preliminares y estructuras muy económicas; sin embargo con esto no se pretende afirmar que ya no es necesario obtener más datos por medio de otras pruebas, sino por el contrario se deberán practicar los estudios pertinentes y necesarios que el caso amerite.

La consecución de la gráfica ha demostrado que sí se puede hacer una correlación entre la cohesión y el contenido de humedad.

Observando la gráfica notamos que la cohesión disminuye - ligeramente cuando aumenta el contenido de humedad, es decir que la cohesión es poco sensible a la variación del contenido de humedad.

Esto parece que es debido a que una parte de la cohesión de la arcilla de la Ciudad de México se manifiesta por las fuerzas electromagnéticas, provocando que la influencia del contenido de - humedad en una muestra de suelo sea pequeña.

Por lo anterior, basta conocer el contenido de humedad para obtener la cohesión. La gráfica C-W para un nivel de significancia del 20% se presenta en la figura 20.

La utilización de la misma es como sigue:

Consideremos por ejemplo que tenemos un contenido de humedad $W=300\%$. El valor medio de la cohesión es $C=4.6 \text{ ton/m}^3$ y el valor inferior es de $C=1.50 \text{ ton/m}^3$. Este valor inferior indica que hay -- una probabilidad del 10% ($20 + 2$) de que la cohesión sea inferior al valor de 1.5 ton/m^3 .

Con lo anterior se puede estimar la capacidad de carga admisible de la arcilla, utilizando adicionalmente un factor de seguridad. En este trabajo se propone tentativamente un valor del factor de seguridad de 1.4.

De esta manera combinando la probabilidad y estadística con el factor de seguridad se puede alcanzar una capacidad de carga por

resistencia al corte razonable para el diseño de una cimentación.

Dado que, como ya se había mencionado, el principal problema de una cimentación en la Ciudad de México son los asentamientos, - es posible que en ciertos casos se pueda revisar la estabilidad del suelo por resistencia al corte utilizando los resultados estadísticos de este trabajo.

No obstante todas las ventajas que pudiera representar la -- utilización de la gráfica (Figura 20) el uso de la misma deberá quedar a juicio individual del constructor.

Aunque en el presente trabajo no se incluyen cálculos de asentamientos, considero que se podría dar un tratamiento estadístico similar al ya descrito.

En los ejemplos que se hicieron para demostrar la efectividad de la gráfica C-W, los resultados mostraron que la capacidad de carga admisible del terreno se encuentra dentro de un rango de seguridad bastante aceptable.

La gráfica (Figura 20) sin embargo presenta dos limitantes que considero pertinente mencionar:

- 1.- Los valores en que se basa esta relación pertenecen a -- sondeos realizados en distintas zonas, procurando que en la estratigrafía resultante la arcilla fuera el tipo de suelo predominante.

2.- Estos valores pertenecen a arcillas de tres diferentes tipos : altamente compresibles , normalmente consolidadas y preconsolidadas, lo cual de algún modo afectará los resultados.

Esa variación que pudiera existir por esas causas se absorbe en el " colchón " que dá la banda de predicción estadística.

Como complemento a este trabajo se incluye un listado de -- Precios Unitarios de algunas pruebas exploratorias del subsuelo.

LISTADO DE PRECIOS UNITARIOS

<u>C O N C E P T O</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>
Penetración Estándar recuperando muestras alteradas	metro	\$ 1,908.00
Determinación del contenido de Humedad	prueba	70.23
Determinación de Resistencia del suelo con Torcómetro	prueba	43.40
Prueba de compresión simple	prueba	390.30
Prueba de compresión Triaxial Rápida	prueba	3,902.70
Prueba de Compresión Triaxial Consolidada Rápida	prueba	7,805.45
Prueba de Corte Directo -- Drenado	serie	7,805.45
Perforación hasta 6" Ø y - 50 metros de profundidad - sin recuperar muestras	metro	1,127.50
Perforación hasta 4" Ø y - 50 metros de profundidad - recuperando muestras inalteradas	metro	3,642.50

<u>C O N C E P T O</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>
Compresión Triaxial drenada no consolidada (serie de 3 probetas)		
a) ensaye normal	serie	\$ 4,632.00
b) ensaye cíclico	serie	5,587.00
c) ensaye normal con medición de presión de poro	serie	5,205.00
d) ensaye cíclico con medición de presión de poro	serie	6,097.00
Corte directo no consolidado no drenado (serie de 3 probetas)		
a) ensaye normal	serie	3,504.00
b) ensaye con medición de presión de poro	serie	4,095.00
Permeabilidad		
a) Con permeámetro de carga constante	prueba	1,310.00
b) Con permeámetro de carga variable		1,502.00
Prueba de resistencia al corte " in situ " en suelos blandos con veleta		

<u>C O N C E P T O</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>
a) Prueba con determinación de la curva esfuerzo-deformación	prueba	\$ 2,140.00
Ensayes de permeabilidad-lefranc		
a) Instalación de dispositivos para suministro de agua y para medición de gasto y nivel de agua	prueba	2,686.00
b) Ejecución del ensaye bajo tres gastos diferentes	prueba	6,224.00
Compresión Triaxial no consolidada no drenada (serie de 3 probetas)		
a) ensaye normal	serie	2,421.00
b) ensaye cíclico	serie	3,403.00
c) ensaye normal con medición de presión de poro	serie	2,967.00
d) Ensaye cíclico con medición de presión de poro	serie	3,786.00
Muestreo alterado bajo el método de penetración es-		

<u>C O N C E P T O</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>
tandar, hasta 30.0 m de - profundidad, incluyendo - las pruebas índice de la boratorio inherentes al tipo de suelo	m.l.	\$ 2,600.00
Muestreo inalterado utili- zando muestreador Shelby- de 10 cm de diámetro, has- ta 30.0 m de profundidad- incluyendo las pruebas ín- dice inherentes al tipo - de Suelo	m.l.	3,679.00
Suministro e Instalación- de piezómetros incluyendo la medición durante los trabajos de campo		
a) Suministro e Instala- ción	m.l.	611.00
b) Registro de protección	pieza	1,300.00

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

Capítulo I

- 1.- "El subsuelo de la Ciudad de México" Marsal y Mazari U.N.A.M. Facultad de Ingeniería. Contribución del Instituto de Ingeniería al primer congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.
- 2.- "Folleto descriptivo del Subsuelo de la Ciudad de México" COVITUR-1980 Comisión de Vialidad y Transporte Urbano-ISTME

Capítulo II

- 1.- "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones" George B. Sowers-George F. Sowers. Edit. Limusa.
- 2.- "Fundamentos de la Mecánica de Suelos " Tomo I, Juárez Badillo-Rico Rodríguez.
- 3.- "Resistencia al esfuerzo cortante de los Suelos" Ventura Escario, Editorial DOSSAT, S. A.

Capítulo III

- 1.- "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones" George B. Sower - George F. Sowers, Editorial LIMUSA.

- 2.- "Mecánica de Suelos" T.W. Lambe - R. V. Whitman.
John Wiley & Sons. Inc. New York 1969

Capítulo IV

- 1.- "El subsuelo de la Ciudad de México" Marsal y Mazari U.N.A.M.
- 2.- "Especificaciones para la medición de la resistencia a la com
presión simple" ISTME - COVITUR - D.D.F.
- 3.- "Análisis y alcances de Precios Unitarios" LYAC, S. A.
- 4.- "Descripción de la resistencia al corte por medios mecánicos
folleto editado por COVITUR. COVITUR-D.D.F. 1978.

Capítulo V

- 1.- "Probability and Statistics for Engineers"
Miller and Freud. Prentice-Hall.
- 2.- "Estadística: Problemas y Teoría" McGraw-Hill
Murray R. Spiegel, Ph. D.
Profesor de Matemáticas, Rensselaer Polytech Inst,