

T-U.E.S
1501
C355u
1996
Ej. 2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA CIVIL



USO DEL CONO DINAMICO PARA LA
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA
DE LOS SUELOS.

PRESENTADO POR

GILBERTO ALFREDO CASTRO JIMENEZ
JOSE ARNULFO QUINTANILLA DERAS



15101811
15101811

PARA OPTAR AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO 1996.-

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

DR. BENJAMIN LOPEZ GUILLEN

SECRETARIO GENERAL :

LIC. ENNIO ARTURO LUNA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

SECRETARIO :

ING. JOSE RIGOBERTO MURILLO CAMPOS



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



DIRECTOR :

ING. JULIO EDGARDO BONILLA ALVAREZ

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO CIVIL

Título:

USO DEL CONO DINAMICO PARA LA
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA
DE LOS SUELOS.

Presentado por:

GILBERTO ALFREDO CASTRO JIMENEZ
JOSE ARNULFO QUINTANILLA DERAS

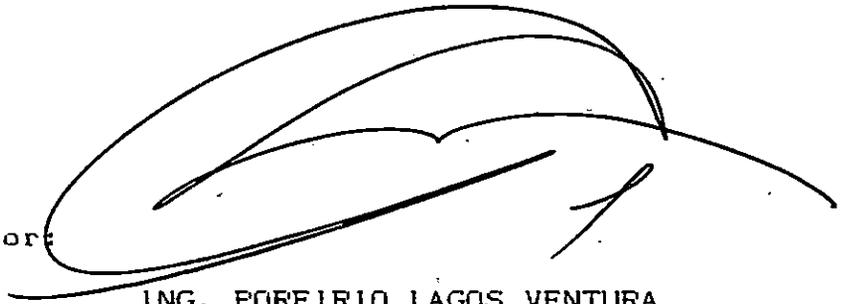
Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador: ING. PORFIRIO LAGOS VENTURA
Asesor: ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA

San Salvador, Febrero de 1996

Trabajo de Graduación aprobado por:

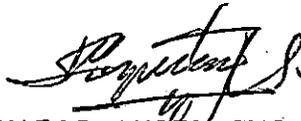
Coordinador y Asesor:



ING. PORFIRIO LAGOS VENTURA



Asesor :



ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA

AGRADECIMIENTOS

"Los grandes ríos no son más que la suma de un gran número de pequeños ríos que se unen a uno, muchas veces una delgada y tímida corriente de agua, que nace una lejana montaña, que en su camino inexorable al mar va recibiendo el caudal de todos los riachuelos y ríos que hacen de él una gigantesca y poderosa corriente de agua. Al igual como sucede con los ríos, ocurre con los hombres, cada uno no es más que el resultado de todas las influencias que recibe de los hombres y mujeres que el transcurso de su vida conoce".

Damos las gracias a: Universidad de El Salvador, especialmente al personal de las Escuelas de Ingeniería Civil e Ingeniería Mecánica; y Administración Académica de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura. Al personal de las Empresas Ingenieros Urbanistas, Desarrolladora MadreSelva y Suelos y Materiales.

Al Señor Coordinador, Ing. Porfirio Lagos Ventura, por su desinteresada y valiosa colaboración en la ejecución de nuestro Trabajo de Graduación.

Al Señor Asesor, Ing. Mario Angel Guzmán Urbina, por sus sabios consejos y atinada conducción de nuestro Trabajo de Graduación.

Febrero 27, 1996.

DEDICATORIA

- GRACIAS al "CREADOR" que hizo el ciela y la tierra, el mar y las fuentes de las aguas. Por su misericordia y bendiciones constantes sobre mi.

- Gracias y bendiciones para mi madre GLADYS NOEMI JIMENEZ DE CASTRO; que siempre me ha apoyado y estimulado para lograr mis metas, con ella muy merecidamente comparto ésta.

- Gracias a mi padre TOMAS CASTRO MARTINEZ.

- Gracias a toda mi familia, especialmente a mis hermanos.

- Gracias a mis compañeros y amigos; a JOSE ARNULFO.

- Y gracias por darle el ojetivo a éste volumen, de servirte a ti amigo lector.

GILBERTO A. CASTRO JIMENEZ

DEDICATORIA

Cuanto más Negra sea la noche, más pronto vendrá el Amanecer. Y nada ni nadie puede vencer la voluntad de Triunfar; ni mucho menos la voluntad de Vivir. Cuando la Responsabilidad de unos combinada con la Irresponsabilidad de otros quiebra hasta la huesos... No hay palabras que puedan expresar todo el agradecimiento que se siente en el Alma... El Mañana pronto llegará con un Sol más Radiante y lleno de Esperanzas. ¡EL FUTURO SIEMPRE SERA MEJOR!

DEDICADO A:

Mis padres: JOSE ARNULFO QUINTANILLA ALVARADO y MARIA FRANCISCA
DERAS DE QUINTANILLA;

Mis hermanos: Luis Alfonso y Damari Yaneth; Maria Guadalupe
Umaña y José Alfredo Rodríguez;

Mis sobrinos: José Alfredo, Carlos Alfonso, Luis Alonso y René
Alejandro.

Y RECUERDEN: NO ES SOLO MI TRIUNFO, ¡ES NUESTRO TRIUNFO!

AGRADECIMIENTOS ESPECIALES

A ARTURO SALINAS RAMIREZ y al personal de la Secretaria de
Bienestar Universitario, Universidad de El Salvador;

A Lucia, Patricia y Karen por darme mucho amor y comprensión;

A todos mis compañeros que fueron verdaderos amigos.

J. A. QUINTANILLA D.

INDICE

<u>contenido</u>	<u>página</u>
RESUMEN.....	vii
INTRODUCCION GENERAL.....	ix

CAPITULO 0: PERFIL DEL METODO DEL CONO DINAMICO

0.1 Introducción.....	0.1
0.2 Antecedentes y Planteamiento del Problema.....	0.2
0.2.1 Antecedentes.....	0.2
0.2.2 Planteamiento del Problema.....	0.3
0.2.3 Justificaciones.....	0.3
0.3 Objetivos, Alcances y Limitaciones.....	0.4
0.3.1 Objetivos.....	0.4
0.3.2 Alcances.....	0.5
0.3.3 Limitaciones.....	0.5

CAPITULO 1: PROPIEDADES DE LOS SUELOS

1.0 Introducción.....	1.1
1.1 Origen Geológico de los Suelos.....	1.4
1.1.1 Proceso de Formación de los Suelos.....	1.6
1.1.2 Formación del Suelo del Area de Santa Elena.....	1.10

1.1.3 Formación del Suelo del Area Norte de Apopa.....	1.11
1.1.4 Formación del Suelo del Area Norte de San Salvador.....	1.11
1.2 Propiedades de las Partículas del suelo.....	1.12
1.2.1 Tamaño de las Partículas del Suelo.....	1.13
1.2.2 Forma de las Partículas del Suelo.....	1.17
1.2.3 Mineralogía de las Partículas de suelo.....	1.23
1.2.3.1 Propiedades Eléctroquímicas de los Minerales Arcillosos.....	1.27
1.2.3.2 Consistencia de las Arcillas y Límites de Atterberg.....	1.31
1.2.3.3 Cohesión.....	1.33
1.2.4 Compacidad Relativa.....	1.35
1.3 Presión Efectiva.....	1.44
1.4 Esfuerzos en la Masa de Suelo Debidos a Cargas Aplicadas.....	1.52
1.5 Circunferencia de Mohr.....	1.55
1.6 Capacidad de Carga.....	1.66
1.6.1 Angulo de Fricción Interna.....	1.75
1.6.2 Ancho del Cimiento.....	1.76
1.6.3 Sobrecarga.....	1.78
1.6.4 Cargas Inclinadas.....	1.79
1.6.5 Suelos No Homogéneos.....	1.79
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	1.81
ANEXO 1.1.....	1.82

CAPITULO 2: METODOS ACTUALES PARA LA EXPLORACION Y DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS

2.0 Introducción.....	2.1
2.1 Propósito y Alcance de la Exploración y/o Investigación del Suelo.....	2.3
2.2 Métodos de Exploración del Subsuelo.....	2.12
2.2.1 Pozos a Cielo Abierto.....	2.13
2.2.2 Perforaciones con Barrera.....	2.15
2.3.3 Muestras en Tubos de Pared Delgada (Tubo Shelby).....	2.18
2.3.4 Sacatestigos a Pistón.....	2.21
2.3.5 Sacamuestras de Lámina Enrollada.....	2.24
2.3.6 Muestreo Combinado con Perforación.....	2.25
2.3.7 Ensayo de Fenetración Estándar (S.P.T.).....	2.31
2.3 Métodos de Investigación Utilizando Penetrómetros Sólidos.....	2.36
2.3.1 Penetrómetros Estáticos.....	2.39
2.3.2 Penetrómetros Dinámicos.....	2.41
2.3.3 Prueba del Cono Eléctrico.....	2.43
2.4 Perforación Rotativa.....	2.43
2.5 Métodos Geofísicos.....	2.47
2.5.1 Método Sísmico.....	2.48
2.5.2 Método de Resistividad Eléctrica.....	2.49
2.5.3 Métodos Magnéticos y Gravimétricos.....	2.50
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	2.51

CAPITULO 3: DESCRIPCION Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYO DEL METODO DEL CONO DINAMICO

3.0 Introducción.....	3.1
3.1 Descripción del Método del Cono Dinámico.....	3.2
3.2 Procedimiento de Ensayo del Método del Cono Dinámico...	3.4
3.2.1 Equipo.....	3.4
3.2.2 Montaje.....	3.5
3.2.3 Procedimiento de Ejecución.....	3.6
3.3 Modelo de Cálculo para la Determinación de la Resistencia del Suelo, $R_d=f(N_c)$	3.8
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	3.10

CAPITULO 4: REPORTES DE ENSAYOS DE CONO DINAMICO, PENETRACION ESTANDAR Y COMPRESION TRIAXIAL

4.0 Introducción.....	4.1
4.1 Sitio de Perforación # 1.....	4.3
4.1.1 Ensayos con Cono Dinámico.....	4.5
4.1.2 Ensayos de Penetración Estándar.....	4.7
4.2.3 Ensayos de Compresión Triaxial.....	4.11
4.2 Sitio de Perforación # 2.....	4.27
4.2.1 Ensayos con Cono Dinámico.....	4.28
4.2.2 Ensayos de Penetración Estándar.....	4.30

4.2.3 Ensayos de Compresión Triaxial.....	4.34
4.3 Sitio de Perforación # 3.....	4.50
4.3.1 Ensayos con Cono Dinámico.....	4.51
4.3.2 Ensayos de Penetración Estándar.....	4.53
4.3.3 Ensayos de Compresión Triaxial.....	4.56
4.4 Sitio de Perforación # 4.....	4.72
4.4.1 Ensayos con Cono Dinámico.....	4.73
4.4.2 Ensayos de Penetración Estándar.....	4.75
4.4.3 Ensayos de Compresión Triaxial.....	4.78
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	4.84

CAPITULO 5: INTERPRETACION DE RESULTADOS: RELACIONES ENTRE R_d , N_c ,

N Y ϕ

5.0 Introducción.....	5.1
5.1 Sitio de Perforación # 1.....	5.3
5.1.1 Relación R_d/N	5.3
5.1.2 Relación N/N_c	5.6
5.1.3 Relación N y ϕ	5.7
5.2 Sitio de Perforación # 2.....	5.9
5.2.1 Relación R_d/N	5.12
5.2.2 Relación N/N_c	5.12
5.2.3 Relación N y ϕ	5.13
5.3 Sitio de Perforación # 3.....	5.14
5.3.1 Relación R_d/N	5.16

5.3.2 Relación N/Nc..... 5.17

5.3.3 Relación N y ϕ 5.17

5.4 Sitio de Perforación # 4..... 5.16

5.4.1 Relación Rd/N..... 5.21

5.4.2 Relación N/Nc..... 5.21

5.4.3 Relación N y ϕ 5.22

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS..... 5.23

CAPITULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones..... 6.1

6.2 Recomendaciones..... 6.6

BIBLIOGRAFIA

RESUMEN

El Trabajo de Graduación "Uso del Cono Dinámico para la Determinación de la Capacidad de Carga de los Suelos", en resumen es:

El método del Cono Dinámico consiste, básicamente, en sustituir la cuchara partida del ensayo de Penetración Estándar, por un penetrómetro sólido y de forma cónica, figura 3.1, pp. 3.2. El equipo y procedimiento de ejecución utilizado para hincar el cono es el mismo que el usado en la Penetración Estándar. Entonces, la capacidad de carga se determina contando el número de golpes (N_c) que el cono debe recibir, por medio de una masa de 63.5 kg, que cae, en condiciones próximas a caída libre, desde una altura de 75 cm, para penetrar una profundidad de 30 cm. Ver Capítulo 3, para mayores detalles del Método del Cono Dinámico.

Los Capítulos 0, 1, 2 y 3 constituyen el marco teórico de la Investigación; el Capítulo 4 presenta los reportes de los ensayos con Cono Dinámico, Penetración Estándar y Compresión Triaxial; en el Capítulo 5 se establecen las relaciones entre el Cono Dinámico y la Penetración Estándar (R_d/N y N/N_c , ver Tablas 6.1, pp. 6.1; y 6.2, pp. 6.2) y la relación entre Penetración Estándar y Compresión Triaxial (N y ϕ , ángulo de fricción interna); siendo el Capítulo 6 las Conclusiones y Recomendaciones.

En conclusión, el método del Cono Dinámico puede ser utilizado en combinación con el ensayo de Penetración Estándar en la forma como se explica en la Conclusión 6.1.0, pp. 6.3; ya que el método del Cono

Dinámico es mucho más rápido que el ensayo de Penetración Estándar; por lo tanto más rentable.

Se recomienda continuar el estudio del Método del Cono Dinámico para otros sitios de El Salvador, ya que solamente se han estudiado cuatro, que están localizados en: San Salvador, Apopa y Antiguo Cuscatlán, para aumentar la cantidad de las relaciones R_d/N y N/N_c ; y para establecer una relación entre N_c y ϕ , por medio de una gráfica.

INTRODUCCION GENERAL

La investigación y desarrollo de nuevas tecnologías aplicables a la realidad de El Salvador debe ser el principal objetivo de la Universidad de El Salvador, en particular; y en general, de todas las instituciones de educación superior del país.

Es así como en la Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de El Salvador, se ha realizado un estudio orientado a la adaptación del Método del Cono Holandés a una versión dinámica, es decir hincar un penetrómetro, ver sus dimensiones en la figura 3.1, pp. 3.2, a base de golpes que una masa de 63.5 kg le proporciona al caer desde una altura de 75 cm; el equipo para hincar el penetrómetro es el utilizado en el ensayo de penetración estándar. El objetivo del método es determinar el valor del ángulo de fricción interna del suelo, ϕ , para determinar la capacidad de carga que un suelo posee al ser sometido a esfuerzos producidos por cualquier estructura, producto de la Ingeniería Civil y/o Militar.

El universo de estudio fue limitado a investigar cuatro sitios que poseen suelos representativos del Área Metropolitana de San Salvador, tales como: Antiguo Cuscatlán, Apopa y San Salvador.

Se presenta, como una introducción, el Capítulo 0 que contiene los antecedentes y el planteamiento del problema; en el Capítulo 1, se desarrolla el marco teórico referente al origen de los suelos y sus propiedades que determinan la capacidad de carga; en el Capítulo

2, se estudian los métodos que actualmente se utilizan para determinar la capacidad de carga del suelo; en cambio, el Capítulo 3 desarrolla el Método del Cono Dinámico; en el Capítulo 4 se presentan los resultados de los ensayos realizados sobre los suelos de los cuatro sitios de perforación; en el Capítulo 5 se establecen las relaciones R_d/N , N/N_c y N y ϕ ; y en el Capítulo 6 se encuentran las conclusiones y recomendaciones, como producto final del Trabajo de Graduación "Uso del Cono Dinámico para la Determinación de la Capacidad de Carga de los Suelos".

CAPITULO 0

"PERFIL DEL METODO DEL CONO
DINAMICO"

"USO DEL CONO DINAMICO PARA LA
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA
DE LOS SUELOS"

0.1 INTRODUCCION

Toda obra producto de la Ingeniería Civil esta apoyada sobre el suelo. El suelo es el resultado de la fragmentación de las rocas de la Corteza Terrestre, por medio de procesos físicos, químicos o biológicos; los fragmentos pueden permanecer junto a la roca madre (suelo residual) o ser transportados hacia otros sitios, por el agua y/o el viento (suelo transportado). Y es este proceso dinámico (pero lento) de la formación de los suelos, que hace sus propiedades mecánicas diferentes y varían de un sitio a otro.

La incertidumbre en el conocimiento de las propiedades mecánicas de los suelos o el total desconocimiento de ellas puede provocar una pérdidas de recursos económicos debida a una construcción mal lograda (colapsada o con fallas tales que la tornen inhabitable). Para paliar este tipo de gastos, la Mecánica de Suelos ha desarrollado teorías y procedimientos para calcular las propiedades mecánicas de los suelos, las cuales se obtienen con cierto grado de confiabilidad, dependiendo del método utilizado para su determinación.

Actualmente, se han desarrollado una diversidad de teorías y procedimientos para cuantificar cada una de las propiedades mecánicas de los suelos. Para establecer la Resistencia Mecánica del Suelo, propiedad en estudio, existen varios métodos para conocerla, tales como: Prueba de Penetración Estándar, Método del Cono Holandés, Ensayo de Compresión Triaxial, Prueba de la Veleta, entre otros, muchos de ellos sólo son aplicables para un determinado tipo de suelo; siendo unos métodos más rápidos que otros.

Muchas de las teorías que describen el comportamiento mecánico del suelo se basan en modelos de análisis simplificados del mismo. Lo cual hace que las técnicas empleadas para la determinación de las Propiedades Mecánicas de los Suelos no sean tan precisas, pero si deben de ser confiables. Es así que los procedimientos actuales y futuros deben de proporcionar resultados en el menor tiempo posible y que a la vez sean económicos y de fácil realización. Dentro de este contexto, se presenta el Proyecto de Estudiar el Cono Dinámico como método para Determinar la Capacidad de Carga de los Suelos. El cual consiste en una variante Dinámica del Método del Cono Holandés.

0.2 ANTECEDENTES Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

0.2.1 Antecedentes

En El Salvador el método más utilizado para la determinación de la Capacidad de Carga de los Suelos es: la Prueba de Penetración Estándar (SPT), según las indicaciones de la Norma ASTM D-1586; y en menor grado, los Ensayos de Compresión Triaxial, siguiendo las prescripciones de la Norma ASTM D-2850.

La Prueba de Penetración Estándar es rápida y relativamente económica, pero sus resultados no son del todo confiables. En cambio, los Ensayos de Compresión Triaxial proporcionan resultados confiables pero son lentos, lo cual los hace tener un costo económico mayor. Es por esto que una prueba preliminar como la SPT se utiliza como prueba definitiva.

0.2.2 Planteamiento del Problema

El Problema consistirá, básicamente, en establecer una relación cuantitativa entre la Capacidad de Carga y el Número de Golpes que un penetrómetro (cono) debe recibir para penetrar una profundidad h , dentro de un estrato de suelo.

El procedimiento y equipo para hincar el penetrómetro (cono) será semejante al empleado en la Prueba de Penetración Estándar, con la diferencia que el penetrómetro y la profundidad de hincamiento serán determinadas dentro del proceso de la Investigación.

Para realizar la Investigación se proponen los siguientes sitios del Area Metropolitana de San Salvador:

0.2.2.1 Ciudad Universitaria:

0.2.2.1.1 Sector Parqueo Poniente, Facultad de Ingeniería y Arquitectura;

0.2.2.1.2 Sector Edificio Unidad de Ciencias Básicas, Facultad de Ingeniería y Arquitectura;

0.2.2.2 Apopa: Sector Urbanización Valle Verde; y

0.2.2.3 Antiguo Cuscatlán: Sector Urbanización Madreselva.

0.2.3 JUSTIFICACIONES

0.2.3.1 El desarrollo de la Ciencia y la Tecnología es un proceso dinámico; lo cual indica que los procedimientos empleados para conocer las propiedades mecánicas de los suelos, Area de interés, deben ser rápidos y eficientes; por lo que es necesario desarrollar y/o estudiar nuevos métodos de investigación que

proporcionen resultados confiables, económicos y rápidos. Y el Cono Dinámico puede ser una de esas metodologías buscadas.

0.2.3.2 Dentro del proceso de inserción de la Economía de El Salvador a la Economía Mundial, la Industria de la Construcción Salvadoreña será sometida a fuertes presiones para que los proyectos de Infraestructura Económica, tanto en el diseño como en la construcción, sean realizados en tiempos mínimos. Esta exigencia de rapidez en el diseño y/o construcción, hará del Cono Dinámico un método de gran aplicación.

0.2.3.3 En otros países usan el Cono Dinámico como medida de la Resistencia del suelo.

0.3 OBJETIVOS, ALCANCES Y LIMITACIONES

0.3.1 Objetivos

0.3.1.1 Desarrollar técnicas alternas para el estudio de los suelos en El Salvador.

0.3.1.2 Determinar la Capacidad de Carga de los Suelos usando el Cono Dinámico.

0.3.1.3 Comparar las ventajas y desventajas del Cono Dinámico con las virtudes y defectos de la Prueba de Penetración Estándar, en la determinación de la Capacidad de Carga de los Suelos.

0.3.2 Alcances

0.3.2.1 Establecer una relación cuantitativa entre el Número de Golpes y la Capacidad de Carga de los Suelos, usando un penetrómetro sólido y de forma cónica adaptados al equipo y procedimiento de la Prueba de Penetración Estándar.

0.3.2.2 Establecer una Relación entre el Cono Dinámico y la Penetración Estándar, N/N_c , para los tipos de suelos estudiados.

0.3.2.3 Verificar o denegar la Hipótesis: "El Método del Cono Dinámico proporciona resultados tanto o más confiables que los obtenidos con la Prueba de Penetración Estándar, en la determinación de la Capacidad de Carga de los Suelos".

0.3.2.4 Tener en el Cono Dinámico un método alternativo en la determinación de la Capacidad de Carga de los Suelos, en investigación, corroborando o negando el supuesto que el método es de más fácil aplicación y de bajo costo.

0.3.3 Limitaciones

0.3.3.1 Disponibilidad de Equipo y/o Recurso Humano que posea la Escuela de Ingeniería Civil.

0.3.3.2 Posibles fallas en uno de los componentes del equipo utilizado en el hincamiento del penetrómetro en el suelo y que ellos sean de difícil reparación y/o sustitución, de tal forma que puedan entorpecer el desarrollo normal de la Investigación.

CAPITULO 1

"PROPIEDADES DE LOS SUELOS"

"USO DEL CONO DINAMICO PARA LA
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA
DE LOS SUELOS"

1.0 INTRODUCCION

«En una ladera de suave pendiente se iba a construir una nueva planta para el tratamiento del agua de una pequeña ciudad. El proyectista pidió a la ciudad que hiciera sondeos para conocer las condiciones del subsuelo. Después de obtener proposiciones para el trabajo, de firmas respetables, la ciudad contrató a un hombre de la localidad de dudosa competencia, pero con buenas conexiones políticas, quién pidió prestado un equipo de sondeo al Departamento de Carreteras del Estado por un fin de semana e hizo unos cuantos sondeos con barrena. Estos sondeos se detuvieron al encontrarse roca al nivel más bajo del fondo del edificio para los filtros y de los tanques de sedimentación. Basado en esto el proyectista consideró que todas las cimentaciones se apoyarían en roca.

Al hacerse las excavaciones para las cimentaciones de los tanques de sedimentación y del edificio para los filtros se descubrieron prominencias de roca con suelo entre ellas. El proyectista había considerado que la roca pudiera no ser continua y había dispuesto suficiente refuerzo en la losa de hormigón del fondo del tanque para que pudiera salvar bolsones de suelo del tamaño de los que se encontraron. Por lo tanto, no se hicieron estudios posteriores del carácter de los bolsones roca-suelo y no se hicieron cambios al proyecto.

Tres acontecimientos significativos tuvieron lugar durante la construcción que fueron registrados por el ingeniero residente, pero a los que el proyectista no tomó atención. Primero, una topadora (bulldozer) se hundió varios centímetros en uno de los bolsones de suelo. Segundo, una pala mecánica rompió una tubería maestra de agua de gran diámetro de un tanque elevado de 200,000 litros y en unos minutos toda el agua desapareció dentro del terreno. Tercero, toda el agua que drenaba superficialmente desaparecía en la excavación.

Un mes después de estar la planta en operación, los fondos de los tres tanques de sedimentación se hundieron repentinamente y cinco minutos más tarde el edificio de los filtros se agrietó, abriéndose. Una investigación posterior reveló que la roca encontrada en el sondeo con barrena y las prominencias de roca que aparecieron en la excavación eran sólo boleos de caliza en la garganta de una antigua sima. El agua del tanque de 200,000 litros que se perdió por drenaje probablemente reactivó la erosión subterránea que inicialmente produjo la sima. El agua superficial que drenaba hacia dentro de la excavación y posiblemente los inevitables salideros de las tuberías de agua, mantuvieron activa la erosión. La falla fue el clímax de un proceso que la construcción puso en movimiento y que el agua agravó.

Este fracaso fue el resultado de una investigación inadecuada y una descuidada evaluación ingenieril del lugar. Primero, la región y esa ladera en particular, tenía una historia de hundimientos por simas locales y esto era bien conocido por los funcionarios de la ciudad. Estos funcionarios debieron informar al proyectista; pero éste, a su vez, no procuró información con respecto a experiencias anteriores de cimentaciones en esa área. Segundo, la investigación subterránea fue totalmente inadecuada: el sondeador fue seleccionado sobre la base de costo (y política) y los resultados fueron interpretados en función del proyecto más barato. Tercero, no se hizo una reevaluación de las condiciones del lugar durante la construcción, aunque la pérdida de la topadora y la desaparición del agua eran síntomas del desarrollo de la cavidad subterránea. En este caso el costo del fracaso fue compartido igualmente entre la ciudad, el proyectista y el contratista; la ciudad por su negligencia en no informar al proyectista de dificultades anteriores en el lugar y por haber hecho una investigación inadecuada; el proyectista por no haber insistido en que se le dieran los datos apropiados y

por no revisar el proyecto en vista de lo que sucedía en la obra, y el contratista por haber roto la tubería de agua y por permitir que el agua superficial drenara hacia dentro del terreno.»¹

Los párrafos anteriores describen el colapso de una obra de Ingeniería Civil, sus causas y posibles soluciones que debieron de haberse adoptado a medida que se iban descubriendo los inconvenientes que el terreno presentaba. La lección más importante que esta experiencia proporciona es: No se puede diseñar ni muchos menos construir sobre suelos de los cuales se desconozcan sus propiedades mecánicas. Este fracaso se pudo haber evitado si la investigación del subsuelo hubiera sido hecha por una persona capacitada que utilizase los métodos de exploración del suelo más adecuados a las necesidades del proyecto a construir y de la naturaleza del suelo depositado en el lugar.

Aunque G. B. Sowers y G. F. Sowers no mencionan específicamente el nombre de la ciudad donde ocurrió este suceso, las causas y soluciones del problema se pueden dar en cualquier lugar del mundo, con otras variables pero quizás con iguales resultados: colapso de la estructura. ¿Cuántas obras no habrán sido diseñadas y construidas en sitios de los que se desconocen las propiedades mecánicas del suelo que sirve de base para ellas? ¿Cuántas no colapsarán por este motivo?

¹ Ref. 1.7, pp. 322-323.

Es por todo esto, que la investigación del subsuelo que servirá de apoyo para cualquier proyecto, debe ser realizada cuidadosamente y por personas que tengan un gran conocimiento sobre el comportamiento de los suelos. Haciendo uso de métodos ampliamente utilizados y confiables para determinar las propiedades mecánicas del suelo bajo estudio. Pero esto no debe limitar el desarrollo de nuevos métodos y procedimientos de investigación, si ellos tienen un fundamento científico que los respalde.

Hay que recordar que el suelo es el resultado de la fragmentación de las rocas de la Corteza Terrestre, por medio de procesos físicos, químicos y biológicos y que estos fragmentos pueden permanecer junto a la roca madre (suelo residual) o ser transportados hacia otros sitios, por el agua y/o viento, principalmente (suelo transportado). Y es este proceso dinámico (pero lento) de la formación de los suelos, que hace sus propiedades mecánicas sean diferentes y que varíen de un sitio a otro.

De lo anterior se deduce que las propiedades mecánicas de los suelos dependen de los procesos de meteorización que les dan origen. Por lo tanto todo estudio de suelos debe incluir información geológica del lugar en estudio y de sus propiedades que influyen sobre la capacidad de carga.

1.1 ORIGEN GEOLOGICO DE LOS SUELOS

Los procesos y los lugares que dan origen a un suelo determinan muchas veces sus propiedades, en especial, sus propiedades mecánicas.

Así, si una roca ígnea que se forma en la superficie, sus propiedades serán diferentes a otra que se forme en el interior de la corteza. Igual sucede con los suelos, por ejemplo: los depósitos de arcilla formados en ambientes marinos tienen propiedades diferentes a los formados en ambientes lacustres; los estratos de arena que se encuentren más próximos a la superficie tendrán menor capacidad de carga que aquellos más profundos.

Más del 90% del territorio salvadoreño está compuesto por rocas y/o suelos de origen volcánico; siendo el resto rocas y/o suelos sedimentarios, y éstos están localizados en el extremo noroeste del país, en el norte del departamento de Santa Ana y parte de Chalatenango. Todos los volcanes de El Salvador se han clasificado como estrato-volcán. Los estrato-volcán se forman de mezclas de flujos de lava y de depósitos de piróclastos.

Todas las rocas y/o suelos de la Zona Metropolitana de San Salvador son de origen volcánico y consisten de depósitos primarios y retrabajados. El período de formación de estos suelos abarca desde el Terciario Tardío (¿Mioceno?) hasta el Holoceno (Cuaternario Reciente)²

La estratigrafía aproximada del Area Metropolitana de San Salvador se muestra en la Tabla 1.1, pp. 1.6. El orden de superposición de las unidades estratigráficas mostradas en la Tabla no siempre

² ANEXO 1.1 "Edad de las Formaciones Geológicas"

corresponden con la secuencia cronológica de depositación. Los espesores corresponden a valores máximos. La Tabla es generalizada y no da detalles acerca de la complicada yuxtaposición de estratos que son parcialmente de la misma edad. Ni da información acerca de las considerables variaciones en espesor que se dan comúnmente dentro de cortas distancias.

TABLA 1.1 Distribución estratigráfica del Area de San Salvador y Alrededores³
(Listados de arriba hacia abajo)

FORMACION DE SAN SALVADOR	ESPESOR (metros)
(8) Aluvión (Incluyendo material artificialmente retrabajado)	> 20
(7) Depósitos de Piróclastos ácidos y Epiclástitas ("Tierra Blanca")	> 50
(6) Depósitos de Piróclastos y Epiclástitas ("Tobas color café")	> 25
(5) Rocas Efusivas Andesíticas y Basálticas, localmente escoria, parcialmente intercalado en (6)	> 10
FORMACION DE CUSCATLAN	
(4) Rocas Efusivas ácidas a intermedias ácidas, parcialmente de la misma edad, parcialmente más viejas que (3)	> 25
(3) Rocas de Piróclastos y Epiclástitas ácidas, localmente ignimbritas y depósitos de tobas soldadas (espesor > 30m)	> 80
FORMACION DE BALSAMO	
(2) Rocas Efusivas Andesíticas-Basálticas, parcialmente de la misma edad que (1)	> 30
(1) Rocas de Piróclastos y Epiclástitas Básicas intercalación de flujos de lava Andesítica (espesor > 10m)	> 100

1.1.1 PROCESO DE FORMACION DE LOS SUELOS

Los suelos son el producto de la meteorización de las rocas de la corteza terrestre próximas a la superficie. Los procesos principa-

³ Ref. 1.4, pp. 22.

les de meteorización son tres: físicos, químicos y/o biológicos.

La meteorización física es el proceso de fragmentación física o desintegración de la roca. La fracturación inicial puede ser el resultado de esfuerzos inducidos por factores tales como la retracción debido al enfriamiento, la liberación de esfuerzos después de la remoción de una capa de material más superficial, el plegamiento y las fallas o erupciones volcánicas.

La meteorización química es el proceso de descomposición química de algunos o de todos los minerales que constituyen la masa rocosa. El dióxido de carbono disuelto en las aguas lluvias forma una solución diluida de ácido carbónico que puede atacar muchos de los minerales que comúnmente forman las rocas, o el oxígeno de la atmósfera y de las aguas lluvias puede causar oxidación, en particular en aquellas rocas que contienen hierro. Las aguas lluvias que se infiltran a través de la capa vegetal pueden enriquecerse con ácido carbónico y oxígeno provenientes de la materia orgánica en descomposición o del humus.

La meteorización biológica es el proceso de desintegración y/o descomposición de las rocas mediante la acción de seres vivos, ya sean vegetales o animales. Su incidencia es de poca importancia, tales como los orificios que produce en el suelo la lombriz de tierra o los espacios que van abriendo las raíces de los árboles que pueden separar fragmentos de roca.

Los fragmentos de roca productos de los procesos de meteorización pueden permanecer en el lugar en que se formaron o pueden ser transportados; a los primeros se les denomina "suelo residual" y a los segundos "suelos transportados".

Los principales agentes transportadores de suelo son: los glaciares, el viento, los ríos y corrientes de agua superficial, los mares y las fuerzas de gravedad; estos factores actúan a menudo en forma combinada. Y dependiendo de que agentes transportan los suelos así se denominan los depósitos formados.

- a) Depósitos Glaciales. Son aquellos formados dentro o por la acción de un glaciar.
- b) Depósitos Eólicos. Son los depósitos formados por el viento. El viento puede formar médanos, loess y transportar cenizas volcánicas.
- c) Depósitos Aluvionales y Lacustres. Son los depósitos formados por el agua, los primeros por la acción de corrientes de agua que pueden transportar y sedimentar casi cualquier tamaño de partícula. Los segundos generalmente forman depósitos con partículas finas, arcillas y limos; ya que se forman en lugares donde el agua permanece en un estado de reposo.
- d) Depósitos Marinos. Son depósitos formados a corta distancia y en la costa. Los depósitos formados a corta distancia de la costa tienen características similares a los lacustres, son estratos horizontales de limos y arcillas que frecuen-

temente tienen una estructura floculada. Los depósitos en la costa son sumamente complejos debido a la mezcla y transporte que producen las diferentes corrientes en la costa y las olas. Los materiales llevados al mar por los ríos y sacados de él por las olas son arrastrados a lo largo de la costa por las corrientes, para depositarlos en forma de bancos o barras en áreas donde el agua profunda o las bahías abiertas reducen la velocidad de la corriente. Los bancos, barras y la playa se componen de partículas gruesas de suelo (arenas, gravas finas y fragmentos de concha) que son uniformes en un punto cualesquiera pero que pueden variar considerablemente en tamaño a través del depósito.

- e) Derrubios y Corrientes de Fango. Son depósitos de suelo formados por la acción de la gravedad. Derrubio (Talus) es la acumulación de rocas y escombros de rocas caídos en la base de los frentes y de los taludes empinados de roca. El derrubio esta compuesto de partículas gruesas e irregulares y generalmente se encuentra en condiciones de inestabilidad. Las corrientes de fango tienen lugar cuando los suelos residuales sueltos y arenosos, en pendientes ligeras se saturan. El suelo fluye como agua y después se deposita, teniendo entonces mayor densidad. Los depósitos se caracterizan por su composición heterogénea y su topografía irregular.

Evidentemente que los glaciares, fuerzas de gravedad y el mar

no han influido en la formación de los suelos de San Salvador. Los agentes más destacados han sido el viento y los ríos y corrientes superficiales de agua. Debido a que estos suelos son, en su mayoría, producto de erupciones volcánicas, de partículas pequeñas, el viento y el agua han jugado un papel muy importante en su proceso de formación.

El viento pudo haber transportado las masas de productos piroclásticos ya sea al salir del cráter o al ser removidos de los lugares de depositación inicial. El agua ha influido en el transporte de los productos piroclásticos depositándolos en los cauces de los ríos y/o quebradas y otras tierras bajas de la zona. Los productos piroclásticos depositados en un determinado lugar son fácilmente erosionables por la lluvia, y de fácil transportación debido a su pequeño tamaño.

1.1.2 FORMACION DEL SUELO DEL AREA DE SANTA ELENA

El origen de los suelos de este sitio es de carácter volcánico, resultando de la explosión de la Caldera Puerta de La Laguna que produjo escoria negra mayormente de pocos centímetros de tamaño. La Caldera es una de las tres grietas que cruzan el Volcán de San Salvador, y que lo hace con rumbo NNW-SSE, se ubica exactamente en el extremo SSE.

Una caldera volcánica es un cráter que se ha agrandado mucho debido a erupciones explosivas que aflojan y desploman las paredes (cono) del volcán.

De esta información se puede esperar depósitos de suelo granular poco consolidados. Debido al carácter de su formación y a la juventud de los depósitos, del Período Cuaternario, por lo que probablemente no se hayan dado procesos erosivos grandes que podrían haber removido grandes estratos de suelo, que hubiesen podido dejar un suelo preconsolidado.

1.1.3 FORMACION DEL SUELO DEL AREA NORTE DE APOPA

El suelo de este sitio esta bajo la zona de influencia del Volcán de Guazapa que hizo sus primeras erupciones al final del Período Terciario e inicios del Cuaternario, consistieron en avalanchas ardientes que se extendieron hasta su base, también arrojó pómez y cenizas. Gran parte de estos materiales, debido a la poca resistencia a la erosión, fueron transportados fácilmente por los ríos, redepositándose finalmente en otros lugares. Es más, hasta el propio cráter esta altamente erosionado, es de esperar que los suelos de sus alrededores tendrán características similares a las del antiguo volcán. Estos suelos tienen una coloración pardo rojiza. Se espera poder encontrar tobas (productos piroclásticos consolidados), en los estratos más profundos de suelo.

1.1.4 FORMACION DEL SUELO DEL AREA NORTE DE SAN SALVADOR

El suelo de San Salvador esta formado principalmente por productos piroclásticos provenientes del Volcán de Ilopango (hoy Lago de Ilopango, formado a partir del colapso del techo del volcán, se supone que fue debido a la migración de la lava de la cámara magmática del volcán, se desconocen las causas de este proceso), y

del Volcán de San Salvador.

La influencia del Volcán de San Salvador en los suelos de la ciudad Capital es relativamente poca, ya que los materiales de sus erupciones se encuentran ocultos bajo los productos piroclásticos del Volcán de Ilopango. Son solamente unos flujos de lava angostos que se localizan en la parte norte, arenal Mejicanos; y sur-suroeste, arenal Monserrat; y su origen se remonta a la Epoca del Pleistoceno.

El Volcán de Ilopango produjo una ceniza de color blanca que es localmente conocida como "Tierra Blanca", hace aproximadamente más de tres mil años. Es un suelo exageradamente joven, que entra en la Epoca Reciente del Período Cuaternario. La Tierra Blanca prácticamente cubre toda el área de San Salvador, cuyo espesor decrece hasta llegar a cero cerca de las faldas del Volcán de San Salvador y del Cerro de San Jacinto. El máximo espesor de los depósitos de Tierra Blanca no se ha podido establecer: la mayor profundidad explorada fue de 210 metros, hechos para la construcción de un pozo de agua, cerca del Aeropuerto de Ilopango.

1.2 PROPIEDADES DE LAS PARTICULAS DEL SUELO

El suelo es un conjunto heterogéneo de masa compuesto por partículas sólidas, líquidas y gaseosas. Y son las partículas sólidas las que prácticamente determinan las propiedades de los suelos. Por lo tanto es de vital importancia tratar de estudiarlas en forma individual y como un conjunto de partículas.

En forma individual, la partícula debe ser estudiada a partir de su tamaño, continuando con su forma y finalizando con su mineralogía y como ellas interactúan para generar las masas de suelo.

El estudio de las masas de suelo permite al Ingeniero descifrar muchas de las propiedades del suelo que le son útiles, tales como: resistencia al esfuerzo cortante, coeficiente de infiltración, empuje pasivo y activo, compresibilidad, etc.

1.2.1 TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DEL SUELO

La variedad en el tamaño de las partículas de suelo, o granos, casi es ilimitado; por definición, los granos mayores son los que se pueden mover con la mano, mientras que los más finos son tan pequeños que no se pueden apreciar con un microscopio corriente. En general, las partículas generadas por meteorización mecánica son de tamaño "grandes" diámetros mayores a 0.001 mm; mientras que las producidas por meteorización química rara vez son mayores que 0.005 mm.

Debido a la gran variedad de tamaños de los granos de los suelos, los científicos e ingenieros han tratado de dividir en secciones toda la escala de tamaños. Se han propuesto muchas divisiones, todas son arbitrarias, y ninguna es mejor que otra. La escala adoptada por A.S.T.M. (*American Society for Testing and Materials*) se muestra en la figura 1.1, pp 1.14. En esta escala las gravas corresponden a la sección de las partículas más gruesas, que incluye todos los granos mayores que el tamiz No. 4 (4.76 mm). Ver Tabla 1.2, pp. 1.15, para observar la denominación de las mallas y

el tamaño de sus aberturas cuadradas.

La arena incluye todas las partículas menores que el tamiz No. 4 y mayores que el No. 200 (0.074 mm). Los granos menores que el tamiz No. 200 son los finos. Esta última sección se subdivide algunas veces en limos, que son partículas mayores que 0.002 mm, y arcillas, que son las menores que 0.002 mm; sin embargo, no se puede clasificar la arcilla sólo por el tamaño de las partículas, porque hay suelos más finos que 0.002 mm que no contienen arcillas y en otros casos algunos granos de minerales arcillosos son mayores de 0.002 mm.

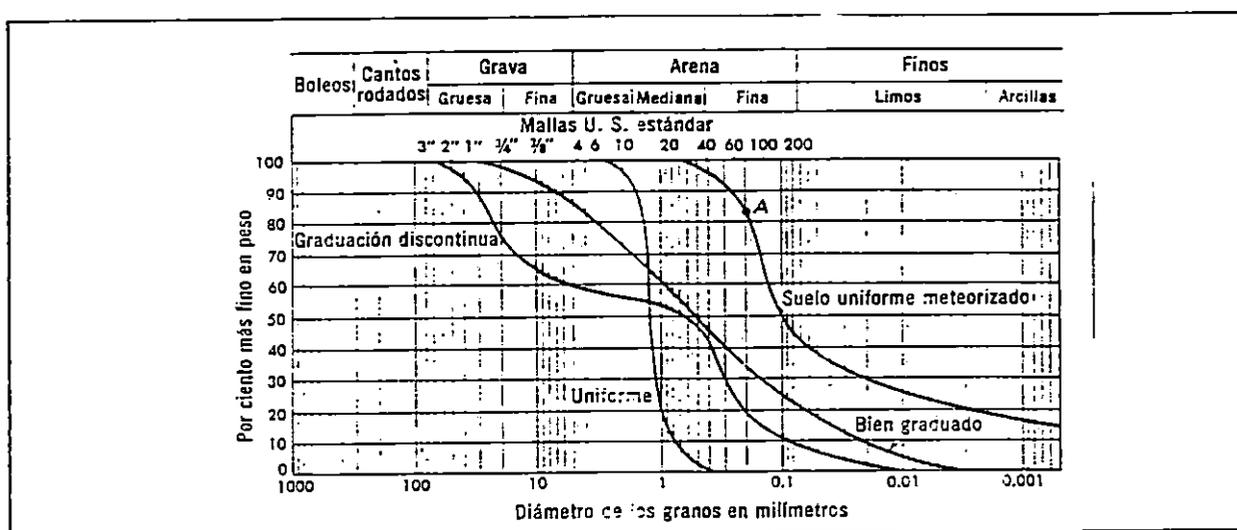


Fig. 1.1 Gráfica para la representación de las curvas granulométricas y escala de tamaños adoptada por A.S.T.M. (Ref. 1.7, pp. 43)

Un método mejor para representar la composición granulométrica de un suelo es el indicado en la figura 1.1. Los distintos tamaños de los granos se dibujan en escala logarítmica en las abscisas y los porcentajes en peso de los granos de suelo más finos que un tamaño determinado, en escala natural, en las ordenadas. Por ejemplo: el punto A, en la figura 1.1, indica que el 83% en peso del suelo tiene

granos más finos que 0.2 mm. La línea que une todos los puntos que representa la composición granulométrica de un suelo, se llama "curva granulométrica" de dicho suelo. La forma de la curva indica la relación entre los tamaños de los diferentes granos del suelo. Una curva empinada indica que los granos son casi todos del mismo tamaño, es un suelo "uniforme". Una curva suave indica grandes variaciones en el tamaño de los granos, es un suelo de buena graduación. Las inflexiones en la curva indican que el suelo está compuesto de dos o más suelos uniformes, es un suelo de graduación incompleta. Una curva empinada en la sección que corresponde a la arena y que se hace larga y aplanada en la sección de los finos nos indica que el suelo se formó originalmente por meteorización mecánica y que después se alteró químicamente.

Tabla 1.2 Rango de tamices utilizados para el análisis del tamaño de la partícula (A.S.T.M.)

DESIGNACION	TAMAÑO DE LA ABERTURA (U. S. STANDARD)
3 pulg.	75 mm
2 pulg.	50 mm
1½ pulg.	37.5 mm
1 pulg.	25 mm
¾ pulg.	19 mm
⅜ pulg.	9.5 mm
No. 4	4.75 mm
No. 8	2.36 mm
No. 10	2 mm
No. 16	1.18 mm
No. 20	850 μm
No. 30	600 μm
No. 40	425 μm
No. 50	300 μm
No. 60	250 μm
No. 100	150 μm
No. 140	106 μm
No. 200	75 μm

Como una medida simple de la uniformidad, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad, C_u :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1.1)$$

Donde:

D_{60} : Tamaño tal que el 60% en peso del suelo sea igual o menor que él.

D_{10} : Llamado por Hazen "Diámetro Efectivo"; es el tamaño tal que sea igual o menor que el 10% en peso del suelo.

En realidad el coeficiente de uniformidad es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

Para definir completamente la graduación de un suelo se utiliza el concepto de coeficiente de curvatura del suelo, C_c :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}} \quad (1.2)$$

Donde:

D_{30} : Tamaño tal que el 30% en peso del suelo sea igual o menor que él

El coeficiente de curvatura tiene un valor entre 1 y 3 en los suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

Las pruebas de laboratorio utilizadas, para establecer la curva granulométrica son dos: el cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro (densímetro). El primero es utilizado para los suelos granulares gruesos y el segundo para suelos finos.

1.2.2 FORMA DE LAS PARTICULAS DEL SUELO

La forma de las partículas tiene tanta importancia como su tamaño, en lo que respecta al comportamiento del suelo. Sin embargo, a menudo no se considera, pues es difícil medirla y describirla cuantitativamente. La forma de los granos puede ser de tres clases: **granos redondeados, granos laminares o escamosos y granos aciculares.** Las dos primeras son las más importantes, pero las tres son significativas, debido a las diferencias en su comportamiento físico.

Cuando el largo, el ancho y el espesor de una partícula son del mismo orden de magnitud, se dice que tiene forma redondeada. Los granos redondeados se forman por la desintegración mecánica de las rocas y minerales, por precipitación y acción volcánica. Rara vez son más finos que 0.001 mm de diámetro.

Las características significativas de los granos redondeados son dos: la esfericidad y la angulosidad o redondez. La esfericidad describe las diferencias entre el largo, L ; ancho, B ; y espesor, H . El diámetro equivalente de la partícula D_e , es el diámetro de una esfera de igual volumen que la partícula:

$$D_e = \sqrt[3]{\frac{6V}{\pi}} \quad (1.3a)$$

La esfericidad, X, se define como:

$$X = \frac{D_e}{L} \quad (1.3b)$$

Una esfera tiene una esfericidad de 1, mientras que una partícula plana o alargada tiene un valor menor. Un segundo índice es la planiformidad, F, que se define por la relación:

$$F = \frac{B}{L} \quad (1.3c)$$

El alargamiento, E, se expresa por la relación:

$$E = \frac{L}{B} \quad (1.3d)$$

Con la esfericidad se relacionan la facilidad de manipular los suelos o rocas fracturadas, la capacidad de permanecer estables cuando están sometidos a choques y su resistencia a rotura debido a la acción de las cargas. Cuanto mayor es la esfericidad y menor la planiformidad o el alargamiento, menor es la tendencia de las partículas a desmenuzarse en partículas menores bajo la acción de las cargas.

La angulosidad o la redondez, R, son medidas de la agudeza de los vértices de las partículas. Se define cuantitativamente como:

$$R = \frac{\text{Radio promedio de los vertices y aristas}}{\text{Radio de la esfera máxima inscrita}} \quad (1.4)$$

Como es difícil medir la angulosidad de las partículas, generalmente se describe cualitativamente, figura 1.2. Son angulosas las partículas redondeadas que se forman primeramente por trituración o molido de las rocas. Después que las aristas más afiladas se han suavizado se dice que son subangulosas. Cuando las áreas entre las aristas están algo suavizadas y los vértices comienzan a desgastarse, la partícula es subredondeada. Son redondas cuando las irregularidades están prácticamente suavizadas, pero se puede apreciar aún la forma original. Se dice que la partícula es **muy redonda** cuando ha desaparecido todo rastro de la forma original. Las partículas pequeñas de arena cuando están cerca del lugar de origen tienden a ser muy angulosas, mientras que las gravas y boleos del mismo lugar son entre subredondas y redondas.

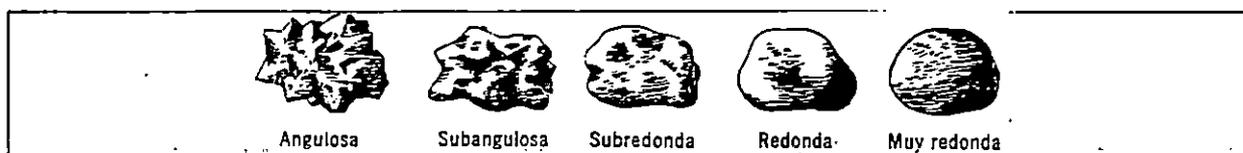


Fig. 1.2 Forma de las partículas. (Ref. 1.7, pp.46)

La angulosidad tiene una profunda influencia sobre el comportamiento ingenieril de las partículas. Por efecto de las cargas los vértices angulosos se rompen y trituran, pero las partículas redondas más lisas son menos resistentes al desplazamiento, pero es menos probable que se trituren.

Las partículas laminares tienen muy baja esfericidad (típicamente menor que 0.01), son finas, pero no necesariamente alargadas; parecen hojas de papel en cuanto a sus dimensiones relativas. Se forman por la meteorización mecánica o desintegración de las micas, pero las partículas laminares más comunes son las de los minerales arcillosos. Comparadas con los granos redondeados aquellas son más flexibles y elásticas, como las hojas secas. Si las partículas están orientadas al azar pueden resistir los desplazamientos; pero si están empaquetadas paralelamente resisten los desplazamientos perpendiculares a sus planos, pero se pueden desplazar fácilmente en dirección paralela a sus superficies. Pequeñas cantidades de mica laminar pueden modificar el compartamiento de un suelo con granos predominantemente redondeados. Las escamas actúan como muelles, separando los granos redondeados y haciendo el suelo elástico y mullido.

Las partículas aciculares son demasiado alargadas ($E > 100$) se hallan en algunos depósitos de coral y en las arcillas atapulgíticas; son elásticas y se rompen con facilidad bajo los efectos de las cargas.

Los suelos compuestos de granos redondeados se comportan como ladrillos sueltos o piedra triturada; soportan cargas estáticas pesadas con pequeña deformación, especialmente si los granos son angulosos. Sin embargo, por efecto de los choques o vibraciones se desplazan fácilmente. Los suelos compuestos de granos minerales o escamosos se comprimen y deforman fácilmente bajo el efecto de cargas estáticas, como lo hacen las hojas secas o los papeles sueltos en un

cesto, en cambio, son relativamente estables a los efectos de los choques y vibraciones. Un pequeño porcentaje de partículas laminares es suficiente para cambiar el carácter de un suelo y hacer que se comporte como material laminar.

Una representación simplificada de un suelo no coherente sometido a fuerzas normal y cortante, P y S , se muestra en la figura 1.3. Las partículas están en contacto en unos cuantos puntos solamente, en los cuales los esfuerzos son extremadamente altos, mucho más altos que el promedio en la masa $\sigma = P/A$ y $\tau = S/A$.

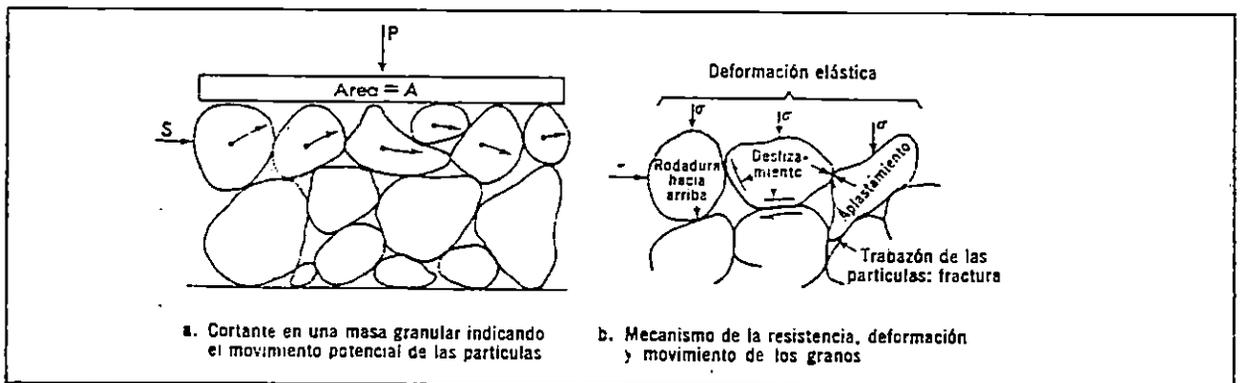


Fig. 1.3 Mecanismo de la deformación y del esfuerzo cortante en una masa de granos redondeados. (Ref. 1.7, pp. 172)

Si se aumenta el esfuerzo cortante, el sistema de partículas del suelo reacciona simultáneamente de varias maneras, figura 1.3. Primera, las partículas se deforman más o menos elásticamente. Pequeños cambios de los esfuerzos en la masa causan altos esfuerzos y deformaciones locales en cada partícula. Segunda, se producen aplastamientos locales en los puntos de contacto de más altos esfuerzos. Tercera, tanto la distorsión como el aplastamiento producen ligeras traslaciones y rotaciones de los granos, aumentando

el tamaño de algunos poros y reduciendo el de otros. El vector suma de todos los pequeños movimientos de cada partícula es la deformación de la masa.

Tanto el esfuerzo de confinamiento previo como el nivel del esfuerzo al comenzar el incremento de éste influye en la deformación. Cuanto más alto es el grado de confinamiento mayores son los aplastamientos y ajustes locales previos y, por tanto, será menor la deformación adicional producida por el incremento adicional de esfuerzo cortante.

Si el esfuerzo cortante se aumenta aún más, dos reacciones se hacen más evidentes. Primera, las partículas tienden a rodar unas sobre otras, figura 1.3b, pp. 1.21. La resistencia depende del ángulo de contacto entre las partículas y es proporcional al esfuerzo de confinamiento σ . La resistencia total al rodamiento es la suma estadística del comportamiento de todas las partículas: algunas ruedan hacia arriba otras hacia abajo, pero no todas se mueven simultáneamente. El segundo mecanismo es el deslizamiento de un grano sobre otro. La resistencia al deslizamiento es esencialmente rozamiento, que es proporcional al esfuerzo de confinamiento.

Un tercer mecanismo comprende la interferencia y la trabazón de las esquinas de las partículas más angulosas e irregulares.

Si el esfuerzo cortante llega a ser suficientemente grande, el efecto estadístico de la distorsión, el aplastamiento, el levanta-

miento, el rodamiento y el deslizamiento de los granos será el continuo movimiento y la distorsión de la masa, o la falla por cortante.

En la mayoría de los suelos sin cohesión la humedad no influye directamente en estos mecanismos, porque los intensos esfuerzos que se producen en los puntos de contacto entre los granos desplazan las moléculas de agua. En suelos excepcionales, como las cenizas volcánicas porosas o las arenas que contienen talco o clorita, las partículas se pueden debilitar por la humedad, alterándose así su resistencia a los esfuerzos.

1.2.3 MINERALOGIA DE LAS PARTICULAS DEL SUELO

La fase sólida es la que determina, en su mayor parte, el comportamiento ingenieril del suelo. De acuerdo con la definición que se hace en ingeniería, casi cualquier cosa de la corteza terrestre esta incluida en la definición de suelo. Los más importantes sólidos caen dentro de estas tres clases:

- 1) Minerales;
- 2) Productos de síntesis orgánica y descomposición; y
- 3) Materiales artificiales.

Los constituyentes más importantes del suelo (y rocas) son los minerales: compuestos químicos definidos en estado natural de estructura cristalina.

Aunque hay cientos de minerales catalogados en los manuales de

mineralogía, un número relativamente pequeño constituye la mayor parte de las rocas y suelos. Estos minerales y sus propiedades principales, las que tienen relación con la Ingeniería Civil, están agrupados en la Tabla 1.3.

Tabla 1.3 Principales Minerales de las Rocas y Suelos*

Grupo mineral	Variación	Dureza†	Color	Exfoliación	γ
Sílice	Cuarzo	7	Incoloro-blanco	Ninguna	2.66
	Pedernal	7	Claro	Ninguna	2.66
Feldespatos	Ortoclasa, microlina	6	Bianco-rosado	Angulo recto	2.56
	Plagioclasa	6	Bianco-gris	Angulo recto Superficie estriada	
Mica	Muscovita	2 -2.5	Plateado	Escamosa fina	2.75
	Biotita	2.5-3	Oscuro	Escamosa fina	
Ferromagnesiano	Piroxeno: augita	5 -6	Negro	Angulo recto	3.1-3.6
	Anfibola: hornblenda	5 -6	Negro	Angulo oblicuo	2.9-3.8
	Olivino	6 -5.7	Verdoso		3.3
Oxidos de hierro	Limonita, magnetita	5 -6	Rojo, amarillo, negro		5.4
Calcita**	Cristalina a terrosa	3	Bianco-gris	3 caras del paralelogramo	2.7
Dolomita***	Cristalina a terrosa	4	Bianco-gris	3 caras del paralelogramo	2.8
Minerales arcillosos	Caolinita, illita Montmorilonita	1	Bianco	Terrosa	2.2-2.6
Celulosa				Fibrosa	1.5-2

* Dureza: Uña=2, moneda de cobre=3, cortaplumas=5, vidrio=5.5.

** Produce efervescencia con ácido clorhídrico frío.

*** Ligera efervescencia con ácido frío.

La meteorización mecánica produce suelos con igual mineralogía

* Ref. 1.7, pp. 32.

que la roca madre; en cambio, la meteorización química altera varios o todos los compuestos minerales que el suelo presenta con respecto a la roca madre.

La sílice (dióxido de silíceo) es uno de los más importantes constituyentes de muchas rocas y de la mayor parte de los suelos. Se presenta en la naturaleza de dos formas: cristalina (cuarzo) y amorfa (pedernal, sílex y calcedonia).

Los feldespatos constituyen, en orden de importancia, el segundo grupo de minerales que forman las rocas; están constituidos por polisilicatos de aluminio y potasio, sodio y calcio. Son muy susceptibles a la descomposición química, y la desintegración mecánica acelera este proceso. Los productos de la descomposición de los feldespatos se clasifican en tres grupos: silicatos complejos de aluminio hidratados o carbonatos solubles o semisolubles de sodio y metales similares y sílice (generalmente en suspensión coloidal). Los silicatos de aluminio hidratados constituyen una familia que se llama **minerales arcillosos**, que físicamente son muy diferentes de los feldespatos de donde provienen.

Las micas constituyen una segunda familia de silicatos minerales que corrientemente contienen hierro y magnesio además de potasio. Su descomposición química es similar a la de los feldespatos, pero no es tan rápida como en ellos, produciendo minerales arcillosos, carbonatos y sílice; también se forman óxidos de hierro cuando las micas tienen ese metal.

La familia de minerales ferromagnesianos (incluyendo la hornblenda, el olivino y el piroxeno) son silicatos complejos de aluminio que contienen además hierro y magnesio. Al descomponerse químicamente forman óxidos de hierro, minerales arcillosos y los otros productos de la descomposición de los silicatos.

Los óxidos e hidróxilos de hierro se presentan, en la naturaleza, en diversas formas cristalinas y amorfas y en ambas, existe el estado ferroso y férrico. Al hierro se debe, en gran medida, la coloración de los materiales, desde los matices verdosos de las formaciones de hierro ferroso profundamente sumergidas, a los rojos brillantes y púrpura de los materiales férricos intensamente oxidados de los trópicos.

Los carbonatos minerales, calcita y dolomita, se rompen mecánicamente en fragmentos irregulares y prismáticos, dependiendo del grado de cristalización de la roca. En regiones húmedas la meteorización química se produce por solución. Los ácidos, débiles provienen de la pudrición orgánica y de las raíces de las plantas, pero principalmente el dióxido de carbono disuelto en agua.

La descomposición de los feldespatos, micas y minerales ferromagnesianos, todos los cuales son silicatos de aluminio complejos, se produce de muchas maneras. Los factores principales son la humedad, la temperatura, el ambiente oxidante o reductor, los iones presentes en solución (incluyendo los liberados por meteorización), la presión y el tiempo.

Hay muchas formas de minerales arcillosos, con algunas semejanzas y grandes diferencias en composición, estructura y comportamiento. todos son de grano extremadamente fino, con grandes áreas superficiales por unidad de masa. Todos tienen, probablemente, una estructura cristalina definida, que incluye un gran número de átomos agrupados en complejos modelos tridimensionales. Todos son eléctricamente activos, ver apartado 1.2.3.1.

Los materiales orgánicos se encuentran en muchos suelos superficiales, particularmente, cuando el medio ambiente no es propicio a la rápida descomposición, tal como ocurre con las capas fibrosas de raíces y sobre todo, la vegetación parcialmente podrida que se acumula en las regiones pantanosas donde el agua está estancada o donde los materiales están enterrados en suelos que impiden la circulación del agua y del oxígeno. A medida que la pudrición prosigue, los trozos de material orgánico pierden su identidad y se convierten en turba fibrosa casi sin estructura. Este material es mayormente celulosa, pero a menudo está mezclado con materia mineral que se deposita simultáneamente.

1.2.3.1 PROPIEDADES ELECTROQUIMICAS DE LOS MINERALES ARCILLOSOS

Las partículas de suelo con tamaños correspondientes a las arcillas (diámetro < 0.002 mm) y que presentan las propiedades características de adhesión y plasticidad se denominan **minerales arcillosos**. En esta categoría no se incluye el polvo de roca que es un material constituido por partículas muy finas de cuarzo y no

presenta cohesión ni plasticidad.

Los minerales arcillosos son producto de la meteorización química y están compuestos en su mayor parte de silicatos de aluminio hidratados. Las partículas que los constituyen son muy pequeñas y su comportamiento está dominado principalmente por la actividad electroquímica. En general tienen una carga negativa y presentan afinidad por el agua³.

Los minerales arcillosos tienen forma cristalina y están constituidos por dos unidades estructurales: la **unidad tetraédrica**, en la cual cuatro átomos de oxígeno encierran un átomo de silicio, figura 1.4a, pp. 1.30, y la **unidad octaédrica**, en la cual un átomo de aluminio o magnesio está encerrado por seis grupos hidróxilos, figura 1.4b, pp. 1.30. De acuerdo con la organización de estas unidades estructurales en la red cristalina, los minerales arcillosos se dividen en tres grupos principales: las **caolinitas**, las **ilitas** y las **montmorilonitas**. La estructura de la red cristalina también tiene influencia en la magnitud de la carga negativa neta y en la amplitud de la afinidad por el agua.

El bloque estructural del grupo de las caolinitas tiene un espesor de 7 amstrong, Å, y está formado por una capa de unidades tetraédricas y una capa de unidades octaédricas, figura 1.4c, pp. 1.30. Los enlaces iónicos de hidrógeno entre los bloques crean una

³ Ref. 1.1, pp. 13-16.

estructura relativamente estable en la que no penetra el agua con facilidad. Estas caolinitas presentan una baja adsorción de agua y una baja susceptibilidad a la retracción y la expansión al ser sometidas a variaciones de humedad.

El bloque estructural del grupo de las ilitas tiene un espesor de 10 Å, y está formado por una capa de unidades octaédricas en medio de dos capas de unidades tetraédricas orientadas en forma opuesta. Sin embargo, algunos de los silicios (Si^{4+}) localizados en las unidades tetraédricas son remplazados por aluminio (Al^{3+}). Esto implica que un ión de menor valencia remplaza a otro de mayor valencia, lo cual hace que se adhieran iones potasio (K^+) entre los bloques en un intento por compensar el déficit de cargas. La adherencia entre las capas debida a los iones de potasio permite la unión entre bloques, figura 1.4d, pp. 1.30. Las ilitas presentan mayor tendencia a la adsorción de agua que las caolinitas, mayor susceptibilidad a la retracción y a la expansión.

El bloque estructural de las montmorillonitas es similar al de las ilitas, pero adicionalmente a la sustitución del silicio (Si^{4+}) por aluminio (Al^{3+}) en las unidades tetraédricas, algunos de los iones de aluminio (Al^{3+}) en las unidades octaédricas se remplazan por magnesio (Mg^{2+}) y hierro (Fe^{2+}). De estos cambios resulta una gran carga negativa neta que atrae a las moléculas de agua y de cualquier otro catión disponible hacia el cristal, figura 1.4e, pp. 1.30. Este enlace entre las capas creado por el agua es muy débil e inestable comparado con el enlace de iones de potasio de las ilitas. La

montmorilonita es por tanto fácilmente divisible en partículas muy pequeñas, con un espesor aproximado de 10 a 30 Å. Las montmorilonitas presentan una muy alta adsorción de agua y muy altas características de retracción y expansión.

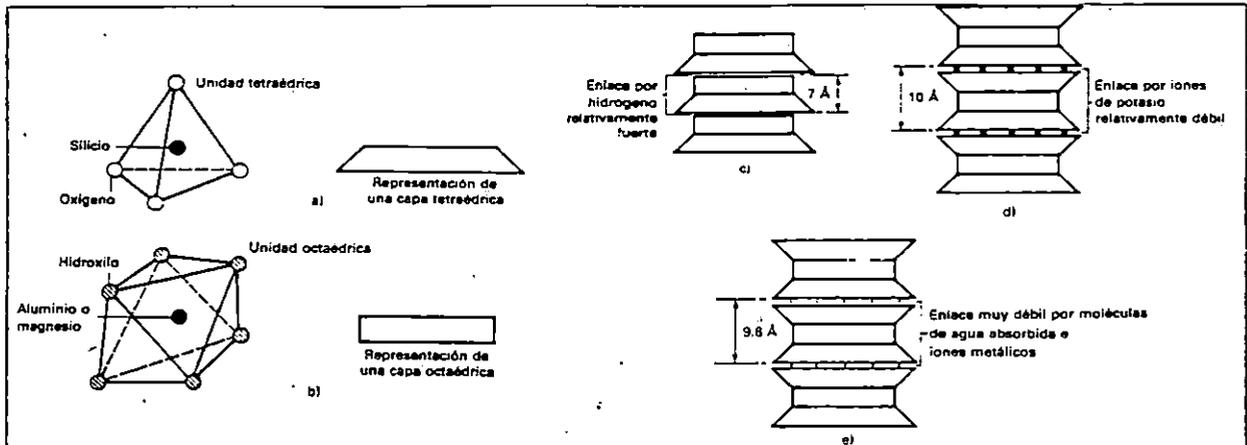


Fig. 1.4 Estructuras de los minerales de arcilla: a) tetraédrica, b) octaédrica. Organización estructural de: c) caolinita, d) illita, e) montmorilonita. (Ref. 1.1, pp. 15)

Como resultado de la carga negativa neta de las partículas de mineral arcilloso, una parte del agua en los vacíos es atraída y se adhiere fuertemente a la superficie de las partículas. Las moléculas de agua son de característica dipolar y algunas son atraídas por la superficie de las partículas, el polo positivo orientado en dirección de la superficie cargada negativamente. Otras moléculas de agua pueden adherirse directamente a la superficie de las partículas mediante unión del hidrógeno, también pueden adherirse a los cationes hidratados los cuales son a su vez atraídos por la superficie negativa. El agua que es atraída y que se adhiere alrededor de las partículas de mineral arcilloso se denomina **agua adsorbida**.

La naturaleza exacta del agua adsorbida no se comprende por

completo, pero en general se acepta que en un espesor de varias moléculas, al menos, el agua está fuertemente adherida a la partícula de arcilla y presenta una baja movilidad y una viscosidad muy alta, tal vez 100 veces superior al agua ordinaria. De allí en adelante la atracción disminuye al aumentar la distancia de la partícula a la superficie y el agua vuelve de manera gradual a su estado "libre".

1.2.3.2 CONSISTENCIA DE LAS ARCILLAS Y LIMITES DE ATTERBERG

Una de las características más importantes de las arcillas es su plasticidad. La magnitud de la plasticidad que presenta una arcilla natural depende de su composición mineralógica y contenido de humedad. Además, la consistencia de una arcilla natural varía de acuerdo con el contenido de humedad, desde un estado sólido en condición seca, pasando por un estado semisólido para bajos contenidos de humedad en que el suelo se desmorona y no presenta plasticidad, pasando también por un estado plástico para altos contenidos de humedad, hasta llegar finalmente a un estado esencialmente líquido para contenidos de humedad muy altos⁶.

El contenido de humedad para el cual la consistencia cambia de un estado a otro varía de una arcilla a otra, dependiendo de la cantidad y tipo de mineral de arcilla presente.

Como el cambio de un estado de consistencia a otro es gradual, se establecen límites arbitrarios entre los diferentes estados,

⁶ Ref. 1.1, pp. 38.

llamados Límites de Atterberg, figura 1.5, y se definen como:

- a) Límite de contracción, w_c o LC, que se define como el contenido de agua cuando el suelo no cambia de volumen; es el cambio del estado sólido al estado semisólido o estado no plástico;
- b) Límite plástico w_p o LP, que se define como el contenido de agua del suelo cuando se continúa haciendo con él rodillos de 1/8" de diámetro; es el cambio entre el estado no plástico al estado plástico; y
- c) Límite líquido w_l o LL, que se define como el contenido de agua cuando el suelo falla con una resistencia de 25 kg/cm²; es el cambio del estado plástico al estado líquido.

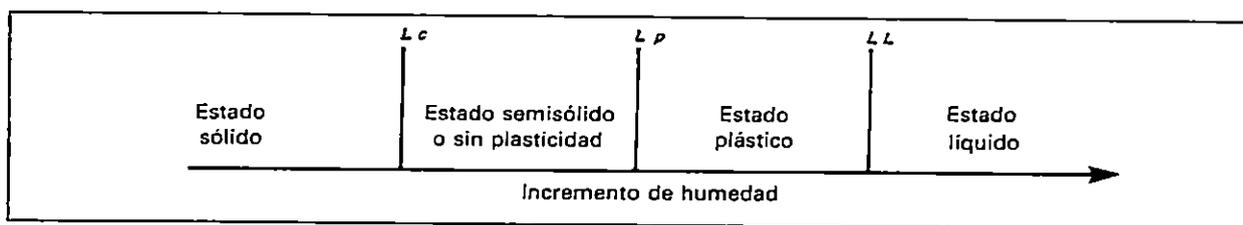


Fig. 1.5 Estados de consistencia de un suelo arcilloso. (Ref. 1.1, pp. 38)

Es importante anotar que los límites de Atterberg son simplemente contenidos de humedad.

El rango de variación de contenidos de humedad en el que el suelo presenta plasticidad se denomina índice de plasticidad, I_p , y está dado por:

$$I_p = LL - LP \quad (1.5)$$

El contenido de humedad natural, w , que presenta una arcilla en

el campo puede compararse con sus límites líquido y plástico mediante el índice de liquidez, I_L :

$$I_L = \frac{W - LP}{LL - LP} = \frac{W - LP}{I_P} \quad (1.6)$$

El índice de liquidez se expresa por lo general en porcentaje, de tal modo que un valor de I_L próximo al 100% indica que el suelo natural presenta en el campo una consistencia próxima a la que corresponde a su límite líquido, en tanto que un valor de I_L próximo al 0% indica que éste presenta una consistencia próxima a la correspondiente a su límite plástico y por eso los valores de I_L estan normalmente en el rango de 0% a 100%. Sin embargo, es necesario destacar que el valor de I_L puede ser negativo.

1.2.3.3 COHESION

En los granos gruesos de los suelos, las fuerzas gravitacionales predominan fuertemente sobre cualesquiera otras fuerzas; por ello, todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar.

En los suelos de grano muy fino, sin embargo, fuerzas de otros tipos ejercen una gran influencia; ello es debido a que en estos granos, la relación de área a volumen alcanza valores de consideración y fuerzas electromagnéticas⁷ desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales cobran significación. En general, se estima

⁷ Llamadas fuerzas de Van der Waal y que son debidas a la atracción de corto alcance entre moléculas adyacentes y se deben a la interacción de los campos eléctricos que se generan alrededor de las moléculas por los electrones que giran alrededor de los núcleos atómicos.

que esta actividad en la superficie de la partícula individual es fundamental para tamaños menores que dos micras (0.002 mm).

Estas fuerzas electromagnéticas cobran mayor importancia cuando las partículas de suelo están en contacto con partículas de agua, y son, precisamente, estas fuerzas las que le dan a los suelos finos (arcillosos) la resistencia al esfuerzo cortante.

Cuando los suelos granulares poseen cantidades apreciables de granos finos (arriba del 15% en peso) ellos le dan una propiedad especial a los suelos granulares; la cual es proporcionar una cierta resistencia al esfuerzo cortante sin haberle aplicado un esfuerzo de confinamiento (axial). A esta resistencia al esfuerzo cortante se denomina *cohesión*.

La cohesión es más significativa en los suelos arcillosos (granos finos) que en los suelos arenosos (granos gruesos) ya que el tamaño de sus partículas es mayor; esta característica es muy importante para resistir esfuerzos cortantes. Pero en estos tipos de suelos su capacidad de carga generalmente no es determinada por su cohesión (muchas veces es alta), ya que para fines prácticos (de construcción) es más importante mantener los asentamientos de la estructura bajo control.

Es decir, los suelos puramente cohesivos raras veces son utilizados para cimentar estructuras que descancen superficialmente sobre ellos, ya que sus cambios de volumen, compresibilidad, son muy

altos, la estructura no falla por falta de capacidad de carga del suelo sino que por los asentamientos no uniformes, muchas veces, en la estructura.

Por lo tanto la cohesión sólo será importante cuando se encuentre en los suelos cohesivos-friccionantes.

1.2.4 COMPACIDAD RELATIVA

Las partículas minerales, el agua y el aire se agrupan de muy diferentes maneras para formar los suelos. En mecánica de suelos el término estructura (más propiamente microestructura) se usa para describir la geometría de la agrupación partícula-poro. La macroestructura del suelo es la disposición de las capas, el agrietamiento y la aglomeración que presentan los suelos cerca de la superficie^a.

Las microestructuras dependen de la forma de los granos, las fuerzas entre las partículas y la manera como el suelo se formó. Para los fines de su estudio, la mayoría de microestructuras se pueden clasificar en tres grupos: no cohesivas, cohesivas y compuestas. Sin embargo, muchos suelos no caen dentro de este simple modelo básico.

Los suelos no coherentes se componen, en general, de granos redondeados (ver figura 1.2, pp. 1.19) que se pueden representar por esferas o poliedros regulares. La más simple disposición de estas partículas es similar a la de naranjas colocadas en un estante de un

^a Ref. 1.7, pp. 52-53.

mercado; cada grano esta en contacto con los que le rodean. Esta estructura que se llama de contacto o monogranular es típica de arenas y gravas.

La relación de vacíos⁹ puede variar grandemente según sea la posición relativa de los granos. Si se colocan en una caja granos redondos distribuidos uniformemente, de manera que queden unos directamente arriba de los otros como se muestra en la figura 1.6a, la estructura que se forma tendrá una relación de vacíos de alrededor de 0.90. Si se colocan de manera que las esferas de una camada ocupen los espacios entre las esferas de la otra, como en la figura 1.6b, la relación de vacíos de esta estructura será alrededor de 0.35. La disposición que corresponde a la relación de vacíos mayor se describe como suelta y la correspondiente a la menor como compacta. Se pueden disponer los mismos granos para producir cualquier relación de vacíos entre estos dos límites.

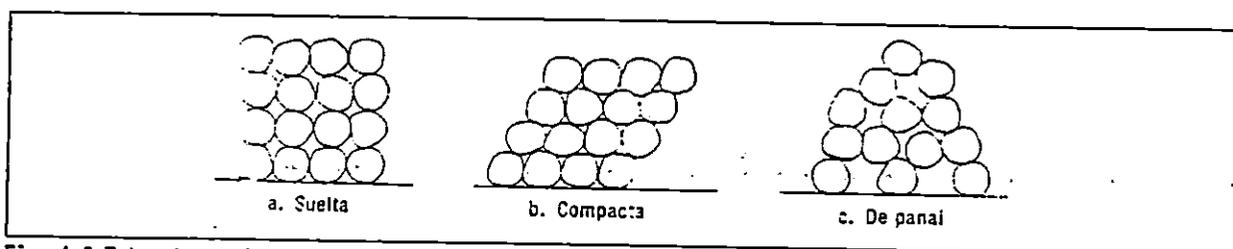


Fig. 1.6 Estructuras de suelos no cohesivos. (Ref. 1.7, pp. 53)

Es posible tener variaciones similares en la relación de vacíos,

⁹ Relación de vacíos, e , se define como el cociente que resulta de dividir el volumen de los huecos (V_v) entre el volumen de las partículas sólidas (V_s) existentes en una masa de suelo:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

en suelos no cohesivos, con granos de forma irregular y de distintos tamaños. La relación de vacíos más alta posible para un suelo determinado (y en el que todavía estén en contacto las partículas) se denomina $e_{máx}$; la relación de vacíos más baja se llama mínima, $e_{mín}$. La relación de vacíos mínima, aproximada, de un suelo, se logra compactándolo por apisonado y vibración hasta que no pueda hacerse más compacto. El apisonado no debe ser tan fuerte que llegue a romper los granos del suelo. La $e_{máx}$ aproximada, se logra vertiendo el suelo seco, por medio de un embudo, dentro de un frasco graduado.

La razón entre la relación de vacíos que realmente tiene un suelo y sus valores límites, $e_{máx}$ y $e_{mín}$, se llama Compacidad Relativa, D_R ,

$$D_R = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100\% \quad (1.7)$$

Se dice que un suelo natural es suelto si su compacidad relativa es menor que 50% y compacto si es mayor.

Las propiedades de los suelos que tienen estructura de contacto suelta se diferencian grandemente de los que la tienen compacta. Los suelos sueltos en los que los granos están colocados unos arriba de otros son inestables: los choques y vibraciones mueven las partículas y al reagruparse forman suelos más compactos y estables. Las partículas redondas son las más inestables en estado suelto y aún las angulosas si la relación de vacíos es bastante alta. Las estructuras

de contacto compactas son de por sí estables y se afectan ligeramente por los choques y vibraciones. Ambas estructuras, son capaces de soportar cargas estáticas sin grandes deformaciones.

Es posible, en determinadas condiciones, que los granos redondeados no coherentes formen arcos imperfectos, lo que trae como consecuencia que la relación de vacíos exceda el máximo correspondiente a la estructura de contacto. Esta estructura tiene una compacidad relativa negativa y se llama de "panal", figura 1.6c, pp. 1.36. La estructura de panal se produce cuando arenas extremadamente finas o partículas de limo no coherentes se sedimentan en aguas tranquilas. Debido a su pequeño tamaño, se asientan lentamente y se acuñan unas a otras, sin rodar para alcanzar una posición más estable, como lo hacen las partículas mayores. Esta estructura también se produce cuando se descarga arena fina húmeda en un relleno o una pila y no se compacta; a veces a este estado se llama abultado.

La estructura de panal es capaz de soportar, generalmente, cargas estáticas con pequeñas deformaciones, en forma similar a como lo hacen los arcos de piedra que soportan su carga sin deformación; sin embargo, el choque y la vibración pueden producir la falla de la estructura.

El segundo grupo de microestructuras lo componen las estructuras de suelo cohesivo. En ellos la estructura la determinan principalmente los minerales arcillosos y las fuerzas que actúan entre ellos. En las partículas de arcilla en agua actúan una serie de fuerzas

complejas, algunas de las cuales, incluyendo las fuerzas de atracción universal y la atracción mutua de los cationes individuales, tienden a tirar de las partículas simultáneamente; otras, como las cargas eléctricas de los cationes adsorbidos hacen que las partículas se repelan. Ambas fuerzas, de atracción y repulsión, aumentan aunque en diferente proporción, a medida que la distancia entre las partículas decrece.

En una suspensión diluida en que las partículas están ampliamente separadas, la repulsión generalmente excede a la atracción; las partículas se mantienen separadas y se quedan en suspensión o se asientan muy lentamente mientras son rebotadas por la agitación de las moléculas de agua; esta agitación se llama **movimiento browniano**^{1º}. este sistema se llama **disperso**. La dispersión se puede aumentar añadiendo materiales que aumenten las fuerzas de repulsión sin aumentar las de atracción. El silicato de sodio y el tetrafosfato de sodio son materiales dispersantes.

Quando el espacio entre las partículas es extremadamente pequeño, como en los suelos que tienen poca humedad, la atracción excede a la repulsión y las partículas permanecen unidas en un sólido o semisólido coherente separadas por sus capas de adsorción. Las partículas así unidas forman un agrupamiento flojo y heterogéneo llamado **flóculo**. Estos flóculos contienen con frecuencia, cientos de partículas individuales, y pueden verse a simple vista algunas veces.

^{1º} Ref. 1.7, pp. 57.

La disposición estructural que forma un suelo disperso, se muestra en la figura 1.7a. La repulsión entre las partículas a medida que se acercan entre sí, hace que cada una se coloque a la distancia máxima de grano a grano, en un volumen dado de suelo. La estructura que resulta se parece mucho a un muro de piedras planas colocadas unas encima de las otras. Los granos redondeados se distribuyen en toda la masa produciendo alteraciones locales que se apartan de la estructura típica; a esta estructura se llama **orientada o dispersa** y es típica de los suelos que son mezclados o reamasados o de suelos que estén mojados al compactarse, cuando se hace un relleno, o de los que se forman por sedimentación en presencia de agentes dispersantes. Los suelos que tienen una estructura dispersa suelen ser densos e impermeables. La relación de vacíos es a menudo inferior a 0.5, pero puede ser tan alto como 1 ó 2, dependiendo del tipo de arcilla y de la humedad.

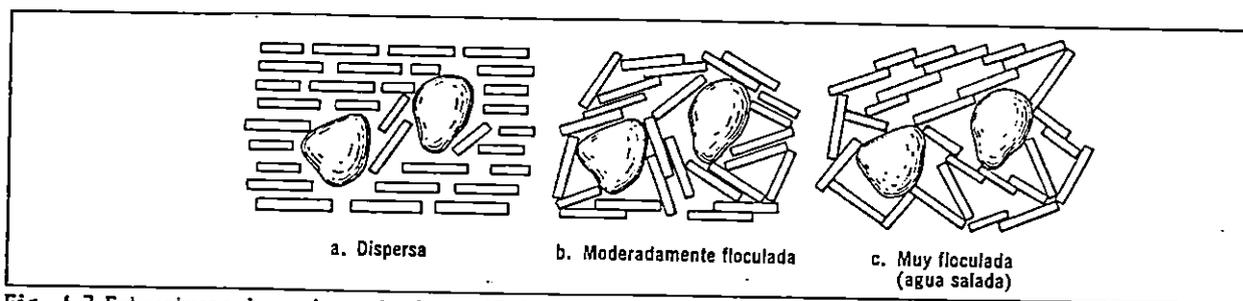


Fig. 1.7 Estructuras de suelos cohesivos. (Ref. 1.7, pp. 56)

La disposición de las partículas en una estructura floculada, como en las figuras 1.7b y 1.7c. Esta estructura se forma de una suspensión de suelo en agua, que inicialmente es dispersa, como la de los sólidos en suspensión llevados por un río. La introducción súbita de un electrólito, como el agua salada, provoca la flocula-

ción. Al disminuir bruscamente la repulsión, las partículas caen unidas en un ordenamiento imprevisible. Puede haber un contacto considerable entre las partículas, contacto entre las aristas de los minerales arcillosos, cargados positivamente, y las caras cargadas negativamente, lo que produce una fuerte adherencia que resiste el desplazamiento. Gran cantidad de agua libre queda atrapada en los grandes poros entre las partículas, además del agua adsorbida inmovilizada en la arcilla. Las estructuras floculadas son típicas de las arcillas depositadas en agua; el grado de floculación depende del tipo y concentración de las partículas de arcilla y del electrólito.

Los suelos floculados son de peso ligero y muy compresibles, pero relativamente fuertes e insensibles a las vibraciones, porque las partículas están estrechamente unidas por la atracción entre arista y cara. Una característica peculiar es su susceptibilidad al reamasado. Si el suelo inalterado se mezcla íntimamente sin añadirle agua se vuelve blando y pegajoso como si se le hubiera añadido agua, aunque de hecho se añade, pues al romperse la unión entre las partículas el agua libre que estaba atrapada entre ellas queda liberada para sumarse a las capas absorbidas de los anteriores puntos de contacto. Este ablandamiento que se produce al reamasarse se llama **sensibilidad**.

El último grupo de las microestructuras lo forman las estructuras compuestas. Las estructuras compuestas o cementadas, figura 1.8, pp. 1.42, consisten en una armazón de granos redondeados, dispuestos

como en la estructura de granos redondeados no cohesivos, que se mantienen unidos por un agente cementante que los liga. Se puede producir una gran variedad de estas estructuras, de acuerdo con las cantidades relativas del agente cementante y los granos redondeados, el tipo de agente cementante y el método de depositación.

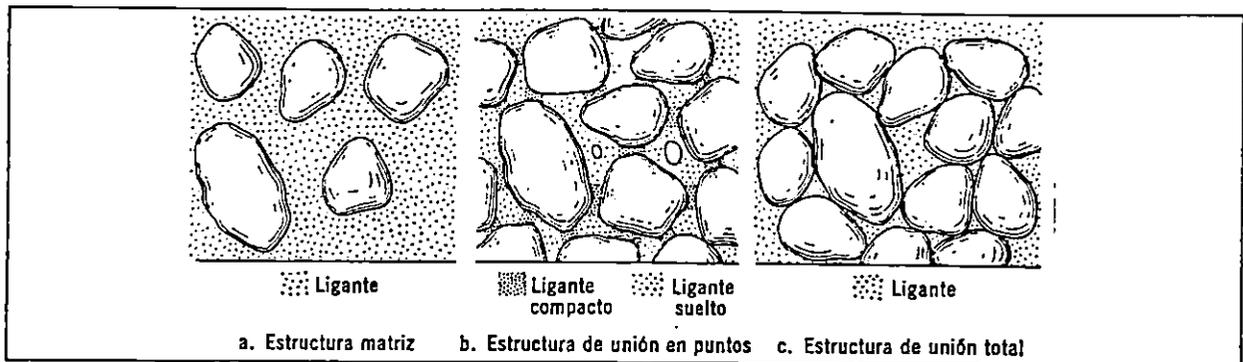


Fig. 1.8 Estructuras compuestas de suelo. (Ref. 1.7, pp. 59)

Hay varios agentes cementantes: las arcillas y el carbonato de calcio, son los más abundantes; y algunos óxidos de hierro y sílice coloidal producto de la meteorización de las rocas.

En la estructura matriz, el volumen de los granos redondeados es menor que el doble del volumen del agente cementante, figura 1.8a. Si el material cementante es arcilla, es meramente una forma de estructura cohesiva y las propiedades físicas son esencialmente las de los suelos cohesivos. Con otros materiales cementantes la estructura matriz es una forma de roca cuyas propiedades físicas dependen del material cementante o de los granos redondeados, el que sea más débil.

Cuando un volumen de los granos redondeados es mayor de dos

veces el del material cementante se produce una estructura esquelética, que puede tener dos formas: **unión en puntos** y **unión total**, de acuerdo con la repartición del material cementante se concentra en los puntos de contacto de los granos redondeados, manteniéndolos apartados. Se pueden formar de muchas maneras. Cuando los granos redondeados y la arcilla se sedimentan simultáneamente fuera del agua, parte de la arcilla es atrapada entre los granos redondeados y comprimida por el peso creciente de los sedimentos, formándose un sólido relativamente rígido. Una mezcla blanda de arcilla y agua ocupa los espacios entre los granos, pero su acción cementante es pequeña. Una meteorización de los suelos compuestos principalmente de cuarzo y algo de feldespato, mica o arcilla parcialmente meteorizada, puede formar una estructura de unión de puntos, en la cual el material que llena los espacios vacíos está alterado o lavado, dejando prácticamente inalterado el material entre los puntos de contacto. También se forma una estructura de unión de puntos cuando una gran cantidad de granos redondeados y pequeñas cantidades de arcilla se mezclan y posteriormente se consolidan o compactan.

La estructura de unión de puntos es relativamente rígida, incompresible y resistente al choque y a la vibración, siempre que el material cementante permanezca fuerte. Cuando los poros son grandes y abiertos de manera que el agua pueda filtrarse, el material cementante de carbonato de calcio o de arcilla se puede ablandar. Si la estructura de los granos redondeados es floja o de panal, el suelo debilitado se romperá como si fuera un suelo no cohesivo. Si la estructura de los granos redondeados es densa, el material cementante

ablandado se escurrirá hacia los poros, lo que producirá algún asentamiento y debilitamiento.

En la estructura de unión total los granos redondeados se tocan unos con otros y el material cementante ocupa parte o todos los poros entre ellos. Esta estructura se produce cuando los granos redondeados se depositan primero y el material cementante después y entre ellos. La filtración de agua en suelos de granos redondeados puede precipitar carbonato de calcio, óxido de hierro o sílice para formar una arena o grava cementada que es rígida, fuerte y densa. Esta estructura también se forma por la meteorización de rocas como el granito que consiste en una armazón de cuarzo soportada por minerales arcillosos. La arcilla y los granos finos redondeados, al ser lavados y llevados a un depósito de arena gruesa o grava, pueden actuar como cementantes, pero no en igual grado que los cementantes que son precipitados. La relación de vacíos de la estructura esquelética de unión total puede ser tan bajo como 0.2, pero los valores típicos son de 0.3 a 0.5. El suelo es rígido e incompresible y no suele ablandarse por el agua.

1.3 PRESION EFECTIVA

El agua es uno de los factores más importantes en la resistencia; compresibilidad y cambios de volumen del suelo.

El efecto del agua sobre la capacidad de carga se manifiesta por medio de los esfuerzos neutros, presión efectiva, que reducen el esfuerzo total de una masa de suelo.

La reacción del suelo (o de la roca) a los esfuerzos es el factor más importante para el proyecto de cimentaciones, terraplenes, taludes y estructuras para el sostenimiento de tierras. Debido a que en la composición de los suelos y de las rocas están presentes las tres fases (sólida, líquida y gaseosa), no siempre se comportan de la misma manera que otros materiales que sólo tienen una fase (sólida) como el acero.

En la fase sólida las partículas son relativamente incompresibles y soportarán los esfuerzos cortantes estáticos (aunque pueden distorsionarse y si el esfuerzo cortante es suficientemente grande fallarán). El agua es también relativamente incompresible, pero la resistencia a esfuerzo cortante que ofrecerá será debida solamente a la viscosidad (que depende del tiempo). La fase gaseosa es compresible y tiene poca resistencia viscosa al esfuerzo cortante. Como cada fase reacciona a la carga de manera diferente debe determinarse la distribución del esfuerzo entre las fases para poder establecer el efecto del esfuerzo en la masa.

Una carga Q uniformemente distribuida sobre una camada de esferas iguales con espacios vacíos entre ellas, figura 1.9a, pp. 1.46, no se distribuye uniformemente a través de la masa, sino que el esfuerzo variará de un punto a otro dentro de cada esfera; tendrá un valor máximo en los puntos de contacto que tienen pequeñas áreas y será mínimo en el centro de cada esfera. En un suelo o roca que está formada por sólidos irregulares con poros entre ellos, el

problema es más complicado por la variedad de formas y tamaños de las partículas y por el ordenamiento geométrico de las mismas, figura 1.9b; pero de todas maneras el esfuerzo es extremadamente alto en los puntos de contacto entre los granos y menor entre ellos. El valor exacto del esfuerzo en cualquier punto dentro de la fase sólida es indeterminado excepto en el caso más simple, figura 1.9a. Por tanto, el esfuerzo en la fase sólida se expresa en términos del área bruta o total A y la carga total soportada por la fase sólida Q' .

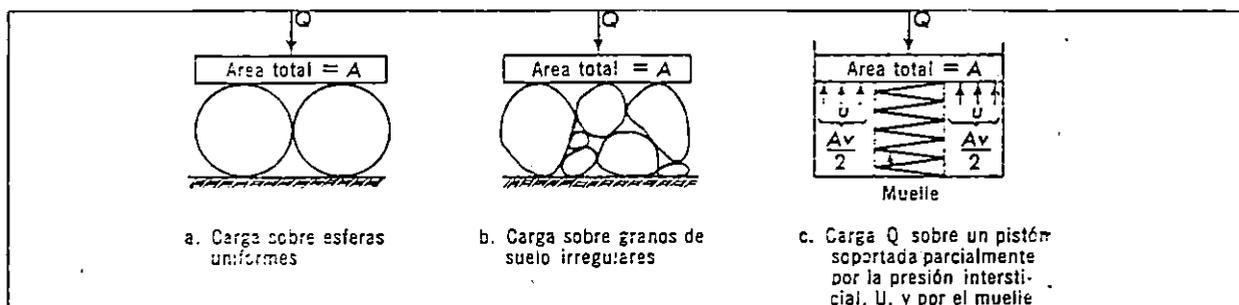


Fig. 1.9 Distribución de una carga, Q' en los granos del suelo. (Ref. 1.7, pp. 132)

$$\sigma' = \frac{Q'}{A} \quad (1.8a)$$

El esfuerzo σ' , es el esfuerzo efectivo, que es menor que el esfuerzo promedio en los sólidos en cualquier nivel y mucho menor que el verdadero esfuerzo en la mayoría de los puntos dentro de las partículas. Este nombre implica actividad en producir deformación y falla en la fase sólida.

Si se aplica una carga total Q a un suelo (o roca) constituido

por sólidos y poros, habiendo dentro de estos últimos una presión u , la distribución de la carga es más compleja. Si el área de los poros en contacto con la carga es A_v , la fuerza uA_v , soportará parte de la carga. Esto es análogo a un pistón soportado por un muelle o resorte en un cilindro cerrado, figura 1.9c, pp. 1. Si la carga total Q , el área de los poros (o cilindro) es A_v y la presión dentro de los poros es u , la distribución de la carga es:

$$Q = Q' + uA_v \quad (1.8b)$$

En esta expresión Q es la carga total y Q' es la carga soportada por el muelle o fase sólida. Dividiendo ambos términos de (1.8b) por A , que es el área bruta o total, se tiene:

$$\frac{Q}{A} = \frac{Q'}{A} + u\left(\frac{A_v}{A}\right)$$

$$\sigma = \sigma' + u\left(\frac{A_v}{A}\right) \quad (1.9a)$$

Esta es la ecuación del esfuerzo efectivo, que es fundamental para comprender el comportamiento del suelo a los esfuerzos.

La presión en los poros o presión intersticial, u , frecuentemente se denomina "esfuerzo neutro", presión efectiva, porque es incapaz de soportar esfuerzo cortante.

El área de poros sobre la cual actúa el esfuerzo neutro o presión intersticial, se define por la relación de esfuerzo neutro, N :

$$N = \frac{A_v}{A} \quad (1.9b)$$

En los suelos el área de contacto entre los granos es pequeña y la relación N es prácticamente igual a 1. La ecuación (1.8a) para suelos queda simplificada a:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1.8c)$$

La ecuación (1.8c) fue establecida inicialmente por Karl Terzaghi en 1923¹¹, la que hizo posible analizar científicamente la deformación y la resistencia de los suelos.

Ahora bien, el esfuerzo total aplicado a un suelo es resistido por el esfuerzo de los granos de la estructura que es σ' (esfuerzo efectivo) y por el esfuerzo neutro o esfuerzo de agua, u . Así, en cualquier momento, los esfuerzos se pueden representar por la relación:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1.8c)$$

Como la resistencia al esfuerzo cortante es un fenómeno de rozamiento, depende del esfuerzo de los granos de la estructura; por

¹¹ Ref. 1.7, pp. 133.

consiguiente la ecuación de la resistencia a esfuerzo cortante en la falla, en las arenas húmedas, debe escribirse:

$$s = p' \tan \phi \quad (1.10)$$

$$s = (p - u) \tan \phi \quad (1.11)$$

En la que p' es el esfuerzo normal efectivo en la falla. El no tener en cuenta esta relación ha dado como resultado que se interpreten erróneamente las variaciones de la fricción interna con la humedad. Los experimentos demuestran que ϕ no cambia prácticamente con la humedad; el cambio real ocurre en los esfuerzos efectivos que son los que producen la fricción y la resistencia a esfuerzo cortante.

Existen en la naturaleza muchos casos de esfuerzo neutro hidrostático debidos, principalmente, al nivel freático y sus fluctuaciones. En una arena seca el esfuerzo normal vertical es producido por el peso propio, de manera que a la profundidad z la resistencia a esfuerzo cortante horizontal será:

$$\sigma' = \gamma z, \quad (1.12a)$$

$$s = \gamma z \tan \phi \quad (1.12b)$$

Si el nivel freático sube a través del suelo, ver figura 1.24c, pp. 1.78, la compacidad del suelo aumentará a γ' , que es el peso

especifico saturado, se produce debido a que el ascenso del nivel freático, crea un empuje hidrostático hacia arriba que reduce el peso especifico del suelo γ así:

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w \quad (1.12c)$$

Donde:

γ_w : peso especifico del agua.

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{\text{peso de la masa de suelo, incluyendo aire, agua y suelo}}{\text{volumen de la masa de suelo}}$$

$$\sigma' = \gamma'z - u \quad (1.12d)$$

$$s = (\gamma'z - u) \tan \phi \quad (1.12)$$

Si u es suficientemente grande, la resistencia a esfuerzo cortante puede reducirse a una cantidad insignificante. La causa de los deslizamientos es, muchas veces, el esfuerzo neutro que se crea y que llega a reducir la resistencia a esfuerzo cortante del suelo hasta un límite en que es incapaz de soportar las cargas; entonces puede producirse una falla por esfuerzo cortante y grandes masas de suelo se pueden poner en movimiento.

Cuando un suelo sin cohesión es sometido a una fuerza cortante su volumen cambia; si el suelo está saturado, el cambio de volumen

va acompañado de un cambio en la distribución del agua en los poros.

Si el esfuerzo cortante y el cambio de volumen se producen tan lentamente que el movimiento del agua sólo requiere una carga insignificante, los cambios en el esfuerzo neutro serán también insignificantes. El esfuerzo cortante aplicado velozmente requiere, sin embargo, un rápido cambio en la humedad del suelo, lo cual produce un tremendo esfuerzo neutro. Esto es particularmente importante en los suelos de grano muy fino, de baja permeabilidad.

La tensión capilar puede producir un esfuerzo neutro negativo que aumente la resistencia a esfuerzo cortante del suelo. La arena húmeda debe la propiedad de poderse aglutinar y mantener la forma a la tensión capilar de la fina película de agua entre los granos. Los meniscos de pequeño radio desarrollan altos esfuerzos de tracción en las cuñas de humedad lo cual mantiene los granos en rígido contacto, figura 1.10.

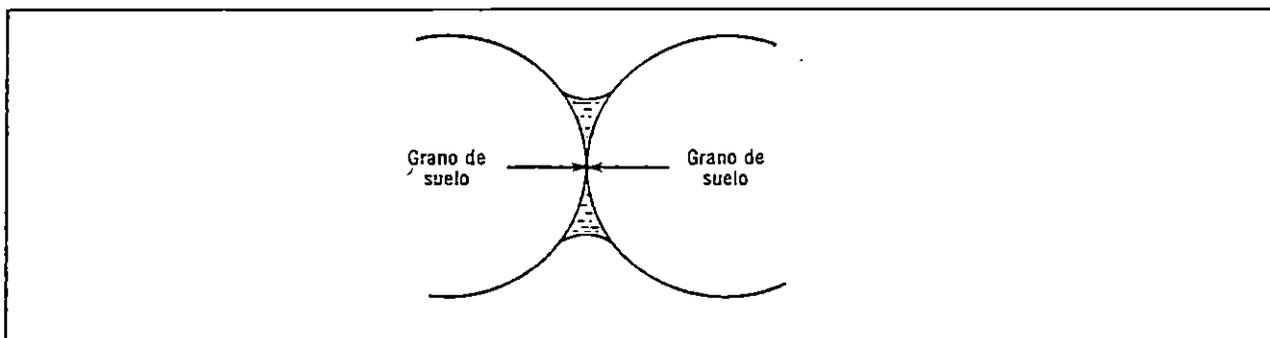


Fig. 1.10 El esfuerzo neutro debido a la tensión capilar produce compresión entre los granos del suelo. (Ref. 1.7, pp. 164)

Las arenas finas y los limos que estén por arriba del nivel freático y dentro de la zona de ascensión capilar, deben su resisten-

cia a la tensión capilar que produce un esfuerzo efectivo en la estructura del suelo. En estos suelos se pueden hacer, frecuentemente, excavaciones profundas con paramentos de gran pendiente, debido a esta resistencia, pero si el suelo se seca completamente o se inunda, se destruye la tensión capilar y la resistencia se reduce. Muchas fallas son debidas a esa pérdida de resistencia por la reducción de la tensión capilar.

1.4 ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO DEBIDOS A CARGAS APLICADAS

Quando se aplica una carga en la superficie de una masa de suelo, los esfuerzos verticales dentro de la masa de suelo aumentan. Si el suelo fuera una serie de columnas independientes, la carga sería soportada por las columnas situadas inmediatamente debajo de la carga y las otras no sufrirían cambio alguno; pero como el suelo es una masa coherente en que las columnas de suelo están interconectadas elásticamente, la carga que se aplica en un punto se transmite a través de toda la masa de suelo, extendiéndose lateralmente a medida que aumenta la profundidad.

Para obtener una representación más exacta de la distribución de los esfuerzos dentro de una masa de suelo se utilizan varias teorías de elasticidad. Estas teorías demuestran que una carga aplicada al suelo aumenta los esfuerzos verticales en toda la masa. El aumento es mayor directamente debajo de la carga, figura 1.11, pp. 1.53, pero se extiende infinitamente en todas direcciones. A medida que aumenta la profundidad, disminuye la concentración de esfuerzo

directamente debajo de la carga; pero si a una profundidad determinada fueran integrados los incrementos de esfuerzos en el área en que son aplicados, la fuerza total sería igual a la carga aplicada Q .

Cerca de la superficie, la distribución del esfuerzo depende del tamaño del área cargada y de la distribución de la presión por contacto, pero a profundidades mayores que dos veces el ancho del área cargada, la distribución del esfuerzo es prácticamente independiente de como se aplica la carga Q .

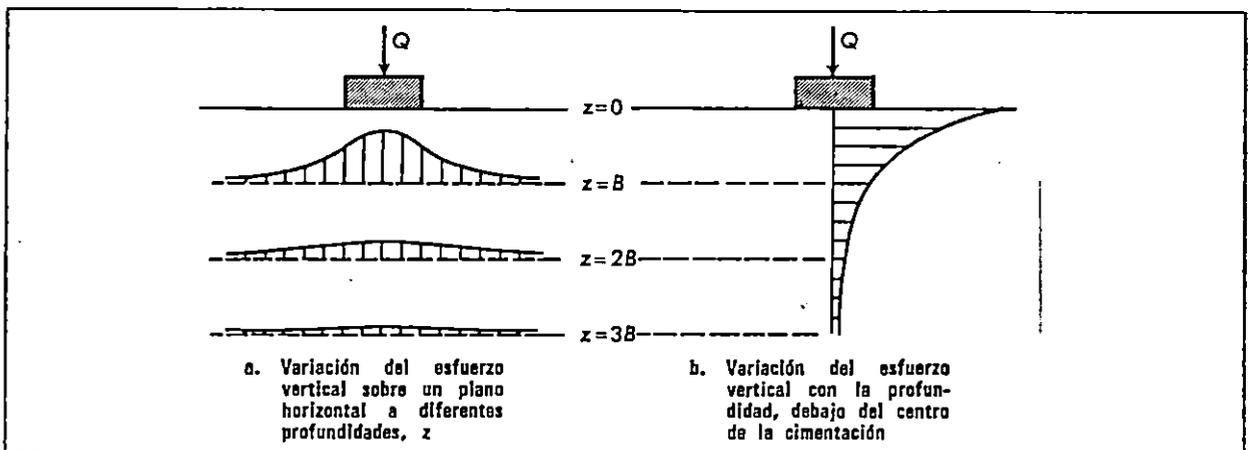


Fig. 1.11 Esfuerzos verticales en una masa de suelo, debidos a la carga Q , aplicada a la superficie del terreno por una cimentación cuadrada de ancho B . (Ref. 1.7, pp. 492)

Una de las fórmulas más usadas para calcular los esfuerzos en el suelo es la de Boussinesq, matemático francés que la dió a conocer en el año de 1885 y fue adaptada a la Ingeniería por Jugerson. El supone una masa de suelo homogéneo, elástica e isotrópica que se extiende infinitamente en todas direcciones por debajo de una superficie de la masa y el incremento de esfuerzo vertical, $\Delta\sigma_z$,

a la profundidad z y a una distancia horizontal r del punto de aplicación de la carga Q , se calcula por la fórmula siguiente:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (1.13)$$

Westergaard publicó en 1938 una fórmula que se ajusta más a las condiciones elásticas de una masa estratificada de suelo. El supone una masa homogénea elástica reforzada por finas láminas horizontales no deformables, de espesores despreciables. La fórmula para el incremento de esfuerzo vertical producido por una carga concentrada aplicada en la superficie de un suelo compresible (con módulo de Poisson igual a cero) es:

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{\pi z^2 [1 + 2(r/z)^2]^{3/2}} \quad (1.14)$$

Ambas ecuaciones se pueden usar para calcular el incremento de esfuerzo producido por una cimentación, si la profundidad z es mayor que dos veces, aproximadamente, el ancho de la cimentación B . Para profundidades menores la presión producida por la cimentación debe ser integrada en toda el área de la cimentación para dar el incremento de esfuerzo. Los resultados de estas integraciones se presentan en forma de gráficos, tales como los Gráficos de Influencia de Newmark y las Gráficas de Líneas Isobáricas. Para el caso de cargas lineales y de cargas superficiales rectangulares se utilizan las gráficas de R. E. Fadum, ver Tomo II de la Ref. 1.2, las cuales son una extensión de la fórmula de Boussinesq.

1.5 CIRCUNFERENCIA DE MOHR

Muchos problemas de asentamiento se pueden plantear correctamente con un simple caso de esfuerzo unidireccional y de compresión (consolidación de arcillas); hay, sin embargo otros problemas de deformación y falla del suelo que implican esfuerzos en tres dimensiones. Los simples casos de compresión y tracción en una dirección, tan útiles en los proyectos estructurales en acero y en concreto, tienen poca aplicación en la masa de suelo, cuyo peso es una parte substancial de la carga total y donde las cargas estructurales se introducen en la masa en varias direcciones y a diferentes niveles. Por lo tanto, el análisis de los efectos del esfuerzo debe comenzar considerando el campo total de esfuerzo en tres dimensiones.

El esfuerzo (tensión) se define como la 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, que se llama esfuerzo normal, σ (sigma) y otra que actúa en la superficie del plano que se llama esfuerzo cortante τ (tau), como se indica en la figura 1.12a, pp. 1.56. Cuando en un plano actúa solamente la componente normal y $\tau=0$, a ese esfuerzo normal se le llama *esfuerzo principal*, figura 1.12b, pp. 1.56.

Cuando se prueba un cubo de mortero para determinar su resistencia, se coloca en una máquina y se aplica a las caras superior e inferior una fuerza de compresión que se aumenta gradualmente. La

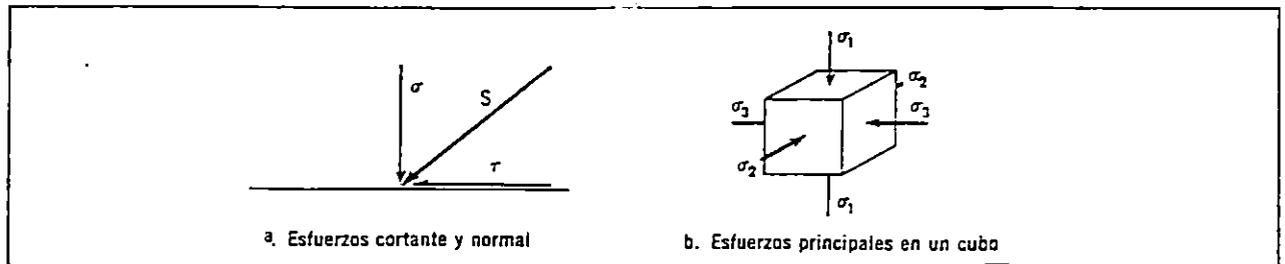


Fig. 1.12 Esfuerzos normal y cortante y principal. (Ref. 1.7, pp.157)

fuerza de compresión produce esfuerzos de compresión en las caras donde se aplica; estos esfuerzos son esfuerzos principales y los planos horizontales donde ellos se producen se llaman *planos principales*. Aunque raramente se hace, sería posible aplicar fuerzas de compresión en los otros dos pares de caras del cubo; esto también produciría esfuerzos principales en las caras donde fueran aplicadas esas fuerzas y esas caras serían también planos principales independientes perpendiculares que actúan en tres planos principales perpendiculares. El mayor de estos tres esfuerzos principales se llama *esfuerzo principal mayor* y se designa por σ_1 , el más pequeño es el *esfuerzo principal menor*, σ_3 , y el tercero se llama *esfuerzo principal intermedio* σ_2 ¹².

Como en la Mecánica de Suelos los esfuerzos de tracción son comparativamente raros, los esfuerzos de compresión se consideran positivos. En el caso del cubo de mortero sometido a un ensayo usual de compresión, el esfuerzo de compresión aplicado a las caras superior e inferior es σ_1 , y los otros dos esfuerzos principales, σ_2 y σ_3 son cero. En el suelo se tiene $\sigma_2 = \sigma_3$, lo que produce un estado coplanar de esfuerzos.

¹² Ref. 1.7, pp. 157-158.

Si un plano inclinado corta el cubo, es posible calcular los esfuerzos normal y cortante en ese plano partiendo de los dos esfuerzos principales y las leyes de la estática. El caso general es bastante complicado porque requiere el empleo de cosenos directores del plano inclinado con respecto a los planos principales. Sin embargo, en muchos problemas de Mecánica de Suelos, sólo interesan los esfuerzos en planos perpendiculares al plano principal intermedio, con lo cual el problema se reduce a dos dimensiones.

La dirección de un plano inclinado que sea perpendicular al plano principal intermedio se define por el ángulo α (alfa), que es el ángulo que forma el plano inclinado con el plano del esfuerzo principal mayor, figura 1.13.

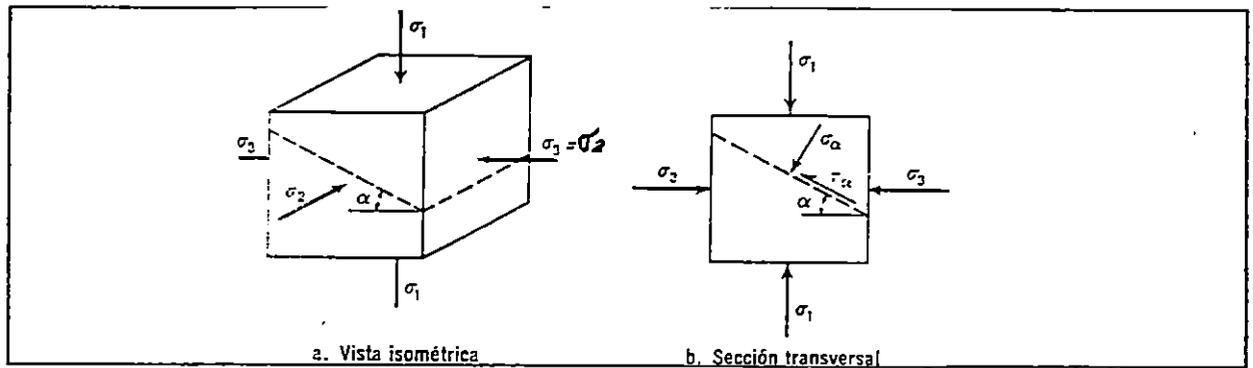


Fig. 1.13 Esfuerzos en un cubo cortado por un plano que es perpendicular al plano de σ_2 y que forma el ángulo α con el plano σ_1 . (Ref. 1.7, pp. 158)

Los esfuerzos normal y cortante en ese plano se pueden hallar conociendo σ_1 y σ_3 , por las leyes de la estática. Si se supone que la arista del cubo es 1, las fuerzas que actúan en el plano inclinado en las direcciones σ_1 y σ_3 son, respectivamente:

$$F_1 = \sigma_1 \times \text{área},$$

$$F_1 = \sigma_1 \times 1 \times 1,$$

$$F_3 = \sigma_3 \times 1 \times 1 \times \text{tana}$$

La suma de las componentes de estas fuerzas, normales al plano

inclinado es:

$$F_n = F_1 \cos \alpha + F_3 \text{sen} \alpha,$$

$$F_n = \sigma_1 \cos \alpha + \sigma_3 \text{tana} \text{sen} \alpha$$

La suma de las componentes paralelas al plano es:

$$F_s = F_1 \text{sen} \alpha - F_3 \cos \alpha,$$

$$F_s = \sigma_1 \text{sen} \alpha - \sigma_3 \text{tana} \cos \alpha$$

Como el área del plano inclinado es $A_n = 1/\cos \alpha$, el esfuerzo normal en el plano σ_n es:

$$\sigma_n = \frac{F_n}{A_n}$$

Entonces:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 \cos \alpha + \sigma_3 \text{tana} \text{sen} \alpha}{1/\cos \alpha}$$

$$\sigma_n = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \text{sen}^2 \alpha$$

$$\sigma_n = \sigma_1 (1/2) (1 + \cos 2\alpha) + \sigma_3 (1/2) (1 - \cos 2\alpha)$$

$$\sigma_{\alpha} = 1/2(\sigma_1 + \sigma_1 \cos 2\alpha + \sigma_3 - \sigma_3 \cos 2\alpha)$$

$$\sigma_{\alpha} = 1/2(\sigma_1 + \sigma_3 + \cos 2\alpha[\sigma_1 - \sigma_3])$$

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad (1.15a)$$

El esfuerzo cortante en el plano τ_{α} es:

$$\tau_{\alpha} = \frac{F_s}{A_{\alpha}}$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_1 \operatorname{sen} \alpha - \sigma_3 \operatorname{tan} \alpha \cos \alpha}{1/\cos \alpha}$$

$$\tau_{\alpha} = \sigma_1 \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha - \sigma_3 \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha$$

$$\tau_{\alpha} = \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha \quad (1.13b)$$

Por medio de estas fórmulas se pueden calcular los esfuerzos en cualquier plano inclinado que forme un ángulo α con el plano principal mayor o si se conocen los esfuerzos en dos planos cualesquiera se pueden calcular los esfuerzos principales.

Las fórmulas (1.15a) y (1.15b) permiten establecer las siguientes conclusiones, que es necesario recordar cuando se analizan esfuerzos:

- 1) El esfuerzo cortante máximo se produce cuando $\sin 2\alpha=1$ ó $\alpha=45^\circ$ ó $\alpha=135^\circ$ y es igual a $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$.
- 2) El esfuerzo normal máximo se produce cuando $\cos 2\alpha=1$ y $\alpha=0$.
- 3) El esfuerzo normal mínimo se produce cuando $\cos 2\alpha=-1$ y $\alpha=90^\circ$ y el plano es paralelo al plano principal menor.
- 4) En dos planos cualesquiera perpendiculares entre sí los esfuerzos cortantes son iguales en magnitud.

Otto Mohr (1835-1918) inventó un procedimiento gráfico para resolver las ecuaciones y hallar los esfuerzos normal y cortante en un plano perpendicular a uno de los planos principales y que forme un ángulo α con el mayor de los otros dos planos principales.

En el sistema de coordenadas que se establece, figura 1.14a, pp. 1.61, las abscisas x representan los esfuerzos normales y las ordenadas y los cortantes. Los esfuerzos de compresión (positivos) se dibujan a la derecha y las tracciones a la izquierda (negativas). Las fuerzas cortantes se pueden dibujar hacia arriba o hacia abajo, pues su signo no tiene significación. Las coordenadas de un punto (σ, τ) representan la combinación de los esfuerzos normal y cortante en un plano, cualquiera que sea su orientación.

En este diagrama se dibujan las coordenadas de σ_1 y σ_3 , figura 1.14b, pp. 1.61; ambas 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 , figura

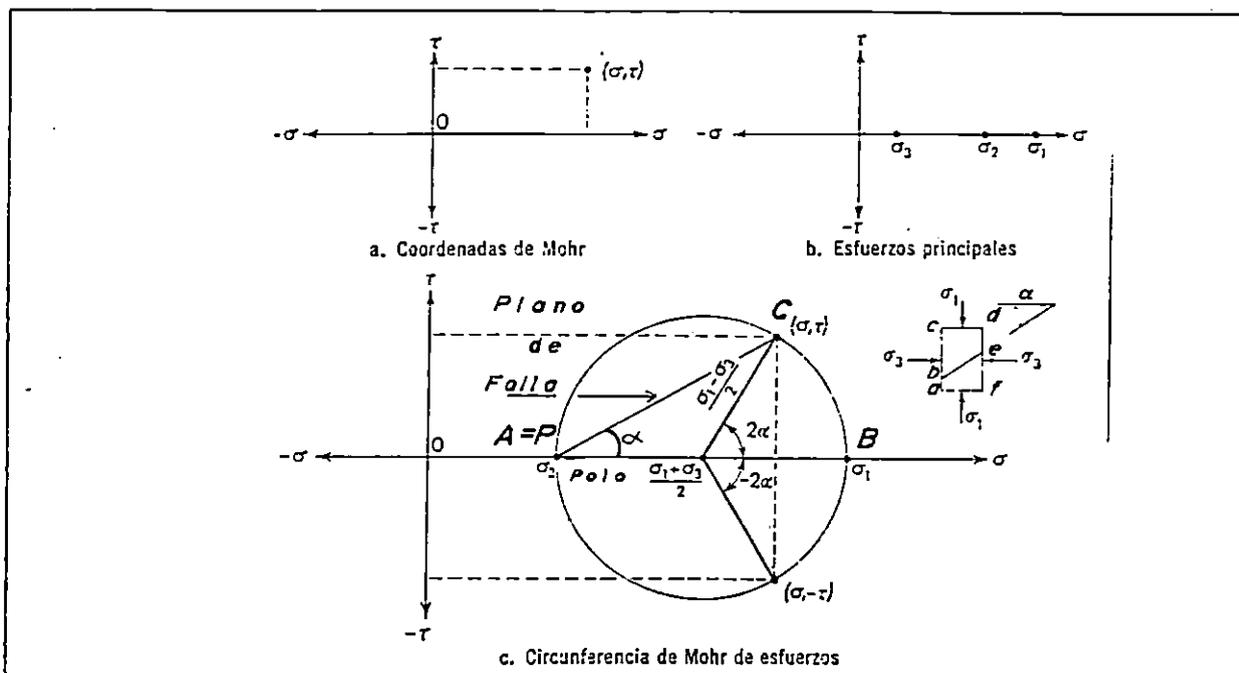


Fig. 1.14 Coordenadas de Mohr y circunferencia de esfuerzos de Mohr. (Ref. 1.7, pp. 160)

1.14c. El centro de esta 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 el ángulo 2α con el eje σ , que se mide en dirección contraria al movimiento de las agujas del reloj. La coordenada x de un punto en la circunferencia al extremo del radio es:

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

Que es σ en un plano inclinado que forma el ángulo α con el plano principal mayor. La coordenada y del punto es:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{sen} 2\alpha,$$

Que es τ en el mismo plano. La circunferencia representa las condiciones posibles de esfuerzos en cualquier plano perpendicular al plano principal intermedio. Los esfuerzos en un plano preciso que forme el ángulo α se pueden hallar gráficamente siguiendo esta construcción. En esta construcción gráfica se puede demostrar que el valor máximo de τ se produce en un plano en que un ángulo $2\alpha=90^\circ$ y es igual a $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ó sea la mitad de la diferencia entre los esfuerzos principales mayor y menor y también que los esfuerzos cortantes en dos planos perpendiculares entre sí son iguales.

Se puede aplicar la misma construcción gráfica a esfuerzos en un plano perpendicular al plano principal mayor, usando σ_2 y σ_3 y en un plano perpendicular al plano principal menor usando σ_1 y σ_2 como la circunferencia es simétrica con respecto al eje x , basta dibujar la semicircunferencia superior. La mitad inferior se puede dibujar usando -2α (medido desde el eje en la dirección del movimiento de las agujas del reloj) y valores negativos para el esfuerzo cortante.

La deducción matemática de la circunferencia de Mohr se realiza a partir de las ecuaciones (1.15a) y (1.15b), así:

$$\sigma_x = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad (1.15a)$$

$$\tau_x = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha \quad (1.15b)$$

Reordenando la ecuación (1.15a) a:

$$\sigma_x - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad (1.15c)$$

Elevando al cuadrado las ecuaciones (1.15c) y (1.15b) y sumándolas se obtiene la ecuación general de la circunferencia:

$$\begin{aligned} \left(\sigma_x - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)^2 &= \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha\right)^2 + \\ &\frac{\tau_x^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha\right)^2}{=} \\ \left(\sigma_x - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)^2 + \tau_x^2 &= \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 \cos^2 2\alpha + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 \operatorname{sen}^2 2\alpha \\ \left(\sigma_x - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)^2 + \tau_x^2 &= \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 (\cos^2 2\alpha + \operatorname{sen}^2 2\alpha) \end{aligned}$$

Como $\operatorname{sen}^2 \theta + \cos^2 \theta = 1$

$$\left(\sigma_x - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)^2 + \tau_x^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2$$

Ecuación general de la circunferencia:

$$(x - a)^2 + (y - b)^2 = R^2$$

$$\text{Centro: } \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, 0\right)$$

$$\text{Radio: } \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Además, sobre la circunferencia de Mohr existe un punto llamado polo, que tiene una característica única:

"Una línea trazada a partir del polo paralela a un plano dado en el suelo cortará la circunferencia en un punto cuyas coordenadas corresponden a las componentes normal y cortante del esfuerzo en ese plano".

Existe una relación entre:

- a) El estado de esfuerzos en cualquier plano de un elemento de suelo;
- b) La dirección de dicho plano; y
- c) La posición del polo.

Si se conocen dos de ellos, el tercero se obtendrá con una construcción simple en la circunferencia de Mohr. Por ejemplo en la figura 1.14c, pp. 1.61, el punto A tiene las coordenadas $(\sigma_3, 0)$ que definen el estado de esfuerzo en el plano ac (ac=df) del elemento de suelo; y el punto B tiene coordenadas $(\sigma_1, 0)$ que definen el estado de esfuerzo en el plano cd (cd=af). Por tanto, el polo se encuentra trazando una línea que pase por A paralela al plano ac del elemento de suelo, la cual corta la circunferencia en el mismo punto A, por lo tanto el punto A es el polo, P. Una línea que pase por P paralela al plano be del elemento corta la circunferencia en el punto C, cuyas coordenadas deben ser (σ, τ) . El ángulo tendido entre el polo, P; y el punto C; y el eje σ : es el ángulo del plano de falla, α .

La circunferencia de esfuerzos de Mohr está basada en las leyes

de la estática y se puede aplicar a cualquier material. Aunque la discusión se ha limitado a los esfuerzos que actúan en las caras de un cubo, se aplica igualmente a un cubo infinitesimal, es decir a un punto.

Mohr también contribuyó al desarrollo de la Ingeniería al formular una teoría de la falla de los materiales, que representa con mayor aproximación los verdaderos esfuerzos que se producen, que como lo hacen las otras teorías que consideran esfuerzos simples solamente. Esta teoría es satisfactoriamente aplicable a los suelos y a materiales como el concreto y la piedra.

El demostró que el rendimiento o falla de un material no es causado solamente por esfuerzos normales que alcancen un cierto máximo (o punto de fluencia) o por sólo esfuerzos cortantes que alcancen un máximo, sino por una combinación crítica de ambos esfuerzos, el normal y el cortante, pero el valor crítico del esfuerzo cortante está regulado por el esfuerzo normal actuando en la superficie de falla potencial.

Las combinaciones críticas de los esfuerzos normales y cortantes, cuando se dibujan en coordenadas σ y τ forman una línea que se llama "*Envolvente de Falla de Mohr*", figura 1.15a, pp. 1.66. La falla se produce si para un determinado valor de σ , el esfuerzo cortante excede el indicado por la envolvente.

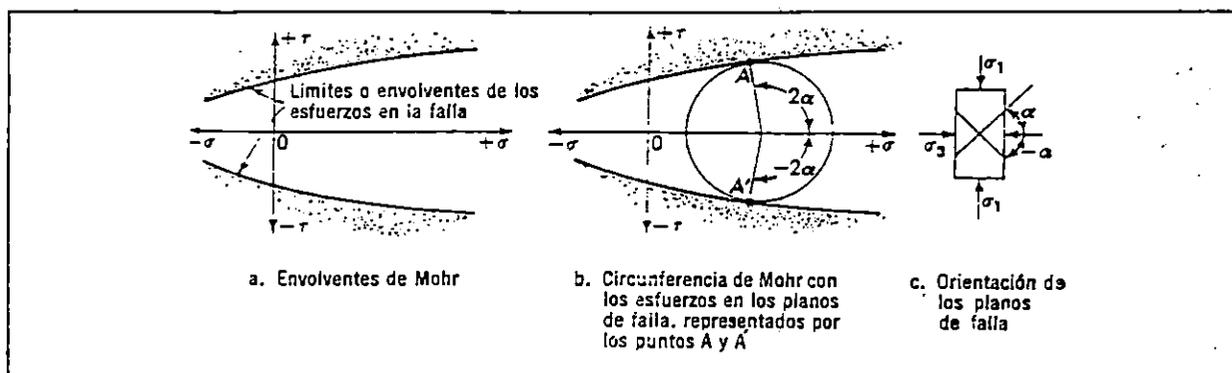


Fig. 1.15 Envolvente de falla de Mohr. (Ref. 1.7, pp. 165)

Si se conocen los esfuerzos en dos planos cualesquiera que pasen por un punto, se pueden hallar los esfuerzos en cualquier otro plano por medio de la circunferencia de Mohr. Como la circunferencia representa todas las combinaciones posibles de esfuerzos normales y cortantes en ese punto, la rotura ocurrirá en el plano representado por el punto de intersección con la envolvente, figura 1.15b.

1.6 CAPACIDAD DE CARGA

La Capacidad de Carga, es la capacidad del suelo para soportar una carga sin que se produzcan fallas dentro de su masa. La capacidad de un suelo para soportar una carga varía no solamente con la resistencia del suelo, sino también con la magnitud y distribución de la carga.

Cuando una carga Q se aplica a un suelo en forma de incrementos graduales, el suelo se deforma y la curva de carga-asentamiento es similar a las curvas de esfuerzo-deformación. Cuando se alcanza la carga crítica o de falla Q_0 , la razón de deformación con

respecto a la carga se aumenta. La curva de carga-asentamiento pasa por un punto de máxima curvatura, indicando que se ha producido la falla de la masa de suelo.

Las curvas de carga-asentamiento varían de acuerdo con el carácter del suelo que se haya cargado. Así, en arena compacta y en arcilla no sensible, la falla se produce, generalmente, en forma brusca y definida; en cambio en arena suelta y arcilla sensible la falla se produce en una transición más gradual asociada a una falla progresiva, figura 1.16.

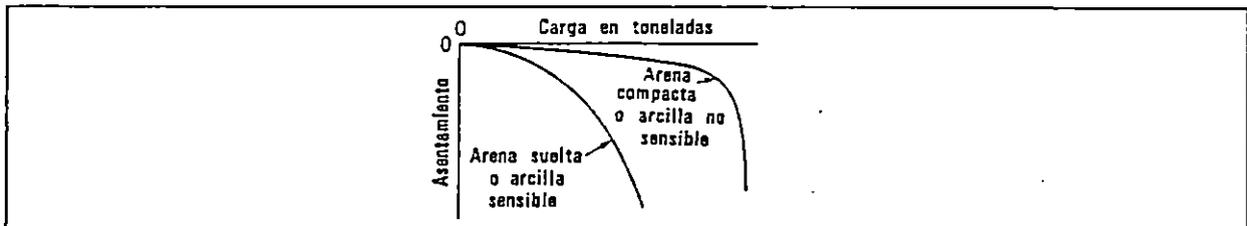


Fig. 1.16 Curvas de carga-asentamiento. (Ref. 1.7, pp. 481)

Si se hiciera un corte vertical del suelo que se encuentra al ras de la estructura de cimentación y se colocara una superficie transparente con igual comportamiento mecánico que el suelo desalojado se observaría el proceso de falla de éste, que generalmente se produce en tres etapas:

Primera, el suelo situado debajo de la cimentación es forzado hacia abajo formándose un cono o una cuña, figura 1.17a, pp. 1.68. El suelo que está debajo de la cuña es forzado hacia abajo y hacia afuera. Unas líneas imaginarias en el suelo que inicialmente fueran verticales ahora aparecerían combadas hacia afuera, como un barril.

Segundo, el suelo alrededor del perímetro del cimiento se separa

del mismo y la superficie de esfuerzo cortante se propaga hacia afuera desde el vértice del cono o cuña, figura 1.17b. Si el suelo es muy compresible o puede tolerar grandes deformaciones sin fluencia, la falla queda circunscrita a zonas en forma de abanico, de esfuerzo cortante local.

Tercera, la cimentación se desplazará hacia abajo con un pequeño aumento de la carga: una forma de falla por capacidad de carga. Si el suelo es más rígido, la zona de esfuerzo cortante se propaga hacia afuera, hasta formar una superficie continua de falla que se extiende hasta la superficie del terreno y éste se levanta, figura 1.17c. A este tipo de falla se le llama Falla General por Esfuerzo Cortante. La falla puede ser simétrica, especialmente si la rotación está restringida porque la columna está empotrada en el cimiento o puede inclinarse, como en la figura 1.17d. Este tipo de falla por capacidad de carga no es común.

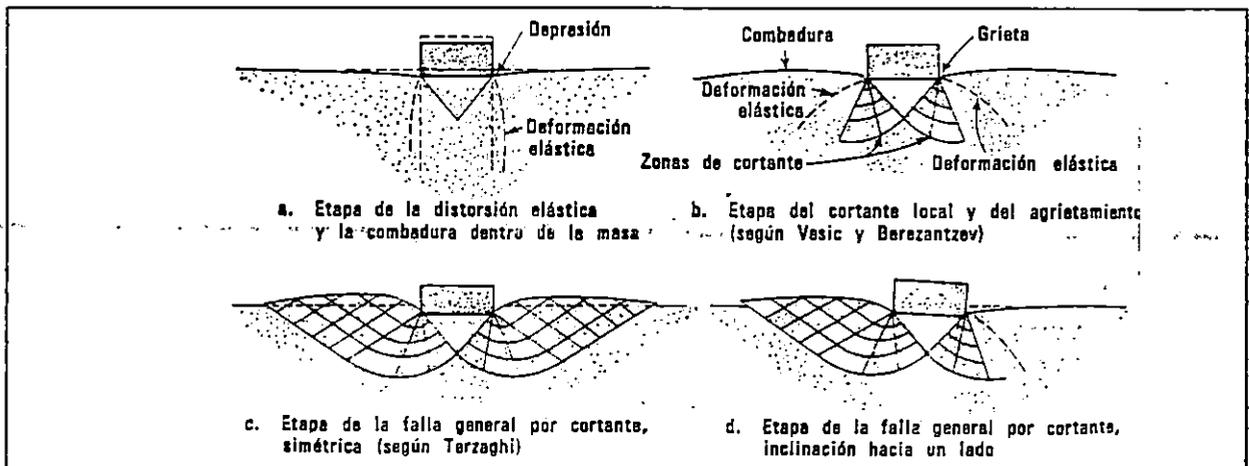


Fig. 1.17 Desarrollo de la falla por esfuerzo cortante por debajo de la cimentación. (Ref. 1.7, pp. 462)

No se ha deducido una fórmula matemática exacta para analizar esta falla; sin embargo, se han desarrollado varios métodos aproxima-

dos basados en una representación simplificada de la compleja superficie de falla y de las propiedades del suelo.

El análisis de Capacidad de Carga desarrollado inicialmente por Bell (un análisis simple y conservador) ampliado por Terzaghi y posteriormente modificado por Sowers y Sowers^{1,2}. El mismo consiste en sustituir la superficie curva de falla por dos planos rectos, como se indica en la figura 1.18.

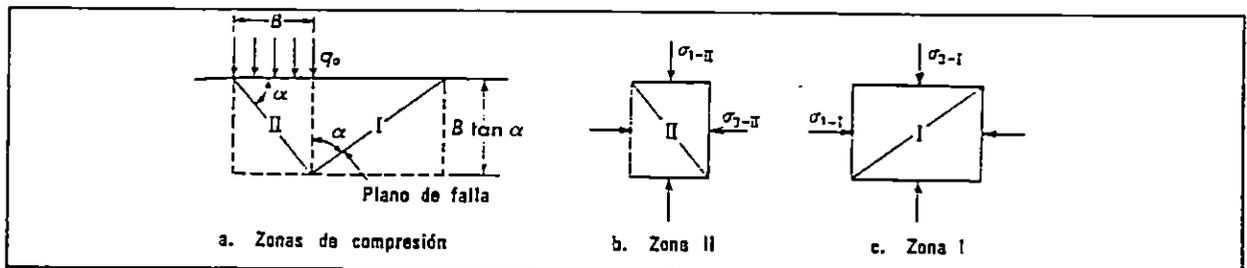


Fig. 1.18 Planos rectos de falla, supuestos y zonas prismáticas de compresión triaxial a cortante debajo de una carga uniforme q_0 de ancho B . (Ref. 1.7, pp. 483)

Se supone una cimentación de ancho B y largo infinito, como la de un largo muro. En el momento de la falla, la cimentación ejerce una presión de q_0 , que es la máxima Capacidad de Carga o simplemente Capacidad de Carga del suelo.

El suelo inmediatamente debajo de la cimentación se supone que está en compresión de manera similar a una muestra en la prueba de esfuerzo cortante triaxial. El esfuerzo principal mayor en esta zona, II, es igual a la carga de cimentación q_0 , si se desprecia el peso del suelo debajo de la cimentación. El esfuerzo principal menor en

^{1,2} Ref. 1.7, pp. 483.

la zona II es producido por la resistencia de la zona I a ser comprimido. La zona I es como una muestra sometida a esfuerzo cortante triaxial, pero acostada, de manera que el esfuerzo principal mayor es horizontal. En el momento de la falla de la cimentación ambas zonas fallan simultáneamente por esfuerzo cortante y el esfuerzo principal menor de la zona II, σ_{3-II} , es igual al esfuerzo principal mayor de la zona I, σ_{1-I} .

El esfuerzo principal menor de la zona I proviene del promedio del esfuerzo vertical producido por el propio peso del suelo y de cualquier sobrecarga q' . La sobrecarga, figura 1.19, es cualquier presión permanente confinada encima del nivel de la cimentación, como es el peso de un basamento o el peso del suelo por arriba del nivel de cimentación:

$$q' = \gamma D_f \quad (1.16)$$

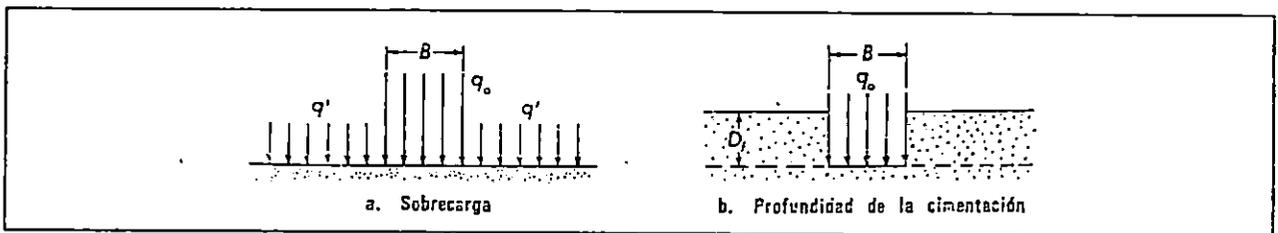


Fig. 1.19 Sobrecarga y profundidad de la cimentación. (Ref. 1.7, pp. 483)

La altura de la zona de falla es $B \tan \alpha$, siendo α el ángulo de la zona de falla, $\alpha = 45 + (\phi/2)$. El esfuerzo principal menor promedio, debido al peso del suelo, es por tanto: $\gamma B/2 \tan \alpha$; y el esfuerzo principal menor total es:

$$\sigma_{3-I} = q' + \gamma \frac{B}{2} \tan \alpha \quad (1.17a)$$

Si se conoce el esfuerzo principal menor, se puede hallar gráficamente el esfuerzo principal mayor de la zona I por la circunferencia de Mohr, figura 1.20. Este es esencialmente el empuje pasivo y es el que resiste la combadura de la zona II. Como este esfuerzo es igual al esfuerzo principal menor de la zona II, una segunda circunferencia de Mohr dará el esfuerzo principal mayor de la zona II, que es la máxima Capacidad de Carga:

$$\sigma_{1-II} = q_0 \quad (1.17b)$$

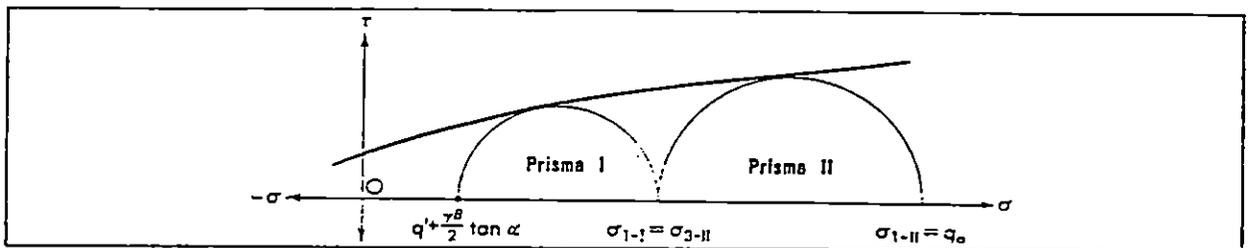


Fig. 1.20 Circunferencias de Mohr para el análisis de capacidad de carga basado en planos de falla rectos y zonas prismáticas de compresión triaxial y cortante. (Ref. 1.7, pp. 484)

El análisis gráfico se puede emplear para cualquier suelo sea cual fuere la forma de la envolvente de Mohr. Si ésta se puede aproximar a una línea recta de la forma:

$$s = c' + p \tan \phi \quad (1.18)$$

La capacidad de carga máxima se puede hallar también analíticamente por medio de una análisis trigonométrico de la circunferencia de Mohr, figura 1.21, pp. 1.72.



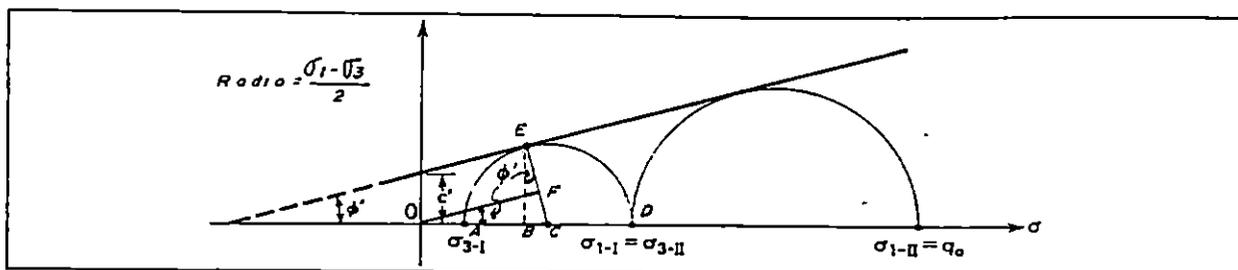


Fig. 1.21 Análisis por la circunferencia de Mohr basado en una envolvente de Mohr de línea recta. (Ref. 1.7, pp. 485)

De la figura 1.21:

$$BC = EF + FC$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = c' \cos \phi' + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \phi'$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \left(\frac{c' \cos \phi'}{\operatorname{sen} \phi'} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \operatorname{sen} \phi'$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \left(\frac{c'}{\tan \phi'} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \operatorname{sen} \phi'$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \operatorname{sen} \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'} \right) + 2c' \left(\frac{\cos \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'} \right),$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \alpha + 2c' \tan \alpha \quad (1.17c)$$

$$\sigma_{1-I} = \left(q' + \frac{\gamma B}{2} \tan \alpha \right) \tan^2 \alpha + 2c' \tan \alpha,$$

$$q_0 = \sigma_{1-II} = \left[\left(q' + \frac{\gamma B}{2} \tan \alpha \right) \tan^2 \alpha + 2c' \tan \alpha \right] \tan^2 \alpha + 2c' \tan \alpha,$$

$$q_0 = \sigma_{1-II} = \frac{\gamma B}{2} \tan^5 \alpha + 2c' (\tan \alpha + \tan^3 \alpha) + q' \tan^4 \alpha \quad (1.17d)$$

Esta es una expresión general de la capacidad de carga máxima de cualquier suelo con una envolvente de Mohr en línea recta. Se

puede usar para suelos no cohesivos haciendo $c'=0$ y para arcillas saturadas sometidas a esfuerzo cortante sin drenaje haciendo $\phi'=0$ y $c'=c$.

Para el cálculo de la Capacidad de Carga se ha desarrollado una ecuación de forma simple, que fue deducida por Terzaghi-Meyerhof:

$$q_o = c'N_c + q'N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (1.19)$$

Los símbolos N_γ , N_c , N_q son factores de la capacidad de carga, que son funciones del ángulo de fricción interna. El término que contiene el factor N_γ , muestra la influencia del peso del suelo y el ancho de la cimentación, el que contiene N_c muestra la influencia de la cohesión y el que contiene N_q , la influencia de la sobrecarga. Los valores de estos factores se pueden obtener por medio de gráficas o fórmulas matemáticas, figura 1.22, pp. 1.74, y ecuaciones (1.19a), (1.19b) y (1.19c).

Esta expresión general fue deducida por Terzaghi de un análisis más riguroso de la capacidad de carga y se basa en acercar la forma de la superficie de falla por esfuerzo cortante a una combinación de líneas rectas y espirales logarítmicas. El análisis fue mejorado posteriormente por Meyerhof, pero los resultados se expresan de la misma forma⁴.

⁴ Ref. 1.7, pp. 485.

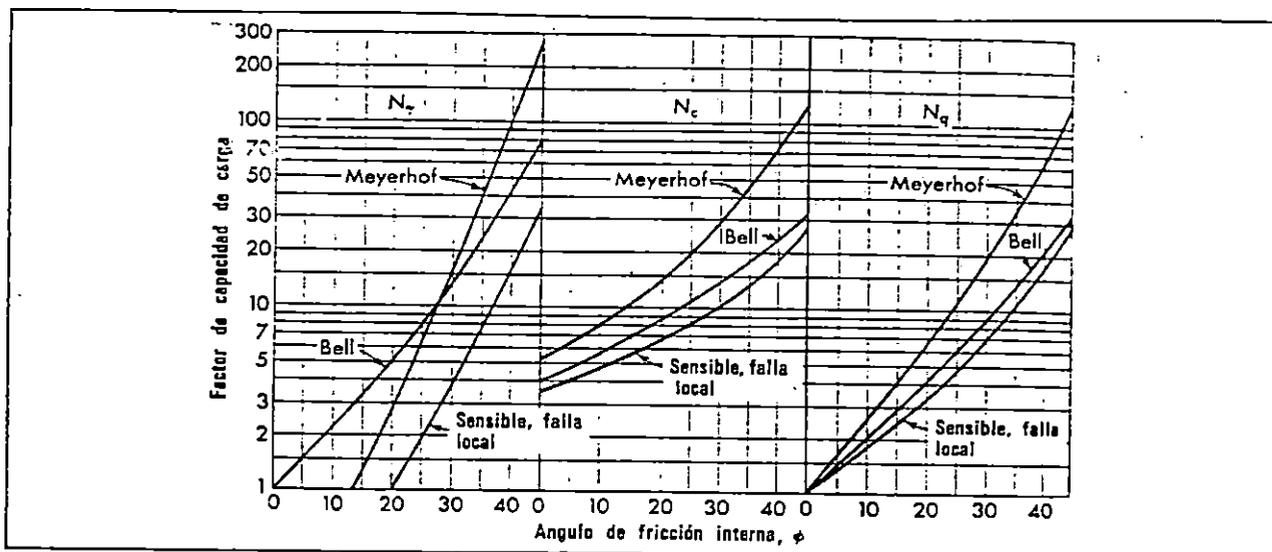


Fig. 1.22 Factores de capacidad de carga para la ecuación general de capacidad de carga, ecuación 1.19, (Tomado de Meyerhof).

Las propiedades del suelo y las dimensiones de la cimentación determinan la capacidad de carga del suelo. De la ecuación general se deduce que la capacidad de carga depende del ángulo de fricción interna ϕ (o ϕ'), del peso específico del suelo γ , del ancho de la cimentación B , de la cohesión c (o c') y de la sobrecarga q' . El ángulo de fricción interna es el que tiene mayor influencia, porque los tres factores aumentan rápidamente con sólo un pequeño aumento de él.

$$N_q = e^{x \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.19a)$$

$$N_\gamma = 1.8 (N_q - 1) \tan \phi \quad (1.19b)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi, \quad \phi = 0 \rightarrow N_c = 5.2 \quad (1.19c)$$

Tanto el segundo como el tercero de los términos de la ecuación

(1.19) dependen del peso específico del suelo. Cuando la zona de esfuerzo está por arriba del nivel freático (la parte inferior del cimiento a una altura sobre el nivel del agua igual a B , aproximadamente), se usa para los cálculos, el peso específico total del suelo; pero cuando el nivel freático está a la altura de la base del cimiento, debe usarse en el primer término el peso específico del suelo sumergido, $\gamma' = \gamma - \gamma_w$. Este efecto es reducir esa parte de la capacidad de carga a cerca de la mitad. Si el nivel freático está por arriba de la parte inferior del cimiento, también se afecta el peso de la sobrecarga.

El segundo término es proporcional a la sobrecarga q' . Para las arcillas saturadas en las que ϕ es cero N_c es igual a uno, la contribución de la sobrecarga a la capacidad de carga es pequeña. En los suelos que tienen un ángulo de fricción interna alto, una pequeña sobrecarga produce un gran aumento en la capacidad de carga.

El tercer término de la ecuación varía en proporción directa al ancho de la cimentación. Esto significa que en suelos no cohesivos, como las arenas, la capacidad de carga en cimientos pequeños es baja y en cimientos grandes muy alta. En cambio, en las arcillas saturadas sometidas a esfuerzo cortante sin drenaje, el ancho de la cimentación tiene poco efecto en la capacidad de carga.

1.6.1 ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA

El ángulo de fricción interna es la propiedad más importante

para determinar la capacidad de carga de un suelo.

El ángulo de fricción interna se define como: La pendiente (el valor de su tangente) de la relación esfuerzo normal-esfuerzo cortante, anunciada inicialmente por C. A. Coulomb en 1776. Física-mente es similar al ángulo de fricción entre dos cuerpos que se deslizan. Esta propiedad no está presente en suelos de granos finos: las arcillas, llamados suelos cohesivos.

El ángulo de fricción interna depende de la forma de los granos, de la graduación y de la compacidad relativa del suelo; y es independiente de la humedad que pueda contener el suelo, ya que los intensos esfuerzos que se producen en los puntos de contacto entre los granos desplazan las moléculas de agua que se adhieren a ellos.

1.6.2 ANCHO DEL CIMIENTO

Anteriormente se mencionó el efecto del ancho del cimiento sobre la capacidad de carga del suelo, esto es más importante en los suelos arenosos que en los suelos arcillosos (su efecto es nulo, $N_v=0$).

La importancia del ancho del cimiento es que el primer término de la ecuación (1.19) varía en proporción directa al ancho de la cimentación.

El ancho del cimiento no se considera constante bajo todas las condiciones de carga. Así, cuando la carga que se aplica es constante y uniformemente distribuida el ancho B es igual al ancho físico del

cimiento; en cambio si la carga no está aplicada concéntricamente, el momento de volcamiento reduce la capacidad de carga. Según Meyerhof, la cimentación cargada excéntricamente reacciona como si el ancho se hubiera reducido B' :

$$B' = B - 2e \quad (1.20)$$

En esta expresión e es la excentricidad de la resultante de la carga de la columna y el peso del cimiento, figura 1.23. Si hay excentricidad en dos direcciones, tanto el ancho como el largo se reducen de acuerdo a la ecuación (1.20). El valor de q_0 calculado a partir del ancho reducido es el valor promedio, y se vuelve a usar con el ancho reducido para calcular la capacidad total Q .

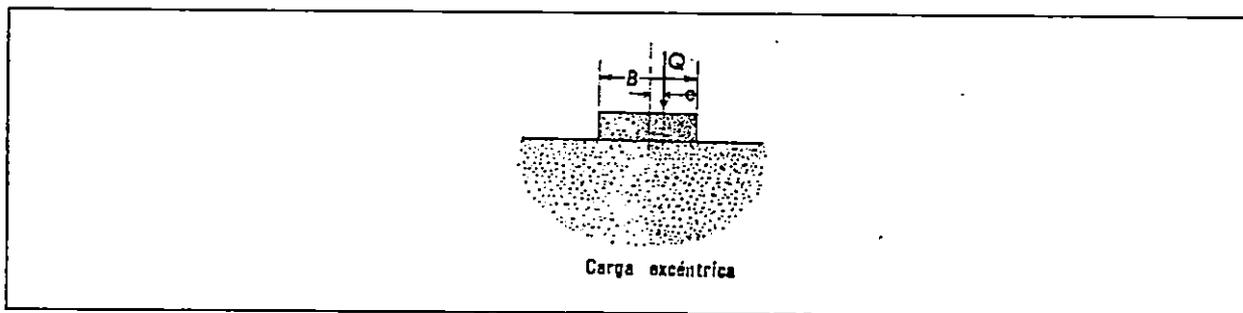


Fig. 1.23 Carga excéntrica. (Ref. 1.7, pp. 466)

El método que se seguía antiguamente para calcular la distribución de la presión en una cimentación excéntricamente cargada, consistía en suponer que la presión variaba linealmente de uno a otro lado de la cimentación, de manera similar a como se distribuyen los esfuerzos en una columna excéntricamente cargada. Se usaba entonces la presión máxima para calcular el factor de seguridad —el factor de

seguridad es un valor numérico que reduce la capacidad de carga última a una capacidad de carga admisible, que es la utilizada en el diseño de los elementos de cimentación de una estructura—. Este método aproximado es aceptable para pequeñas excentricidades [dentro del tercio medio], pero el ancho calculado por la ecuación (1.20) está más de acuerdo con la realidad¹³.

1.6.3 SOBRECARGA

La sobrecarga, figura 1.24, es cualquier presión permanente confinada encima del nivel de la cimentación, como es el peso de un basamento o el peso del suelo por arriba del nivel de la cimentación.

$$q' = \gamma D_c \quad (1.16) \text{ [bis]}$$

Si el nivel freático está por arriba de la parte inferior del cimiento el peso de la sobrecarga será calculado utilizando el peso específico saturado y el peso específico de la masa, arriba del nivel freático.

$$q' = \gamma h_w + \gamma' (D_c - h_w) \quad (1.21)$$

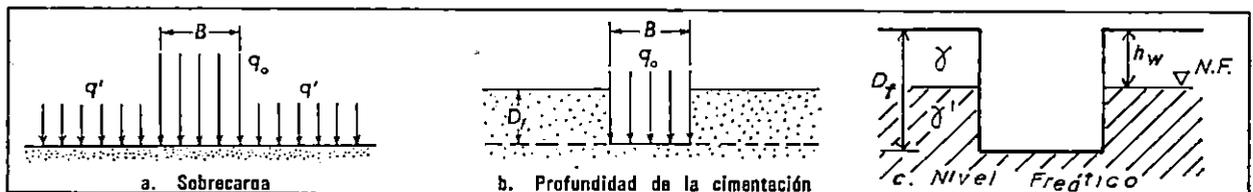


Fig. 1.24 Sobrecarga, profundidad de cimentación y nivel freático. (Ref. 1.7, pp. 483)

¹³ Ref. 1.7, pp. 488.

1.6.3 CARGAS INCLINADAS

Si la carga no es vertical la forma de distribución del esfuerzo cortante se altera. La componente horizontal de la carga aumenta el esfuerzo lateral en la zona circundante, con la cual se ve disminuida la resistencia al esfuerzo lateral que genera la componente vertical de la carga.

Meyerhof ha propuesto correcciones a los factores de la fórmula de capacidad de carga para calcular la máxima capacidad de carga correspondiente a la componente vertical de la carga. Los factores de corrección se dan en la Tabla 1.4.

Tabla 1.4 Factores de corrección para cargas inclinadas¹

Factor de capacidad de carga	Inclinación de la carga con respecto a la vertical				
	D_f	0°	10°	20°	30°
N_γ	0	1.0	0.5	0.2	0
N_c	B	1.0	0.6	0.4	0.25
N_c	0 a B	1.0	0.8	0.6	0.4

1.6.5 SUELOS NO HOMOGENEOS

Si el suelo no es homogéneo el análisis de capacidad de carga se realiza por medio de un método aproximado.

¹ Ref. 1.7, pp. 489.

Cuando las variaciones de c' y ϕ' son al azar o cuando hay una secuencia repetida de finos estratos con diferentes c' y ϕ' . Si las variaciones son mayores de ± 20 por ciento del promedio, se deben proyectar con un factor de seguridad algo mayor.

Si sobre un estrato resistente hay uno débil, figura 1.25a, el esfuerzo cortante se deberá circunscribir al estrato débil y el resistente no se incluirá en la falla. La capacidad de carga se calculará teniendo en cuenta solamente la resistencia del estrato débil. Debido a que la zona de esfuerzo cortante está restringida, la verdadera capacidad de carga excederá la calculada.

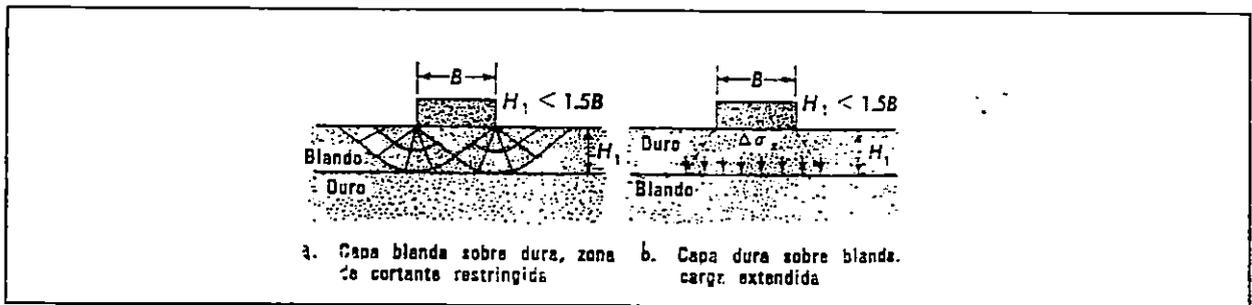


Fig. 1.25 Capacidad de carga en suelos estratificados. (Ref. 1.7, pp. 488)

Si el estrato resistente está sobre el estrato débil, el estrato resistente distribuye la carga en una extensión mayor sobre el estrato débil, reduciendo la presión sobre este último, figura 1.25b. La falla se produce por cortante en el estrato débil cuando el resistente se flexiona hacia abajo por efecto de la carga. La capacidad de carga se calcula por la resistencia del estrato débil usando la presión reducida $q = \Delta\sigma_z$, ecuación (1.13) ó (1.14).

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.1 Berry, Peter L. y David Reid. "Mecánica de Suelos". Colombia. Editorial McGraw-Hill, 1993.
- 1.2 Juárez Badillo, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos, Tomo I: Fundamentos de Mecánica de Suelos". México. Editorial Limusa, 1986.
- 1.3 Ministerio de Cultura y Comunicaciones. "Geografía de El Salvador". El Salvador, Dirección de Publicaciones, 1986.
- 1.4 Misión Geológica Alemana en El Salvador. "The geology in the San Salvador area (El Salvador, Central America). A basis for city development and planning". Hannover, 1975.
- 1.5 Puig de la Barra, Juan B. "Geología Aplicada en la Ingeniería Civil y Fotointerpretación". México. Impreso en Lito Juventud, 1970.
- 1.6 Simons Robinson, Edwin. "Geología Física Básica". México. Editorial Limusa, 1990.
- 1.7 Sowers, George B. y George F. Sowers. "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones". México. Editorial Limusa, 1990.

ANEXO 1.1*"Edad de las Formaciones Geológicas"*

Era	Período	Epoca	Escala de edades ¹
Cenozoico	Cuaternario	Reciente ²	0-11,000 años
		Pleistoceno	11,000 a 1 millón
	Terciario	Plioceno	1-13 millones
		Mioceno	13-25
		Oligoceno	25-36
		Eoceno	36-58
Paleoceno		58-63	
Mesozoico	Cretáceo	Superior	69-90
		Inferior	90-135
	Jurásico		135-181
	Triásico		181-230
Paleozoico ²	Pérmico		230-280
	Carbonífero	Pensilvánico	280-310
		Misisípico	310-345
	Devónico		345-405
	Silúrico		405-425
	Ordovínico		425-500
Cámbrico		500-600	
Precámbrico	Proterozoico		600 ²
	Arqueozoico		?

¹J. L. Kulp, "Geology Time Scales", Science, Vol. 133, 1961, p. 1105-1114.

²Hay una controversia considerable en las edades de la Era Paleozoica y en el comienzo de la Epoca Reciente.

CAPITULO 2

"METODOS ACTUALES PARA LA EXPLORACION Y DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS"

"USO DEL CONO DINAMICO PARA LA
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA
DE LOS SUELOS"

El propósito de toda investigación del suelo es obtener una información exacta de las condiciones de él y de la roca en el lugar que se investiga. La profundidad, espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos; la profundidad del agua subterránea, son los principales objetivos de la investigación; además, se obtienen datos aproximados de la resistencia y compresibilidad de los estratos para hacer los estimados preliminares de los esfuerzos y los asentamientos que puede sufrir una estructura.

El conjunto de estos datos debe llevar al Proyectista a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo que haya de ser consideradas en sus análisis. En realidad es en el Laboratorio de Mecánica de Suelos en donde el Proyectista ha de obtener los datos definitivos para su trabajo; primero, al realizar las pruebas de clasificación ubicará en forma correcta la naturaleza del problema que se le presenta y de esta ubicación podrá decidir, como segunda fase de su trabajo, las pruebas más adecuadas que requiere su problema particular, para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo que este analizando.

Pero para llegar, en el Laboratorio, a unos resultados razonablemente dignos de crédito es preciso descubrir, en forma adecuada, una etapa previa e imprescindible: la obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas. Resultan así estrechamente ligadas las dos importantes actividades,

el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas necesarias de Laboratorio. El muestreo debe estar regido, anticipadamente, por los requerimientos impuestos a las muestras obtenidas por el Programa de Pruebas de Laboratorio y, a su vez, el Programa de Pruebas debe estar definido en términos de la naturaleza de los problemas que se supone pueden resultar del suelo presente en cada Obra, el cual no puede conocerse sin efectuar previamente el correspondiente muestreo. Aparece así un círculo vicioso, de cuyo correcto balance depende el éxito de un programa de Muestreo y Pruebas. El círculo suele resolverse recorriendo a la ayuda de Programas Preliminares de Exploración y Muestreo. Por procedimientos simples y económicos, se debe procurar adquirir una información preliminar suficiente respecto al suelo, información que, con ayuda de pruebas de clasificación, tales como granulometría y límites de plasticidad, permiten formarse una idea clara de los problemas que se han de esperar en cada caso particular. El conocimiento apriorístico de tales problemas permiten a su vez, programar en forma completa las pruebas necesarias para la obtención del Cuadro Completo de Datos del Proyecto, investigando todas aquellas propiedades físicas del suelo de las que se puede sospechar que lleguen a plantear, en la Obra, una condición crítica. La realización de esta nueva serie de pruebas definitivas suele presentar nuevas exigencias respecto a las muestras del suelo de que haya de disponer y ello obligará, en general, a efectuar nuevas operaciones de sondeo y muestreo, a fin de obtener las muestras definitivas. Así pues, en general, se tendrán dos tipos de sondeos: Preliminares y Definitivos, cada uno con sus métodos propios de muestreo.

En realidad, la programación de un plan de muestreo correcto es un problema mucho más complejo de lo que parece y en muchos aspectos dependen fundamentalmente de la experiencia particular del Ingeniero y difícilmente se encasilla en normas fijas.

En este Segundo Capítulo se presentan los actuales métodos para la exploración y la determinación de la capacidad de carga de los suelos y ciertas recomendaciones para la planificación de un Programa de Exploración e Investigación del suelo.

2.1 PROPOSITO Y ALCANCE DE LA EXPLORACION Y/O INVESTIGACION DEL SUELO

El suelo es el material de construcción más problemático que existe, debido a lo difícil y al alto margen de incertidumbre que se produce cuando se quieren determinar sus propiedades mecánicas. El Propietario, el Ingeniero y el Contratista; son las tres partes interesadas en la Construcción, por ello está a su cargo la responsabilidad de hacer frente a esta incertidumbre: el Contratista debe planear su trabajo teniendo en cuenta lo no previsto, el Ingeniero y el Arquitecto deben proyectar la estructura con un margen de seguridad suficiente como para cubrir las variaciones de las condiciones del suelo y deben estar preparados para revisar el proyecto cuando se encuentren, en el lugar, condiciones no previstas. El Propietario, cuya propiedad también incluye lo desconocido, es responsable del costo extra que resulte de esas condiciones desconocidas, así como también del costo de las investigaciones en ella.

Debido a que la naturaleza rara vez asegura la calidad del suelo de un lugar, el Ingeniero y el Arquitecto deben preparar un Programa de Investigación del Terreno, el cual dará a conocer las condiciones más importantes del subsuelo y definirá sus variaciones tanto como sea práctico. Siempre habrá algún riesgo debido a condiciones desconocidas; éste puede reducirse, al mínimo, haciendo una investigación completa, pero nunca se puede eliminar. El riesgo es inherente a toda empresa humana. No se puede acometer proyecto alguno, de la clase que sea, con la garantía de no tener dificultades. El grado del éxito alcanzado refleja la habilidad e inventiva de los profesionales que intervienen; pero también depende de las circunstancias que están fuera de su control.

Para obtener una información completa de las condiciones del subsuelo una Investigación debe contener los siguientes aspectos:

1. Naturaleza del depósito (geología, historia de los rellenos, excavaciones e inundaciones, posibilidades de explotación de minerales);
2. Profundidad, espesor y composición de los estratos de suelo y roca;
3. Situación del agua subterránea y sus variaciones; y
4. Propiedades, desde el punto de vista ingenieril, de los estratos de suelo y roca que afecten el comportamiento de la estructura.

En muchos casos es necesaria una información completamente detallada y en otros basta sólo una información ligera. La mejor

investigación es la que suministra los datos adecuados en el momento oportuno y a un costo que concuerde con el valor de la información.

En algunos casos, como el de pequeños edificios, será necesario hacer solamente un mínimo de reconocimientos y exploración; mientras que en grandes puentes y plantas de energía eléctrica, se requiere un extenso reconocimiento, exploración e investigación detallada, para obtener los datos adecuados para realizar un proyecto económico y seguro.

El planear y realizar una Investigación del suelo es uno de los más intrincados problemas de Ingeniería. Es necesaria una cuidadosa coordinación entre el Ingeniero, el Laboratorio y los Hombres en la Obra, para lograr la mejor información en el menor tiempo posible y a un costo mínimo. Si los Hombres que trabajan en la Obra envían inmediatamente al Laboratorio las muestras de suelo, el tiempo necesario para hacer los ensayos puede empezar a contarse antes que se haya terminado el trabajo en Obra, excavaciones. Si estos datos se le suministran prontamente al Ingeniero en Suelos, éste puede hacer cambios en los procedimientos a seguir en la Obra y en el Laboratorio sin costosas demoras y sin tener que repetir algunas operaciones.

Siempre hay que adaptar el Programa de Investigación y/o Exploración del Suelo a las condiciones de él y al tamaño del Proyecto, tomando en cuenta que datos adicionales, de mucho mayor significado, que los obtenidos de extensos ensayos de suelos se

pueden obtener, en menos tiempo y con menor costo, por medio de simples ensayos de penetración en el terreno, a lo largo de líneas verticales poco espaciadas entre sí, tales ensayos pondrían en evidencia las zonas débiles que pudieran existir entre perforaciones. El descubrimiento de dichas zonas es más importante que el conocimiento exacto de las propiedades de algunas muestras tomadas al azar. Por ello, los métodos para la exploración del suelo deben elegirse de acuerdo con el tipo de perfil del subsuelo, en el lugar mismo de la construcción. Cierta tipo de ensayos, como los de penetración, proporcionan un registro continuo de las variaciones de resistencia del estrato. Otros, como los ensayos de bombeo, utilizados para determinar el coeficiente de permeabilidad, proporcionan valores medios de las propiedades del suelo investigado.

Para poder adaptar el Programa de Exploración a los requerimientos de una Obra dada y obtener los datos esenciales con un mínimo de tiempo y dinero, el Ingeniero debe de hallarse familiarizado con los elementos y procedimientos existentes para Explorar el Subsuelo; con los métodos para analizar y clasificar los resultados de ensayos de laboratorio y de ensayos *in situ*; y, además, con las incertidumbres que encierran los resultados que se obtienen con los diferentes métodos de exploración del suelo.

Cualesquiera que sean las condiciones del subsuelo y del Programa de Perforaciones, la exploración sólo provee información relativa a la secuencia de materiales depositados a lo largo de líneas verticales, comúnmente espaciadas no menos de 15 m; y de las

propiedades físicas significativas de lo que se cree, son muestras representativas. Con base a esta información, más bien fragmentaria, el Proyectista se ve obligado a construir el perfil del suelo por medio de interpolaciones entre las perforaciones y muestras; dividir el subsuelo en zonas que constan de materiales con, aproximadamente, las mismas propiedades ingenieriles; y estimar, para cada zona, los valores medios de los parámetros del suelo que aparecen en sus ecuaciones. A partir de ese momento, olvida los suelos reales y opera con materiales ficticios. Por tanto, el grado de seguridad de los resultados de sus cálculos depende, enteramente, de la diferencia entre el subsuelo real y el ideal. Si una diferencia desfavorable de una naturaleza esencial ha escapado a su atención, el Proyecto preparado con base a dichos datos puede resultar insatisfactorio a pesar de una investigación adecuada del subsuelo.

Las causas de una interpretación errónea de las condiciones del subsuelo son:

1. Conclusiones equivocadas deducidas a partir de ensayos realizados sobre muestras excesivamente alteradas o diferencias significativas entre los ensayos y las condiciones del terreno;
2. No alcanzar a reconocer o juzgar correctamente las condiciones desfavorables del subsuelo compatibles con los datos del terreno; y
3. Una inadecuada comunicación entre las Organizaciones de Proyecto y Construcción, que impidan detectar diferencias significativas entre las condiciones, o los procedimientos

de construcción, y las anticipadas o especificadas por el Proyectista.

Proyectar con base a las hipótesis más desfavorables es inevitablemente anti-económico, pero ningún otro procedimiento de diseño provee al Proyectista, antes de la construcción, la seguridad de que la estructura no va a desarrollar fallas debido a condiciones de suelo no anticipadas. No obstante, si el Proyecto permite modificaciones durante la construcción, se pueden realizar economías importantes concretándolo con base a las condiciones más probables en lugar de las más desfavorables. El vacío en la información disponible se llena con observaciones durante la construcción y el Proyecto se modifica de acuerdo con dichas observaciones. Esta forma de proyectar puede denominarse "El Procedimiento de la Observación en Obra", y para usarlo con éxito en la Ingeniería de Suelos, se deben satisfacer dos requerimientos. Primero, las características generales de las zonas débiles deben ser reveladas por los resultados de la exploración del subsuelo antes que inicie la construcción. Segundo, deben tomarse las provisiones necesarias para obtener, durante la construcción una información cuantitativa con respecto a las características indeseables de esas zonas, antes que sea demasiado tarde para poder modificar el Proyecto de acuerdo con estas observaciones.

Sea cual sea la naturaleza de la Obra, los datos que se necesitan para practicar el Procedimiento de la Observación en Obra se obtienen midiendo las presiones de poros; los niveles piezomé-

tricos; las cargas; las tensiones; los desplazamientos horizontales, verticales y angulares y el volumen del escurrimiento del agua.

También es de enorme importancia obtener todo tipo de información del suelo del lugar de interés; información previamente recabada por otros profesionales, como: Estudios Geológicos, no importa lo breve que sea, ya que éste ayudará a determinar los tipos de suelo y/o roca que probablemente se encontrarán y seleccionar los mejores métodos para la exploración; la actividad sísmica potencial, sin olvidar que un examen del lugar y sus áreas adyacentes ofrecerá una información de mucho valor.

Toda Investigación del Subsuelo debiera ser precedida de una revisión de la información existente respecto a las condiciones Geológicas del terreno en o cerca del lugar, frecuentemente ésta se complementa con investigaciones más directas. Usualmente, el primer paso consiste en ejecutar unos pocos sondeos obteniendo muestras suficientemente intactas, inalteradas, del suelo. Estos sondeos se conocen como **Perforaciones Exploratorias**. El propósito de esta investigación exploratoria es obtener una información exacta de las condiciones del suelo y de la roca en el lugar que se investiga. La profundidad, espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos; la profundidad de la roca y la profundidad del agua subterránea son los principales objetivos de la exploración; además se obtienen datos aproximados de la resistencia y compresibilidad de los estratos para hacer los estimados preliminares de la seguridad y de los asentamientos de la estructura.

Un programa cuidadosamente planeado indicando los sitios a sondear y la forma de cómo tomar muestras es el mejor método para obtener una información específica del lugar y es el corazón de la Investigación de Exploración.

Es imposible determinar el espaciamiento de los sondeos antes de comenzar la investigación, porque el espaciamiento depende no solamente del tipo de estructura, a construir, sino que también de la uniformidad y regularidad del depósito de suelo. Corrientemente se hace una estimación preliminar del espaciamiento de los sondeos; este espaciamiento se reduce si se necesitan datos adicionales o se aumenta si el espesor y la profundidad de los diferentes estratos son aproximadamente los mismos en todos los sondeos. El espaciamiento debe ser menor en las áreas que serán sometidas a cargas pesadas y mayor en las áreas menos críticas. Los espaciamientos de la Tabla 2.1 se usan, a menudo, en el planeamiento de los sondeos.

Tabla 2.1: Espaciamiento de los sondeos¹

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

Cuando las condiciones del subsuelo son regulares y uniformes, los espaciamientos indicados en la Tabla 2.1 se pueden duplicar y si son irregulares se reducen a la mitad.

¹ Ref. 2.4, pp. 335.

Para obtener la información necesaria para poder predecir el asentamiento de una estructura, los sondeos deben penetrar todos los estratos que pueden consolidarse, por efecto de las cargas proyectadas. Para estructuras pesadas muy importantes, como grandes puentes y edificios muy altos, los sondeos deben llegar hasta la roca; sin embargo, para estructuras pequeñas, la profundidad se puede estimar por características geológicas, por los resultados de investigaciones previas en la misma área y considerando la extensión y peso de la estructura.

"La experiencia indica que los asentamientos perjudiciales son raros cuando el esfuerzo adicional en el suelo debido al peso de la estructura, $\Delta\sigma$, es menor que el diez por ciento del esfuerzo inicial en el suelo debido a su propio peso σ_0 . Una regla adoptada por E. De Beer, del Instituto Geotécnico de Bélgica, especifica que los sondeos penetren hasta una profundidad en que $\Delta\sigma=0.1\sigma_0$. En la Tabla 2.2 se dan las profundidades típicas para sondeos de exploración basados en la relación de esfuerzos: $\Delta\sigma=0.1\sigma_0$."

² Ref. 2.4, pp. 336.

Tabla 2.2: Profundidades para Sondeos de Exploración²

Ancho del Edificio, ■	Profundidad del Sondeo, según Número de Pisos				
	1	2	4	8	16
30	3.5	6.5	10.0	16.0	24.0
60	4.0	6.5	12.5	21.0	33.0
120	4.0	7.0	13.5	25.0	41.0

2.2 METODOS DE EXPLORACION DEL SUBSUELO

Toda investigación del subsuelo debiera ser precedida de una revisión de la información existente respecto a las condiciones geológicas del terreno en o cerca del lugar de interés. En la mayoría de las veces esta información debe ser suplementada con los resultados de investigaciones más directas. Usualmente, el primer paso consiste en ejecutar unos pocos sondeos por medio de un método rápido y obtener muestras suficientemente intactas de los suelos que forman cada uno de los estratos encontrados por las herramientas de sondeo. Estos sondeos se conocen como **Perforaciones Exploratorias**. Se puede necesitar, además, un muestreo más refinado, ensayos en el terreno o ambos. Las muestras proporcionan el material para una investigación de las propiedades del suelo por medio de Ensayos de Laboratorio, los Ensayos en el Sitio, como los de Penetración, proporcionan información directa relativa a detalles del perfil del suelo y sus propiedades *in situ*. Se han desarrollado muchas técnicas de exploración diferentes; algunas son apropiadas para una gran variedad de condiciones, mientras que otras están limitadas a casos especiales, por lo que se comienza con las técnicas más simples, como son las Perforaciones.

² Ref. 2.4, pp. 336.

2.2.1 POZOS A CIELO ABIERTO*

Los pozos a cielo abierto o pozos de inspección, se excavan usualmente con la ayuda de una retroexcavadora; permiten examinar las condiciones del terreno *in situ* en sentido vertical y horizontal, y proveen un acceso directo para tomar muestras y/o realizar ensayos. Cuando este método sea practicable debe considerársele como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Lamentablemente este tipo de excavación no puede realizarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua, cuando se excava debajo del nivel freático; naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye grandemente en los alcances del método en sí. La excavación se encarece mucho cuando sean necesarios ademes y haya excesivos puntales a causa de la profundidad. Sin embargo, el costo necesario para construir el soporte de las paredes de la excavación e instalar un sistema de evacuación del agua cuando la excavación está por debajo del nivel freático en estratos de fácil drenaje, limita a unos 5 m la profundidad a la cual pueden hacerse pozos de inspección de una manera económica.

Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la

* Ref. 2.2, pp. 615-616.

naturaleza del suelo *in situ* y la misma, modificada por la excavación realizada. En efecto, una arcilla dura puede, con el tiempo, aparecer como suave y esponjosa a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación; análogamente, una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, hecho por un Técnico conocedor.

Si se requiere ademe en el pozo puede usarse madera o acero; por lo regular, el ademe se hace con tablones horizontales, pero deberán ser verticales y bien hincado si se tuviesen suelos friccionantes situados bajo el nivel freático.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y/o parafina.

2.2.2 PERFORACIONES CON BARRENA^a

La Barrena para suelos, figura 2.1, es la herramienta más simple para hacer un agujero de poca profundidad en el terreno y obtener muestras del material del suelo en condiciones de gran alteración. Hay varios tipos de barrena: Barrena Posteadora, Helicoidal y Cuchara. La barrena de mano más efectiva es la Posteadora, figura 2.1a, que consiste en dos hojas curvas que retienen el suelo que cortan; las hay en una gran variedad de diámetros. Las barrenas pequeñas están equipadas generalmente con un mango para poder hacerlas girar a mano y se les pueden adicionar extensiones al mango para llegar a profundidades hasta de 10 m. Hay barrenas movidas por motor capaces de hacer agujeros, en algunos suelos, hasta de 25 m de profundidad en unos pocos minutos.

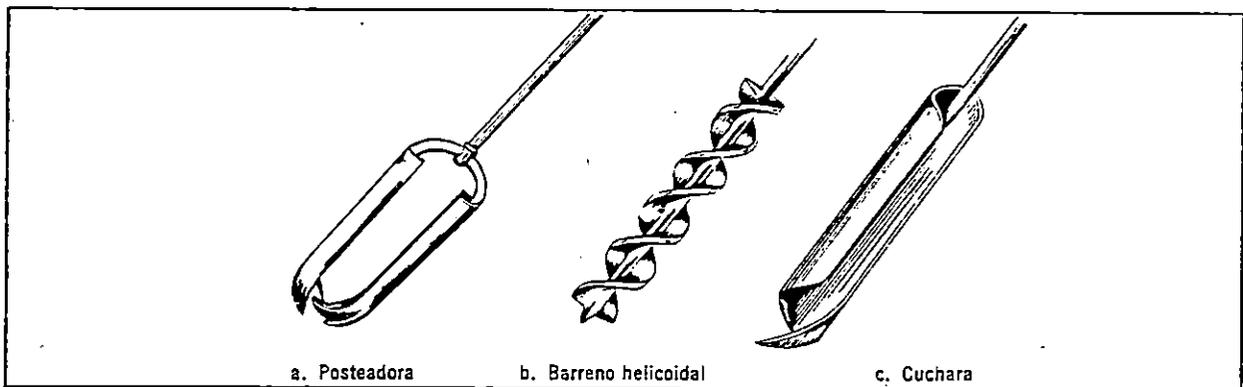


Fig. 2.1 Barrenas de mano para suelos. Ref. 2.4, pp. 338.

Se ejecutan introduciendo en el terreno por rotación la punta Helicoidal de la barrena, figura 2.1b, para luego retirarla con el suelo que se le adhiere. Este suelo se examina, y se repite la operación introduciendo y rotando nuevamente el barreno. Si el pozo

^a Ref. 2.4, pp. 537-538 y Ref. 2.5, pp. 295-296.

que así se ejecuta se cierra por esponjamiento del suelo o resulta desmoronable, debe encamisarse con caños de diámetro interior algo mayor que el diámetro de la barrena. El ademe se hinca hasta una cota no inferior al nivel en que se va a iniciar la toma de una muestra y se limpia utilizando la misma barrena. Se inserta luego la barrena dentro del pozo limpio y se introduce en el suelo situado por debajo de la punta del ademe para extraer la muestra. En arenas, por debajo del nivel freático, resulta difícil efectuar perforaciones con barreno, pues el material no permanece adherido a ella, por lo que es necesario realizar artificios para extraer el suelo.

Las muestras de suelo cohesivo obtenidas con barreno contienen todos los elementos sólidos que constituyen el material, pero su estructura ha sido completamente destruida y, por debajo del nivel freático, su contenido de humedad suele, con frecuencia, ser mayor que el existente *in situ*.

La Barrena Mecánica puede perforar sin interrupción y a profundidades mayores de 30 m con diámetros superiores a un metro. Las barrenas continuas están constituidas por segmentos que se hacen penetrar por rotación en forma sucesiva uniéndolas a medida que los segmentos entran en el terreno. El material desmenuzado sube a la superficie a lo largo de las espirales, sin embargo, el tiempo transcurrido desde que se corta el suelo hasta que aparece pulverizado en la superficie es demasiado grande como para estimar a qué profundidad se ha extraído esa muestra. Por lo tanto, es necesario barrenar cada vez 1.0 a 1.5 m y sacar la barrena. La profundidad de

los estratos se puede determinar por la cantidad de suelo retenido entre las espiras de la barrena comparándola con la profundidad que se barrenó. El barrenado de barra hueca, figura 2.2, es una variante del barrenado continuo y permite el muestreo por debajo de su extremo inferior sin que el mismo deba extraerse de la perforación. También elimina la necesidad de un ademado.

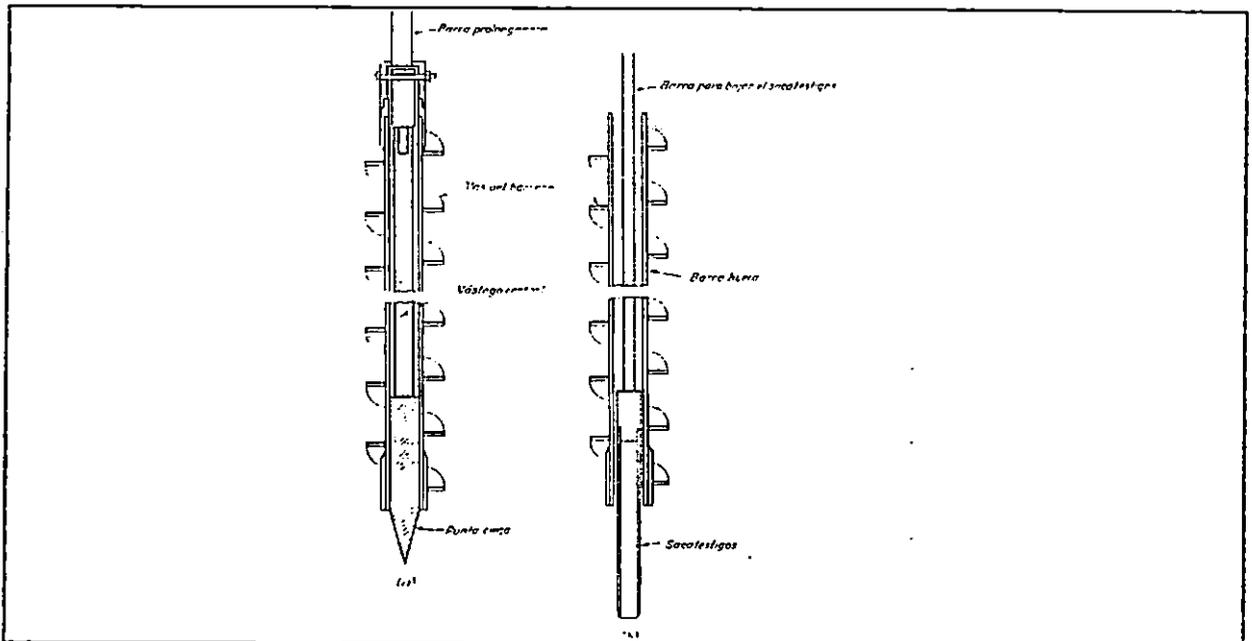


Fig. 2.2 Barrena de barra hueca. (a) Tapado en la punta cuando se avanza; (b) punta ciega retirada para insertar sacatestigos a fin de obtener muestras por debajo de la profundidad de avance. Ref. 2.5, pp. 297.

Las barrenas tienen la ventaja de que el agujero está seco hasta que se llega al nivel freático, lo cual permite un rápido y fácil reconocimiento visual de los cambios en la composición del suelo. Por otra parte, es dificultoso usarlas en arcilla blanda y gravas gruesas e imposible en la mayoría de los suelos por debajo del nivel freático. Las barrenas de mano no son generalmente económicas para profundidades mayores de 6 m.

La muestra que se obtiene con la barrena es una mezcla muy alterada de todos los materiales penetrados. Es útil para determinar la humedad promedio, el tamaño de los granos y las características de la plasticidad y es suficiente en la mayoría de las exploraciones en excavaciones para préstamos. La información que da con respecto a las propiedades mecánicas del suelo inalterado es pequeña.

2.2.3 MUESTRAS EN TUBOS DE PARED DELGADA (TUBO SHELBY)^a

Cuando la Obra requiere información fehaciente con respecto a la resistencia al corte o a las características carga-deformación del depósito, el grado de alteración de las muestras debe ser reducido al mínimo compatible con los beneficios que ha de brindar la información. Cualesquiera que sea el sacatestigos a utilizar, siempre una hay cierta magnitud de alteración del suelo que resulta inevitable.

El grado de alteración depende de las dimensiones del sacamuestras y del procedimiento que se ha utilizado para introducirlo en el suelo. La hincas del sacamuestras por medio de golpes sucesivos de un martillo es el procedimiento que origina la mayor alteración, mientras que su introducción rápida y a velocidad constante por medio de un esfuerzo estático produce los mejores resultados. Para un sacamuestras de un diámetro dado, introducido en el terreno por el mismo procedimiento, el grado de alteración depende del índice de áreas [A. (%)]:

^a Ref. 2.5, pp. 301-303.

$$A_r(\%) = 100 \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} \quad (2.1)$$

en la que D_o es el diámetro externo, y D_i el diámetro interno del tubo sacamuestras (Hvorslev, 1948). El índice de áreas del sacamuestras partido usado comúnmente en el Ensayo de Penetración Estándar es un 112%, mientras que su valor no debe exceder de un 20% si la alteración ha de ser minimizada.⁷

Si las perforaciones exploratorias son encajisadas con un caño de un diámetro interno de 2 ¼ pulg., el sacatestigos más grande a usar no puede exceder un diámetro interno de 2 pulg. Se pueden extraer muestras razonablemente satisfactorias con tubos sacatestigos de 2 pulg. con un espesor de pared variable entre 1.4 y 1.6 mm un índice de área de alrededor del 13%. Los tubos tienen comúnmente una longitud que varía entre 75 y 90 cm. Sus extremos inferiores se biselan formando un borde cortante y sus extremos superiores se adaptan para unirlos a barras de perforación, figura 2.3.

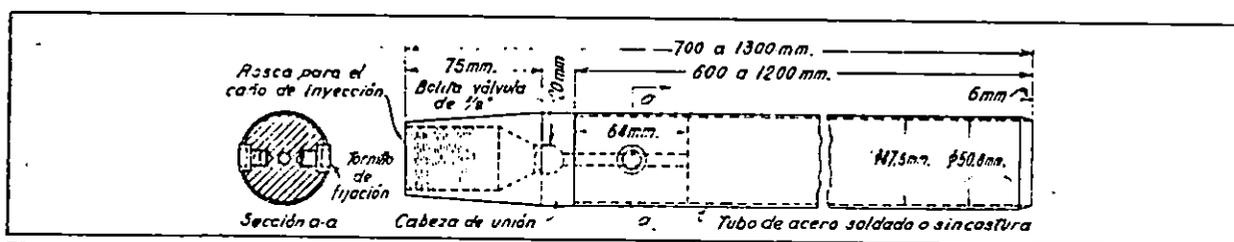


Fig. 2.3 Tubo sacamuestras de 2 pulg. Ref. 2.5, pp. 302.

Para obtener una muestra, se conecta el tubo al extremo de las

⁷ Ref. 2.5, pp. 301.

barras de sondeo y se baja dentro del pozo que, previamente ha sido limpiado con una inyección de agua o con un barreno, sonda o cuchara. Se hinca luego el sacamuestras en el fondo de la perforación hasta que penetra toda su longitud menos unos 15 cm. De preferencia, la entrada del sacamuestras en el terreno debe efectuarse con una fuerza estática y en un movimiento rápido y continuo, utilizando un aparejo de poleas dispuesto en tal forma que la reacción se ejerza sobre la camisa o bien utilizando un gato hidráulico⁸. Debe evitarse que el sacamuestras se hincue por medio de golpes aplicados con un martillo. Una vez que se ha hincado el sacamuestras, se hacen rotar las barras de sondeo para cortar el extremo inferior de la muestra, y se levanta y retira el sacamuestras. Se limpian ambos extremos de éste con cuidado, sacándole parte del material recuperado, de modo que se puedan insertar discos de metal para proteger las caras extremas de la muestra de suelo, y finalmente sobre los discos metálicos se echa parafina⁷ con el objeto de formar un tapón que evite la evaporación.

Comúnmente, después de obtener dos muestras, se avanza con la camisa hasta pocos centímetros de la cota alcanzada, y el pozo se limpia con una cuchara, para luego tomar las dos muestras siguientes. Repitiendo este procedimiento, se puede obtener un panorama casi continuo de la constitución del estrato de arcilla.

⁸ Debe hacerse presente que el procedimiento sólo es aplicable a suelos cohesivos compactos, o de consistencia menor, que no contienen concreciones duras. Para suelos más resistentes o con concreciones duras hay que recurrir a un sacatestigos tipo Denison o similar.

⁷ En lugar de parafina, la práctica más reciente aconseja usar de preferencia cera mineral pues es más impermeable que la parafina y se contrae menos.

En el curso de estas operaciones, el pozo debe permanecer lleno de agua y en ningún caso debe hincarse la camisa en la arcilla, por debajo de un nivel dado, antes de que se haya tomado por lo menos una muestra entera por debajo de dicha cota. En caso contrario, la muestra no se compondrá de material relativamente inalterado, sino de suelo que fue forzado dentro de la camisa. Si la arcilla es muy blanda, el agujero dejado por el sacamuestras puede desmoronarse en forma tan rápida que resulte necesario su encamisado antes de tomar la próxima muestra, pero si en cambio el suelo es bastante reciente, resulta posible tomar varias muestras sucesivas antes de que se haga necesario continuar con la hinca del caño camisa.

Cuando en una obra dada se han tomado muestras en tubos de pared delgada, es siempre deseable investigar hasta qué punto la consistencia de la arcilla ha sido afectada por las operaciones de muestreo. Dicha información puede obtenerse solamente llegando a la arcilla por medio de excavaciones a cielo abierto, u otro procedimiento, e hincando en su fondo varios tubos sacamuestras, que se dejan hincados mientras se corta el banco de arcilla que los contiene, del cual se corta a su vez cuidadosamente una gran muestra de material que luego se retira junto con los tubos llenos.

2.2.4 SACATESTIGOS A PISTON¹

Parte de la alteración asociado con el muestreo por medio de tubos, en especial en suelos cohesivos blandos no uniformes, deriva

¹ Ref. 2.5, pp. 303-307.

del hecho de que las varias porciones del suelo *in situ* no están representadas en la muestra en su verdadero espesor. Cuando el sacatestigos vacío comienza a penetrar, la adherencia y la fricción en la parte exterior del tubo, combinadas con la tendencia a la inestabilidad en que se encuentra el suelo en el fondo de la perforación, pueden provocar el ascenso del material dentro del tubo con una velocidad mucho mayor que la de su descenso. Por otra parte, después que el tubo está parcialmente lleno, la adherencia y la fricción entre el tubo y la muestra se opone al ascenso de la misma. Bajo condiciones extremas, la parte inicial de las muestras puede actuar como un tapón capaz de desplazar lateralmente las capas blandas de modo que no entren en el sacatestigos para nada (Hvorslev, 1948).

Estas condiciones pueden mejorarse grandemente proveyendo al tubo sacamuestras de un pistón, figura 2.4, pp. 2.23, que cierra su extremo inferior hasta que el mismo ha llegado al nivel de la cara superior de la muestra a ser extraída. El pistón se mantiene entonces a dicho nivel en contacto con el suelo, mientras que el tubo avanza penetrando en el suelo. En la primera etapa de este desplazamiento relativo, la presencia del pistón impide la entrada de una mayor cantidad de muestra de la que corresponde a la penetración del tubo; en la última parte de dicho desplazamiento, el extremo superior de la muestra no puede separarse del pistón sin crear un vacío, de modo que, en ese instante, la presencia del pistón ayuda a hacer penetrar la muestra dentro del tubo. Después que el tubo sacamuestras ha penetrado, el pistón se fija en su nueva posición con respecto al tubo y ambos elementos se hacen rotar para separar la muestra del suelo

subyacente. El pistón y el tubo se retiran luego unidos a la superficie.

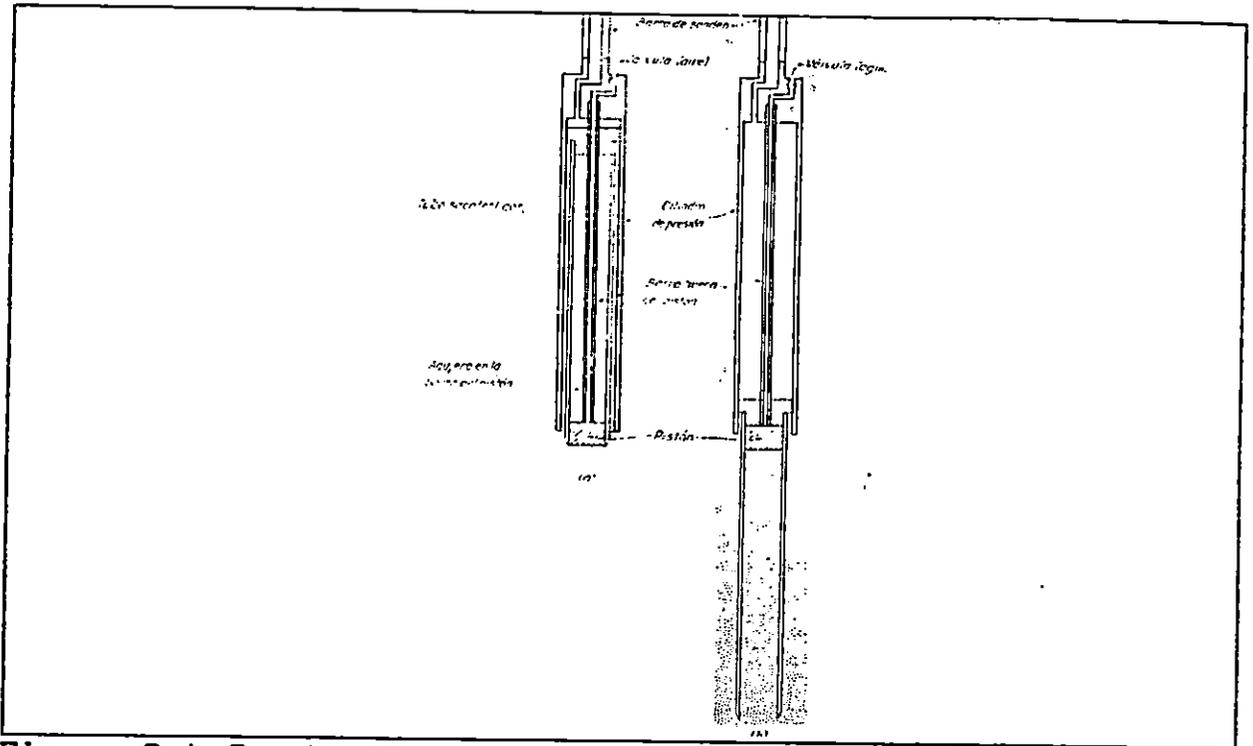


Figura 2.4 Sacatestigos a pistón operado hidráulicamente, (a) Descendido en el fondo de la perforación; (b) Tubo sacatestigos después de ser forzado en el terreno. Ref. 2.5, pp. 305.

Los sacamuestras a pistón con pequeños índices de áreas son capaces de proveer muestras excelentes de suelos cohesivos aun cuando éstos sean muy blandos y sensitivos. La necesidad de disponer para el pistón de una barra que, pasando por dentro de la barra de perforación, llegue a la superficie puede eliminarse por el uso de un mecanismo de operación hidráulica (Osterberg, 1952).

2.2.5 SACAMUESTRAS DE LAMINA ENROLLADA^{1,1}

Aun con los sacamuestras a pistón, la longitud de la muestra que se puede obtener está limitada a unos pocos decímetros y el grado de alteración aumenta con el incremento de la longitud. Sin embargo, eliminando la fricción y adherencia entre la muestra y el tubo, la muestra puede subir libremente dentro del tubo sin alterar el suelo debajo de la cuchilla cortante y obtener de esta manera muestras mucho más largas. Estos objetivos se alcanzan con el *sacatestigos hueco de lamina enrollado*, figura 2.5, encamisando el interior de

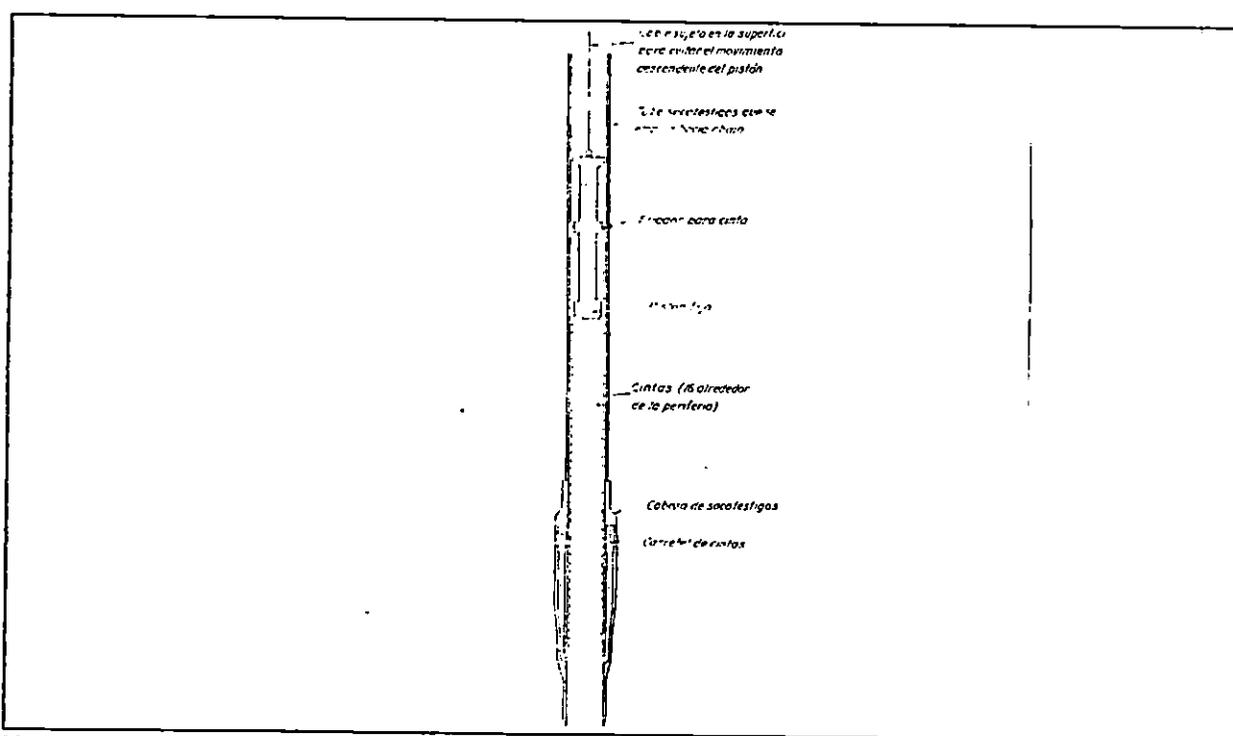


Fig. 2.5 Diagrama que muestra el principio en que se basa el sacatestigos con cintas desenrollables (según Kjellman et al, 1950). Ref. 2.5, pp. 306.

un tubo sacamuestras con una serie de delgadas cintas verticales de acero (Kjellman et al, 1950). Las cintas, enrolladas en la parte

^{1,1} Ref. 2.5, pp. 307-313.

inferior del sacatestigos, permanecen en contacto con el suelo después que éste entra dentro del tubo. No se mueven verticalmente respecto del suelo sino que permanecen estacionarias mientras que el tubo sacamuestras se desplaza hacia abajo circundándolas. Los rollos para las cintas están situados en una parte ensanchada del zapato del sacamuestras, que está suficientemente separada de la cuchilla cortante como para mantener un índice de área pequeño. Aun cuando el aparato es complejo, con el mismo se han obtenido muestras continuas virtualmente inalteradas de arcillas y limos blandos extremadamente sensibles, con longitudes de hasta 20 metros.

2.3.6 MUESTREO COMBINADO CON PERFORACION^{1 2}

El muestreo por la introducción forzada de tubos delgados no puede practicarse si el suelo es demasiado resistente o compacto como para permitir la penetración sin dañar la cuchilla cortante o hacer pandear el tubo. Aun cuando el tubo pudiese ser introducido por hincas, la alteración producida en la muestra, especialmente en materiales frágiles, podría resultar excesiva. En depósitos que contienen capas sucesivas de consistencia blanda y dura, la posibilidad de un muestreo exitoso por medio de sacamuestras de tubos o a pistón es muy remota. Bajo estas circunstancias, el sacatestigos Pitcher, en el cual las técnicas de muestreo en roca se han adaptado al muestreo por medio de tubos, puede resultar satisfactorio. Los elementos esenciales del sacatestigos se indican en la figura 2.6, pp. 2.27. Al descender en la perforación, el tubo de pared delgada

^{1 2} Ref. 2.5, pp. 307.

se suspende del tubo exterior con cuchilla cortante. El fluido de perforación circula hacia abajo a través del tubo interior y desplaza hacia arriba el material desmenuzado. Cuando el tubo interior toca el fondo, éste es empujado hacia arriba con respecto al tubo exterior cortante, con lo cual la inyección se desvía al espacio anular entre el tubo interior y el exterior, pasa por debajo de la cuchilla y sube por el espacio entre el tubo exterior y las paredes de la perforación. Si el suelo a muestrear es blando, el resorte situado en la cabeza del tubo interior mantiene la cuchilla cortante del mismo muy por debajo de la cuchilla cortante del tubo exterior y el primero entra en el suelo de una manera similar a un sacamuestras ordinario. Si en cambio el suelo es duro, el resorte se comprime hasta que la cuchilla cortante del tubo interior se sitúa por encima del nivel del fondo de la cuchilla cortante del tubo exterior. A medida que el tubo exterior gira, corta un aro que deja un cilindro de suelo sobre el cual se desliza el tubo sacamuestras y protege la muestra contra una mayor erosión por la inyección. De esta manera el sacatestigos se adapta a la consistencia del suelo.

Otra adaptación de las técnicas de muestreo en roca, basada en la idea de hacer penetrar la muestra dentro de un tubo interior mientras es cortada por otro exterior, ha sido utilizada extensamente en EE.UU. por el Army Engineers y el Bureau of Reclamation. Se trata de una herramienta de muestreo conocida como *sacatestigos Denison* (Johnson, 1940). Para su utilización se inyecta barro de perforación en suspensión a través de las barras de sondeo. El tubo sacamuestras está situado dentro de otro de mayor diámetro, figura 2.7, pp. 2.28,

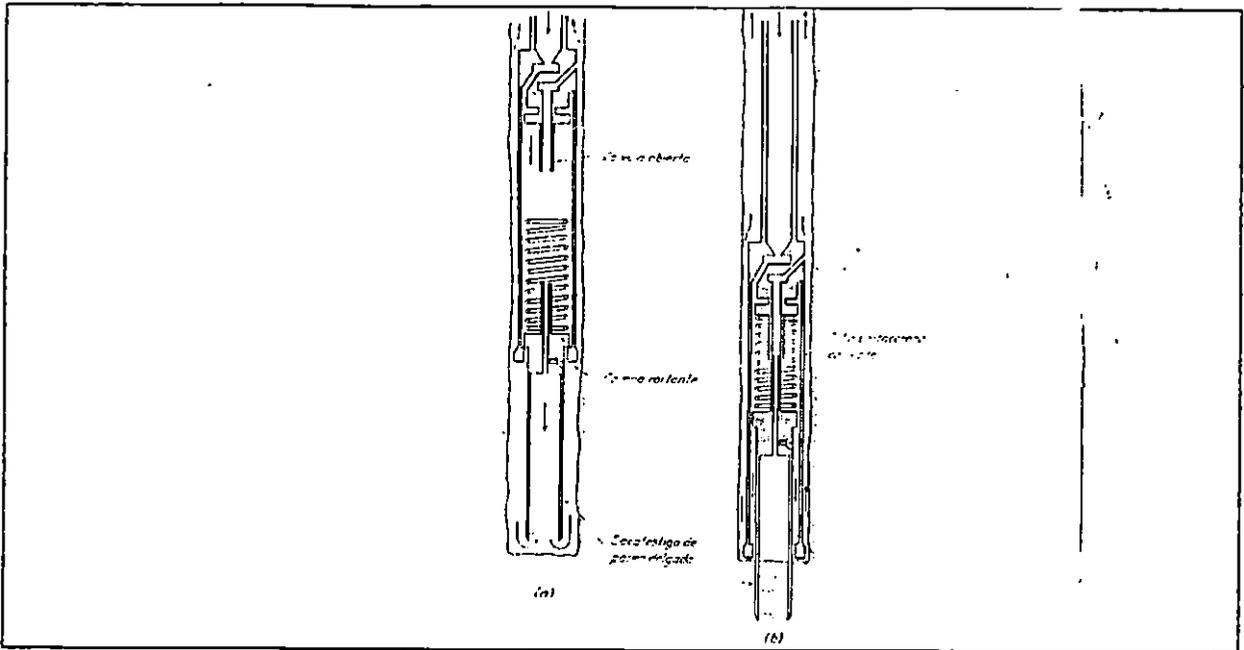


Figura 2.6 Diagrama del sacatestigos Pitcher. (a) El sacatestigos está suspendido del tubo portacorona; (b) el sacatestigos se fuerza en el suelo blando en avance de la corona usando un resorte. ref. 2.5, pp. 308.

provisto con dientes cortantes en la parte inferior. A medida que se perfora, el tubo exterior rota. El barro de perforación fluye hacia abajo a través del espacio anular entre los dos tubos y escapa por las aberturas que dejan los dientes cortantes subiendo hacia la superficie por el espacio que queda entre el tubo exterior y las paredes de la perforación. El sacatestigos tiene una longitud de 60 cm y un diámetro interior de 6 pulg. Contiene una camisa cilíndrica delgada dentro de la cual se aloja la muestra, que puede ser retirada del sacatestigos, y está equipado con un retén a resorte similar al mostrado en la figura 2.13, pp. 2.36. Mientras se perfora, el sacatestigos se empuja en el terreno por medio de gatos que ejercen una presión de entre una y dos toneladas. Los gatos se reaccionan contra el equipo de perforación.

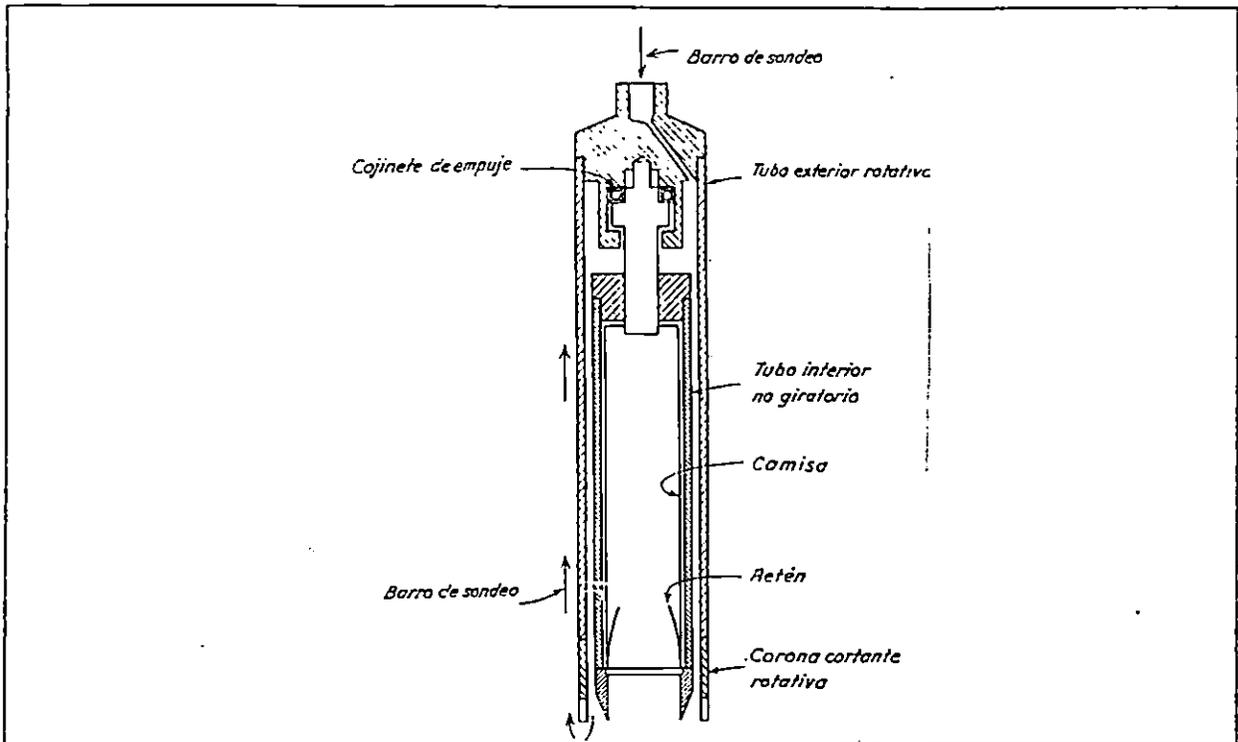


Fig. 2.7 Diagrama esquemático que muestra las características principales del sacatestigos Denison. Ref. 2.5, pp. 309.

Por medio del sacatestigos Denison se han podido muestrear satisfactoriamente suelos cohesivos resistentes incluyendo algunos esquistos blandos. En muchas ocasiones se han extraído, con pequeña alteración, hasta arenas y limos ligeramente cohesivos. No obstante, en arena limpia debajo del nivel freático, el sacatestigos suele subir a la superficie vacío. Con frecuencia, los estratos de grava dificultan las operaciones de perforación al extremo de exigir su abandono.

Las arenas situadas debajo del nivel freático no pueden, ordinariamente, ser retenidas en ninguno de los tipos de sacatestigos de uso común. Mas aún su relación de vacíos suele ser marcadamente alterada a menos que el índice de áreas del sacamuestras sea pequeño.

A veces se pueden obtener muestras satisfactorias por medio de sacamuestras a pistón, en especial si el suelo contiene ocasionalmente zonas cohesivas que taponan el fondo del tubo y ayudan a retener la arena. En la mayoría de los casos, sin embargo, se deben usar procedimientos más elaborados.

Debido a la fricción lateral, una muestra de arena saturada se puede mantener en un tubo siempre que se desarrolle una pequeña tensión capilar en el agua de los poros del extremo inferior del tubo. La tensión no puede, naturalmente existir si el fondo del tubo esta sumergido. En el sacatestigos Bishop (Bishop, 1948) un tubo de pared delgada se aloja en una cámara similar a una campana de buzo en el fondo de la perforación. Después que el tubo se ha introducido en la arena, se expelle el agua de la campana por medio de aire comprimido, figura 2.8, pp. 2.30, para formar una cámara llena de aire justo encima del tubo, el que, sellado en la parte superior por una válvula libre de pérdida, se levanta en la cámara muy rápidamente para que la arena no pueda escapar. Tan pronto como la base inferior de la muestra entra en la cámara llena de aire, se crean fuerzas capilares que ayudan a retenerla mientras el tubo y la cámara se elevan conjuntamente en la perforación.

Como una alternativa, puede deprimirse el nivel freático por debajo de la base del estrato de arena para excavar un pozo en el material drenado. Si el pozo se desagüa por bombeo desde un sumidero, el agua que fluye hacia el sumidero tiende a aflojar la estructura de la arena o, si la arena ya está suelta, el pozo puede ser invadido

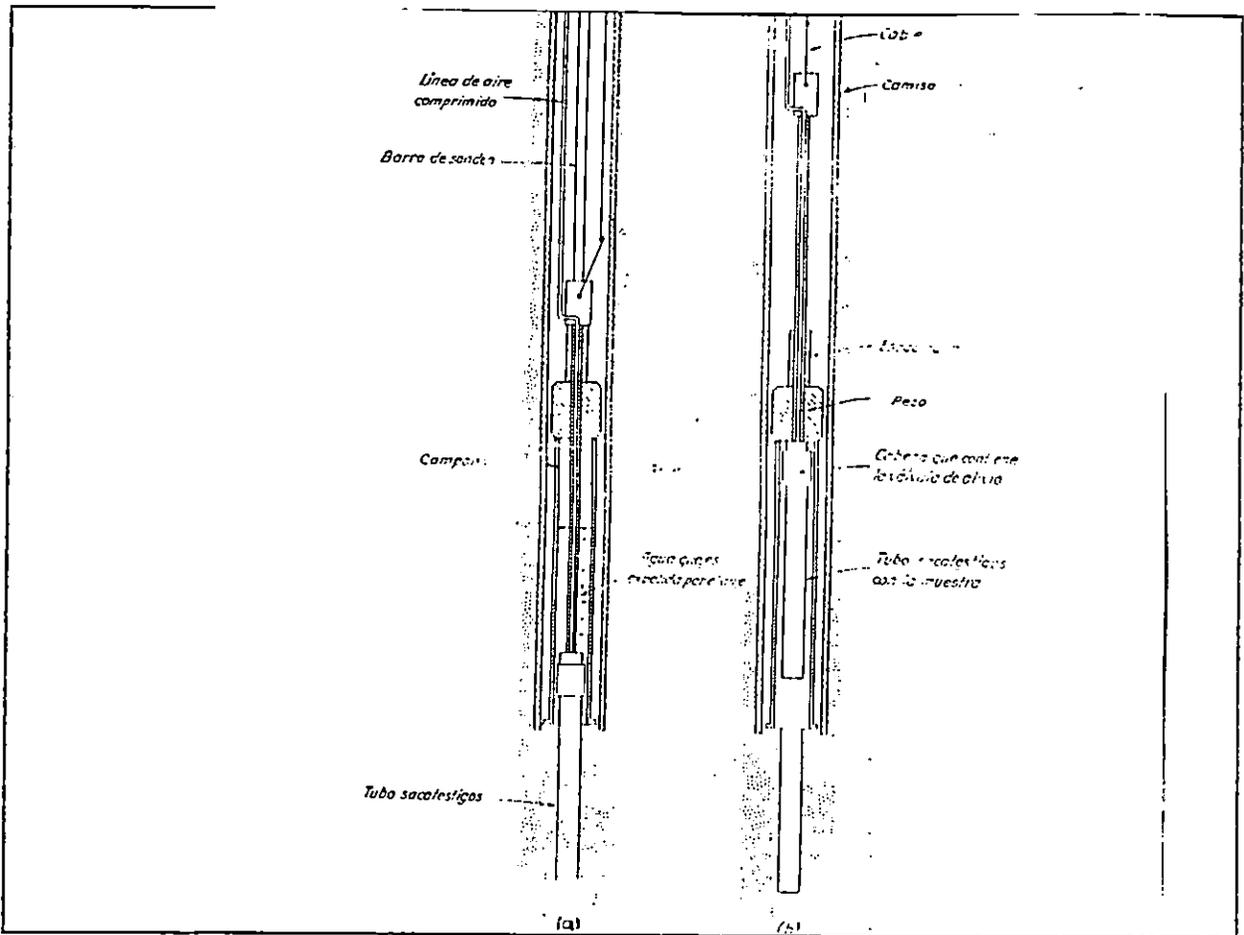


Figura 2.8 Principio del sacatestigos Bishop para arena bajo agua. (a) Sacatestigos forzado dentro de la arena a través de las barras de sondeo; (b) Sacatestigos levantado con la muestra. Ref. 2.5, pp. 312.

por una mezcla de arena y agua. Por estas razones, se aseguran resultados satisfactorios, solamente si el nivel freático se baja por bombeo desde *well points*¹³. El nivel freático debe mantenerse varios decímetros por debajo del fondo del pozo.

Finalmente, una arena no coherente saturada situada debajo del fondo de una perforación puede transformarse en un material cohesivo,

¹³ Las perforaciones para drenaje van corrientemente protegidas con tubos camisa metálicos, que en su extremidad inferior llevan un trozo de caño perforado o filtro, que queda en contacto con el estrato acuífero. Si el caño camisa tiene un diámetro menor que 2½ pulg., el pozo se distingue con el nombre inglés *well point*.

y por tanto, muestreable con métodos apropiados para la arcilla. La transformación se ha obtenido por la inyección de emulsión asfáltica que se elimina con un solvente después que la muestra ha sido recuperada (Bruggen, 1936), o bien congelando un tapón en la parte inferior del tubo sacamuestras (Fhalquist, 1941). Estos procedimientos son onerosos y requieren un equipo elaborado. Afortunadamente, recurriendo a medios indirectos, como ensayos de penetración o ensayos de bombeo, en la mayoría de los problemas de la práctica se puede obtener información suficientemente buena respecto a las propiedades de la arena situada debajo del nivel freático.

2.2.7 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (S.P.T.)¹⁴

El método más simple para obtener, al menos, alguna idea sobre el grado de compactación del suelo *in situ* consiste en contar el número de golpes que se requieren para hincar una cuchara partida de 30 cm en el terreno con un peso determinado y una altura de caída fija. La figura 2.9 indica las dimensiones de una cuchara que se considera estándar, la que se hince con un peso de 65 kg y 75 cm de caída.

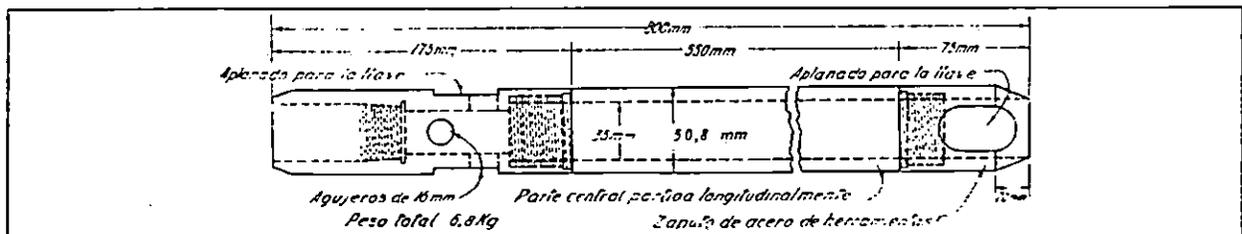


Fig. 2.9 Dimensiones de la Cuchara Partida para Ensayos de Penetración Estándar, S.P.T. Ref. 2.5, pp. 299.

La cuchara se lleva al fondo de la perforación, por medio de las

¹⁴ Ref. 2.2, pp. 621-623; y Ref. 2.5, pp. 299-301.

barras de sondeo, se golpea la cabeza de las barras de sondeo para que la cuchara penetre 20 cm en el suelo; se inicia entonces el Ensayo de Penetración Estándar contando el número de golpes necesarios para que la cuchara penetre 30 cm más; el suelo que entra, es la muestra obtenida.

El Ensayo de Penetración Estándar (S.P.T., *Standar Penetration Test*), en suelos puramente friccionantes permite conocer la compacidad relativa de los mantos que atraviesa, es la característica fundamental de su compartamiento mecánico. En suelos plásticos, la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de su resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

La utilidad e importancia mayor de la Prueba de Penetración Estándar radica en las correlaciones realizadas en el Campo y en el Laboratorio para diversos suelos que permiten relacionar aproximadamente la compacidad relativa y el ángulo de fricción interna ϕ , en arenas; y el valor de la resistencia a la compresión simple, q_u , en arcillas, con el número de golpes necesarios para que la cuchara estándar logre penetrar los 30 cm especificados.

En la figura 2.10, pp. 2.33, aparece una correlación que ha sido muy usada para arenas y suelos predominantemente friccionantes. En la gráfica se observa que al aumentar el número de golpes se tiene mayor compacidad relativa en la arena, y consecuentemente, mayor ángulo de fricción interna. También se ve que en arenas limpias

medianas o gruesas para el mismo número de golpes, se tiene un valor de ϕ mayor que en arenas limpias finas o que en arenas limosas.

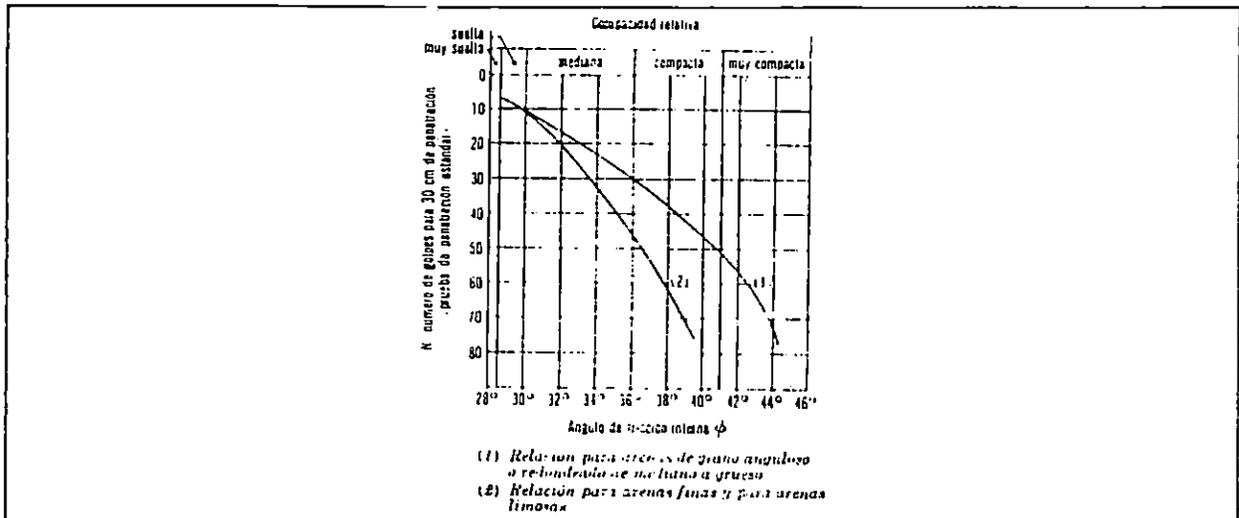


Fig. 2.10 Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna en las arenas. Ref. 2.2, pp. 622.

Las relaciones de la figura 2.10, no toman en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes que es importante, según han demostrado investigaciones más recientes. En la figura 2.11, pp. 2.34, se presentan resultados experimentales que demuestran que a un número de golpes en el Ensayo de Penetración Estándar corresponden diferentes compacidades relativas, según sea la presión vertical actuante sobre la arena, la cual, a su vez, es función de la profundidad a que se haga la prueba.

Para pruebas en arcillas, Terzaghi y Peck dan la correlación que se presenta en la Tabla 2.3, pp. 2.34.

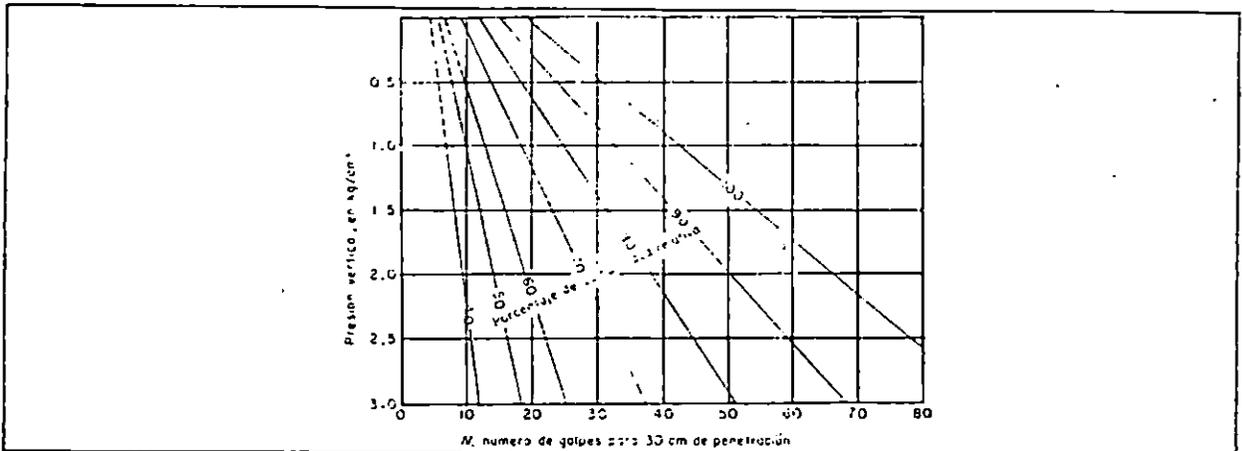


Fig. 2.11 Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compactación para arenas. Ref. 2.2, pp. 622.

Tabla 2.3: Relación entre el Número de Golpes y q_u , en arcillas^{1, 2}

Consistencia	Número de Golpes, N	Resistencia a la Compresión simple, q_u kg/cm ²
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50
Media	4 - 8	0.50 - 1.00
Firme	8 - 15	1.00 - 2.00
Muy firme	15 - 30	2.00 - 4.00
Dura	> 30	> 4.00

Puede observarse en la Tabla 2.3 que, prácticamente, el valor de q_u , en kg/cm², se obtiene dividiendo entre 8 el número de golpes.

Sin embargo cabe mencionar que las correlaciones de la Tabla 2.3 sólo deben usarse como norma tosca de criterio, pues los resultados prácticos han demostrado que pueden existir serias dispersiones, y por lo tanto, las resistencias obtenidas por este procedimiento no deben servir de base para proyecto.

En arenas no cohesivas o muy poco cohesivas, situadas debajo del nivel freático, es común que el suelo se desprenda del sacamuestras

^{1, 2} Ref. 2.2, pp. 623.

mientras éste se levanta del fondo de la perforación; el desprendimiento de suelos no cohesivos se produce por lavado, el que es favorecido por la filtración a través de la junta longitudinal de la cuchara partida. Se evita utilizando lodo bentonítico y un sacamuestras enterizo provisto de una adecuada válvula de cabeza, figura 2.12.

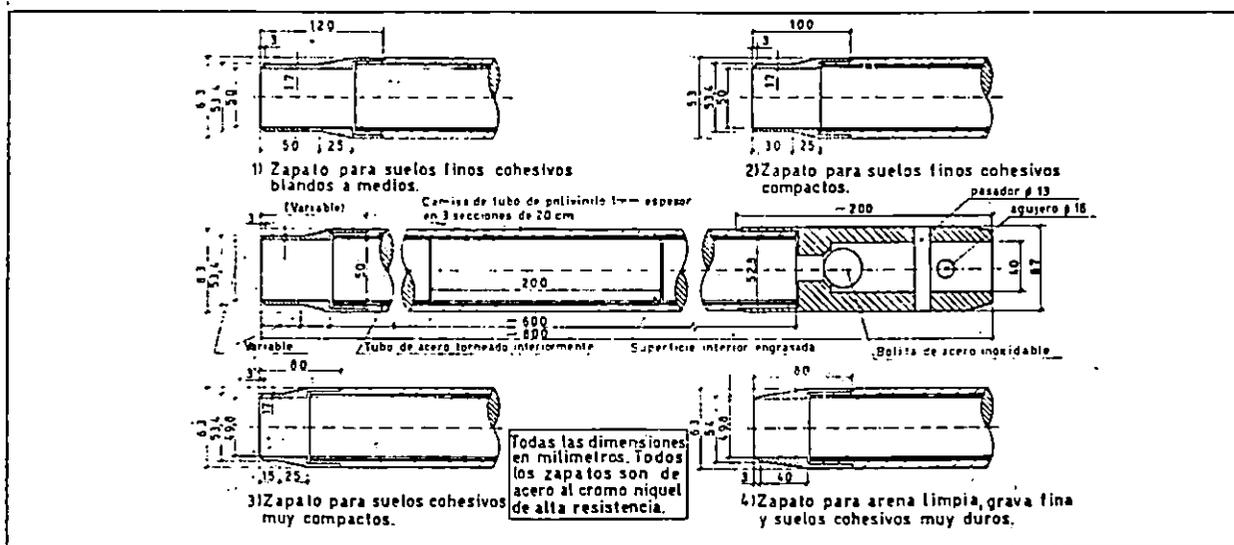


Fig 2.12 Sacamuestras enterizo con zapatos intercambiables. Ref. 2.5, pp. 300.

Para obtener muestras de arena que contengan todos sus elementos, se necesita experimentar con otros dispositivos, tales como la cuchara que lleva un retén, diafragma elástico que impide la caída de la arena, figura 2.13. El retén diafragma se halla unido a las paredes de la cuchara en su parte inferior y, cuando éste se levanta, los elásticos se flexionan hacia el centro. Si ninguna partícula gruesa se les interpone en el camino los elásticos se unen para constituir un fondo en forma de domo que soporta la muestra.

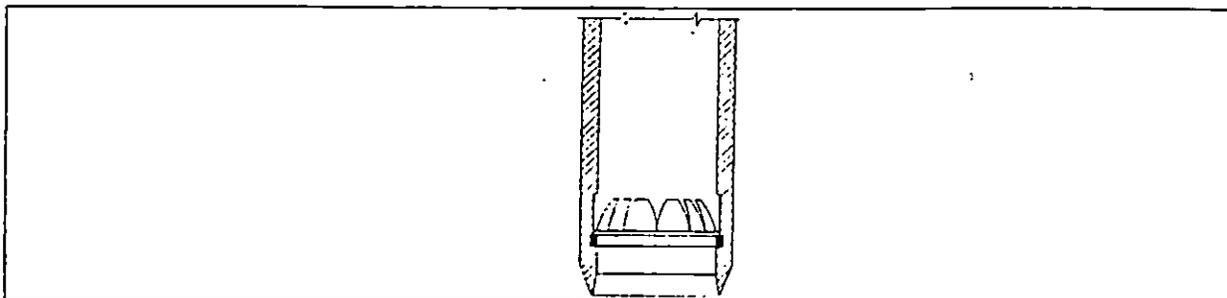


Fig 2.13 Diafragma para sostener las muestras de arena no cohesiva debajo del nivel freático, en el ensayo de penetración estándar. Ref. 2.5, pp. 296.

2.3 METODOS DE INVESTIGACION UTILIZANDO PENETROMETROS SOLIDOS¹

Estos métodos se utilizan para explorar capas de suelo con una estructura irregular. Se usan además para comprobar si el subsuelo contiene o no lentes de material excesivamente blando, situados en el espacio entre perforaciones, y también para obtener alguna información sobre la densidad relativa de los suelos poco o nada cohesivos.

Los perfiles de suelos irregulares son mucho más comunes que los regulares. Los resultados obtenidos de perforaciones realizadas en suelos con estructura irregular dejan un margen demasiado grande a la libre interpretación, a menos que la distancia entre perforaciones sea muy pequeña, en cuyo caso el costo de las mismas suele ser prohibitivo, salvo que el área de investigación sea también pequeña. Pero por fortuna los cambios importantes en la características del subsuelo van comúnmente asociados con un cambio en la resistencia que el suelo ofrece a la penetración de un pilote, o de un caño obturado con una punta en su extremo inferior, de tal modo que el margen de incer-

¹ * Ref. 2.2, pp. 625; Ref. 2.4, pp. 347; y Ref. 2.5, pp. 313-316.

tidumbre puede cerrarse sondeando el suelo con estos métodos.¹⁷

La variación de la resistencia a la penetración que ofrece el subsuelo a lo largo de líneas verticales puede determinarse rápidamente, y con un costo moderado, por medio de ensayos que se realizan utilizando un dispositivo llamado Penetrómetro, generalmente sólidos.

Uno de los procedimientos más usados para medir la resistencia a la penetración es el Ensayo de Penetración Estándar, en la cual el penetrómetro es la cuchara partida misma, pero mientras este ensayo provee sólo un valor de la resistencia a cada 50 cm de profundidad. Muchos otros tipos de métodos con penetrómetro proveen registros de penetración continuos o casi continuos. Por varias generaciones¹⁸ los Ingenieros han hecho crudos intentos para conocer la consistencia del subsuelo hincando varillas, caños o rieles de ferrocarril en el terreno y registrando la penetración producida bajo los golpes de un martillo, que cae libremente, desde una altura h . Si el método es inteligentemente utilizado en combinación con, por lo menos, unas pocas perforaciones exploratorias, puede ser muy útil, a pesar de su simplicidad.

No se debe olvidar que los cambios en las condiciones del subsuelo se pueden advertir por medio de las diferentes resistencias que oponen los estratos a ser atravesados por un penetrómetro. La

¹⁷ Ref. 2.5, pp. 313.

¹⁸ Ref. 2.5, pp. 314.

mayoría de los penetrómetros modernos consisten en una punta cónica unida a una barra de pequeño diámetro que sirve para hincarla.

La penetración del cono fuerza el suelo hacia los lados produciendo una compleja falla por esfuerzo cortante, que se parece a la producida por la penetración de la punta de un pilote de una cimentación. El ensayo, por lo tanto, es una medida indirecta de la resistencia a esfuerzo cortante del suelo del lugar.

Existen dos técnicas para realizar pruebas de penetración: la Prueba Estática y la Prueba Dinámica. En la Prueba Estática, la punta es forzada hacia adelante a una velocidad regulada y se mide la fuerza necesaria para producir el movimiento. En la Prueba Dinámica se hinca el penetrómetro una distancia especificada a golpes de maza de igual energía, cada uno. El número de golpes o la energía total que se requiere para que el penetrómetro recorra la distancia especificada, es la medida de la resistencia. La Prueba Estática es muy sensible a pequeñas diferencias en la consistencia del suelo y no es probable que la operación del ensayo cambie seriamente la estructura de las arenas sueltas o de las arcillas susceptibles. La Prueba Dinámica es aplicable a una amplia variedad de consistencias y se puede penetrar las gravas y la roca blanda, las cuales detendrían el avance del aparato en una prueba estática.

Como resumen, podría decirse que las pruebas de penetración cónica —Estática o Dinámica—, son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida *a priori* y cuando se desee simplemente

obtener información de sus características de resistencia en un lugar específico; pero son pruebas de muy problemática interpretación en lugares no explorados a fondo, previamente.

2.3.1 PENETROMETROS ESTATICOS¹⁹

Las herramientas para el método Estático actualmente en uso fueron desarrolladas alrededor de 1917 por los ferrocarrileros suecos (Fellenius, *et al*, 1922); alrededor de 1927 por los ferrocarrileros daneses (Godkesen, 1936); y alrededor de 1935 por el Departamento de Obras Públicas de Holanda (Barentsen, 1936). De éstos, el último conocido como aparato del Cono Holandés, ha encontrado una amplia aplicación. En su forma primitiva consiste en un cono de 60° con un diámetro de ± 36 mm, con una superficie en la base del cono de 10 cm², roscado a la parte inferior de un vástago de 16 mm, rodeado por un caño de gas de 19 mm, figura 2.14a, pp. 2.40. El cono se empuja 50 cm en el terreno a una velocidad de un centímetro por segundo por uno o dos hombres que aplican parte de su peso a una barra transversal unida al extremo superior del vástago del cono. La presión ejercida se registra en un manómetro conectado a un cilíndrico hidráulico situado debajo de la barra transversal. Después de cada desplazamiento vertical, se empuja el caño hacia abajo también 50 cm, y el recorrido anterior se repite. La presión ejercida en el vástago durante el recorrido se dibuja en función de la profundidad. El registro de las penetraciones individuales provee datos para construir perfiles de consistencia del terreno. La resistencia a la

¹⁹ Ref. 2.3, pp. 47; y Ref. 2.5, pp. 316-317.

penetración del cono $-q_c-$ es la fuerza necesaria para que el cono avance dividida por el área de la base.

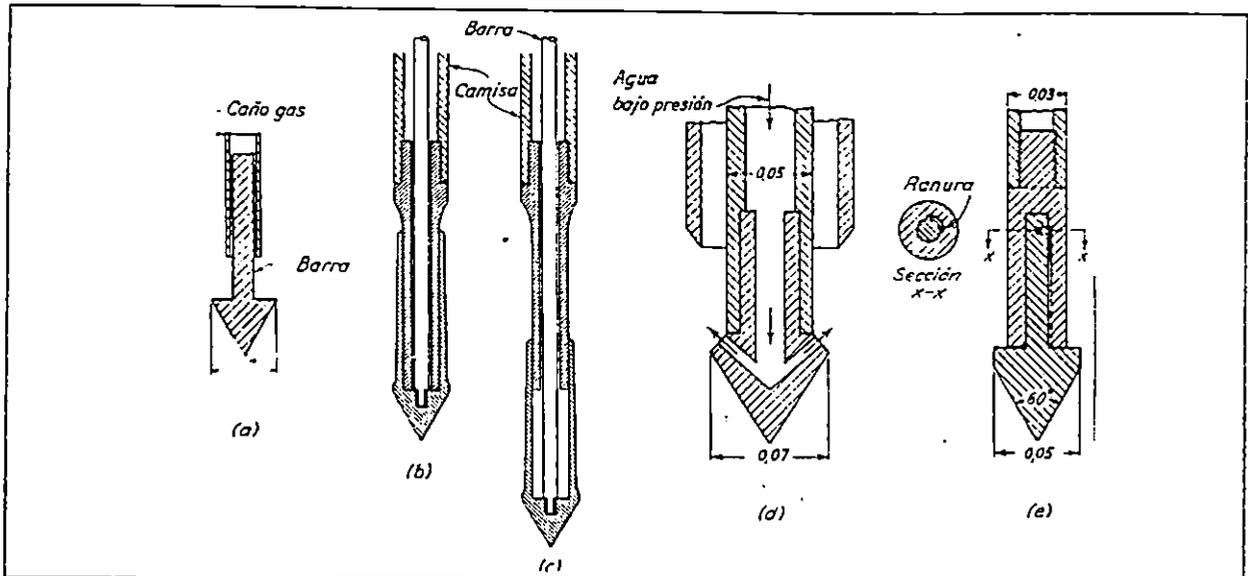


Figura 2.14 Penetrómetros, (a) Cono Holandés original; (b) y (c) Cono Holandés mejorado antes y después de medir la resistencia; (d) cono a inyección; (e) cono para hinca dinámica. Ref. 2.5, pp. 316.

El aparato holandés original se usa todavía para efectuar rápidos levantamientos de depósitos irregulares de arcillas, limos y turbas blandas. Se puede realizar un sondeo de 10 metros en unos 15 minutos. El equipo ha sido mejorado y mecanizado permitiendo efectuar ahora una rápida exploración de depósitos blandos hasta profundidades que alcanzan 30 m e investigar la densidad relativa de las arenas. Se usa extensamente, especialmente en Holanda y Bélgica, para estimar la longitud y la capacidad de carga de pilotes hincados a través de suelos compresibles, que penetran en la arena que posee mayor capacidad de carga. Con los versiones del Cono Holandés actualmente en uso no sólo se determina la resistencia a la penetración sino también la fricción desarrollada en el caño camisa.

En arena, la resistencia a la penetración determinada con el Cono Holandés parece ser casi exclusivamente una función de la densidad relativa o del ángulo de fricción interna. La profundidad de penetración por debajo de la superficie tiene una influencia pequeña y usualmente despreciable.

2.3.2 PENETROMETROS DINAMICOS^{2º}

El sondeo dinámico con penetrómetro se utiliza en muchas formas. Los conos y puntas son de distintos tamaños y formas, también se usan para medir la resistencia dinámica solamente, debido a su simplicidad y adaptabilidad a una amplia variedad de condiciones. Si bien los Ensayos Dinámicos pueden alterar algunos suelos por el choque y la vibración, son simples y se adaptan, tanto a los suelos muy blandos como a los muy duros.

Estos métodos consisten en la hincada de una barra con una punta, por medio de un martillo de caída libre para medir el número de golpes por cada 30 cm de penetración. En la mayoría de ellos, la punta que se hinca es un cono de acero. La gran variedad de procedimientos en uso indica que ningún método de sondeo es igualmente adaptable a todas las condiciones del subsuelo que pueden encontrarse en el terreno. Para un lugar dado debe ajustarse también el método al tipo de información que se necesita en la Obra. Toda vez que se usa un método nuevo se requiere cierta cantidad de experimentación para adaptar el procedimiento a las condiciones de cada lugar.

^{2º} Ref. 2.4, pp. 348; y Ref. 2.5, pp. 320.

Los depósitos de estructura irregular más comunes son los depósitos fluviales y costeros, formados de lentes de limo o de arcilla embebidos en arena o en arena y grava con densidad relativa variable. Se puede obtener una información general sobre la estructura de tales depósitos hincando un caño de acero extrarreforzado de 2 pulg. (5.08 cm), provisto de una punta cónica, figura 2.14e, pp. 2.40. El caño se compone de secciones de 1.50 m de largo con juntas a tope, secciones que pesan 5 kg cada una. La punta cónica se continúa con un vástago corto que encaja en un agujero de $\frac{1}{2}$ pulg. (1.27 cm) practicado en otro vástago que se atornilla al extremo inferior del caño, éste se hinca en el terreno por medio de un peso de 75 kg, que cae desde 75 cm de altura; y se anota el número de golpes necesarios para cada 30 cm de penetración. Después de haber hincado el caño a rechazo, éste se recupera mientras que la punta se pierde quedando incrustada en el terreno.

Utilizando un penetrómetro tan simple se pueden efectuar varios sondeo por día, hasta una profundidad de 20 a 25 metros. Puede obtenerse un rendimiento mayor utilizando un martinete mecánico equipado con un dispositivo para registrar automáticamente la penetración por cada golpe. Como el diámetro del cono es mayor que el del caño, la fricción lateral es pequeña comparada con la resistencia de la punta. A medida que la profundidad de la punta aumenta, el peso del caño también aumenta. Por ello la relación entre la densidad relativa y la resistencia a penetración es, en cierta medida, dependiente de la profundidad.

2.3.3 PRUEBA DEL CONO ELECTRICO²¹

El cono se hinca en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.60 cm de diámetro exterior, por cuyo interior pasa el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada; se puede, también, adaptar una perforadora convencional para esta maniobra, agregándole simplemente unas mordazas cónicas para la penetración y extracción. La velocidad de hincado del cono, es usualmente de 2 cm/seg. Es muy importante que durante la prueba, la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y al pasarlas se acelere.

El cono eléctrico es una herramienta de precisión que debe operarse con personal calificado, darle mantenimiento frecuente y calibrarse después de cada diez sondeos a fin de comprobar su confiabilidad. Para facilitar la operación del Cono Eléctrico, los pequeños descuidos en la operación del Cono fácilmente provocan y generan sondeos con errores.

2.4 PERFORACION ROTATIVA²²

En la perforación rotativa la barra de perforación y el talador se hacen girar mecánicamente a medida que el pozo avanza. El taladro cortante contiene agujeros por los cuales el agua inyectada emerge

²¹ Ref. 2.3, pp. 6, 9, 12.

²² Ref. 2.4, pp. 342-346; y Ref. 2.5, pp. 294-295.

y levanta los trozos de material a medida que asciende por el espacio anular fuera de la barra de perforación. Mientras se hace rotar, las barras de perforación se presionan mecánica o hidráulicamente hacia abajo. Pueden retirarse y la herramienta cortante ser sustituida por un sacatestigos toda vez que se necesite una muestra.

En las perforaciones rotativas el fluido circulante, con frecuencia, no está constituido por agua sino que por barro de perforación, usualmente una suspensión de bentonita de consistencia cremosa con una densidad específica de 1.09 a 1.15. Cuanto mayor sea la densidad del fluido más se facilita la remoción de las partículas del material desmenuzado. Además, las características ligeramente tixotrópicas del barro ayuda a impedir la acumulación de partículas en el fondo de la perforación, en el intervalo de tiempo que transcurre entre perforación y muestreo. Más aún, el barro forma una delgada capa de material cohesivo en las paredes de la perforación, que usualmente impide su derrumbe en aquellas partes que atraviesa un suelo con poca o ninguna cohesión.

Cuando al sondear un suelo se encuentra un material tan duro que la resistencia a penetración excede de cien golpes en la prueba de penetración estándar, es difícil o imposible continuar la perforación con el equipo de sondeo de suelos. A esta resistencia se le llama rechazo y es indicación de suelo muy compacto, boleo o roca.

El sondeo rotatorio se usa para perforar esos materiales duros y determinar si lo que indica el rechazo es una lente dura, un boleo

asentado sobre material blando o una roca sana. Los agujeros de gran diámetro (75 a 137 cm) perforados en roca le permiten al Ingeniero o al Geólogo examinar los estratos en el lugar, pero el costo de la perforación es muy grande. Los testigos de pequeño diámetro que se extraen, permiten determinar la composición, la firmeza y los defectos de la roca a grandes profundidades y a un costo moderado.

El sondeo con broca de diamantes es el método más comúnmente usado para obtener testigos de pequeño diámetro. Aún cuando los procedimientos detallados se deben adaptar al tipo de roca y a la distribución de las fracturas, la norma A.S.T.M. D-2113 se puede aplicar a una amplia variedad de condiciones.

El muestreador es un tubo de acero endurecido de 0.6 a 3.0 metros de longitud con una broca unida a su parte inferior. La broca tiene corrientemente diamantes negros, figura 2.15, pp. 2.46, aunque a veces se usa, para perforar rocas blandas carburo de tungsteno u otros materiales duros y resistentes. Los seis tamaños estándar más usuales en lo Estados Unidos de América se dan en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4: Tamaños de la broca de diamante^{2,3}

Tamaño	Diámetro exterior		Diámetro de la muestra	
	pulg.	cm	pulg.	cm
EX	1 1/2	3.81	1 5/16	2.06
AX	1 13/16	4.92	1 3/16	3.02
BX	2 3/8	6.03	1 5/8	4.12
NK	3	7.62	2 1/8	5.39
2 3/4 x 3 7/8 "	3 7/8	9.84	2 11/16	6.82
4 x 5 1/2 "	5 1/2	13.97	3 13/16	10.00

^{2,3} Ref. 2.4, pp. 340.

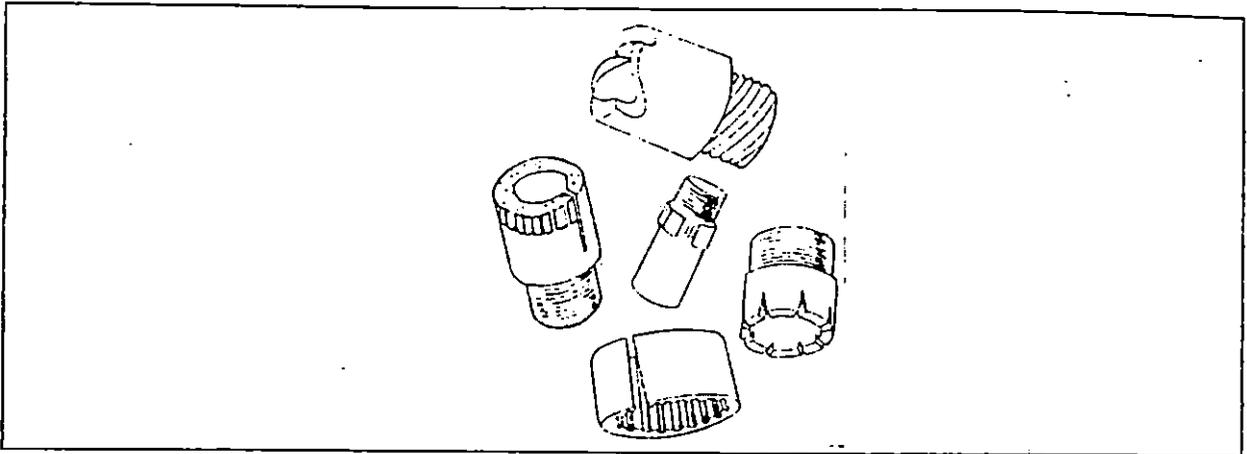


Fig. 2.15 Tipos de broca para obtener muestras de roca. Ref. 2.2, pp. 630.

Para obtener buenas muestras en roca blanda o fracturada es conveniente emplear el tamaño BX o uno mayor. Al sondear, la barra de perforación y la broca giran y al mismo tiempo se inyecta agua a alta presión a través de la barra hacia el interior de la broca. Los detritos de suelo molidos como polvo, son arrastrados por el agua y sacados del agujero. La muestra de roca se introduce en el tubo a medida que sondea. La razón entre la longitud de la muestra obtenida y la longitud perforada se conoce con el nombre de **Recuperación de Muestra o Razón de Recuperación** y se expresa como un porcentaje. La razón de recuperación es una indicación de la calidad de la perforación y de la firmeza de la roca. En una roca sana y homogénea se puede esperar una recuperación de más del 90 por ciento; en rocas con vetas una recuperación del 50 por ciento es típica; sin embargo, en rocas compuestas la recuperación puede ser muy pequeña o ninguna. Deere propuso una **Razón de Recuperación Modificada RQD**: la razón entre la longitud total de las secciones mayores de 10 cm de roca intacta, de una muestra que presenten roturas recientes que obviamente se han producido durante la perforación, se incluyen en las

longitudes intactas del testigo. Una razón del 90 por ciento o más indica roca excelente; 75 a 90 por ciento roca, buena; 50 a 75 por ciento, roca regular y 25 a 50 por ciento, roca mala.²⁴

En roca fracturada o blanda es esencial el muestreador de doble pared para obtener una mejor recuperación. En este muestreador se emplea un tubo de acero de pared deigada que se ajusta bien alrededor de la muestra y que permanece estacionario mientras el tubo exterior gira. Este tubo interior protege la muestra de la vibración y de la erosión que causa el agua de perforación.

2.5 METODOS GEOFISICOS²⁵

Desde hace algunos años ciertos métodos geofisicos de exploración se han adaptado a los propósitos de la Ingeniería Civil. Utilizando estos métodos, por observaciones efectuados en la superficie del terreno, es posible obtener datos con respecto a la posición del plano de separación entre el suelo y la roca. Si la roca es sana y su superficie superior no es demasiado irregular, se puede determinar la posición y la topografía de la misma mucho más económica y rápidamente que por medio de perforaciones.

Los métodos Geofisicos de exploración del suelo, desarrollados principalmente con el propósito de determinar las variaciones en las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo o los

²⁴ Ref. 2.4, pp. 345-346.

²⁵ Ref. 2.2, pp. 632.

contornos de la roca basal que subyace a depósitos sedimentarios. Los métodos se han aplicado, sobre todo, a cuestiones de Geología y Minería y en mucha menor escala a Mecánica de Suelos, para realizar investigaciones preliminares de lugares para localizar presas de tierra o para determinar, como se indicó, perfiles de roca basal. Los métodos son rápidos y expeditos y permiten tratar grandes áreas pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de Proyecto en lo que a Mecánica de Suelos se refiere. En el caso de estudios para fines de Cimentación no se puede considerar que los métodos geofísicos sean adecuados, pues no rinden una información de detalle comparable con la que puede adquirirse de un programa de exploración convencional.

A continuación se describen, brevemente, los principales métodos que se han desarrollado hasta hoy; de ellos los dos primeros han resultado, por muchas razones, los más importantes.

2.5.1 METODO SISMICO²

Este procedimiento se funda en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales.

Esencialmente el método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar usando una pequeña carga de explosivos, usualmente nitroamonio. Por la zona a explorar se sitúan

² [^] Ref. 2.2, pp. 632.

registradores de ondas (geófonos), separados entre sí de 15 a 30 metros. La función de los geófonos es captar la vibración que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas, una para cada geófono.

2.5.2 METODO DE RESISTIVIDAD ELECTRICA²⁷

Este método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a través de él. Su principal aplicación está en el campo de la Minería, pero en Mecánica de Suelos se ha aplicado para determinar la presencia de estratos de roca en el subsuelo.

Se han desarrollado equipos sísmicos y de resistividad portátiles, útiles para los propósitos de la Ingeniería Civil. con tales equipos, la exploración puede, con frecuencia, realizarse económica y rápidamente sobre una superficie grande. En algunas circunstancias el uso de ambos tipos de equipos puede facilitar la interpretación. Por ejemplo, puede que no resulte posible determinar sobre la base de un relevamiento sísmico si un supuesto límite es el del nivel freático o el de la roca; en cambio, un relevamiento de resistividad puede permitir diferenciar esta situación, debido a que la roca ordinariamente tiene una alta resistividad en comparación con los estratos saturados. No obstante, es siempre aconsejable controlar los resultados de los relevamientos geofísicos con, por lo menos, algunas

²⁷ Ref. 2.2, pp. 634.

pocas perforaciones.

2.5.3 METODOS MAGNETICOS Y GRAVIMETRICOS²

El trabajo de campo correspondiente a estos métodos de exploración es similar, distinguiéndose en el aparato usado. En el método magnético se usa un magnetómetro, que mide la componente vertical del campo magnético terrestre en la zona considerada, en varias estaciones, próximas entre sí. En los métodos gravimétricos se mide la aceleración del campo gravitacional en diversos puntos de la zona a explorar. Valores de dicha aceleración ligeramente más altos que el normal de la zona indicarán la presencia de masas duras de roca; lo contrario indicará de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades.

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

² Ref. 2.2, pp. 635.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 2.1 Berry, Peter L. y David Reid. "Mecánica de Suelos". Colombia. Editorial McGraw-Hill, 1993.
- 2.2 Juárez Badillo, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelo, Tomo I: Fundamentos de Mecánica de Suelos". México. Editorial Limusa, 1986.
- 2.3 Santoyo, Enrique; Riqing Lin Xue y Efrain Ovando. "El Cono en la Exploración Geotécnica". México. TGC Geotecnia, 1989.
- 2.4 Sowers, George B. y George F. Sowers. "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones". México. Editorial Limusa, 1990.
- 2.5 Terzaghi, Karl y Ralph B. Peck. "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica". Argentina. Editorial El Ateneo, 1986.

CAPITULO 3

"DESCRIPCION Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYO DEL METODO DEL CONO DINAMICO"

"USO DEL CONO DINAMICO PARA LA
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA
DE LOS SUELOS"

3.0 INTRODUCCION

El Método del Cono Dinámico es una variación del Método del Cono Holandés, desarrollado en la década de 1930 en Holanda'. El cual consiste en introducir un penetrómetro de sección cónica por medio de una carga estática que es producida por un gato hidráulico a una velocidad constante. La resistencia se obtiene dividiendo la carga de hincado entre el área transversal del cono (penetrómetro), a una profundidad determinada².

El Método del Cono Dinámico fue ideado en la década de 1960. El cual consiste en introducir un penetrómetro de sección cónica por percusión, lograda por una masa que golpea un yunque que transmite la energía de impacto al cono, a través de las barras de perforación. La masa debe caer en una condición próxima de caída libre. La masa, altura de caída y las dimensiones del cono son variables dependiendo de la energía de hincado que se desee transmitir al cono. El penetrómetro se puede recuperar o perder en el desarrollo de la prueba. La resistencia se determina por medio de una fórmula empírica que considera la masa del martillo, la altura de caída de la masa, el peso del conjunto de barras y cono, el área transversal del cono y la penetración del cono en cada golpe. La profundidad de penetración se establece en intervalos para facilitar el cálculo de la resistencia del suelo y agilizar la realización del ensayo.

Ahora bien, en este Capítulo se explica la definición, el procedimiento y el cálculo a utilizar para la determinación de la resistencia del suelo usando el Método del Cono Dinámico.

3.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DEL CONO DINÁMICO

El Método del Cono Dinámico es una variación dinámica del Método del Cono Holandés. Y consiste, básicamente, en un penetrómetro de sección y dimensiones dadas en la figura 3.1, el cual va unido a las barras de perforación por medio de un niple que puede ser roscado o liso —si se quiere o no recuperar el cono—, que le transmiten la energía de impacto de una masa de 63.5 ± 1 kg que cae desde una altura de 75 ± 2.5 cm. La caída de la masa debe procurarse que sea lo más libre posible (que no hayan pérdidas de energía) y en una forma rítmica. Se contará el número de golpes necesarios para que el cono penetre una profundidad de 30 cm.

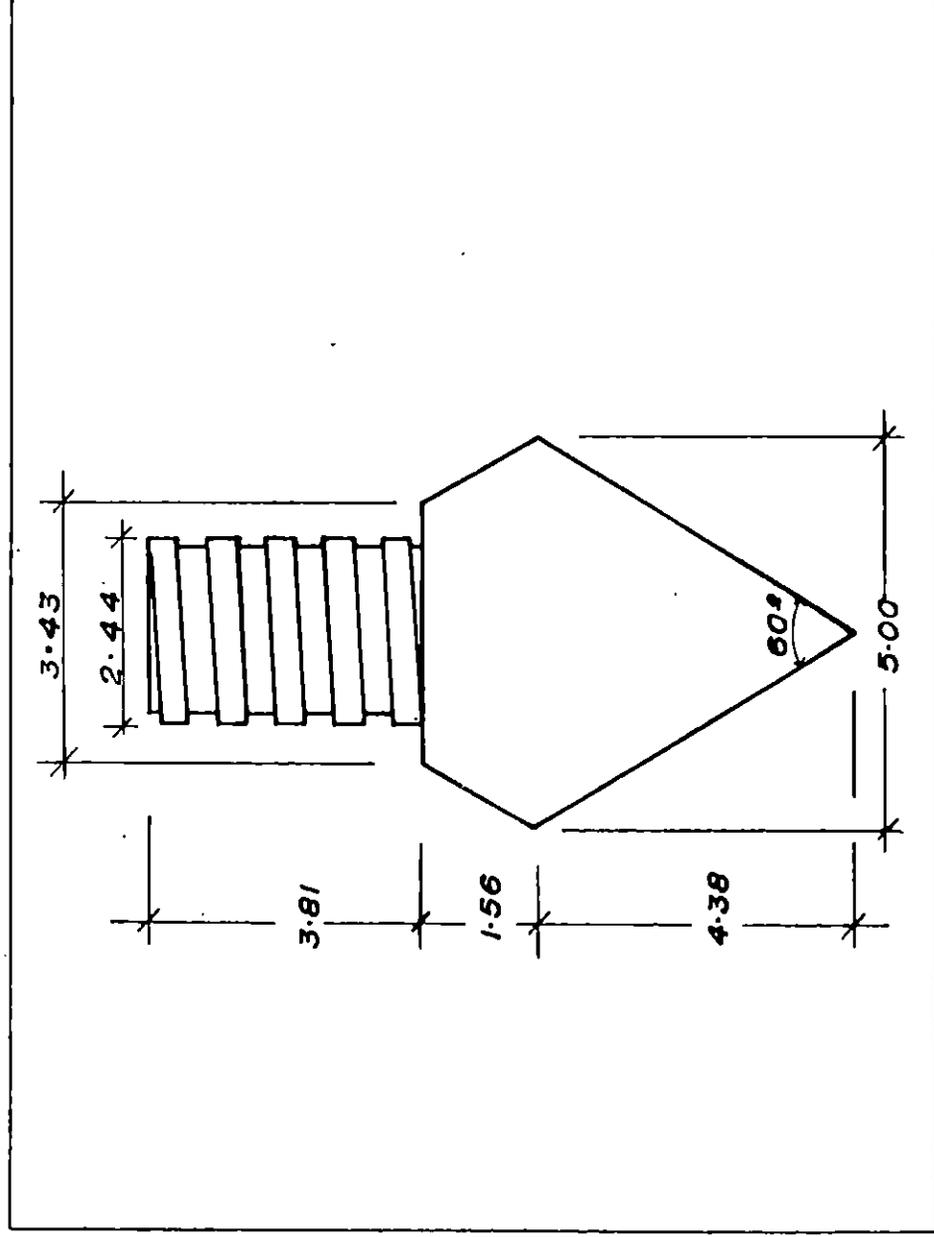


Fig. 3.1 Dimensiones del Penetrómetro Cónico, cotas en centímetros.

La superficie de contacto cono-barra de perforación debe ser lo más lisa posible para asegurar una buena transmisión de la energía de impacto. Nótese que con las dimensiones del penetrómetro propuesto recibirá una energía de hincado igual a la que recibe la cuchara partida de la Prueba de Penetración Estándar. La energía de hincado se determina por medio de la fórmula:

$$E = \frac{4MH}{\pi B^2} \quad (3.1)$$

Donde:

E: Energía de hincado por área unitaria (kg.cm/cm²).

M: Masa de hincado (kg).

H: Altura de caída de la masa (cm).

B: Diámetro del penetrómetro (cm).

El diámetro exterior de las barras de perforación debe ser menor que el diámetro del penetrómetro, para que no se produzca fricción lateral entre las barras y el suelo que incrementa el valor del número de golpes, generando falsas expectativas.

La izada y arriada del martillo debe de hacerse en forma rítmica para que la energía de hincado sea uniforme. El mecanismo a utilizar para levantar la masa será un malacate de fricción, que consiste en un tripode metálico con una polea en su vértice superior y un motor de gasolina apoyado en la pata más gruesa del tripode y estará a una altura cómoda para el operador.

3.2 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO DEL METODO DEL CONO DINAMICO

El procedimiento de Ensayo del Método del Cono Dinámico se tratará de hacer de la forma más simple posible. El objetivo del ensayo es conocer la resistencia que el suelo presenta a la penetración de un cono, con las dimensiones señaladas en la figura 3.1, pp. 3.2. Para ello se necesita conocer el equipo de perforación, su montaje y su procedimiento de ejecución que indique la forma cómo el ensayo debe ser realizado.

3.2.1 EQUIPO

El equipo ha usar será similar al utilizado para la realización de la Prueba de Penetración Estándar:

1 Equipo de perforación:

- Tripode;
- Martinete con guía;
- Motor de gasolina;
- Barras de perforación;
- Penetrómetro cónico;
- Lazo;
- Polea;
- Almádana;
- Clavos para sujetar las patas del trípode;
- Gasolina;
- Cepillo metálico;
- Franela;
- Grasa.

1 Cinta métrica.

2 Llaves inglesas.

- Yeso.

- Hojas de registro.

- Lápiz.

3.2.2 MONTAJE

1. Preparar el trípode que sostendrá al martinete (masa de 63.5 ± 1 kg) extendiendo las patas y sujetándolas provisionalmente con los clavos.
2. Colocar el trípode en posición, abriendo las patas hasta formar un triángulo equilátero en el suelo, siendo los vertices del mismo, las patas del trípode, figura 3.2, pp. 3.6.
3. El centro del triángulo debe coincidir con el punto de perforación elegido, según donde se desee realizar el ensayo.
4. Elevar el centro del trípode (donde está la polea) a una altura tal que las patas formen un ángulo de 60° con la horizontal, figura 3.2, pp. 3.6.
5. Una vez fijo el trípode, instalar el motor en la pata más gruesa, ajustando las abrazaderas del mismo. El motor se colocará a una altura cómoda para el operario, figura 3.2a, pp. 3.6.
6. Revisar que todo el equipo esté en buenas condiciones.

7. Antes de levantar el trípode, debe de colocarse el lazo que elevará el martinete, haciéndolo pasar por la polea.

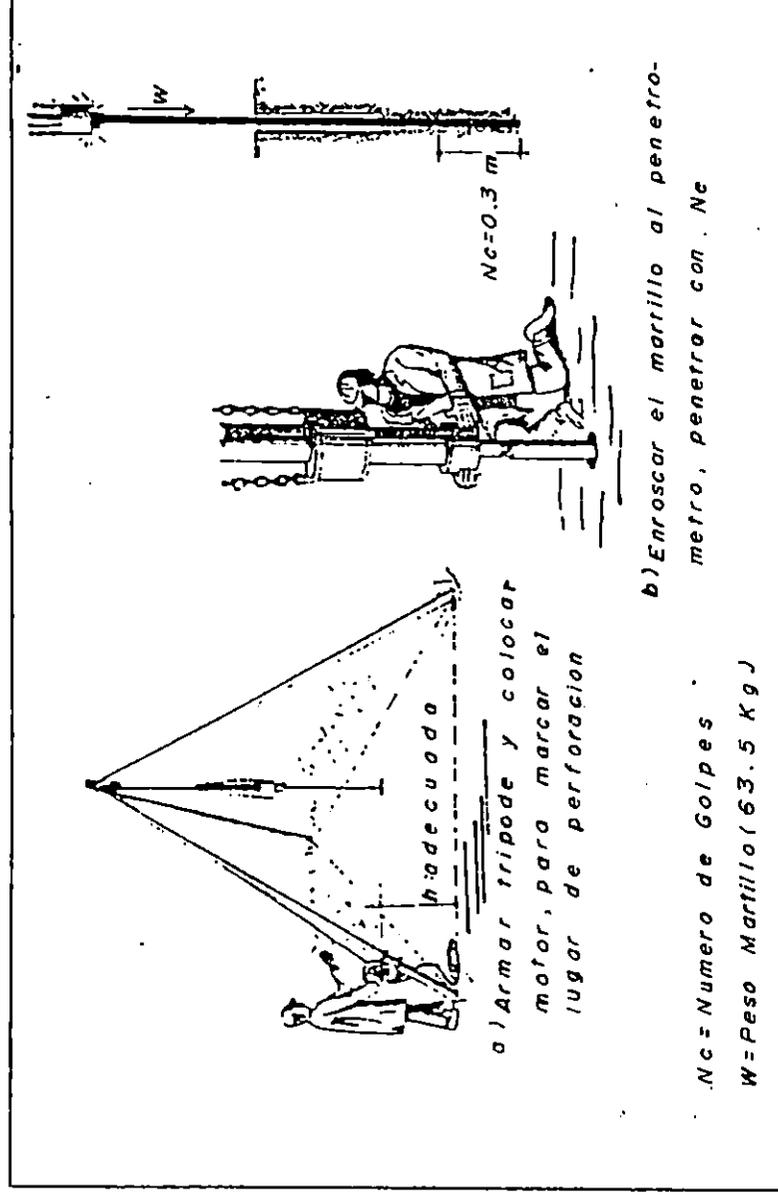


Fig. 3.2 Equipo de perforación.

3.2.3 PROCEDIMIENTO DE EJECUCION

1. Limpiar bien los elementos de unión del penetrómetro y de las barras de perforación, engrasándolos para facilitar su uso.
2. Enroscar el penetrómetro a las barras de perforación hasta la altura que el trípode permita, dos barras por cada intervalo de perforación, hasta llegar a la profundidad deseada.
3. Accionar el motor y levantar el martinete hasta la altura máxima del trípode, (Tener mucha precaución en este proceso pues si se

levanta el martinete con rapidez puede oscilar en el aire golpeando a cualquiera que esté cerca).

4. Enroscar la guía del martillo, el cual debe de estar elevado, con las barras de perforación, de tal manera que se pueda girar la guía. La persona que haga esta actividad tendrá el cuidado de tomar la guía de la parte inferior (ensanchamiento), y nunca de una parte intermedia, pues si el martinete llegara a bajarse puede causar un serio accidente, figura 3.2b, pp. 3.6.
5. Asegurarse que la guía y las barras de perforación estén en posición vertical.
6. Accionar el martinete dejándolo caer desde la parte superior de la guía, observando que no exceda 75 ± 2.5 cm. Introducir 30 cm el penetrómetro; contando el número de golpes necesarios para hacerlo.
7. Para verificar la profundidad de hincado (30 cm) se marca en las barras de perforación dicha distancia, a partir de la superficie del terreno.
8. Anotar el número de golpes y las profundidades respectivas, en las hojas de registro.
9. Repetir los pasos del 4 al 8 para nuevos intervalos de perforación, hasta llegar a la profundidad de exploración deseada.

10. Accionar el martinete de forma invertida (que golpee la parte superior de la guía) para sacar el penetrómetro.

3.3 MODELO DE CALCULO PARA LA DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DEL SUELO, $R_d=f(N_c)$

El modelo de cálculo que se utiliza para la determinación de la resistencia del suelo, usando el Cono Dinámico, se ha derivado de las fórmulas utilizadas en la hincada de pilotes, considerando que el cono se comporta como un pilote a escala perforando por medio de su punta. Así, se obtiene la siguiente fórmula:

$$R_d = \frac{M^2 H}{Ae(M + P)} \quad (3.2)$$

Donde:

R_d : Resistencia dinámica del suelo (kg/cm²).

M : Masa del martillo (kg).

H : Altura de caída de la masa (cm).

P : Peso del conjunto de barras de perforación y cono (kg).

A : Area transversal del cono (cm²).

e : Penetración del cono en cada golpe (cm).

Para hacer más práctico el cálculo de la resistencia del suelo, la perforación se contabiliza por intervalos que pueden ser 10, 20 ó 30 cm, alterando la fórmula (3.2) a:

$$R_d = \frac{M^2 H N_c}{Ae(M + P)} \quad (3.3)$$

Donde:

E: Penetración acumulada en 10, 20 ó 30 cm.

Nc: Número de golpes.

Si E=30 cm, entonces (3.3) se modifica a:

$$R_d = \frac{M^2 H N_c}{30A(M + P)} \quad (3.4)$$

1. Ref. 3.3, pp. 111.
2. Ref. 3.2, pp. 625.
3. Ref. 3.3, pp. 22.
4. Ref. 3.3, pp. 28.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 3.1 Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas. "Guía de Laboratorio de Mecánica de Suelos". El Salvador, 1991.
- 3.2 Juárez Badillo, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos, Tomo I: Fundamentos de Mecánica de Suelos". México. Editorial Limusa, 1986.
- 3.3 Santoyo, Enrique; Riqing Lin Xue y Efrain Ovando. "El Cono en la Exploración Geotécnica". México. TGC Geotecnia, 1989.
- 3.4 Tezaghi, Karl y Ralph B. Peck. "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica". Argentina. Editorial El Ateneo, 1986.

CAPITULO 4

"REPORTES DE ENSAYOS DE CONO DINAMICO, PENETRACION ESTANDAR Y COMPRESION TRIAXIAL"

"USO DEL CONO DINAMICO PARA LA
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA
DE LOS SUELOS"

4.0 INTRODUCCION

4.1

Los sitios de perforación fueron elegidos tratando que ellos fueran representativos de tipos de suelos característicos del Área Metropolitana de San Salvador. Los sitios fueron: Parqueo Poniente y detrás del edificio de la Unidad de Ciencias Básicas de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de El Salvador, San Salvador; Urbanización Valle Verde, Apopa; y Urbanización Madre Selva, Antiguo Cuscatlán.

Se realizaron perforaciones utilizando el Cono Dinámico y Penetración Estándar para obtener una relación entre ambos métodos. Así como la excavación de pozos a cielo abierto para obtener los valores reales del ángulo de fricción interna (ϕ), para cada suelo, se extrajeron muestras inalteradas a una profundidad de 0.70 y 1.70 metros, con dimensiones cúbicas aproximadas de 30 cm por lado. El objetivo de conocer el valor real de ϕ es para verificar el valor que el ensayo de penetración estándar pronostica.

Los resultados de los ensayos de cono dinámico han sido interpretados por medio de la resistencia dinámica (R_d) que se determina usando la fórmula (3.4), pp. 3.9; los de penetración estándar con base a la Tabla 4.1: "Compacidad Relativa de las Arenas" y al gráfico de la figura 2.10, pp. 2.33; y los resultados de los ensayos de compresión triaxial por medio de la Ley de Resistencia de los Círculos de Mohr.

Los ensayos de cono dinámico y penetración estándar están distribuidos sobre una cuadrícula de 3 x 4 metros. En ellas las

perforaciones de cono dinámico y penetración estándar están separadas a un metro, aproximadamente; también se muestra la ubicación de los pozos a cielo abierto, figura 4.1. La única excepción la constituye el sitio de perforación # 1, figura 4.2, pp. 4.4.

Tabla 4.1: COMPACIDAD RELATIVA DE LAS ARENAS
(Tomado de Terzaghi y Peck)

Número de golpes	Compacidad Relativa
0-4	muy suelta
5-10	suelta
11-20	firme
21-30	muy firme
31-50	densa
más de 50	muy densa

Cuadrícula de un metro cuadrado.
Pozos abiertos aproximadamente a 1.50 m de distancia de la cuadrícula como se muestra.

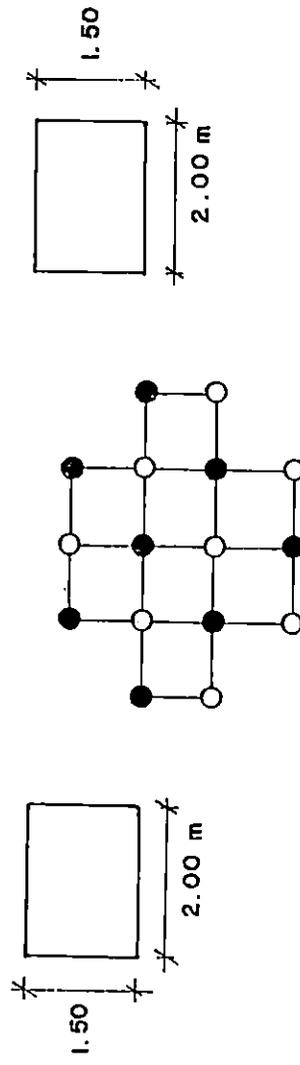


Figura 4.1 Distribución de los ensayos de cono dinámico y penetración estándar y ubicación de los pozos a cielo abierto.

4.1 SITIO DE PERFORACION # 1

4.3

El sitio de perforación # 1 es el Parqueo Poniente de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de El Salvador, San Salvador, figura 4.2, pp. 4.4. El tipo de suelo que se encuentra en él, es una arena limosa con pómez, café claro, (SM), característico de casi toda la zona metropolitana de San Salvador.

La profundidad máxima perforada con cono dinámico y penetración estándar fue de 8.0 metros; y se extrajeron dos muestras inalteradas, de dos pozos a cielo abierto, a una profundidad de 0.70 y 1.70 metros. Las dimensiones de cada muestra inalterada fueron de un cubo aproximado de 30 centímetros por lado.

Los resultados de todos los ensayos se presentan en el siguiente orden: Primero, los resultados con Cono Dinámico; segundo, los de Penetración Estándar; y por último, los de Compresión Triaxial, incluyendo la Ley de Resistencia de los Círculos de Mohr y las gráficas Deformación Unitaria-Esfuerzo Desviador para cada probeta.

Este patrón, forma de presentar los resultados, se repite para cada uno de los Sitios de Perforación.

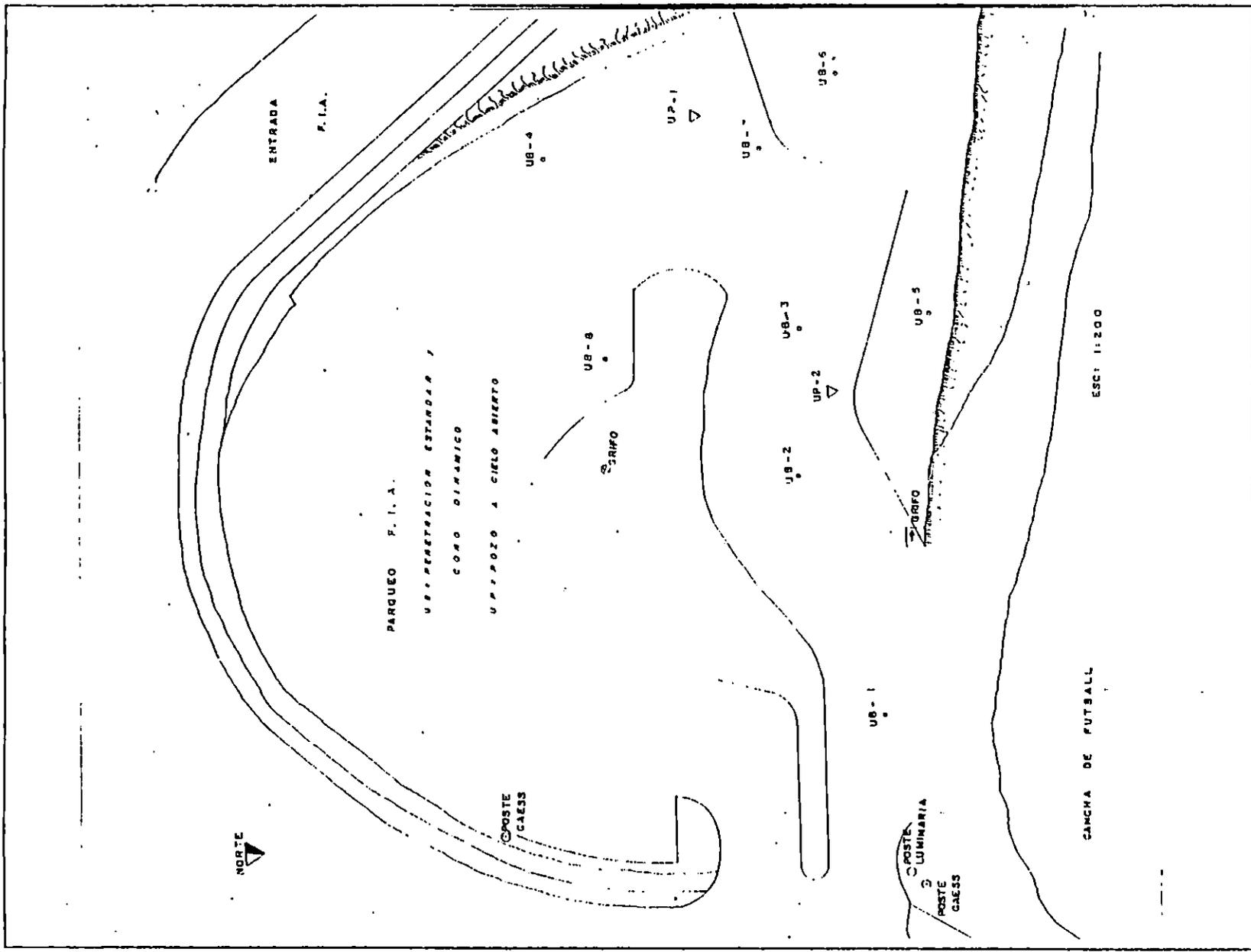


Figura 4.2 Distribución de los ensayos con cono dinámico, penetración estándar y pozos a cielo abierto. Sitio de Perforación # 1.

4.1.1 ENSAYOS CON CONO DINAMICO

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-UES

masa del martillo, kg= 64,74
 altura de caída del martillo, cm= 67,8
 área transversal del cono, cm²= 19,63

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg	sondeo: UB-1				sondeo: UB-2			
		RESISTENCIA A LA PENETRACION				RESISTENCIA A LA PENETRACION			
		20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²
0.0 - 0.5	6.72	8	16	16	108.04	5	12	12	81.03
0.5 - 1.0	6.72	9	16	16	108.04	11	11	11	74.28
1.0 - 1.5	6.72	21	34	34	229.59	10	13	13	87.78
1.5 - 2.0	12.9	31	44	44	273.46	11	12	12	74.58
2.0 - 2.5	12.9	46	90	90	559.36	12	21	21	130.52
2.5 - 3.0	12.9	100				24	36	36	223.74
3.0 - 3.5	19.08					30	45	45	259.06
3.5 - 4.0	19.08					32	40	40	230.27
4.0 - 4.5	19.08					30	37	37	213
4.5 - 5.0	25.26					25	39	39	209.1
5.0 - 5.5	25.26					33	44	44	235.91
5.5 - 6.0	25.26					33	44	44	235.91
6.0 - 6.5	31.44					32	58	58	290.99
6.5 - 7.0	31.44					53	80	80	401.36
7.0 - 7.5	31.44					51	59	59	296.01
7.5 - 8.0	34.53					55	75	75	364.57

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg	sondeo: UB-3				sondeo: UB-4			
		RESISTENCIA A LA PENETRACION				RESISTENCIA A LA PENETRACION			
		20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²
0.0 - 0.5	6.72	4	11	11	74.28	0	15	15	101.29
0.5 - 1.0	6.72	8	12	12	81.03	15	12	12	81.03
1.0 - 1.5	6.72	10	15	15	101.29	9	15	15	101.29
1.5 - 2.0	12.9	12	18	18	111.87	11	16	16	99.44
2.0 - 2.5	12.9	14	21	21	130.52	14	19	19	118.09
2.5 - 3.0	12.9	13	20	20	124.3	16	23	23	142.95
3.0 - 3.5	19.08	17	32	32	184.22	23	29	29	166.95
3.5 - 4.0	19.08	24	36	36	207.25	24	44	44	253.3
4.0 - 4.5	19.08	29	35	35	201.49	26	37	37	213
4.5 - 5.0	25.26	28	36	36	193.02	25	34	34	182.29
5.0 - 5.5	25.26	25	44	44	235.91	27	40	40	214.46
5.5 - 6.0	25.26	31	44	44	235.91	29	43	43	230.55
6.0 - 6.5	31.44	29	50	50	250.85	32	53	53	265.9
6.5 - 7.0	31.44	33	62	62	311.06	43	65	65	326.11
7.0 - 7.5	31.44	53	90	90	451.53	40	60	60	301.02
7.5 - 8.0	34.53	70	94	94	456.92	38	44	44	213.88

obra:
localización:

TRABAJO DE GRADUACION
PARQUEO PTE. FIA-UES

4. 6

masa del martillo, kg= 64.74
altura de caída del martillo, cm= 67.8
área transversal del cono, cm²= 19.63

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg	sondeo: UB-5				sondeo: UB-6			
		RESISTENCIA A LA PENETRACION				RESISTENCIA A LA PENETRACION			
		20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²
0.0 - 0.5	6.72	0	7	7	47.27	3	9	9	60.77
0.5 - 1.0	6.72	10	14	14	94.54	12	16	16	108.04
1.0 - 1.5	6.72	11	14	14	94.54	13	25	25	168.81
1.5 - 2.0	12.9	13	19	19	118.09	26	55	55	341.83
2.0 - 2.5	12.9	14	19	19	118.09	53	75	75	466.13
2.5 - 3.0	12.9	14	24	24	149.16	60	75	75	466.13
3.0 - 3.5	19.08	15	18	18	103.62	66	89	89	512.36
3.5 - 4.0	19.08	15	25	25	143.92	35	46	46	264.82
4.0 - 4.5	19.08	15	19	19	109.38	66	107	107	615.98
4.5 - 5.0	25.26	12	29	29	155.49				
5.0 - 5.5	25.26	27	36	36	193.02				
5.5 - 6.0	25.26	25	40	40	214.46				
6.0 - 6.5	31.44	32	43	43	215.73				
6.5 - 7.0	31.44	32	46	46	230.78				
7.0 - 7.5	31.44	54	73	73	366.24				
7.5 - 8.0	34.53	56	63	63	306.24				

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg	sondeo: UB-7				sondeo: UB-8			
		RESISTENCIA A LA PENETRACION				RESISTENCIA A LA PENETRACION			
		20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²
0.0 - 0.5	6.72	4	10	10	67.53	0	14	14	94.54
0.5 - 1.0	6.72	9	13	13	87.78	9	15	15	101.29
1.0 - 1.5	6.72	9	12	12	81.03	12	13	13	87.78
1.5 - 2.0	12.9	10	16	16	99.44	12	15	15	93.23
2.0 - 2.5	12.9	12	25	25	155.38	14	21	21	130.52
2.5 - 3.0	12.9	20	29	29	180.24	17	23	23	142.95
3.0 - 3.5	19.08	27	35	35	201.49	18	18	18	103.62
3.5 - 4.0	19.08	27	39	39	224.52	15	30	30	172.71
4.0 - 4.5	19.08	36	52	52	299.36	24	29	29	166.95
4.5 - 5.0	25.26	44	45	45	241.27	22	28	28	150.12
5.0 - 5.5	25.26	41	45	45	241.27	36	38	38	203.74
5.5 - 6.0	25.26	48	52	52	278.8	45	48	48	257.35
6.0 - 6.5	31.44	35	52	52	260.89	54	60	60	301.02
6.5 - 7.0	31.44	56	80	80	401.36	90	69	69	346.18
7.0 - 7.5	31.44	73	81	81	406.38	130	104	104	521.77
7.5 - 8.0	34.53	71	66	66	320.82	70	68	68	330.54

4.1.2 ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR

4. 7

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-UES
 sondeor: UB-1
 fecha: 18/VIII/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACTAD RELATIVA	Ø [%]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	7	3	5	8	18.9	arena limosa con pómez, SM	SUELTA	29
0.5 - 1.0	14	11	15	26	6.9	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	32.9
1.0 - 1.5	22	13	15	28	8.2	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	33.4
1.5 - 2.0	23	14	18	32	7.2	arena limosa con pómez, SM	DENSA	34
2.0 - 2.5	34	26	20	46	5.5	arena limosa con pómez, SM	DENSA	36.1
2.5 - 3.0	20	10	11	21	6.9	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	32.1
3.0 - 3.5	29	27	25	52	8.6	arena limosa con pómez, SM	MUY DENSA	36.8
3.5 - 4.0	36	22	22	44	10.4	arena limosa con pómez, SM	DENSA	35.9
4.0 - 4.5	27	19	21	40	10.7	arena limosa con pómez, SM	DENSA	35.7
4.5 - 5.0	34	21	23	44	12.4	arena limosa con pómez, SM	DENSA	35.9
5.0 - 5.5	38	27	25	52	12.8	arena limosa con pómez, SM	MUY DENSA	36.8
5.5 - 6.0	39	20	23	43	13	arena limosa con pómez, SM	DENSA	35.8
6.0 - 6.5	33	24	26	50	12.8	arena limosa con pómez, SM	DENSA	36.6
6.5 - 7.0	40	32	40	72	12.3	arena limosa con pómez, SM	MUY DENSA	39

sondeor: UB-2
 fecha: 21/VIII/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACTAD RELATIVA	Ø [%]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	4	3	3	6	25.7	arena limosa con pómez, SM	SUELTA	-
0.5 - 1.0	3	3	4	7	25.8	arena limosa con pómez, SM	SUELTA	-
1.0 - 1.5	6	4	4	8	23.8	arena limosa con pómez, SM	SUELTA	29.2
1.5 - 2.0	8	5	5	10	26.9	arena limosa con pómez, SM	FIRME	29.6
2.0 - 2.5	10	8	10	18	24.7	arena limosa con pómez, SM	FIRME	31.7
2.5 - 3.0	16	13	13	26	18.7	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	33
3.0 - 3.5	20	15	17	32	19.3	arena limosa con pómez, SM	DENSA	34
3.5 - 4.0	27	15	16	31	17.6	arena limosa con pómez, SM	DENSA	33.9
4.0 - 4.5	24	15	14	29	16.3	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	33.6
4.5 - 5.0	21	14	16	30	18.4	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	33.8
5.0 - 5.5	23	16	16	32	17.1	arena limosa con pómez, SM	DENSA	34
5.5 - 6.0	30	17	18	35	18.5	arena limosa con pómez, SM	DENSA	34.5
6.0 - 6.5	26	17	19	36	16.7	arena limosa con pómez, SM	DENSA	34.8
6.5 - 7.0	28	25	28	53	17.5	arena limosa con pómez, SM	MUY DENSA	37
7.0 - 7.5	39	26	27	53	18.3	arena limosa con pómez, SM	MUY DENSA	37
7.5 - 8.0	37	25	26	51	17.8	arena limosa con pómez, SM	MUY DENSA	36.7

NOTA: Color del suelo CAPE CLARO

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-JUES
 sendero: UB-3
 fecha: 22/VIII/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACTAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	4	5	4	9	26	arena limosa con pomez, SM	SUELTA	29.2
0.5 - 1.0	5	4	5	9	27.4	arena limosa con pomez, SM	SUELTA	29.2
1.0 - 1.5	6	5	6	11	29.1	arena limosa con pomez, SM	FIRME	30
1.5 - 2.0	9	6	7	13	26.3	arena limosa con pomez, SM	FIRME	30.6
2.0 - 2.5	12	9	10	19	25	arena limosa con pomez, SM	FIRME	31.9
2.5 - 3.0	14	10	10	20	25.7	arena limosa con pomez, SM	FIRME	32
3.0 - 3.5	12	10	12	22	24.4	arena limosa con pomez, SM	MUY FIRME	32.4
3.5 - 4.0	15	11	11	22	22.2	arena limosa con pomez, SM	MUY FIRME	32.4
4.0 - 4.5	18	14	15	29	21.2	arena limosa con pomez, SM	MUY FIRME	33.6
4.5 - 5.0	18	13	15	28	19.3	arena limosa con pomez, SM	MUY FIRME	33.4
5.0 - 5.5	19	16	17	33	22.2	arena limosa con pomez, SM	DENSA	34.1
5.5 - 6.0	22	17	18	35	19.3	arena limosa con pomez, SM	DENSA	34.5
6.0 - 6.5	24	17	17	34	18.5	arena limosa con pomez, SM	DENSA	34.3
6.5 - 7.0	25	19	20	39	18.5	arena limosa con pomez, SM	DENSA	35.2
7.0 - 7.5	27	23	28	51	19.3	arena limosa con pomez, SM	MUY DENSA	36.7
7.5 - 8.0	31	27	28	55	18.5	arena limosa con pomez, SM	MUY DENSA	37.3

sendero: UB-4
 fecha: 25/VIII/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACTAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	0	5	6	11	22.7	arena limosa con pomez, SM	FIRME	30
0.5 - 1.0	6	4	4	8	26.5	arena limosa con pomez, SM	SUELTA	29.2
1.0 - 1.5	6	5	4	9	25.2	arena limosa con pomez, SM	SUELTA	29.4
1.5 - 2.0	8	5	6	11	23.7	arena limosa con pomez, SM	FIRME	30
2.0 - 2.5	8	7	8	15	23.7	arena limosa con pomez, SM	FIRME	31
2.5 - 3.0	13	8	9	17	23.9	arena limosa con pomez, SM	FIRME	31.6
3.0 - 3.5	14	10	11	21	21.1	arena limosa con pomez, SM	MUY FIRME	32.1
3.5 - 4.0	16	12	13	25	19.6	arena limosa con pomez, SM	MUY FIRME	32.9
4.0 - 4.5	17	14	14	28	17.2	arena limosa con pomez, SM	MUY FIRME	33.4
4.5 - 5.0	17	12	15	27	17.5	arena limosa con pomez, SM	MUY FIRME	33.2
5.0 - 5.5	19	14	16	30	18	arena limosa con pomez, SM	MUY FIRME	33.8
5.5 - 6.0	22	13	15	28	16.9	arena limosa con pomez, SM	MUY FIRME	33.4
6.0 - 6.5	24	16	18	34	16.2	arena limosa con pomez, SM	DENSA	34.3
6.5 - 7.0	29	17	21	38	14.2	arena limosa con pomez, SM	DENSA	35.1
7.0 - 7.5	34	18	20	38	16	arena limosa con pomez, SM	DENSA	35.1
7.5 - 8.0	26	17	19	36	17.2	arena limosa con pomez, SM	DENSA	34.8

NOTA: Color del suelo: CAPE CLARO.

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 Localización: PARQUEO PTE. FIA-UES
 sondece: UB-5
 fecha: 04/IX/1995

PROFUNDIDAD METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [p]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0-0.5	0	1	4	5	26.4	arena limosa con pómez, SM	SUELTA	-
0.5-1.0	11	5	5	10	20.6	arena limosa con pómez, SM	SUELTA	29.6
1.0-1.5	8	6	5	11	24.9	arena limosa con pómez, SM	FIRME	30
1.5-2.0	9	7	7	14	23.3	arena limosa con pómez, SM	FIRME	30.8
2.0-2.5	10	7	6	13	21.4	arena limosa con pómez, SM	FIRME	30.6
2.5-3.0	10	8	11	19	24.1	arena limosa con pómez, SM	FIRME	31.9
3.0-3.5	15	8	9	17	25.6	arena limosa con pómez, SM	FIRME	31.6
3.5-4.0	14	8	9	17	23.7	arena limosa con pómez, SM	FIRME	31.6
4.0-4.5	12	9	9	18	25.1	arena limosa con pómez, SM	FIRME	31.7
4.5-5.0	13	8	14	22	36.4	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	32.4
5.0-5.5	18	14	12	26	16.5	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	33
5.5-6.0	17	13	16	29	19.9	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	33.6
6.0-6.5	21	16	16	32	17.3	arena limosa con pómez, SM	DENSA	34
6.5-7.0	22	16	16	32	16.7	arena limosa con pómez, SM	DENSA	34
7.0-7.5	24	19	21	40	16.7	arena limosa con pómez, SM	DENSA	35.4
7.5-8.0	32	20	21	41	17.6	arena limosa con pómez, SM	DENSA	35.6

sondece UB-6
 fecha: 05/IX/1995

PROFUNDIDAD METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [p]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0-0.5	3	4	7	11	15.4	arena limosa con pómez, SM	FIRME	30
0.5-1.0	14	8	9	17	19.3	arena limosa con pómez, SM	FIRME	31.6
1.0-1.5	13	10	17	27	13.3	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	33.2
1.5-2.0	25	19	22	41	6.4	arena limosa con pómez, SM	DENSA	35.6
2.0-2.5	40	23	26	49	7.8	arena limosa con pómez, SM	DENSA	36.5
2.5-3.0	30	25	27	52	8.6	arena limosa con pómez, SM	MUY DENSA	36.8
3.0-3.5	38	25	23	48	9.9	arena limosa con pómez, SM	DENSA	36.4
3.5-4.0	28	21	28	49	10.2	arena limosa con pómez, SM	DENSA	36.5
4.0-4.5	46	26	26	52	11	arena limosa con pómez, SM	MUY DENSA	36.8

NOTA: Color del suelo: CAPE CLARO.

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-JES
 sondex: UB-7
 fecha: 06/IX/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION					HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	3	4	5	5	9	24.2	arena limosa con pómez, SM	SUELTA	29.4
0.5 - 1.0	8	5	6	6	11	22.9	arena limosa con pómez, SM	FIRME	30
1.0 - 1.5	9	7	6	6	13	23.5	arena limosa con pómez, SM	FIRME	30.6
1.5 - 2.0	10	7	11	18	18	22.8	arena limosa con pómez, SM	FIRME	31.7
2.0 - 2.5	16	12	14	26	26	17.9	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	33
2.5 - 3.0	23	18	17	35	35	19.9	arena limosa con pómez, SM	DENSA	34.5
3.0 - 3.5	18	15	15	30	30	18	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	33.8
3.5 - 4.0	21	15	15	30	30	17	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	33.8
4.0 - 4.5	23	20	19	39	39	18.2	arena limosa con pómez, SM	DENSA	35.2
4.5 - 5.0	25	16	17	33	33	16.1	arena limosa con pómez, SM	DENSA	34.3
5.0 - 5.5	25	19	19	38	38	16.9	arena limosa con pómez, SM	DENSA	35.7
5.5 - 6.0	29	20	19	39	39	15.1	arena limosa con pómez, SM	DENSA	35.2
6.0 - 6.5	28	18	20	38	38	14.7	arena limosa con pómez, SM	DENSA	35.1
6.5 - 7.0	33	23	22	45	45	15.9	arena limosa con pómez, SM	DENSA	36
7.0 - 7.5	38	22	25	47	47	15.1	arena limosa con pómez, SM	DENSA	36.4
7.5 - 8.0	40	19	24	43	43	14.8	arena limosa con pómez, SM	DENSA	35.8

sondex UB-8
 fecha: 08/IX/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION					HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	2	3	3	6	6	29.7	arena limosa con pómez, SM	SUELTA	-
0.5 - 1.0	6	5	6	11	11	27.4	arena limosa con pómez, SM	FIRME	30
1.0 - 1.5	9	6	6	12	12	23.9	arena limosa con pómez, SM	FIRME	30.3
1.5 - 2.0	9	5	7	12	12	23.4	arena limosa con pómez, SM	FIRME	30.3
2.0 - 2.5	10	7	7	14	14	24.7	arena limosa con pómez, SM	FIRME	30.8
2.5 - 3.0	11	8	9	17	17	25.3	arena limosa con pómez, SM	FIRME	31.6
3.0 - 3.5	13	9	8	17	17	27.5	arena limosa con pómez, SM	FIRME	31.6
3.5 - 4.0	12	7	11	18	18	27.2	arena limosa con pómez, SM	FIRME	31.7
4.0 - 4.5	15	9	11	20	20	25.8	arena limosa con pómez, SM	FIRME	32
4.5 - 5.0	16	10	10	20	20	24.6	arena limosa con pómez, SM	FIRME	32
5.0 - 5.5	19	14	14	28	28	21.3	arena limosa con pómez, SM	MUY FIRME	33.4
5.5 - 6.0	22	15	16	31	31	18.7	arena limosa con pómez, SM	DENSA	33.9
6.0 - 6.5	24	17	18	35	35	18.4	arena limosa con pómez, SM	DENSA	34.5
6.5 - 7.0	28	18	22	40	40	18.4	arena limosa con pómez, SM	DENSA	35.4
7.0 - 7.5	37	24	25	49	49	18.3	arena limosa con pómez, SM	DENSA	36.5
7.5 - 8.0	35	22	24	46	46	18.6	arena limosa con pómez, SM	DENSA	36.1

NOTA: Color del suelo: CAFE CLARO.

4.1.3 ENSAYOS DE COMPRESION TRIAXIAL

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-UES
 sondeo: UB-1
 ensayo: 1
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70-1.00 m
 fecha: 23/X/95
 clasificación: arena limosa con pomez, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

$D_s = 3.7$ cm $A_s = 10.75$ cm² $W_i = 131.5$ g $W_s = 105.6$ g
 $D_c = 3.7$ cm $A_c = 10.75$ cm² $V_m = 89.13$ cm³ $w\% = 24.5$
 $D_l = 3.43$ cm $A_l = 9.24$ cm² $\gamma_m = 1.48$ g/cm³ $\gamma_d = 1.18$ g/cm³
 $h = 8.49$ cm $A_m = 10.5$ cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	AFILLO CARGA	CARGA kg	MEMOMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEFUNIT.	AREA CORR. cm ²	DEF. DESP. kg/cm ²
0:00- 0:30	35	4.39	40	0.4	0.005	0.995	10.55	0.42
0:30- 1:00	64	8.03	84	0.84	0.01	0.99	10.61	0.76
1:00- 1:30	77	9.66	132	1.32	0.016	0.984	10.67	0.91
1:30- 2:00	81	10.16	181	1.81	0.021	0.979	10.73	0.95
2:00- 2:30	85	10.66	232	2.32	0.027	0.973	10.79	0.99
2:30- 3:00	88	11.04	282	2.82	0.033	0.967	10.86	1.02
3:00- 3:30	90	11.29	333	3.33	0.039	0.961	10.93	1.03
3:30- 4:00	92	11.54	384	3.84	0.045	0.955	10.99	1.05
4:00- 4:30	94	11.79	434	4.34	0.051	0.949	11.06	1.07
4:30- 5:00	96	12.04	485	4.85	0.057	0.943	11.13	1.08
5:00- 5:30	97	12.16	537	5.37	0.063	0.937	11.21	1.08
5:30- 6:00	98	12.29	590	5.9	0.069	0.931	11.28	1.09
6:00- 6:30	99	12.41	639	6.39	0.075	0.925	11.35	1.09
6:30- 7:00	99	12.41	691	6.91	0.081	0.919	11.43	1.09
7:00- 7:30	99	12.41	741	7.41	0.087	0.913	11.5	1.08
7:30- 8:00	99	12.41	793	7.93	0.093	0.907	11.58	1.07
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

$\sigma_3 = 0.5$ kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 1.09$ kg/cm²
 $\sigma_1 = 1.59$ kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. PIA-UES
 sondeo: UB-1
 ensayo: 2
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70-1.00 m
 fecha: 23/X/95
 clasificación: arena limosa con pomez, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.72 cm As= 10.87 cm² Wi= 128.5 g Ws= 103.6 g
 Dc= 3.78 cm Ac= 11.22 cm² Vm= 90.87 cm³ w%= 24
 Di= 3.4 cm Ai= 9.08 cm² γ_m = 1.41 g/cm³ γ_d = 1.14 g/cm³
 h= 8.41 cm Am= 10.805 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. INT.	1-DEF. INT.	AREA CORR cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	4	0.5	46	0.46	0.005	0.995	10.86	0.05
0:30- 1:00	57	7.15	84	0.84	0.01	0.99	10.92	0.65
1:00- 1:30	87	10.91	128	1.28	0.015	0.985	10.97	0.99
1:30- 2:00	103	12.92	174	1.74	0.021	0.979	11.04	1.17
2:00- 2:30	113	14.17	222	2.22	0.026	0.974	11.1	1.28
2:30- 3:00	119	14.92	273	2.73	0.032	0.968	11.17	1.34
3:00- 3:30	123	15.42	321	3.21	0.038	0.962	11.24	1.37
3:30- 4:00	128	16.05	372	3.72	0.044	0.956	11.31	1.42
4:00- 4:30	133	16.68	421	4.21	0.05	0.95	11.38	1.47
4:30- 5:00	138	17.31	472	4.72	0.056	0.944	11.45	1.51
5:00- 5:30	142	17.81	522	5.22	0.062	0.938	11.52	1.55
5:30- 6:00	145	18.18	573	5.73	0.068	0.932	11.6	1.57
6:00- 6:30	148	18.56	623	6.23	0.074	0.926	11.67	1.59
6:30- 7:00	149	18.68	674	6.74	0.08	0.92	11.75	1.59
7:00- 7:30	146	18.31	726	7.26	0.086	0.914	11.83	1.55
7:30- 8:00	145	18.18	779	7.79	0.093	0.907	11.92	1.53
8:00- 8:30	143	17.93	830	8.3	0.099	0.901	12	1.49
8:30- 9:00	142	17.81	882	8.82	0.105	0.895	12.08	1.47
9:00- 9:30	142	17.81	933	9.33	0.111	0.889	12.16	1.46
9:30-10:00	141	17.68	986	9.86	0.117	0.883	12.24	1.44

σ_3 = 1 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 1.59 kg/cm²
 σ_1 = 2.59 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-UES
 sondeo: UB-1
 ensayo: 3
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70-1.00 m
 fecha: 23/X/1995
 clasificación: arena limosa con pómez, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

$D_s = 3.76$ cm $A_s = 11.1$ cm² $W_i = 114.4$ g $W_s = 92.2$ g
 $D_c = 3.63$ cm $A_c = 10.35$ cm² $V_m = 79.26$ cm³ $w\% = 24.1$
 $D_i = 3.61$ cm $A_i = 10.24$ cm² $\gamma_m = 1.44$ g/cm³ $\gamma_d = 1.16$ g/cm³
 $h = 7.58$ cm $A_m = 10.46$ cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. INT.	1-DEF. INT.	AREA CORR cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00-0:30	90	11.29	30	0.3	0.004	0.996	10.5	1.08
0:30-1:00	129	16.18	70	0.7	0.009	0.991	10.55	1.53
1:00-1:30	150	18.81	120	1.2	0.016	0.984	10.63	1.77
1:30-2:00	163	20.44	164	1.64	0.022	0.978	10.7	1.91
2:00-2:30	171	21.44	213	2.13	0.028	0.972	10.76	1.99
2:30-3:00	178	22.32	263	2.63	0.035	0.965	10.84	2.06
3:00-3:30	178	22.32	314	3.14	0.041	0.959	10.91	2.05
3:30-4:00	176	22.07	364	3.64	0.048	0.952	10.99	2.01
4:00-4:30	174	21.82	418	4.18	0.055	0.945	11.07	1.97
4:30-5:00	171	21.44	470	4.7	0.062	0.938	11.15	1.92
5:00-5:30								
5:30-6:00								
6:00-6:30								
6:30-7:00								
7:00-7:30								
7:30-8:00								
8:00-8:30								
8:30-9:00								
9:00-9:30								
9:30-10:00								

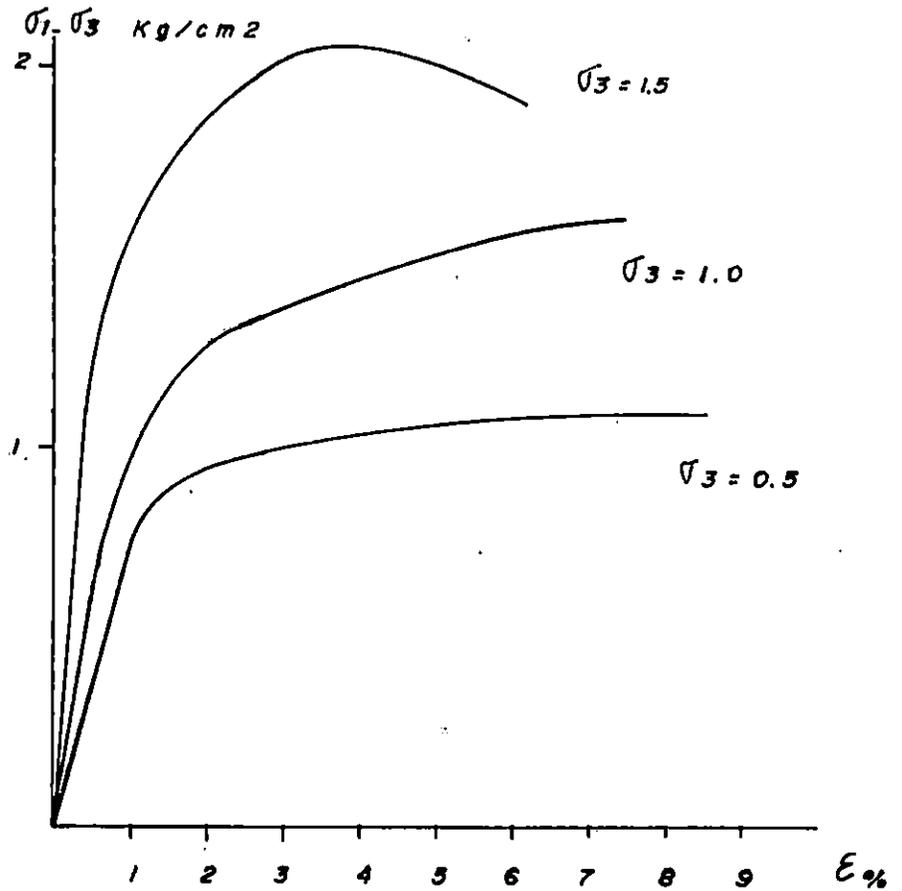
$\sigma_3 = 1.5$ kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 2.06$ kg/cm²
 $\sigma_1 = 3.56$ kg/cm²

ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{máx}$	σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	E	γ g/cm ³
	kg/cm ²						
1	0.5	1.09	1.59	1.04	0.55	76.0	1.48
2	1.0	1.59	2.59	1.80	0.80	144.4	1.41
3	1.5	2.06	3.56	2.53	1.03	270.0	1.44

Prof. 0.7 - 1.0 m.

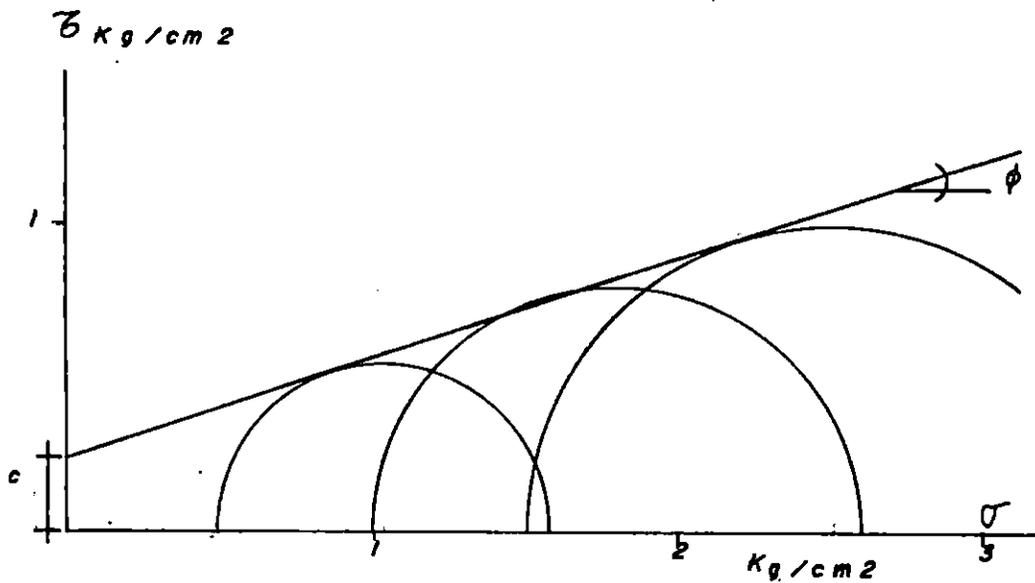
Arena Limosa con Pomez, Cote Claro (SM)

Curva
Esfuerzo -
Deformacion



Circulos de Mohr

$c \approx 0.24 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi \approx 19^\circ$



TRABAJO DE GRADUACION
PARQUEO PTE. PIA-UES

obra:
localización:
sondeo:
ensayo:
muestra #:
profundidad:
fecha:
clasificación:

UB-1
1
2
1.70-2.00 m
24/X/1995
arena limosa con pomez, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.96 cm As= 12.32 cm² Wf= 167.1 g Ws= 129.1 g
Dc= 3.91 cm Ac= 12.01 cm² Vm= 110.25 cm³ w_g= 29.4
Dl= 3.86 cm Al= 11.7 cm² γ_m= 1.52 g/cm³ γ_d= 1.17 g/cm³
h= 9.18 cm Am= 12.01 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MACROMETRO	DEF. ANIL. mm	DEF. LMT.	1-DEF. LMT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00-0:30	36	4.51	38	0.38	0.004	0.996	12.06	0.37
0:30-1:00	64	8.03	82	0.82	0.009	0.991	12.12	0.66
1:00-1:30	76	9.53	130	1.3	0.014	0.986	12.18	0.78
1:30-2:00	82	10.28	180	1.8	0.02	0.98	12.26	0.84
2:00-2:30	86	10.78	230	2.3	0.025	0.975	12.32	0.87
2:30-3:00	90	11.29	280	2.8	0.031	0.969	12.39	0.91
3:00-3:30	91	11.41	330	3.3	0.036	0.964	12.46	0.92
3:30-4:00	93	11.66	382	3.82	0.042	0.958	12.54	0.93
4:00-4:30	94	11.79	431	4.31	0.047	0.953	12.6	0.94
4:30-5:00	95	11.91	489	4.89	0.053	0.947	12.68	0.94
5:00-5:30	95	11.91	535	5.35	0.058	0.942	12.75	0.93
5:30-6:00	95	11.91	586	5.86	0.064	0.936	12.83	0.93
6:00-6:30	95	11.91	638	6.38	0.069	0.931	12.9	0.92
6:30-7:00	94	11.79	690	6.9	0.075	0.925	12.98	0.91
7:00-7:30	94	11.79	742	7.42	0.081	0.919	13.07	0.9
7:30-8:00	94	11.79	792	7.92	0.086	0.914	13.14	0.9
8:00-8:30								
8:30-9:00								
9:00-9:30								
9:30-10:00								

σ₃= 0.5 kg/cm²
σ_{1-σ₃}= 0.94 kg/cm²
σ₁= 1.44 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-UES
 sondeo: UB-1
 ensayo: 2
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70-2.00 m
 fecha: 24/X/1995
 clasificación: arena limosa con pómez, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 4.09 cm As= 13.14 cm² Wi= 168.6 g Ws= 129.5 g
 Dc= 4.08 cm Ac= 13.07 cm² Vm= 113.58 cm³ w%= 30.2
 Di= 3.87 cm Ai= 11.76 cm² γ_m = 1.48 g/cm³ γ_d = 1.14 g/cm³
 h= 8.83 cm Am= 12.86 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. INT.	1-DEF. INT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	15	1.88	38	0.38	0.004	0.996	12.91	0.15
0:30- 1:00	54	6.77	77	0.77	0.009	0.991	12.98	0.52
1:00- 1:30	103	12.92	116	1.16	0.013	0.987	13.03	0.99
1:30- 2:00	125	15.68	161	1.61	0.018	0.982	13.1	1.2
2:00- 2:30	135	16.93	210	2.1	0.024	0.976	13.18	1.28
2:30- 3:00	142	17.81	260	2.6	0.029	0.971	13.24	1.35
3:00- 3:30	148	18.56	310	3.1	0.035	0.965	13.33	1.39
3:30- 4:00	152	19.06	360	3.6	0.041	0.959	13.41	1.42
4:00- 4:30	154	19.31	410	4.1	0.046	0.954	13.48	1.43
4:30- 5:00	156	19.56	461	4.61	0.052	0.948	13.57	1.44
5:00- 5:30	158	19.81	511	5.11	0.058	0.942	13.65	1.45
5:30- 6:00	160	20.06	562	5.62	0.064	0.936	13.74	1.46
6:00- 6:30	161	20.19	614	6.14	0.07	0.93	13.83	1.46
6:30- 7:00	162	20.31	665	6.65	0.075	0.925	13.9	1.46
7:00- 7:30	162	20.31	715	7.15	0.081	0.919	13.99	1.45
7:30- 8:00	163	20.44	767	7.67	0.087	0.913	14.09	1.45
8:00- 8:30	163	20.44	818	8.18	0.093	0.907	14.18	1.44
8:30- 9:00	164	20.57	870	8.7	0.099	0.901	14.27	1.44
9:00- 9:30	164	20.57	920	9.2	0.104	0.896	14.35	1.43
9:30-10:00	164	20.57	971	9.71	0.11	0.89	14.45	1.42

σ_3 = 1 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 1.46 kg/cm²
 σ_1 = 2.46 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-UES
 sondeo: UB-1
 ensayo: 3
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70-2.00 m
 fecha: 24/X/1995
 clasificación: arena limosa con pomez, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

$D_s = 3.75$ cm $A_B = 11.04$ cm² $W_i = 126.8$ g $W_s = 98$ g
 $D_c = 3.96$ cm $A_c = 12.32$ cm² $V_m = 88.67$ cm³ $w\% = 29.4$
 $D_i = 3.66$ cm $A_i = 10.52$ cm² $\gamma_m = 1.43$ g/cm³ $\gamma_d = 1.11$ g/cm³
 $h = 7.51$ cm $A_m = 11.807$ cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. LINT.	1-DEF.LINT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	69	8.65	32	0.32	0.004	0.996	11.86	0.73
0:30- 1:00	116	14.55	70	0.7	0.009	0.991	11.92	1.22
1:00- 1:30	141	17.68	112	1.12	0.015	0.985	11.99	1.47
1:30- 2:00	160	20.06	160	1.6	0.021	0.979	12.06	1.66
2:00- 2:30	173	21.69	208	2.08	0.028	0.972	12.15	1.79
2:30- 3:00	183	22.95	255	2.55	0.034	0.966	12.23	1.88
3:00- 3:30	191	23.95	305	3.05	0.041	0.959	12.31	1.95
3:30- 4:00	198	24.83	355	3.55	0.047	0.953	12.39	2
4:00- 4:30	202	25.33	404	4.04	0.054	0.946	12.48	2.03
4:30- 5:00	208	26.08	455	4.55	0.061	0.939	12.58	2.07
5:00- 5:30	212	26.58	503	5.03	0.067	0.933	12.66	2.1
5:30- 6:00	215	26.96	555	5.55	0.074	0.926	12.75	2.11
6:00- 6:30	215	26.96	605	6.05	0.081	0.919	12.85	2.1
6:30- 7:00	221	27.71	655	6.55	0.087	0.913	12.94	2.14
7:00- 7:30	222	27.84	705	7.05	0.094	0.906	13.04	2.13
7:30- 8:00	223	27.96	755	7.55	0.101	0.899	13.14	2.13
8:00- 8:30	224	28.09	805	8.05	0.107	0.893	13.23	2.12
8:30- 9:00	224	28.09	855	8.55	0.114	0.886	13.33	2.11
9:00- 9:30	224	28.09	907	9.07	0.121	0.879	13.44	2.09
9:30-10:00	223	27.96	960	9.6	0.128	0.872	13.54	2.06

$\sigma_3 = 1.5$ kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 2.14$ kg/cm²
 $\sigma_1 = 3.64$ kg/cm²

ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	E	τ g/cm ³
	kg/cm ²						
1	0.5	0.94	1.44	0.97	0.47	92.5	1.52
2	1.0	1.46	2.46	1.73	0.73	123.8	1.48
3	1.5	2.14	3.64	2.57	1.07	133.3	1.43

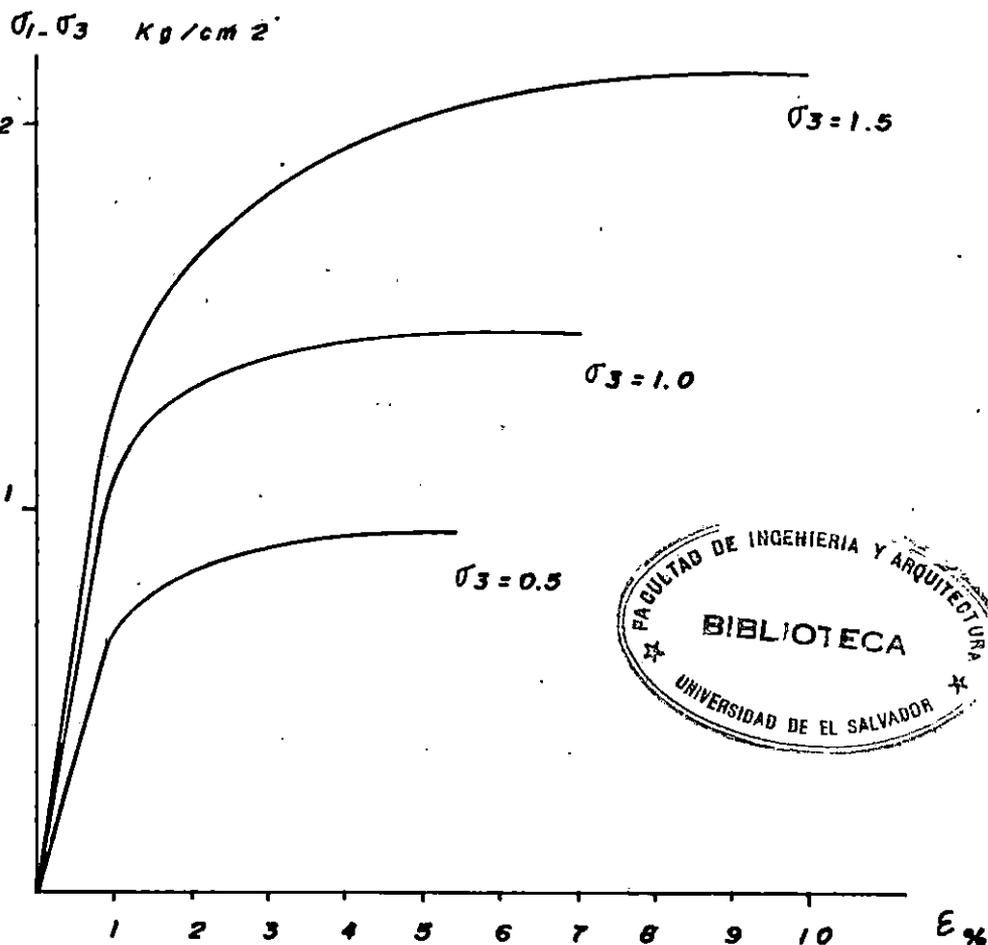
Parqueo Pte. F. I. A

UB-1

Prof. 1.7 - 2.0 m.

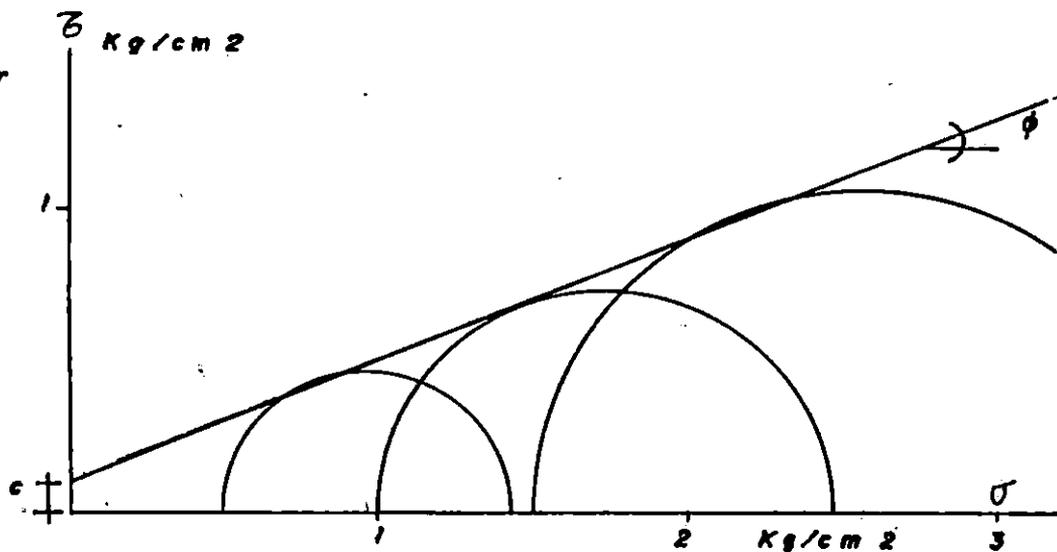
Arena Limosa con Pomez, Cafe Claro (SM)

Curva
Esfuerzo -
Deformacion



Circulos de Mohr

$c = 0.14 \text{ Kg/cm}^2$
 $\phi = 21^\circ$



obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-UES
 sondeo: UB-2
 ensayo: 1
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70-1.00 m
 fecha: 24/X/1995
 clasificación: arena limosa con pomez, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

$D_s = 3.96$ cm $A_s = 12.32$ cm² $W_i = 146$ g $W_s = 115.5$ g
 $D_c = 3.63$ cm $A_c = 10.35$ cm² $V_m = 102.69$ cm³ $w\% = 26.4$
 $D_i = 3.95$ cm $A_i = 12.25$ cm² $\gamma_m = 1.42$ g/cm³ $\gamma_d = 1.12$ g/cm³
 $h = 9.34$ cm $A_m = 11$ cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AVIAL mm	DEF. INT.	1-DEF. INT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00-0:30	37	4.64	39	0.39	0.004	0.996	11.04	0.42
0:30-1:00	61	7.65	83	0.83	0.009	0.991	11.1	0.69
1:00-1:30	71	8.9	130	1.3	0.014	0.986	11.16	0.8
1:30-2:00	74	9.28	182	1.82	0.019	0.981	11.21	0.83
2:00-2:30	76	9.53	230	2.3	0.025	0.975	11.28	0.84
2:30-3:00	78	9.78	283	2.83	0.03	0.97	11.34	0.86
3:00-3:30	79	9.91	334	3.34	0.036	0.964	11.41	0.87
3:30-4:00	80	10.03	385	3.85	0.041	0.959	11.47	0.87
4:00-4:30	80	10.03	434	4.34	0.046	0.954	11.53	0.87
4:30-5:00	80	10.03	487	4.87	0.052	0.948	11.6	0.86
5:00-5:30	80	10.03	538	5.38	0.058	0.942	11.68	0.86
5:30-6:00	78	9.78	590	5.9	0.063	0.937	11.74	0.83
6:00-6:30	77	9.66	642	6.42	0.069	0.931	11.82	0.82
6:30-7:00	76	9.53	693	6.93	0.074	0.926	11.88	0.8
7:00-7:30								
7:30-8:00								
8:00-8:30								
8:30-9:00								
9:00-9:30								
9:30-10:00								

$\sigma_3 = 0.5$ kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 0.87$ kg/cm²
 $\sigma_3 = 1.37$ kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-UES
 sondeo: UB-2
 ensayo: 2
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70-1.00 m
 fecha: 24/X/1995
 clasificación: arena limosa con pomez, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.85 cm As= 11.64 cm² Wi= 150 g Ws= 117.5 g
 Dc= 3.95 cm Ac= 12.25 cm² Vm= 107.86 cm³ w%= 27.7
 Di= 3.72 cm Ai= 10.87 cm² γ_m = 1.39 g/cm³ γ_d = 1.09 g/cm³
 h= 9.05 cm Am= 11.92 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AVSL mm	DEF. LNT.	1-DEF.LNT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	57	7.15	35	0.35	0.004	0.996	11.97	0.6
0:30- 1:00	92	11.54	75	0.75	0.008	0.992	12.02	0.96
1:00- 1:30	106	13.29	124	1.24	0.014	0.986	12.09	1.1
1:30- 2:00	112	14.04	173	1.73	0.019	0.981	12.15	1.16
2:00- 2:30	115	14.42	223	2.23	0.025	0.975	12.23	1.18
2:30- 3:00	117	14.67	274	2.74	0.03	0.97	12.29	1.19
3:00- 3:30	117	14.67	325	3.25	0.036	0.964	12.37	1.19
3:30- 4:00	117	14.67	375	3.75	0.041	0.959	12.43	1.18
4:00- 4:30	117	14.67	428	4.28	0.047	0.953	12.51	1.17
4:30- 5:00	116	14.55	480	4.8	0.053	0.947	12.59	1.16
5:00- 5:30	116	14.55	530	5.3	0.059	0.941	12.67	1.15
5:30- 6:00	115	14.42	582	5.82	0.064	0.936	12.74	1.13
6:00- 6:30								
6:30- 7:00								
7:00- 7:30								
7:30- 8:00								
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 1 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 1.19 kg/cm²
 σ_1 = 2.19 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-UES
 sondeo: UB-2
 ensayo: 3
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70-1.00 m
 fecha: 24/X/1995
 clasificación: arena limosa con pomez, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.55 cm As= 9.9 cm² Wi= 121.5 g Ws= 95.6 g
 Dc= 3.68 cm Ac= 10.64 cm² Vm= 90.49 cm³ w%= 27.1
 Di= 3.43 cm Ai= 9.24 cm² γ_m = 1.34 g/cm³ γ_d = 1.06 g/cm³
 h= 8.8 cm Am= 10.28 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. LÍN.	1-DEF.LÍN.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	54	6.77	36	0.36	0.004	0.996	10.86	0.62
0:30- 1:00	93	11.66	76	0.76	0.009	0.991	10.92	1.07
1:00- 1:30	112	14.04	122	1.22	0.014	0.986	10.97	1.28
1:30- 2:00	123	15.42	170	1.7	0.019	0.981	11.03	1.4
2:00- 2:30	131	16.43	220	2.2	0.025	0.975	11.1	1.48
2:30- 3:00	136	17.05	268	2.68	0.03	0.97	11.15	1.53
3:00- 3:30	141	17.68	319	3.19	0.036	0.964	11.22	1.58
3:30- 4:00	143	17.93	360	3.6	0.041	0.959	11.28	1.59
4:00- 4:30	145	18.18	420	4.2	0.048	0.952	11.37	1.6
4:30- 5:00	146	18.31	471	4.71	0.054	0.946	11.44	1.6
5:00- 5:30	146	18.31	524	5.24	0.06	0.94	11.51	1.59
5:30- 6:00	146	18.31	576	5.76	0.065	0.935	11.57	1.58
6:00- 6:30	145	18.18	627	6.27	0.071	0.929	11.65	1.56
6:30- 7:00	143	17.93	679	6.79	0.077	0.923	11.72	1.53
7:00- 7:30	142	17.81	730	7.3	0.083	0.917	11.8	1.51
7:30- 8:00	141	17.68	782	7.82	0.089	0.911	11.88	1.49

σ_3 = 1.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 1.6 kg/cm²
 σ_1 = 3.1 kg/cm²

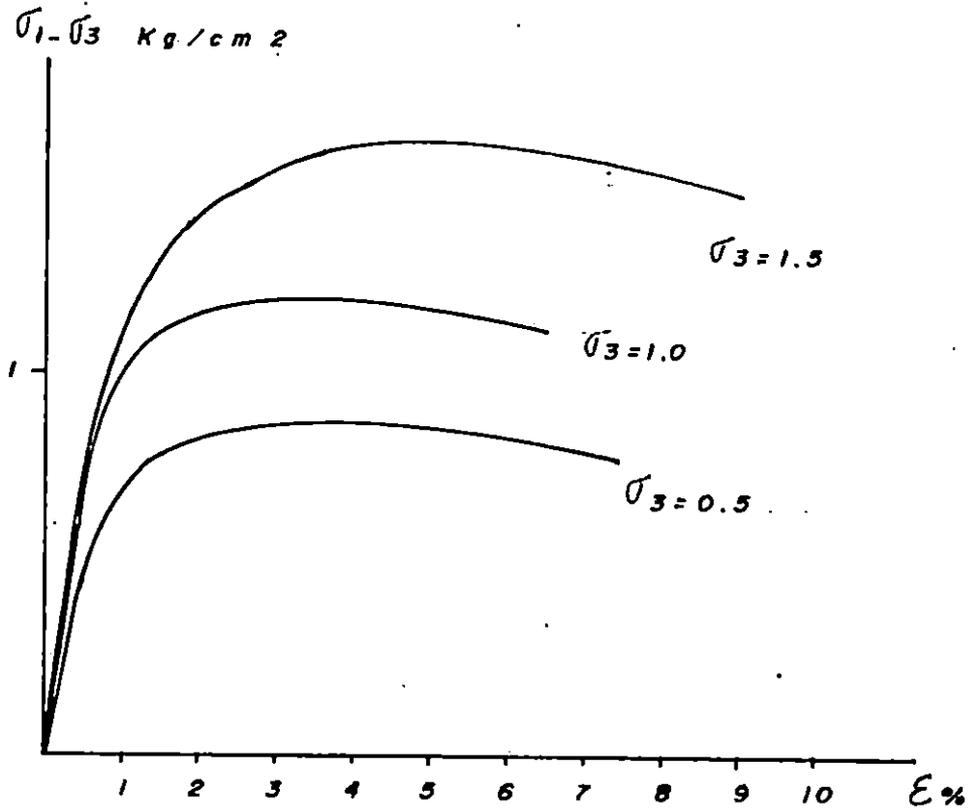
ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{máx}$	σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	E	γ g/cm ³
	kg/cm ²						
1	0.5	0.87	1.37	0.94	0.44	105.0	1.42
2	1.0	1.19	2.19	1.60	0.60	150.0	1.35
3	1.5	1.60	3.10	2.30	0.80	155.0	1.34

Prof. 0.7-1.0 m.

Arena Limosa con Pomez, Cote Claro (SM)

Curva

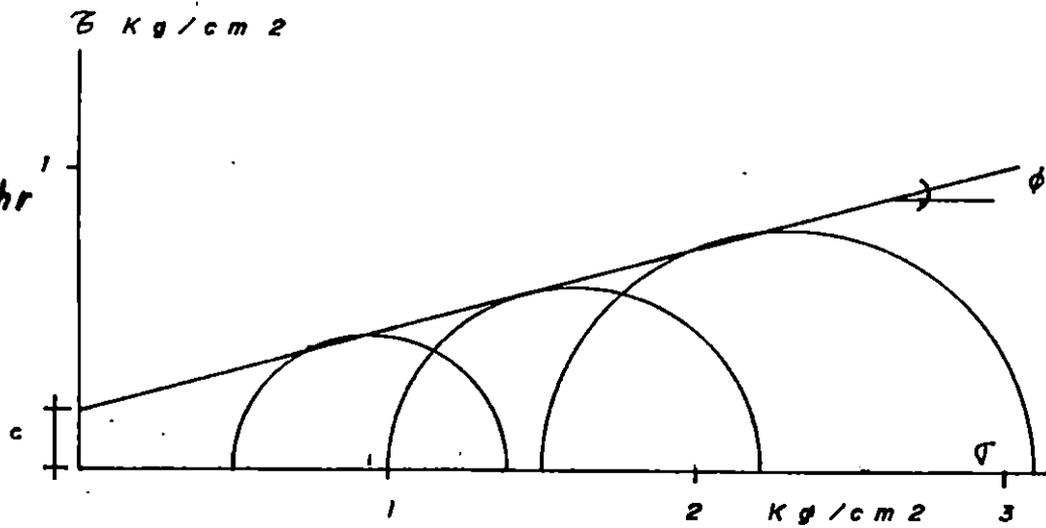
Esfuerzo -
Deformacion



Circuitos de Mohr

$c \approx 0.20 \text{ Kg/cm}^2$

$\phi \approx 15^\circ$



4.36

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-UES
 sondeo: UB-2
 ensayo: 1
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70-2.00 m
 fecha: 24/X/1995
 clasificación: arena limosa con pomez, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

D_s= 3.7 cm A_s= 10.75 cm² W_i= 130 g W_s= 105.3 g
 D_c= 3.84 cm A_c= 11.58 cm² V_m= 97.44 cm³ w%= 23.5
 D_i= 3.66 cm A_i= 10.52 cm² γ_m= 1.33 g/cm³ γ_d= 1.08 g/cm³
 h= 8.65 cm A_m= 11.27 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AVIAL mm	DEF. INT.	1-DEF.INT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	58	7.27	50	0.5	0.006	0.994	11.34	0.64
0:30- 1:00	74	9.28	100	1	0.012	0.988	11.41	0.81
1:00- 1:30	80	10.03	148	1.48	0.017	0.983	11.46	0.88
1:30- 2:00	84	10.53	199	1.99	0.023	0.977	11.54	0.91
2:00- 2:30	86	10.78	249	2.49	0.029	0.971	11.61	0.93
2:30- 3:00	88	11.04	300	3	0.035	0.965	11.68	0.95
3:00- 3:30	90	11.29	350	3.5	0.04	0.96	11.74	0.96
3:30- 4:00	90	11.29	400	4	0.046	0.954	11.81	0.96
4:00- 4:30	91	11.41	450	4.5	0.052	0.948	11.89	0.96
4:30- 5:00	92	11.54	500	5	0.058	0.942	11.96	0.96
5:00- 5:30	92	11.54	551	5.51	0.064	0.936	12.04	0.96
5:30- 6:00	93	11.66	603	6.03	0.07	0.93	12.12	0.96
6:00- 6:30	94	11.79	655	6.55	0.076	0.924	12.2	0.97
6:30- 7:00	95	11.91	705	7.05	0.082	0.918	12.28	0.97
7:00- 7:30	95	11.91	756	7.56	0.087	0.913	12.34	0.97
7:30- 8:00	95	11.91	809	8.09	0.094	0.906	12.44	0.96
8:00- 8:30	96	12.04	857	8.57	0.099	0.901	12.51	0.96
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ₃= 0.5 kg/cm²
 σ_{1-σ3}= 0.97 kg/cm²
 σ₁= 1.47 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-UES
 sondeo: UB-2
 ensayo: 2
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70-2.00 m
 fecha: 24/X/1995
 clasificación: arena limosa con pómez, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.74 cm As= 10.99 cm² Wi= 132.7 g Ws= 105.2 g
 Dc= 3.82 cm Ac= 11.46 cm² Vm= 90.95 cm³ w%= 26.1
 Di= 3.75 cm Ai= 11.04 cm² γm= 1.46 g/cm³ γd= 1.16 g/cm³
 h= 8.04 cm Am= 11.31 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. INT.	1-DEF.INT.	AREA CORR cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	55	6.9	35	0.35	0.004	0.996	11.36	0.61
0:30- 1:00	100	12.54	75	0.75	0.009	0.991	11.41	1.1
1:00- 1:30	121	15.17	120	1.2	0.015	0.985	11.48	1.32
1:30- 2:00	134	16.8	170	1.7	0.021	0.979	11.55	1.45
2:00- 2:30	141	17.68	218	2.18	0.027	0.973	11.62	1.52
2:30- 3:00	148	18.56	268	2.68	0.033	0.967	11.7	1.59
3:00- 3:30	153	19.19	319	3.19	0.04	0.96	11.78	1.63
3:30- 4:00	158	19.81	368	3.68	0.046	0.954	11.86	1.67
4:00- 4:30	162	20.31	418	4.18	0.052	0.948	11.93	1.7
4:30- 5:00	165	20.69	470	4.7	0.058	0.942	12.01	1.72
5:00- 5:30	168	21.07	520	5.2	0.065	0.935	12.1	1.74
5:30- 6:00	170	21.32	570	5.7	0.071	0.929	12.17	1.75
6:00- 6:30	170	21.32	622	6.22	0.077	0.923	12.25	1.74
6:30- 7:00	170	21.32	672	6.72	0.084	0.916	12.35	1.73
7:00- 7:30	170	21.32	725	7.25	0.09	0.91	12.43	1.72
7:30- 8:00	169	21.19	773	7.73	0.096	0.904	12.51	1.69
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ3= 1 kg/cm²
 σ1-σ3= 1.75 kg/cm²
 σ1= 2.75 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: PARQUEO PTE. FIA-UES
 sondeo: UB-2
 ensayo: 3
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70-2.00 m
 fecha: 24/X/1995
 clasificación: arena limosa con pomez, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.84 cm As= 11.58 cm² Wi= 130.9 g Ws= 104.2 g
 Dc= 4.01 cm Ac= 12.63 cm² Vm= 97.5 cm³ w%= 25.6
 Di= 3.43 cm Ai= 9.24 cm² γ_m = 1.34 g/cm³ γ_d = 1.07 g/cm³
 h= 8.2 cm Am= 11.89 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNT.	1-DEF.UNT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	60	7.52	33	0.33	0.004	0.996	11.94	0.63
0:30- 1:00	112	14.04	70	0.7	0.009	0.991	12	1.17
1:00- 1:30	144	18.06	112	1.12	0.014	0.986	12.06	1.5
1:30- 2:00	165	20.69	159	1.59	0.019	0.981	12.12	1.71
2:00- 2:30	181	22.7	205	2.05	0.025	0.975	12.19	1.86
2:30- 3:00	193	24.2	254	2.54	0.031	0.969	12.27	1.97
3:00- 3:30	203	25.46	299	2.99	0.036	0.964	12.33	2.06
3:30- 4:00	210	26.33	350	3.5	0.043	0.957	12.42	2.12
4:00- 4:30	217	27.21	400	4	0.049	0.951	12.5	2.18
4:30- 5:00	222	27.84	450	4.5	0.055	0.945	12.58	2.21
5:00- 5:30	225	28.22	500	5	0.061	0.939	12.66	2.23
5:30- 6:00	229	28.72	550	5.5	0.067	0.933	12.74	2.25
6:00- 6:30	232	29.09	600	6	0.073	0.927	12.83	2.27
6:30- 7:00	234	29.34	650	6.5	0.079	0.921	12.91	2.27
7:00- 7:30	237	29.72	704	7.04	0.086	0.914	13.01	2.28
7:30- 8:00	240	30.1	750	7.5	0.091	0.909	13.08	2.3
8:00- 8:30	243	30.47	800	8	0.098	0.902	13.18	2.31
8:30- 9:00	244	30.6	850	8.5	0.104	0.896	13.27	2.31
9:00- 9:30	244	30.6	905	9.05	0.11	0.89	13.36	2.29
9:30-10:00	244	30.6	954	9.54	0.116	0.884	13.45	2.28

σ_3 = 1.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 2.31 kg/cm²
 σ_1 = 3.81 kg/cm²

ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$	σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	E	γ g/cm ³
	kg/cm ²						
1	0.5	0.97	1.47	0.99	0.49	106.7	1.48
2	1.0	1.75	2.75	1.88	0.88	152.5	1.41
3	1.5	2.31	3.81	2.66	1.16	130.0	1.44

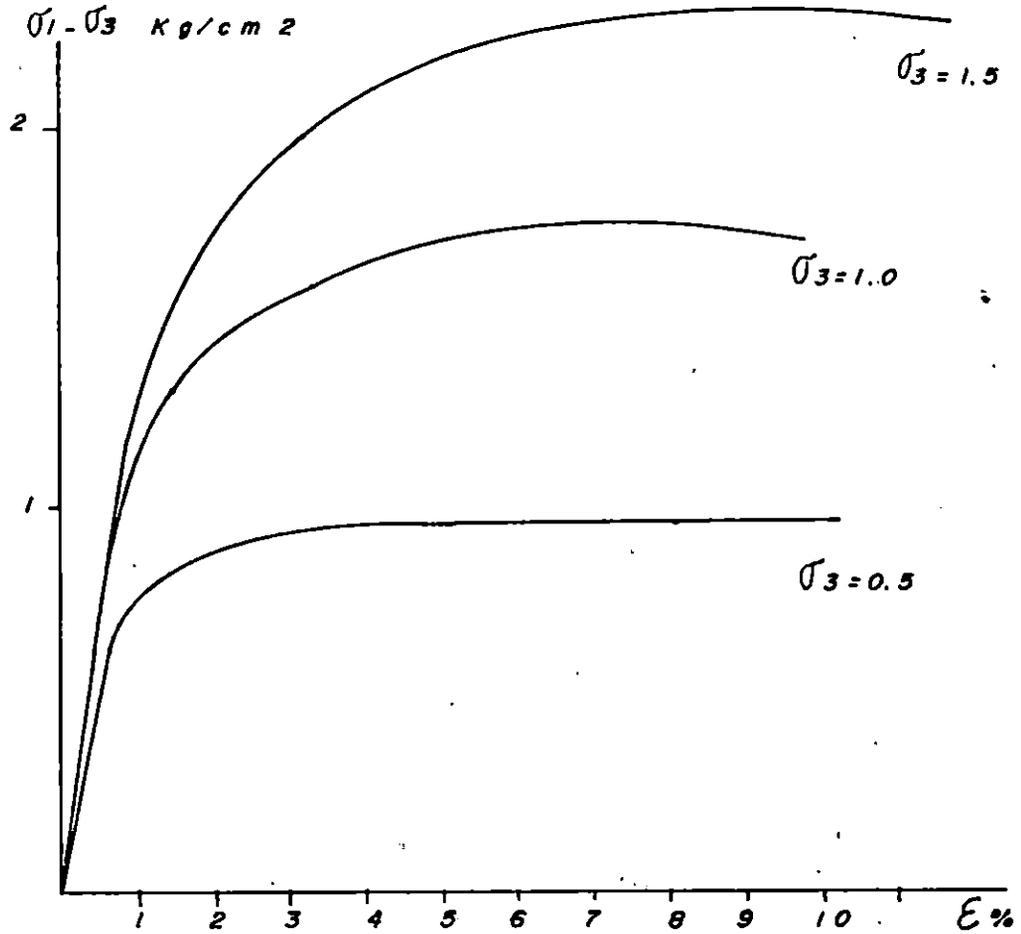
Parqueo Pte. F. I. A. UB - 2

Prof. 1.7 - 2.0 m.

Arena Limosa con Pomez, Cafe claro (SM)

Curva

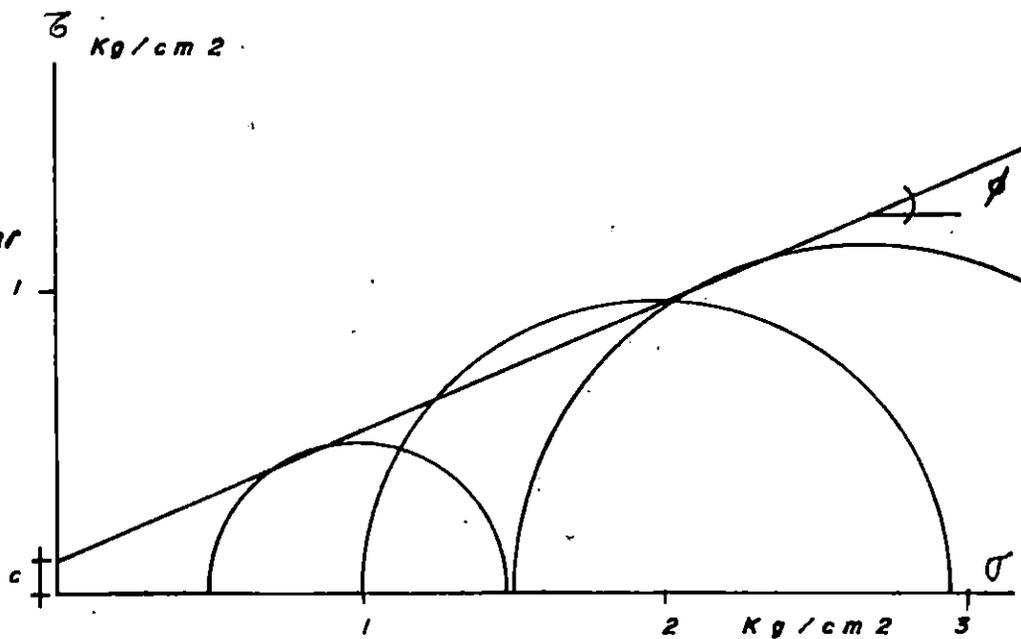
Esfuerzo -
Deformacion



Circulos de Mohr

$c = 0.11 \text{ Kg/cm}^2$

$\phi = 23^\circ$



4.2 SITIO DE PERFORACION # 2

El sitio de perforación # 2 es un terreno posterior al edificio de la Unidad de Ciencias Básicas de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de El Salvador, San Salvador, figura 4.3. El tipo de suelo que se encuentra en él, es una arena limosa con pomez, café claro (SM), con un espesor máximo de 3.0 metros, consultar apartado 4.2.2, pp. 4.30; debajo de ella se encontró arena limosa orgánica, gris, (SM-OL).

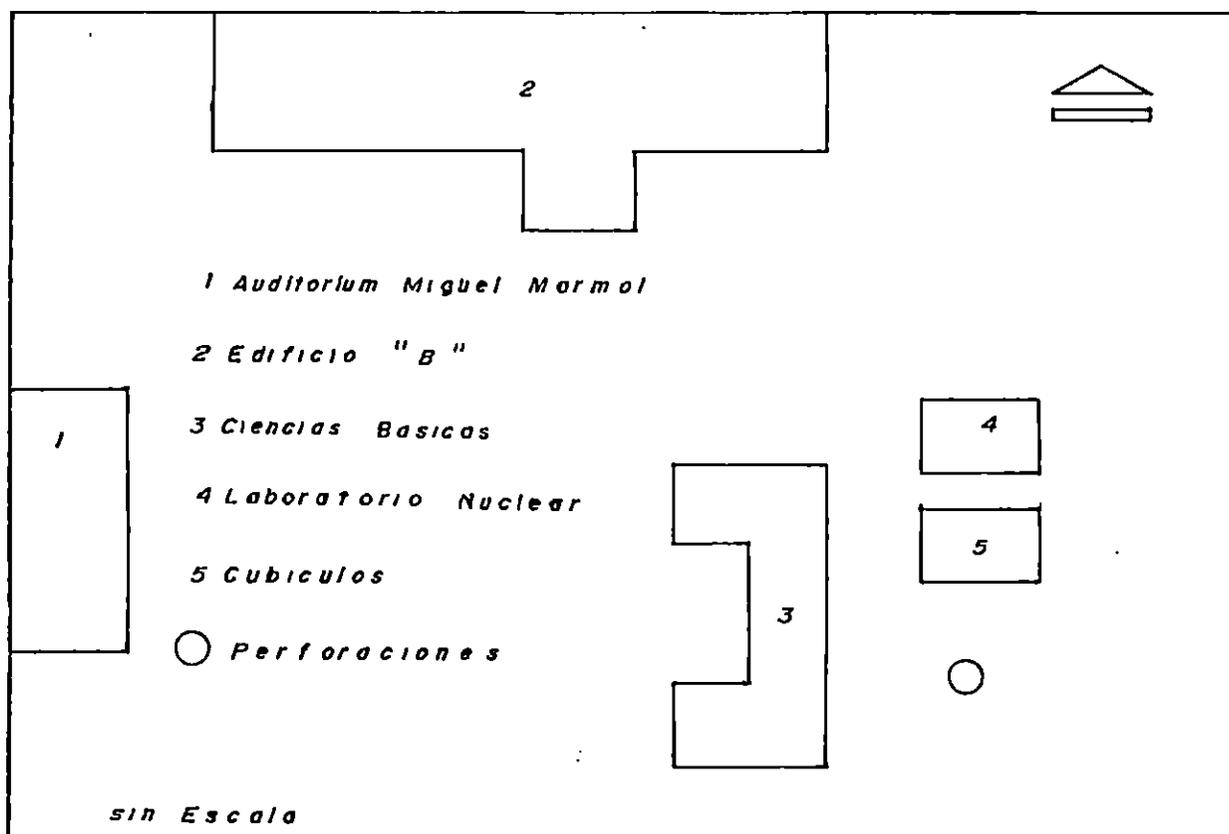


Figura 4.3 Esquema de ubicación del sitio de perforación # 2.

La profundidad máxima perforada con cono dinámico y penetración estándar fue de 6.0 metros. Se excavaron dos pozos a cielo abierto, extrayéndose dos muestras de cada uno, a 0.70 y 1.70 metros de profundidad, con dimensiones cúbicas aproximadas de 30 centímetros.

4.2.1 ENSAYOS CON CONO DINAMICO

4.28

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 fecha: 22/X/1995

masa del martillo, kg= 64.74

altura de caída del martillo, cm= 67.8

área transversal del cono, cm²= 19.63

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg		sondeox UC-1			sondeox UC-2						
	RESISTENCIA A LA PENETRACION			RESISTENCIA A LA PENETRACION			RESISTENCIA A LA PENETRACION					
	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²
0.0 - 0.5	10	19	19	128.3	6	18	18	121.55	6	18	18	121.55
0.5 - 1.0	8	7	7	47.27	6	5	5	33.76	6	5	5	33.76
1.0 - 1.5	12	29	29	195.83	14	14	14	94.54	14	14	14	94.54
1.5 - 2.0	4	6	6	37.29	8	8	8	49.72	8	8	8	49.72
2.0 - 2.5	10	11	11	68.37	6	6	6	37.29	6	6	6	37.29
2.5 - 3.0	11	29	29	180.24	10	33	33	205.1	10	33	33	205.1
3.0 - 3.5	28	33	33	189.98	18	40	40	230.27	18	40	40	230.27
3.5 - 4.0	36	30	30	172.71	32	45	45	259.06	32	45	45	259.06
4.0 - 4.5	24	37	37	213	16	23	23	132.41	16	23	23	132.41
4.5 - 5.0	16	17	17	91.15	25	32	32	171.57	25	32	32	171.57
5.0 - 5.5	25	61	61	327.06	29	42	42	225.19	29	42	42	225.19
5.5 - 6.0	39	47	47	251.99	25	61	61	327.06	25	61	61	327.06

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg		sondeox UC-3			sondeox UC-4						
	RESISTENCIA A LA PENETRACION			RESISTENCIA A LA PENETRACION			RESISTENCIA A LA PENETRACION					
	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²
0.0 - 0.5	11	18	18	121.55	12	29	29	195.83	12	29	29	195.83
0.5 - 1.0	3	6	6	40.52	11	7	7	47.27	11	7	7	47.27
1.0 - 1.5	1	1	1	6.75	3	3	3	20.26	3	3	3	20.26
1.5 - 2.0	2	4	4	24.86	3	3	3	18.65	3	3	3	18.65
2.0 - 2.5	4	6	6	37.29	4	6	6	37.29	4	6	6	37.29
2.5 - 3.0	1	17	17	105.66	3	21	21	130.52	3	21	21	130.52
3.0 - 3.5	16	23	23	132.41	23	30	30	172.71	23	30	30	172.71
3.5 - 4.0	10	11	11	63.33	15	15	15	86.35	15	15	15	86.35
4.0 - 4.5	10	10	10	57.57	9	10	10	57.57	9	10	10	57.57
4.5 - 5.0	21	26	26	139.4	16	30	30	160.85	16	30	30	160.85
5.0 - 5.5	26	57	57	305.61	16	67	67	359.22	16	67	67	359.22
5.5 - 6.0	57	74	74	396.76	46	69	69	369.95	46	69	69	369.95

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 fecha: 29/X/1995

masa del martillo, kg= 64.74
 altura de caída del martillo, cm= 67.8
 área transversal del cono, cm²= 19.63

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg	sondeoc UC-5						sondeoc UC-6					
		RESISTENCIA A LA PENETRACION			RESISTENCIA A LA PENETRACION			RESISTENCIA A LA PENETRACION			RESISTENCIA A LA PENETRACION		
		20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²
0.0 - 0.5	6.72	2	2	2	13.51	1	2	2	13.51	2	2	2	13.51
0.5 - 1.0	6.72	7	7	7	47.27	7	5	5	33.76	5	5	5	33.76
1.0 - 1.5	6.72	2	3	3	20.26	2	5	5	33.76	5	5	5	33.76
1.5 - 2.0	12.9	1	3	3	18.65	6	5	5	31.08	5	5	5	31.08
2.0 - 2.5	12.9	3	7	7	43.51	6	7	7	43.51	7	7	7	43.51
2.5 - 3.0	12.9	3	8	8	49.72	8	26	26	161.59	26	26	26	161.59
3.0 - 3.5	19.08	14	19	19	109.38	23	45	45	259.06	45	45	45	259.06
3.5 - 4.0	19.08	11	17	17	97.87	26	22	22	126.65	22	22	22	126.65
4.0 - 4.5	19.08	10	12	12	69.08	8	11	11	63.33	11	11	11	63.33
4.5 - 5.0	25.26	14	17	17	91.15	40	35	35	187.65	35	35	35	187.65
5.0 - 5.5	25.26	9	56	56	300.25	10	55	55	294.89	55	55	55	294.89
5.5 - 6.0	25.26	34	45	45	241.27	45	74	74	396.76	74	74	74	396.76

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg	sondeoc UC-7						sondeoc UC-8					
		RESISTENCIA A LA PENETRACION			RESISTENCIA A LA PENETRACION			RESISTENCIA A LA PENETRACION			RESISTENCIA A LA PENETRACION		
		20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²
0.0 - 0.5	6.72	2	4	4	27.01	19	27	27	182.32	27	27	27	182.32
0.5 - 1.0	6.72	6	7	7	47.27	14	10	10	67.53	10	10	10	67.53
1.0 - 1.5	6.72	3	3	3	20.26	5	3	3	20.26	3	3	3	20.26
1.5 - 2.0	12.9	2	5	5	31.08	3	7	7	43.51	7	7	7	43.51
2.0 - 2.5	12.9	5	3	3	18.65	1	2	2	12.43	2	2	2	12.43
2.5 - 3.0	12.9	3	3	3	18.65	5	7	7	43.51	7	7	7	43.51
3.0 - 3.5	19.08	5	10	10	57.57	13	29	29	166.95	29	29	29	166.95
3.5 - 4.0	19.08	15	20	20	115.14	22	26	26	149.68	26	26	26	149.68
4.0 - 4.5	19.08	6	17	17	97.87	8	13	13	74.84	13	13	13	74.84
4.5 - 5.0	25.26	11	21	21	112.59	8	20	20	107.23	20	20	20	107.23
5.0 - 5.5	25.26	15	49	49	262.72	17	51	51	273.44	51	51	51	273.44
5.5 - 6.0	25.26	24	35	35	187.65	20	37	37	198.38	37	37	37	198.38

4.2.2 ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR

4.30

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 sondeo: UC-1
 fecha: 22/X/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	ϕ [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	9	10	6	16	24.4	arena limosa, SM	FIRME	31.3
0.5 - 1.0	5	5	3	8	28.7	arena limosa, SM	SUELTA	29.4
1.0 - 1.5	2	2	1	3	33.5	arena limosa, SM	MUY SUELTA	-
1.5 - 2.0	2	1	2	3	31	arena limosa, SM	MUY SUELTA	-
2.0 - 2.5	2	3	7	10	33.8	arena limosa, SM	SUELTA	29.6
2.5 - 3.0	10	11	12	23	31.1	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY FIRME	32.6
3.0 - 3.5	20	17	20	37	26.1	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	35
3.5 - 4.0	28	20	16	36	26.9	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	34.8
4.0 - 4.5	15	15	13	28	28.9	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY FIRME	33.4
4.5 - 5.0	15	12	11	23	33.6	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	34.1
5.0 - 5.5	19	18	31	49	25.3	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	36.5
5.5 - 6.0	56	54	44	98	27	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY DENSA	-

sondeo: UC-2
 fecha: 22/X/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	ϕ [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	1	1	2	3	28	arena limosa, SM	MUY SUELTA	-
0.5 - 1.0	5	7	20	27	26.4	arena limosa, SM	MUY FIRME	33.2
1.0 - 1.5	22	17	14	31	25.4	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	33.9
1.5 - 2.0	20	11	13	24	27.6	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY FIRME	32.8
2.0 - 2.5	14	7	7	14	26.5	arena limosa orgánica, SM-OL	FIRME	30.8
2.5 - 3.0	13	17	19	36	26.4	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	34.8
3.0 - 3.5	16	20	31	51	28.5	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY DENSA	36.7
3.5 - 4.0	29	33	34	67	26.1	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY DENSA	38.7

NOTA: Color del suelo:
 arena limosa, CAFE CLARO.
 arena limosa orgánica, GRIS.

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 sondeo: UC-3
 fecha: 22/X/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACTAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	1	2	1	3	24.3	arena limosa, SM	MUY SUELTA	-
0.5 - 1.0	5	6	4	10	29.8	arena limosa, SM	SUELTA	29.6
1.0 - 1.5	17	13	12	25	25.9	arena limosa, SM	MUY FIRME	32.9
1.5 - 2.0	15	9	9	18	28.1	arena limosa orgánica, SM-OL	FIRME	31.7
2.0 - 2.5	17	8	5	13	28.3	arena limosa orgánica, SM-OL	FIRME	30.6
2.5 - 3.0	13	16	19	35	27.4	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	34.5
3.0 - 3.5	22	18	30	48	29	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	36.4
3.5 - 4.0	30	28	24	52	25	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY DENSA	36.8

sondeo: UC-4
 fecha: 22/X/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACTAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	12	12	10	22	20.6	arena limosa, SM	MUY FIRME	22.4
0.5 - 1.0	11	4	1	5	28.7	arena limosa, SM	SUELTA	-
1.0 - 1.5	3	4	4	8	27.6	arena limosa, SM	SUELTA	29.2
1.5 - 2.0	5	4	3	7	32.1	arena limosa, SM	SUELTA	-
2.0 - 2.5	7	8	7	15	29.5	arena limosa, SM	FIRME	31
2.5 - 3.0	15	21	20	41	29.7	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	35.6
3.0 - 3.5	27	22	28	50	25.8	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	36.6
3.5 - 4.0	26	21	18	39	30.6	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	35.2
4.0 - 4.5	14	9	15	24	28.6	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY FIRME	32.8
4.5 - 5.0	19	14	13	27	26.9	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY FIRME	33.2
5.0 - 5.5	18	18	21	39	26.7	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	35.2
5.5 - 6.0	29	36	26	62	24.1	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY DENSA	38.2

NOTA: Color del suelo:
 arena limosa, CAPE CLARO.
 arena limosa orgánica, GRIS.

obra:
localización:
sondeo:
fecha:

TRABAJO DE GRADUACIÓN
UNIDAD DE CIENCIAS BÁSICAS, FIA-UES
UC-5
29/X/1995

4. 3 2

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION					HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACTAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	9	9	9	9	18	22.2	arena limosa, SM	FIRME	31.7
0.5 - 1.0	12	5	3	3	8	24.3	arena limosa, SM	SUELTA	29.2
1.0 - 1.5	5	2	2	2	4	29.1	arena limosa, SM	MUY SUELTA	-
1.5 - 2.0	3	2	2	1	3	30.4	arena limosa, SM	MUY SUELTA	-
2.0 - 2.5	4	4	4	4	8	35.3	arena limosa orgánica, SM-OL	SUELTA	29.2
2.5 - 3.0	3	7	13	13	20	29.4	arena limosa orgánica, SM-OL	FIRME	32
3.0 - 3.5	19	12	16	16	28	28.5	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY FIRME	33.4
3.5 - 4.0	21	9	11	11	20	27.9	arena limosa orgánica, SM-OL	FIRME	32
4.0 - 4.5	11	7	6	6	13	32.8	arena limosa orgánica, SM-OL	FIRME	30.6
4.5 - 5.0	19	17	21	21	38	29.1	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	35.1
5.0 - 5.5	25	28	40	40	68	25.3	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY DENSA	38.9

sondeo: UC-6
fecha: 29/X/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION					HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACTAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	1	2	1	1	3	25.7	arena limosa, SM	MUY SUELTA	-
0.5 - 1.0	4	2	2	2	4	27.7	arena limosa, SM	MUY SUELTA	-
1.0 - 1.5	3	2	1	1	3	30.8	arena limosa, SM	MUY SUELTA	-
1.5 - 2.0	3	1	3	3	4	34	arena limosa, SM	MUY SUELTA	-
2.0 - 2.5	5	4	2	2	6	22.7	arena limosa, SM	SUELTA	-
2.5 - 3.0	3	3	8	8	11	35.8	arena limosa, SM	FIRME	30
3.0 - 3.5	18	16	17	17	33	27.5	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	34.1
3.5 - 4.0	22	16	17	17	33	28.8	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	34.1
4.0 - 4.5	17	11	9	9	20	30.3	arena limosa orgánica, SM-OL	FIRME	32
4.5 - 5.0	21	17	16	16	33	22.2	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	34.1
5.0 - 5.5	28	51	83	83	134	26.6	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY DENSA	-

NOTA: Color del suelo:
arena limosa, CAPE CLARO,
arena limosa orgánica, GRIS.

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 semestre: UC-7
 fecha: 29/X/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION					HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	9	8	7	7	15	20.8	arena limosa, SM	FIRME	31
0.5 - 1.0	10	7	4	4	11	27.8	arena limosa, SM	FIRME	30
1.0 - 1.5	4	3	1	1	4	32.1	arena limosa, SM	MUY SUELTA	-
1.5 - 2.0	4	2	4	4	6	33.1	arena limosa, SM	SUELTA	-
2.0 - 2.5	5	4	5	5	9	32.7	arena limosa, SM	SUELTA	29.4
2.5 - 3.0	11	6	9	9	15	29.3	arena limosa, SM	FIRME	31
3.0 - 3.5	13	11	19	19	30	28.9	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY FIRME	33.8
3.5 - 4.0	24	13	13	13	26	28.7	arena limosa orgánica, SM-OL	FIRME	33
4.0 - 4.5	27	45	7	7	52	31.9	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY DENSA	36.8
4.5 - 5.0	10	10	10	10	20	31.1	arena limosa orgánica, SM-OL	FIRME	32.6
5.0 - 5.5	10	25	41	41	66	28.3	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY DENSA	38.6

sondeo: UC-8
 fecha: 29/X/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION					HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	1	1	1	1	2	26.3	arena limosa, SM	MUY SUELTA	-
0.5 - 1.0	3	4	2	2	6	27.5	arena limosa, SM	SUELTA	-
1.0 - 1.5	1	2	2	2	4	33.3	arena limosa, SM	MUY SUELTA	-
1.5 - 2.0	4	3	3	3	6	30.6	arena limosa, SM	SUELTA	-
2.0 - 2.5	3	4	5	5	9	32.6	arena limosa, SM	SUELTA	29.4
2.5 - 3.0	8	9	13	13	22	28.7	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY FIRME	32.4
3.0 - 3.5	21	18	30	30	48	23	arena limosa orgánica, SM-OL	DENSA	36.4
3.5 - 4.0	22	12	10	10	22	27.9	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY FIRME	32.4
4.0 - 4.5	8	5	6	6	11	32.2	arena limosa orgánica, SM-OL	FIRME	30
4.5 - 5.0	17	16	13	13	29	25.9	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY FIRME	33.6
5.0 - 5.5	20	26	37	37	63	26	arena limosa orgánica, SM-OL	MUY DENSA	38.6

NOTA: Color del suelo
 arena limosa, CAFE CLARO.
 arena limosa orgánica, GRIS.

4.2.3 ENSAYOS DE COMPRESION TRIAXIAL

4.34

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 sondeor: UC-1
 ensayo: 1
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70 - 1.00 m
 fecha: 05/XII/1995
 clasificación: arena limosa con pómez, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.61 cm As= 10.24 cm² Wi= 140.2 g Ws= 114.6 g
 Dc= 3.68 cm Ac= 10.64 cm² Vm= 92.01 cm³ w% = 22.3
 Di= 3.52 cm Ai= 9.73 cm² γ_m = 1.52 g/cm³ γ_d = 1.25 g/cm³
 h= 8.83 cm Am= 10.42 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00-0:30	58	7.27	34	0.34	0.004	0.996	10.46	0.7
0:30-1:00	101	12.67	72	0.72	0.008	0.992	10.5	1.21
1:00-1:30	123	15.42	119	1.19	0.013	0.987	10.56	1.46
1:30-2:00	124	15.55	169	1.69	0.019	0.981	10.62	1.46
2:00-2:30	122	15.3	220	2.2	0.025	0.975	10.69	1.43
2:30-3:00	120	15.05	270	2.7	0.031	0.969	10.75	1.4
3:00-3:30	119	14.92	323	3.23	0.037	0.963	10.82	1.38
3:30-4:00	118	14.8	375	3.75	0.042	0.958	10.88	1.36
4:00-4:30	115	14.42	428	4.28	0.048	0.952	10.95	1.32
4:30-5:00	113	14.17	480	4.8	0.054	0.946	11.01	1.29
5:00-5:30								
5:30-6:00								
6:00-6:30								
6:30-7:00								
7:00-7:30								
7:30-8:00								
8:00-8:30								
8:30-9:00								
9:00-9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 0.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 1.46 kg/cm²
 σ_1 = 1.96 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 sondeo: UC-1
 ensayo: 2
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70 - 1.00 m
 fecha: 06/XII/1995
 clasificación: arena limosa con pomez, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

$D_s = 3.29$ cm $A_s = 8.5$ cm² $W_i = 83.9$ g $W_s = 70.2$ g
 $D_c = 3.44$ cm $A_c = 9.29$ cm² $V_m = 60.01$ cm³ $w\% = 19.5$
 $D_i = 3.18$ cm $A_i = 7.94$ cm² $\gamma_m = 1.4$ g/cm³ $\gamma_d = 1.17$ g/cm³
 $h = 6.72$ cm $A_m = 8.93$ cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	BSF. DBSV. kg/cm ²
0:00- 0:30	26	3.26	42	0.42	0.006	0.994	8.98	0.36
0:30- 1:00	65	8.15	82	0.82	0.012	0.988	9.04	0.9
1:00- 1:30	103	12.92	123	1.23	0.018	0.982	9.09	1.42
1:30- 2:00	133	16.68	165	1.65	0.025	0.975	9.16	1.82
2:00- 2:30	152	19.06	212	2.12	0.032	0.968	9.23	2.07
2:30- 3:00	153	19.19	263	2.63	0.039	0.961	9.29	2.07
3:00- 3:30	150	18.81	316	3.16	0.047	0.953	9.37	2.01
3:30- 4:00	143	17.93	369	3.69	0.055	0.945	9.45	1.9
4:00- 4:30	141	17.68	421	4.21	0.063	0.937	9.53	1.86
4:30- 5:00	142	17.81	471	4.71	0.07	0.93	9.6	1.86
5:00- 5:30	142	17.81	524	5.24	0.078	0.922	9.69	1.84
5:30- 6:00	141	17.68	575	5.75	0.086	0.914	9.77	1.81
6:00- 6:30								
6:30- 7:00								
7:00- 7:30								
7:30- 8:00								
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

$\sigma_3 = 1$ kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 2.07$ kg/cm²
 $\sigma_1 = 3.07$ kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 sondeo: UC-1
 ensayo: 3
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70 - 1.00 m
 fecha: 05/XII/1995
 clasificación: arena limosa con pomez, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

$D_s = 3.57$ cm $A_s = 10.01$ cm² $W_i = 124.4$ g $W_s = 103.1$ g
 $D_c = 3.8$ cm $A_c = 11.34$ cm² $V_m = 90.42$ cm³ $w\% = 20.7$
 $D_i = 3.72$ cm $A_i = 10.87$ cm² $\gamma_m = 1.38$ g/cm³ $\gamma_d = 1.14$ g/cm³
 $h = 8.19$ cm $A_m = 11.04$ cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF.AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF.UNIT.	ARBA CORR. cm ²	ESF.DBSV. kg/cm ²
0:00-0:30	47	5.89	38	0.38	0.005	0.995	11.1	0.53
0:30-1:00	85	10.66	80	0.8	0.01	0.99	11.15	0.96
1:00-1:30	116	14.55	120	1.2	0.015	0.985	11.21	1.3
1:30-2:00	142	17.81	165	1.65	0.02	0.98	11.27	1.58
2:00-2:30	163	20.44	210	2.1	0.026	0.974	11.33	1.8
2:30-3:00	181	22.7	259	2.59	0.032	0.968	11.4	1.99
3:00-3:30	194	24.33	305	3.05	0.037	0.963	11.46	2.12
3:30-4:00	201	25.21	352	3.52	0.043	0.957	11.54	2.18
4:00-4:30	206	25.83	405	4.05	0.049	0.951	11.61	2.22
4:30-5:00	209	26.21	455	4.55	0.056	0.944	11.69	2.24
5:00-5:30	211	26.46	505	5.05	0.062	0.938	11.77	2.25
5:30-6:00	212	26.58	557	5.57	0.068	0.932	11.85	2.24
6:00-6:30	198	24.83	610	6.1	0.074	0.926	11.92	2.08
6:30-7:00	209	26.21	660	6.6	0.081	0.919	12.01	2.18
7:00-7:30	208	26.08	710	7.1	0.087	0.913	12.09	2.16
7:30-8:00	208	26.08	762	7.62	0.093	0.907	12.17	2.14
8:00-8:30	206	25.83	814	8.14	0.099	0.901	12.25	2.11
8:30-9:00								
9:00-9:30								
9:30-10:00								

$\sigma_3 = 1.5$ kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 2.25$ kg/cm²
 $\sigma_1 = 3.75$ kg/cm²

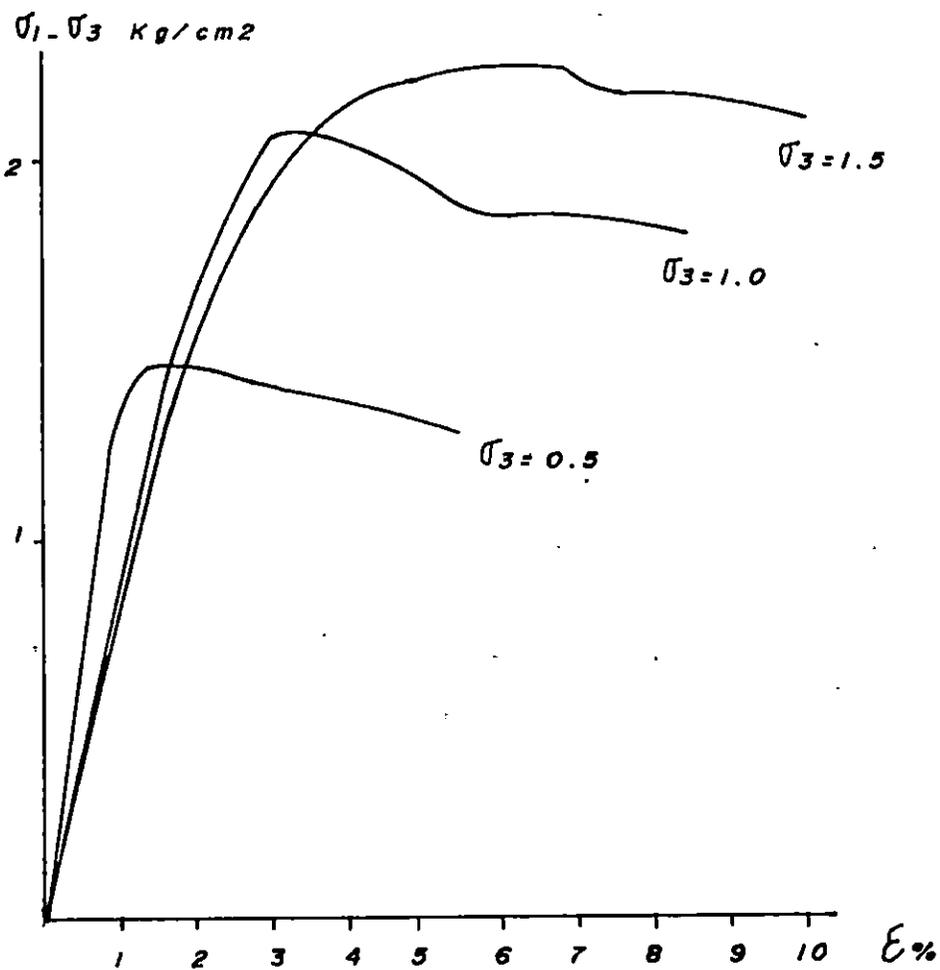
ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{máx}$	kg/cm ²		E	γ g/cm ³
			σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$ $1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$		
1	0.5	1.46	1.96	1.23 0.73	134.4	1.52
2	1.0	2.07	3.07	2.04 1.04	78.9	1.40
3	1.5	2.25	3.75	2.63 1.13	81.3	1.39

Prof. 0.7 - 1.0 m.

Arena Limosa con Pomez, Cafe Claro (SM)

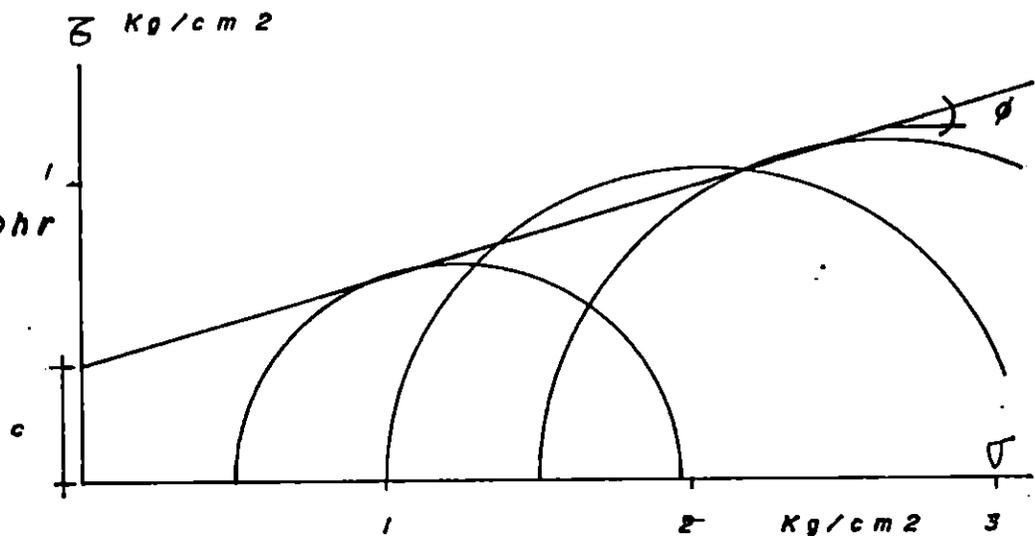
Curva

Esfuerzo -
Deformación



Circulos de Mohr

$c \approx 0.40 \text{ Kg/cm}^2$
 $\phi \approx 16^\circ$



obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 sondeo: UC-1
 ensayo: 1
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70 - 2.00 m
 fecha: 06/XII/1995
 clasificación: arena limosa orgánica, GRIS, SM-OL.

DATOS INICIALES

Ds= 3.85 cm As= 11.64 cm² Wi= 149.6 g Ws= 114.3 g
 Dc= 3.76 cm Ac= 11.1 cm² Vm= 96.88 cm³ w%= 30.9
 Di= 3.68 cm Ai= 10.64 cm² γ_m = 1.54 g/cm³ γ_d = 1.18 g/cm³
 h= 8.72 cm Am= 11.11 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DBF. AXIAL mm	DBF. UNIT.	1.DBF.UNIT.	AREA CORR. cm ²	BSF. DBSV. kg/cm ²
0:00- 0:30	18	2.26	43	0.43	0.005	0.995	11.17	0.2
0:30- 1:00	34	4.26	88	0.88	0.01	0.99	11.22	0.38
1:00- 1:30	43	5.39	134	1.34	0.015	0.985	11.28	0.48
1:30- 2:00	50	6.27	182	1.82	0.021	0.979	11.35	0.55
2:00- 2:30	54	6.77	233	2.33	0.027	0.973	11.42	0.59
2:30- 3:00	58	7.27	282	2.82	0.032	0.968	11.48	0.63
3:00- 3:30	60	7.52	332	3.32	0.038	0.962	11.55	0.65
3:30- 4:00	61	7.65	384	3.84	0.044	0.956	11.62	0.66
4:00- 4:30	63	7.9	434	4.34	0.05	0.95	11.69	0.68
4:30- 5:00	65	8.15	486	4.86	0.056	0.944	11.77	0.69
5:00- 5:30	65	8.15	535	5.35	0.061	0.939	11.83	0.69
5:30- 6:00	66	8.28	588	5.88	0.067	0.933	11.91	0.7
6:00- 6:30	66	8.28	639	6.39	0.073	0.927	11.98	0.69
6:30- 7:00	66	8.28	690	6.9	0.079	0.921	12.06	0.69
7:00- 7:30	67	8.4	740	7.4	0.085	0.915	12.14	0.69
7:30- 8:00	67	8.4	792	7.92	0.091	0.909	12.22	0.69
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 0.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 0.7 kg/cm²
 σ_1 = 1.2 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 sondeo: UC-1
 ensayo: 2
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70 - 2.00 m
 fecha: 07/XII/1995
 clasificación: arena limosa orgánica, GRIS, SM-OL.

DATOS INICIALES

Ds= 3.52 cm As= 9.73 cm² Wi= 144.4 g Ws= 111.6 g
 Dc= 3.87 cm Ac= 11.76 cm² Vm= 96.98 cm³ w% = 29.4
 Di= 3.45 cm Ai= 9.35 cm² γ_m = 1.49 g/cm³ γ_d = 1.15 g/cm³
 h= 8.8 cm Am= 11.02 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIBMPO	ANILLO	CARGA	MICROMETRO	DBF.AXIAL	DBF. UNIT.	1-DEF.UNIT.	ARBA CORR.	ESF.DBSV.
	CARGA	kg		mm			cm ²	kg/cm ²
0:00- 0:30	28	3.51	42	0.42	0.005	0.995	11.08	0.32
0:30- 1:00	40	5.02	90	0.9	0.01	0.99	11.13	0.45
1:00- 1:30	49	6.14	138	1.38	0.016	0.984	11.2	0.55
1:30- 2:00	55	6.9	188	1.88	0.021	0.979	11.26	0.61
2:00- 2:30	59	7.4	238	2.38	0.027	0.973	11.33	0.65
2:30- 3:00	61	7.65	288	2.88	0.033	0.967	11.4	0.67
3:00- 3:30	64	8.03	338	3.38	0.038	0.962	11.46	0.7
3:30- 4:00	66	8.28	389	3.89	0.044	0.956	11.53	0.72
4:00- 4:30	68	8.53	440	4.4	0.05	0.95	11.6	0.74
4:30- 5:00	70	8.78	490	4.9	0.056	0.944	11.67	0.75
5:00- 5:30	71	8.9	541	5.41	0.061	0.939	11.74	0.76
5:30- 6:00	73	9.15	593	5.93	0.067	0.933	11.81	0.77
6:00- 6:30	74	9.28	645	6.45	0.073	0.927	11.89	0.78
6:30- 7:00	75	9.41	695	6.95	0.079	0.921	11.97	0.79
7:00- 7:30	77	9.66	747	7.47	0.085	0.915	12.04	0.8
7:30- 8:00	77	9.66	797	7.97	0.091	0.909	12.12	0.8
8:00- 8:30	78	9.78	850	8.5	0.097	0.903	12.2	0.8
8:30- 9:00	78	9.78	900	9	0.102	0.898	12.27	0.8
9:00- 9:30	78	9.78	950	9.5	0.108	0.892	12.35	0.79
9:30-10:00	78	9.78	1001	10.01	0.114	0.886	12.44	0.79

σ_3 = 1 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 0.8 kg/cm²
 σ_1 = 1.8 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 sondeo: UC-1
 ensayo: 3
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70 - 2.00 m
 fecha: 06/XII/1995
 clasificación: arena limosa orgánica, GRIS, SM-OL.

DATOS INICIALES

Ds= 3.68 cm As= 10.64 cm² Wi= 161.1 g Ws= 125.2 g
 Dc= 3.85 cm Ac= 11.64 cm² Vm= 104.79 cm³ w%= 28.7
 Di= 3.77 cm Ai= 11.16 cm² γ_m = 1.54 g/cm³ γ_d = 1.19 g/cm³
 h= 9.2 cm Am= 11.39 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CAROA	CARGA kg	MICROMETRO	DBF.AXIAL mm	DBF.UNIT.	1-DBF.UNIT.	AREA CORR. cm ²	BSF.DBSV. kg/cm ²
0:00- 0:30	6	0.75	47	0.47	0.005	0.995	11.45	0.07
0:30- 1:00	35	4.39	90	0.9	0.01	0.99	11.51	0.38
1:00- 1:30	52	6.52	138	1.38	0.015	0.985	11.56	0.56
1:30- 2:00	65	8.15	182	1.82	0.02	0.98	11.62	0.7
2:00- 2:30	74	9.28	230	2.3	0.025	0.975	11.68	0.79
2:30- 3:00	80	10.03	280	2.8	0.03	0.97	11.74	0.85
3:00- 3:30	84	10.53	330	3.3	0.036	0.964	11.82	0.89
3:30- 4:00	89	11.16	380	3.8	0.041	0.959	11.88	0.94
4:00- 4:30	91	11.41	430	4.3	0.047	0.953	11.95	0.95
4:30- 5:00	92	11.54	483	4.83	0.053	0.947	12.03	0.96
5:00- 5:30	93	11.66	532	5.32	0.058	0.942	12.09	0.96
5:30- 6:00	93	11.66	585	5.85	0.064	0.936	12.17	0.96
6:00- 6:30	91	11.41	635	6.35	0.069	0.931	12.23	0.93
6:30- 7:00	90	11.29	687	6.87	0.075	0.925	12.31	0.92
7:00- 7:30	87	10.91	740	7.4	0.08	0.92	12.38	0.88
7:30- 8:00								
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

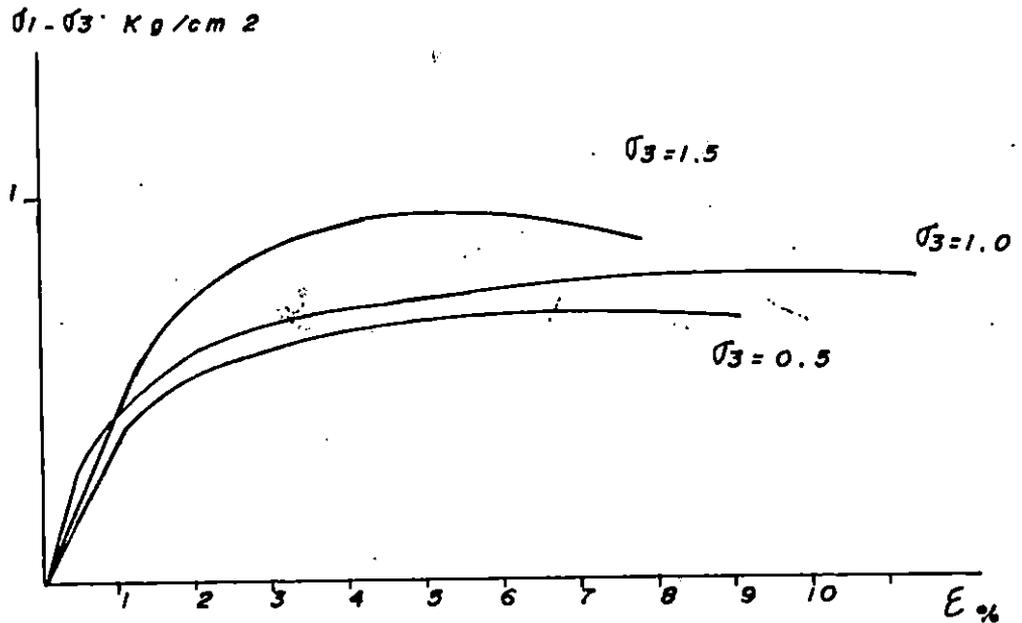
σ_3 = 1.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 0.96 kg/cm²
 σ_1 = 2.46 kg/cm²

ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$	σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	E	τ g/cm ³
	kg/cm ²						
1	0.5	0.70	1.20	0.85	0.35	38.0	1.54
2	1.0	0.80	1.80	1.40	0.40	64.0	1.54
3	1.5	0.96	2.46	1.98	0.48	46.7	1.54

Prof. 1.7 - 2.0 m.

Arena Limosa Organica, Gris (S_uM-OL)

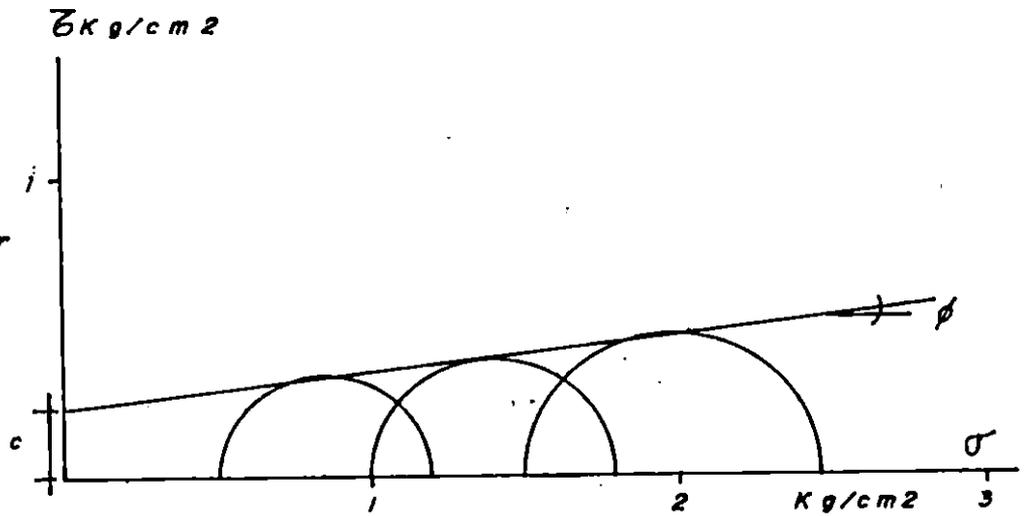
Curva
Esfuerzo -
Deformacion



Circulos de Mohr

$c \approx 0.22 \text{ Kg/cm}^2$

$\phi \approx 7^\circ$



obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 sondeo: UC-2
 ensayo: 1
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70 - 1.00 m
 fecha: 05/XII/1995
 clasificación: arena limosa con pomez, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.54 cm As= 9.84 cm² Wi= 106.7 g Ws= 86 g
 Dc= 3.71 cm Ac= 10.81 cm² Vm= 78.71 cm³ w%= 24.1
 Di= 3.41 cm Ai= 9.13 cm² γ_m = 1.36 g/cm³ γ_d = 1.09 g/cm³
 h= 7.59 cm Am= 10.37 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	AHILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	RSF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	27	3.39	40	0.4	0.005	0.995	10.42	0.33
0:30- 1:00	43	5.39	87	0.87	0.011	0.989	10.49	0.51
1:00- 1:30	49	6.14	136	1.36	0.018	0.982	10.56	0.58
1:30- 2:00	52	6.52	186	1.86	0.025	0.975	10.64	0.61
2:00- 2:30	54	6.77	236	2.36	0.031	0.969	10.7	0.63
2:30- 3:00	55	6.9	288	2.88	0.038	0.962	10.78	0.64
3:00- 3:30	56	7.02	338	3.38	0.045	0.955	10.86	0.65
3:30- 4:00	56	7.02	390	3.9	0.051	0.949	10.93	0.64
4:00- 4:30	56	7.02	440	4.4	0.058	0.942	11.01	0.64
4:30- 5:00	56	7.02	494	4.94	0.065	0.935	11.09	0.63
5:00- 5:30	56	7.02	544	5.44	0.072	0.928	11.17	0.63
5:30- 6:00	56	7.02	595	5.95	0.078	0.922	11.25	0.62
6:00- 6:30								
6:30- 7:00								
7:00- 7:30								
7:30- 8:00								
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 0.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 0.65 kg/cm²
 σ_1 = 1.15 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 sondeo: UC-2
 ensayo: 2
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70 - 1.00 m
 fecha: 05/XII/1995
 clasificación: arena limosa con pomez, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.62 cm As= 10.29 cm² Wi= 119.2 g Ws= 95.2 g
 Dc= 3.79 cm Ac= 11.28 cm² Vm= 86.24 cm³ w%= 25.2
 Di= 3.6 cm Ai= 10.18 cm² γ_m = 1.38 g/cm³ γ_d = 1.1 g/cm³
 h= 7.89 cm Am= 10.93 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO	CARGA	MICROMETRO	DBF.AXIAL	DBF.UNIT.	1-DBF.UNIT.	ARBA CORR.	BSF.DBSV.
	CARGA	kg		mm			cm ²	kg/cm ²
0:00- 0:30	33	4.14	45	0.45	0.006	0.994	11	0.38
0:30- 1:00	61	7.65	90	0.9	0.011	0.989	11.05	0.69
1:00- 1:30	75	9.41	137	1.37	0.017	0.983	11.12	0.85
1:30- 2:00	80	10.03	187	1.87	0.024	0.976	11.2	0.9
2:00- 2:30	83	10.41	238	2.38	0.03	0.97	11.27	0.92
2:30- 3:00	84	10.53	287	2.87	0.036	0.964	11.34	0.93
3:00- 3:30	86	10.78	338	3.38	0.043	0.957	11.42	0.94
3:30- 4:00	88	11.04	389	3.89	0.049	0.951	11.49	0.96
4:00- 4:30	90	11.29	440	4.4	0.056	0.944	11.58	0.97
4:30- 5:00	92	11.54	490	4.9	0.062	0.938	11.65	0.99
5:00- 5:30	93	11.66	541	5.41	0.069	0.931	11.74	0.99
5:30- 6:00	94	11.79	592	5.92	0.075	0.925	11.82	1
6:00- 6:30	96	12.04	644	6.44	0.082	0.918	11.91	1.01
6:30- 7:00	98	12.29	695	6.95	0.088	0.912	11.98	1.03
7:00- 7:30	99	12.41	746	7.46	0.095	0.905	12.08	1.03
7:30- 8:00	101	12.67	795	7.95	0.101	0.899	12.16	1.04
8:00- 8:30	102	12.79	847	8.47	0.107	0.893	12.24	1.04
8:30- 9:00	103	12.92	898	8.98	0.114	0.886	12.34	1.05
9:00- 9:30	103	12.92	950	9.5	0.12	0.88	12.42	1.04
9:30-10:00	103	12.92	1000	10	0.127	0.873	12.52	1.03

σ_3 = 1 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 1.05 kg/cm²
 σ_1 = 2.05 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 sondeo: UC-2
 ensayo: 3
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70 - 1.00 m
 fecha: 05/XII/1995
 clasificación: arena limosa con pómez, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.62 cm As= 10.29 cm² Wi= 124.2 g Ws= 99.6 g
 Dc= 3.9 cm Ac= 11.95 cm² Vm= 97.52 cm³ w%= 24.7
 Di= 3.68 cm Ai= 10.64 cm² γ_m = 1.27 g/cm³ γ_d = 1.02 g/cm³
 h= 8.51 cm Am= 11.46 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CAROA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	BSF. DBSV. kg/cm ²
0:00-0:30	43	5.39	38	0.38	0.004	0.996	11.51	0.47
0:30-1:00	70	8.78	81	0.81	0.01	0.99	11.58	0.76
1:00-1:30	88	11.04	129	1.29	0.015	0.985	11.63	0.95
1:30-2:00	100	12.54	176	1.76	0.021	0.979	11.71	1.07
2:00-2:30	110	13.79	225	2.25	0.026	0.974	11.77	1.17
2:30-3:00	117	14.67	273	2.73	0.032	0.968	11.84	1.24
3:00-3:30	123	15.42	322	3.22	0.038	0.962	11.91	1.29
3:30-4:00	130	16.3	373	3.73	0.044	0.956	11.99	1.36
4:00-4:30	136	17.05	423	4.23	0.05	0.95	12.06	1.41
4:30-5:00	140	17.56	472	4.72	0.055	0.945	12.13	1.45
5:00-5:30	144	18.06	521	5.21	0.061	0.939	12.2	1.48
5:30-6:00	149	18.68	573	5.73	0.067	0.933	12.28	1.52
6:00-6:30	152	19.06	624	6.24	0.073	0.927	12.36	1.54
6:30-7:00	155	19.44	673	6.73	0.079	0.921	12.44	1.56
7:00-7:30	158	19.81	725	7.25	0.085	0.915	12.52	1.58
7:30-8:00	160	20.06	775	7.75	0.091	0.909	12.61	1.59
8:00-8:30	162	20.31	827	8.27	0.097	0.903	12.69	1.6
8:30-9:00	163	20.44	877	8.77	0.103	0.897	12.78	1.6
9:00-9:30	164	20.57	928	9.28	0.109	0.891	12.86	1.6
9:30-10:00	162	20.31	980	9.8	0.115	0.885	12.95	1.57

σ_3 = 1.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 1.6 kg/cm²
 σ_1 = 3.1 kg/cm²

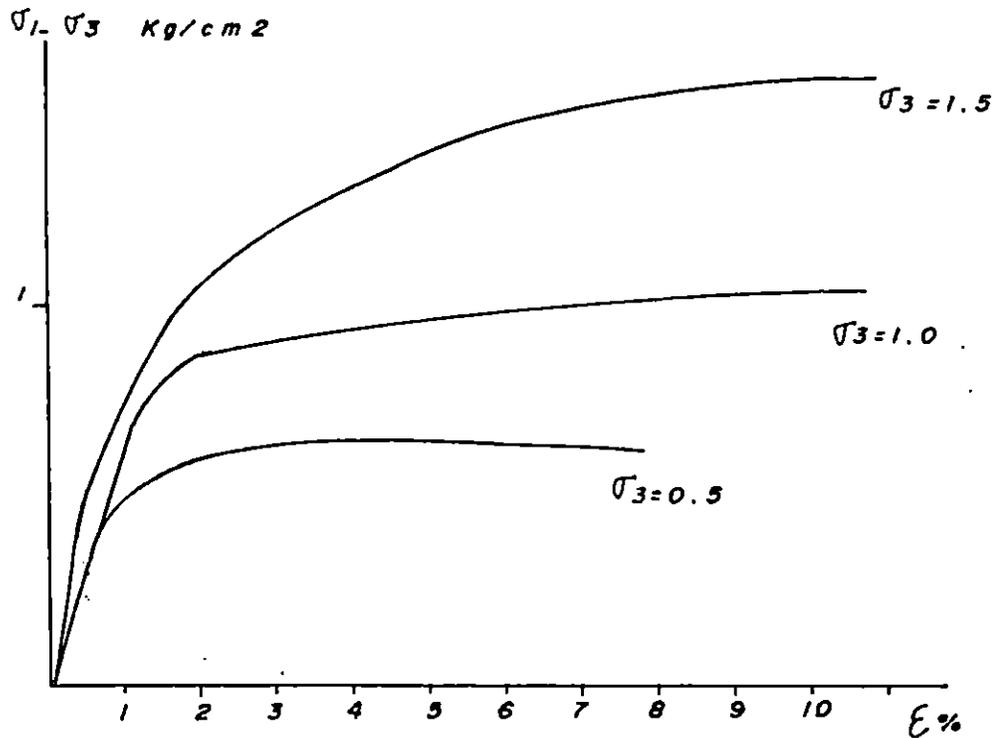
ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$	σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	E	τ g/cm ³
1	0.5	0.65	1.15	0.83	0.33	66.0	1.36
2	1.0	1.05	2.05	1.53	0.53	63.0	1.38
3	1.5	1.60	3.10	2.30	0.80	117.0	1.27

Prof. 0.7-1.0 m.

Arena Limosa con Pomez, Cafe Claro (SM)

Curva

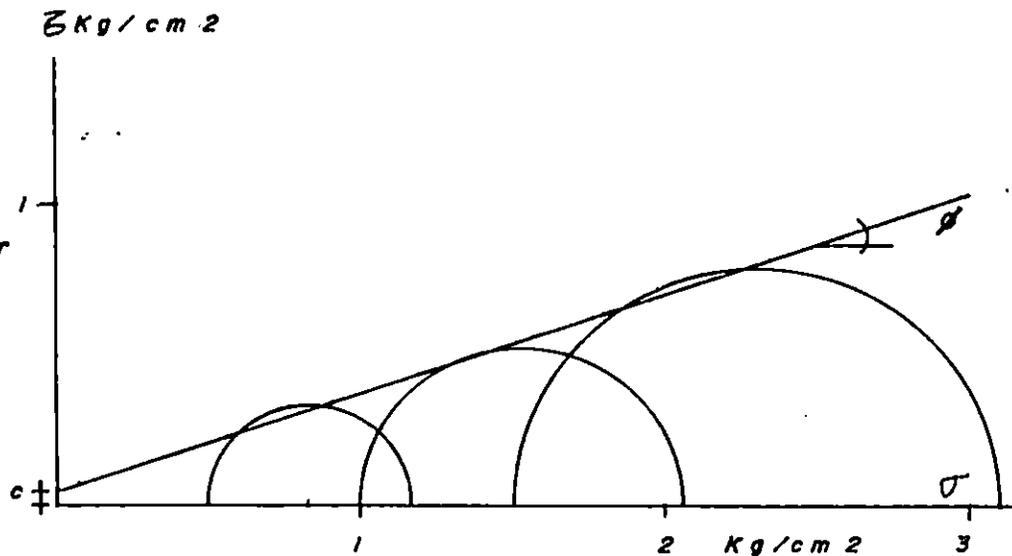
Esfuerzo -
Deformacion



Circulos de Mohr

$c \approx 0.05 \text{ Kg/cm}^2$

$\phi \approx 19^\circ$



obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 sondeo: UC-2
 ensayo: 1
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70 - 2.00 m
 fecha: 05/XII/1995
 clasificación: arena limosa orgánica, GRIS, SM-OL.

DATOS INICIALES

Ds= 3.51 cm As= 9.68 cm² Wi= 135.2 g Ws= 102.2 g
 Dc= 3.53 cm Ac= 9.79 cm² Vm= 83.96 cm³ w%= 32.3
 Di= 3.49 cm Ai= 9.57 cm² γ_m = 1.61 g/cm³ γ_d = 1.22 g/cm³
 h= 8.62 cm Am= 9.74 cm²
 PRUEBA Q(u,u)

TIRMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DBF. AXIAL mm	DBF. UNIT.	1-DBF.UNIT.	ARBA CORR. cm ²	BSF. DBSV. kg/cm ²
0:00- 0:30	19	2.38	46	0.46	0.005	0.995	9.79	0.24
0:30- 1:00	28	3.51	95	0.95	0.011	0.989	9.85	0.36
1:00- 1:30	33	4.14	145	1.45	0.017	0.983	9.91	0.42
1:30- 2:00	35	4.39	195	1.95	0.023	0.977	9.97	0.44
2:00- 2:30	37	4.64	245	2.45	0.028	0.972	10.02	0.46
2:30- 3:00	38	4.77	298	2.98	0.035	0.965	10.09	0.47
3:00- 3:30	38	4.77	348	3.48	0.04	0.96	10.15	0.47
3:30- 4:00	39	4.89	400	4	0.046	0.954	10.21	0.48
4:00- 4:30	40	5.02	450	4.5	0.052	0.948	10.27	0.49
4:30- 5:00	40	5.02	502	5.02	0.058	0.942	10.34	0.49
5:00- 5:30	40	5.02	553	5.53	0.064	0.936	10.41	0.48
5:30- 6:00	41	5.14	605	6.05	0.07	0.93	10.47	0.49
6:00- 6:30	41	5.14	665	6.65	0.077	0.923	10.55	0.49
6:30- 7:00	42	5.27	707	7.07	0.082	0.918	10.61	0.5
7:00- 7:30	42	5.27	758	7.58	0.088	0.912	10.68	0.49
7:30- 8:00	42	5.27	809	8.09	0.094	0.906	10.75	0.49
8:00- 8:30	42	5.27	860	8.6	0.1	0.9	10.82	0.49
8:30- 9:00	43	5.39	910	9.1	0.106	0.894	10.89	0.49
9:00- 9:30	43	5.39	960	9.6	0.111	0.889	10.96	0.49
9:30-10:00	44	5.52	1011	10.11	0.117	0.883	11.03	0.5

σ_3 = 0.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 0.5 kg/cm²
 σ_1 = 1 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES
 sondeo: UC-2
 ensayo: 2
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70 - 2.00 m
 fecha: 05/XII/1995
 clasificación: arena limosa orgánica, GRIS, SM-OL.

DATOS INICIALES

Ds= 3.32 cm As= 8.66 cm² Wi= 132.2 g Ws= 102 g
 Dc= 3.6 cm Ac= 10.18 cm² Vm= 84.03 cm³ w%= 29.6
 Di= 3.51 cm Ai= 9.68 cm² γ_m = 1.57 g/cm³ γ_d = 1.21 g/cm³
 h= 8.54 cm Am= 9.84 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIRMPQ	ANILLO CAROA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	ARRA CORR. cm ²	RSF. DBSV. kg/cm ²
0:00- 0:30	20	2.51	44	0.44	0.005	0.995	9.89	0.25
0:30- 1:00	36	4.51	90	0.9	0.011	0.989	9.95	0.45
1:00- 1:30	47	5.89	139	1.39	0.016	0.984	10	0.59
1:30- 2:00	55	6.9	189	1.89	0.022	0.978	10.06	0.69
2:00- 2:30	61	7.65	238	2.38	0.028	0.972	10.12	0.76
2:30- 3:00	65	8.15	287	2.87	0.034	0.966	10.19	0.8
3:00- 3:30	69	8.65	338	3.38	0.04	0.96	10.25	0.84
3:30- 4:00	72	9.03	387	3.87	0.045	0.955	10.3	0.88
4:00- 4:30	74	9.28	440	4.4	0.052	0.948	10.38	0.89
4:30- 5:00	76	9.53	490	4.9	0.057	0.943	10.43	0.91
5:00- 5:30	78	9.78	540	5.4	0.063	0.937	10.5	0.93
5:30- 6:00	79	9.91	590	5.9	0.069	0.931	10.57	0.94
6:00- 6:30	80	10.03	641	6.41	0.075	0.925	10.64	0.94
6:30- 7:00	80	10.03	692	6.92	0.081	0.919	10.71	0.94
7:00- 7:30	81	10.16	745	7.45	0.087	0.913	10.78	0.94
7:30- 8:00	81	10.16	797	7.97	0.093	0.907	10.85	0.94
8:00- 8:30	81	10.16	847	8.47	0.099	0.901	10.92	0.93
8:30- 9:00	81	10.16	899	8.99	0.105	0.895	10.99	0.92
9:00- 9:30	70	8.78	953	9.53	0.112	0.888	11.08	0.79
9:30-10:00	81	10.16	1000	10	0.117	0.883	11.14	0.91

σ_3 = 1 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 0.94 kg/cm²
 σ_1 = 1.94 kg/cm²

obra: **TRABAJO DE GRADUACION**
 localización: **UNIDAD DE CIENCIAS BASICAS, FIA-UES**
 sondeo: **UC-2**
 ensayo: **3**
 muestra #: **2**
 profundidad: **1.70 - 2.00 m**
 fecha: **06/XII/1995**
 clasificación: **arena limosa orgánica, GRIS, SM-OL.**

DATOS INICIALES

$D_s = 3.53$ cm $A_s = 9.79$ cm² $W_l = 134.7$ g $W_s = 103.3$ g
 $D_c = 3.68$ cm $A_c = 10.64$ cm² $V_m = 82.92$ cm³ $w\% = 30.4$
 $D_i = 3.69$ cm $A_i = 10.69$ cm² $\gamma_m = 1.62$ g/cm³ $\gamma_d = 1.25$ g/cm³
 $h = 7.89$ cm $A_m = 10.51$ cm²

PRUEBA Q(u,u)

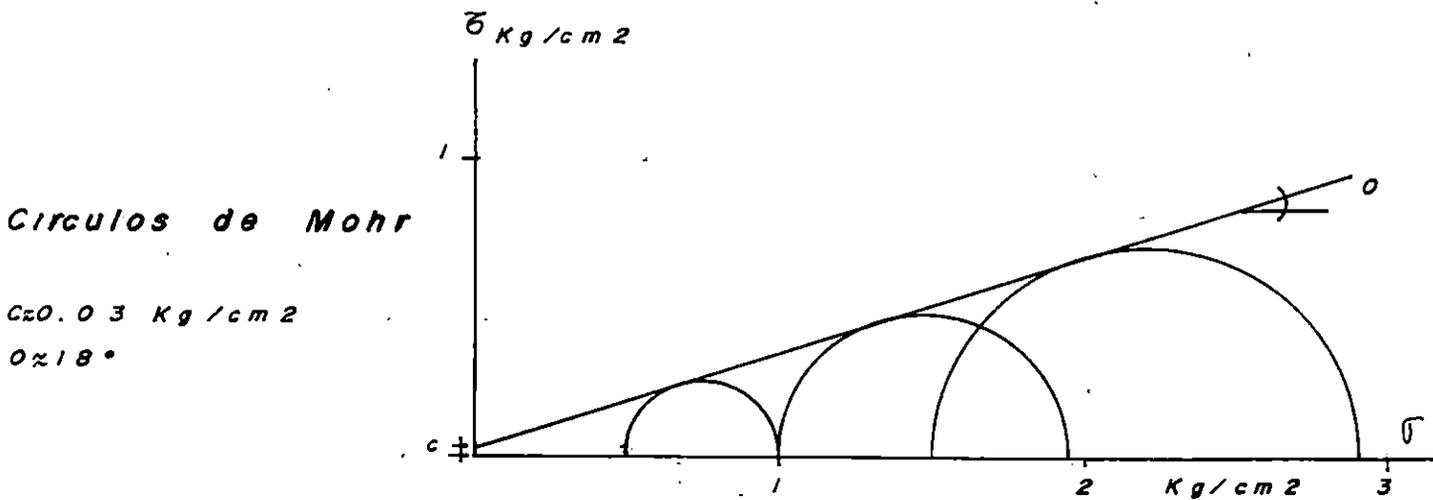
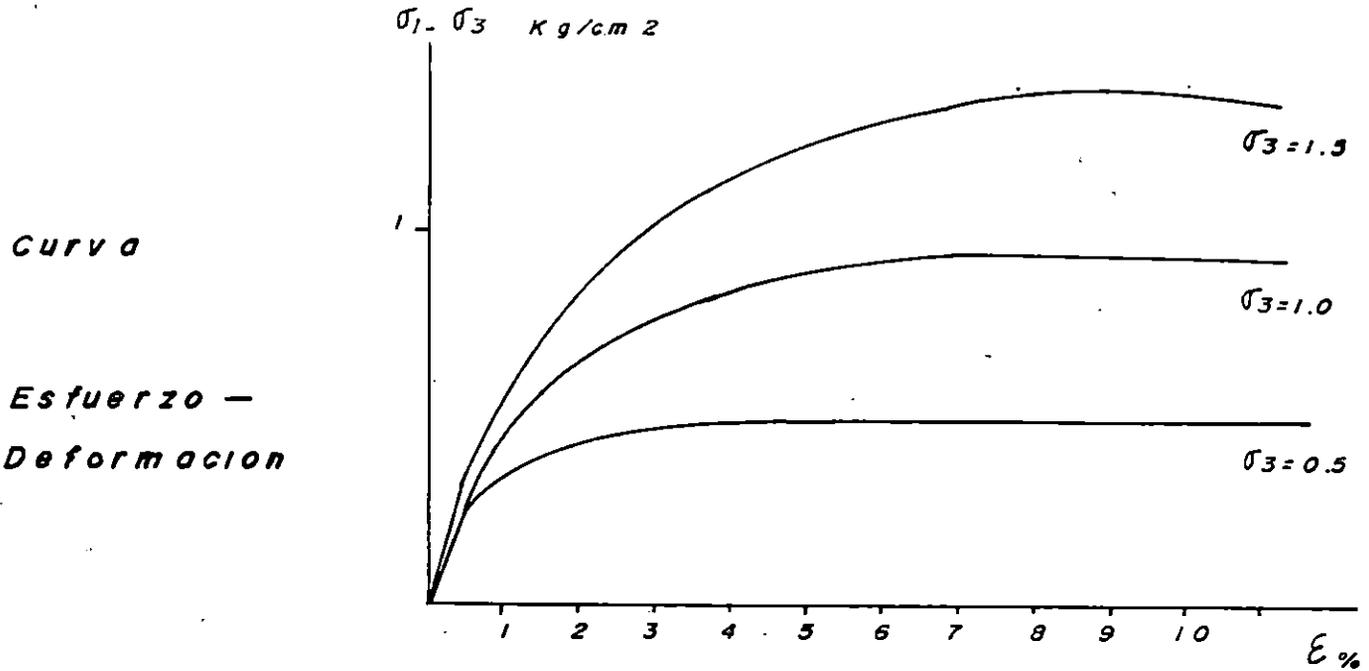
TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DRF.UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DEBIV. kg/cm ²
0:00-0:30	27	3.39	40	0.4	0.005	0.995	10.56	0.32
0:30-1:00	50	6.27	87	0.87	0.011	0.989	10.63	0.59
1:00-1:30	66	8.28	134	1.34	0.017	0.983	10.69	0.77
1:30-2:00	77	9.66	181	1.81	0.023	0.977	10.76	0.9
2:00-2:30	87	10.91	230	2.3	0.029	0.971	10.82	1.01
2:30-3:00	94	11.79	280	2.8	0.035	0.965	10.89	1.08
3:00-3:30	100	12.54	330	3.3	0.042	0.958	10.97	1.14
3:30-4:00	106	13.29	380	3.8	0.048	0.952	11.04	1.2
4:00-4:30	110	13.79	430	4.3	0.054	0.946	11.11	1.24
4:30-5:00	115	14.42	480	4.8	0.061	0.939	11.19	1.29
5:00-5:30	119	14.92	530	5.3	0.067	0.933	11.26	1.33
5:30-6:00	122	15.3	580	5.8	0.074	0.926	11.35	1.35
6:00-6:30	125	15.68	631	6.31	0.08	0.92	11.42	1.37
6:30-7:00	127	15.93	681	6.81	0.086	0.914	11.5	1.39
7:00-7:30	128	16.05	731	7.31	0.093	0.907	11.59	1.38
7:30-8:00	128	16.05	783	7.83	0.099	0.901	11.66	1.38
8:00-8:30	128	16.05	835	8.35	0.106	0.894	11.76	1.36
8:30-9:00	128	16.05	885	8.85	0.112	0.888	11.84	1.36
9:00-9:30								
9:30-10:00								

$\sigma_3 = 1.5$ kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 1.39$ kg/cm²
 $\sigma_1 = 2.89$ kg/cm²

ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$	σ_1	kg/cm^2		E	τ
				$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$		
1	0.5	0.50	1.00	0.75	0.25	48.0	1.61
2	1.0	0.94	1.94	1.47	0.47	50.0	1.57
3	1.5	1.39	2.89	2.20	0.70	64.0	1.62

Prof. 1.7-2.0m.

Arena Limosa Organica, Gris (SM-OL)



4.3 SITIO DE PERFORACION # 3

El sitio de perforación # 3 es un terreno dentro de la Urbanización Valle Verde, Apopa, figura 4.4. El tipo de suelo que se encuentra es una arena limosa, café clara (SM), de alta resistencia a la penetración estándar.

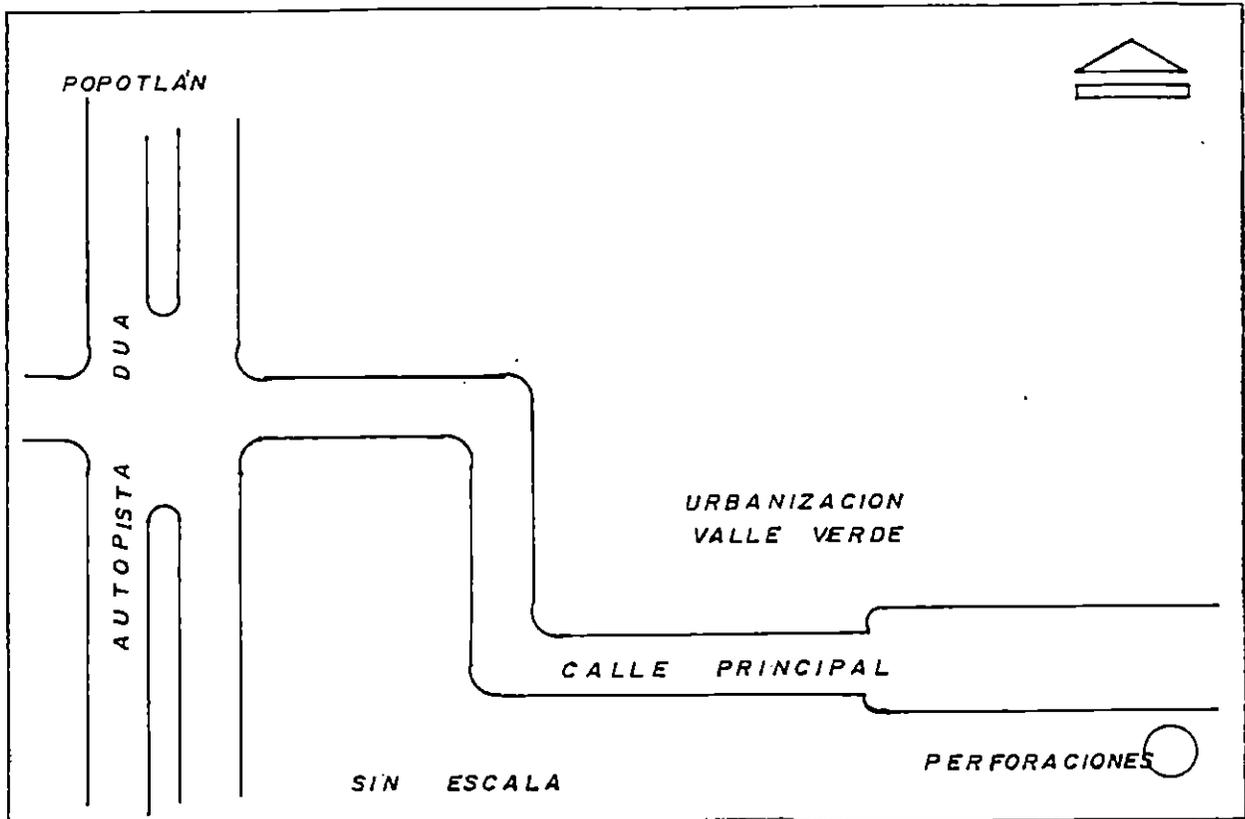


Figura 4.4 Esquema de ubicación del sitio de perforación # 3.

La profundidad máxima perforada con cono dinámico y penetración estándar fue de 3.5 metros. Se excavaron dos pozos a cielo abierto, extrayéndose dos muestras de cada uno, a 0.70 y 1.70 metros de profundidad, con dimensiones cúbicas aproximadas de 30 centímetros.

4.3.1 ENSAYOS CON CONO DINAMICO

4.51

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 fecha: 10/IX/1995

masa del martillo, kg= 64.74
 altura de caída del martillo, cm= 67.8
 área transversal del cono, cm²= 19.63

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg	sondecs AN-1			sondecs AN-2			
		RESISTENCIA A LA PENETRACION			RESISTENCIA A LA PENETRACION			
		20 cm	30 cm	Nc kg/cm ²	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc kg/cm ²
0.0 - 0.5	6.72	4	9	9	60.77	9	20	135.05
0.5 - 1.0	6.72	9	7	7	47.27	11	11	74.28
1.0 - 1.5	6.72	2	2	2	13.51	26	24	162.06
1.5 - 2.0	12.9	3	5	5	31.08	8	9	55.94
2.0 - 2.5	12.9	17	66	66	410.2	15	34	211.31
2.5 - 3.0	12.9	88	150	150	932.26	40	77	478.56
3.0 - 3.5	19.08					65	158	909.58

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg	sondecs AN-3			sondecs AN-4			
		RESISTENCIA A LA PENETRACION			RESISTENCIA A LA PENETRACION			
		20 cm	30 cm	Nc kg/cm ²	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc kg/cm ²
0.0 - 0.5	6.72	4	6	6	40.52	3	5	33.76
0.5 - 1.0	6.72	4	13	13	87.78	8	19	128.3
1.0 - 1.5	6.72	8	5	5	33.76	10	7	47.27
1.5 - 2.0	12.9	3	12	12	74.58	5	5	31.08
2.0 - 2.5	12.9	14	20	20	124.3	5	12	74.58
2.5 - 3.0	12.9	27	59	59	366.69	10	35	217.53
3.0 - 3.5	19.08	67	108	108	621.74	45	97	558.42

4.3.2 ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondeo: AN-1
 fecha: 10/IX/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	4	2	3	5	22.5	arena limosa, SM	SUELTA	-
0.5 - 1.0	7	5	12	17	35.8	arena limosa, SM	FIRME	31.6
1.0 - 1.5	76	71	58	129	24.7	arena limosa, SM	MUY DENSA	-
1.5 - 2.0	66	22	10	32	25.4	arena limosa, SM	DENSA	34
2.0 - 2.5	11	16	30	46	57	arena limosa, SM	DENSA	36.1
2.5 - 3.0	57	50	54	104	16	arena limosa, SM	MUY DENSA	-

sondeo: AN-2
 fecha: 10/IX/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	1	2	3	5	40.8	arena limosa, SM	SUELTA	-
0.5 - 1.0	4	6	6	12	25.8	arena limosa, SM	FIRME	30.3
1.0 - 1.5	8	7	8	15	33.7	arena limosa, SM	FIRME	31
1.5 - 2.0	10	7	12	19	38.1	arena limosa, SM	FIRME	31.9
2.0 - 2.5	32	37	51	88	20.1	arena limosa, SM	MUY DENSA	-
2.5 - 3.0	41	44	47	91	15.2	arena limosa, SM	MUY DENSA	-

sondeo: AN-3
 fecha: 10/IX/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	3	4	7	11	21.8	arena limosa, SM	FIRME	30
0.5 - 1.0	15	11	7	18	36	arena limosa, SM	FIRME	31.7
1.0 - 1.5	10	10	10	20	23.4	arena limosa, SM	FIRME	32
1.5 - 2.0	19	12	14	26	27.4	arena limosa, SM	MUY FIRME	33
2.0 - 2.5	15	16	20	36	25.4	arena limosa, SM	DENSA	34.8
2.5 - 3.0	44	36	52	88	21.6	arena limosa, SM	MUY DENSA	-
3.0 - 3.5	80	65	66	131	17.7	arena limosa, SM	MUY DENSA	-

NOTA: Color del suelo: CAFE CLARO.

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondeo: AN-4
 fecha: 10/IX/1995

4.54

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	4	4	3	7	29.4	arena limosa, SM	SUELTA	-
0.5 - 1.0	7	9	5	14	25.6	arena limosa, SM	FIRME	30.8
1.0 - 1.5	10	8	10	18	28.8	arena limosa, SM	FIRME	31.7
1.5 - 2.0	16	13	14	27	34	arena limosa, SM	MUY FIRME	33.2
2.0 - 2.5	15	14	22	36	33	arena limosa, SM	DENSA	34.8
2.5 - 3.0	38	38	39	77	27.2	arena limosa, SM	MUY DENSA	39.6

sondeo: AN-5
 fecha: 24/IX/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	5	5	6	11	20.4	arena limosa, SM	FIRME	30
0.5 - 1.0	5	4	4	8	8.9	arena limosa, SM	SUELTA	29.2
1.0 - 1.5	9	11	11	22	23.9	arena limosa, SM	MUY FIRME	32.4
1.5 - 2.0	16	12	10	22	22.3	arena limosa, SM	MUY FIRME	32.4
2.0 - 2.5	12	10	12	22	27.3	arena limosa, SM	MUY FIRME	32.4
2.5 - 3.0	21	22	26	48	26.1	arena limosa, SM	DENSA	36.4
3.0 - 3.5	55	49	57	106	20.3	arena limosa, SM	MUY DENSA	-

sondeo: AN-6
 fecha: 24/IX/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	4	2	5	7	18	arena limosa, SM	SUELTA	-
0.5 - 1.0	5	3	3	6	29.1	arena limosa, SM	SUELTA	-
1.0 - 1.5	13	13	15	28	27.8	arena limosa, SM	MUY FIRME	33.4
1.5 - 2.0	30	18	25	43	27.6	arena limosa, SM	DENSA	35.8
2.0 - 2.5	41	32	35	67	19.1	arena limosa, SM	MUY DENSA	38.4

NOTA: Color del suelo: CAFE CLARO.



obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondeo: AN-7
 fecha: 24/IX/1995

4.5 5

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	3	3	3	6	31.9	arena limosa, SM	SUELTA	-
0.5 - 1.0	5	5	5	10	28.3	arena limosa, SM	SUELTA	29.6
1.0 - 1.5	7	6	8	14	40.4	arena limosa, SM	FIRME	30.8
1.5 - 2.0	24	21	25	46	19.5	arena limosa, SM	DENSA	36.1
2.0 - 2.5	43	70	110	180	20	arena limosa, SM	MUY DENSA	-

sondeo: AN-8
 fecha: 24/IX/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	3	4	7	11	22.2	arena limosa, SM	FIRME	30
0.5 - 1.0	9	7	7	14	26.6	arena limosa, SM	FIRME	30.8
1.0 - 1.5	13	11	13	24	26.9	arena limosa, SM	MUY FIRME	32.8
1.5 - 2.0	26	15	15	30	30	arena limosa, SM	MUY FIRME	33.8
2.0 - 2.5	22	25	45	70	26.2	arena limosa, SM	MUY DENSA	39

NOTA: Color del suelo: CAFE CLARO.

4.3.3 ENSAYOS DE COMPRESION TRIAXIAL

4.56

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondeo: AN-1
 ensayo: :
 muestra #: 1
 profundidad: 0,70 - 1,00 m
 fecha: 28/XI/1995
 clasificación: arena limosa, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3,93 cm As= 12,13 cm² Wi= 158,8 g Ws= 130,2 g
 Dc= 3,84 cm Ac= 11,58 cm² Vm= 114,03 cm³ w%= 22
 Di= 3,54 cm Ai= 9,84 cm² γ_m = 1,39 g/cm³ γ_d = 1,14 g/cm³
 h= 10,02 cm Am= 11,38 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	47	5,89	37	0,37	0,004	0,996	11,43	0,52
0:30- 1:00	64	8,03	85	0,85	0,008	0,992	11,47	0,7
1:00- 1:30	73	9,15	140	1,4	0,014	0,986	11,54	0,79
1:30- 2:00	76	9,53	184	1,84	0,018	0,982	11,59	0,82
2:00- 2:30	80	10,03	233	2,33	0,023	0,977	11,65	0,86
2:30- 3:00	83	10,41	285	2,85	0,028	0,972	11,71	0,89
3:00- 3:30	84	10,53	335	3,35	0,033	0,967	11,77	0,89
3:30- 4:00	87	10,91	387	3,87	0,039	0,961	11,84	0,92
4:00- 4:30	89	11,16	436	4,36	0,044	0,956	11,9	0,94
4:30- 5:00	89	11,16	489	4,89	0,049	0,951	11,97	0,93
5:00- 5:30	88	11,04	540	5,4	0,054	0,946	12,03	0,92
5:30- 6:00	89	11,16	592	5,92	0,059	0,941	12,09	0,92
6:00- 6:30	89	11,16	642	6,42	0,064	0,936	12,16	0,92
6:30- 7:00	90	11,29	694	6,94	0,069	0,931	12,22	0,92
7:00- 7:30	90	11,29	744	7,44	0,074	0,926	12,29	0,92
7:30- 8:00	91	11,41	795	7,95	0,079	0,921	12,36	0,92
8:00- 8:30	92	11,54	844	8,44	0,084	0,916	12,42	0,93
8:30- 9:00	93	11,66	898	8,98	0,09	0,91	12,51	0,93
9:00- 9:30	92	11,54	950	9,5	0,095	0,905	12,57	0,92
9:30-10:00	92	11,54	1000	10	0,1	0,9	12,64	0,91

σ_3 = 0,5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 0,94 kg/cm²
 σ_1 = 1,44 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondect: AN-1
 ensayo: 2
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70 - 1.00 m
 fecha: 28/XI/1995
 clasificación: arena limosa, CAFE CLARO, SM.

4.57

DATOS INICIALES

$D_s = 3.81$ cm $A_s = 11.4$ cm² $W_i = 173$ g $W_s = 139.2$ g
 $D_c = 3.84$ cm $A_c = 11.58$ cm² $V_m = 114.86$ cm³ $w\% = 24.3$
 $D_i = 3.88$ cm $A_i = 11.82$ cm² $\gamma_m = 1.51$ g/cm³ $\gamma_d = 1.21$ g/cm³
 $h = 9.91$ cm $A_m = 11.59$ cm²
 PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MOLOMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESP. DESV. kg/cm ²
0:00-0:30	41	5.14	40	0.4	0.004	0.996	11.64	0.44
0:30-1:00	75	9.41	81	0.81	0.008	0.992	11.68	0.81
1:00-1:30	101	12.67	121	1.21	0.012	0.988	11.73	1.08
1:30-2:00	125	15.68	170	1.7	0.017	0.983	11.79	1.33
2:00-2:30	141	17.68	218	2.18	0.022	0.978	11.85	1.49
2:30-3:00	151	18.94	265	2.65	0.027	0.973	11.91	1.59
3:00-3:30	155	19.44	315	3.15	0.032	0.968	11.97	1.62
3:30-4:00	161	20.19	365	3.65	0.037	0.963	12.04	1.68
4:00-4:30	165	20.69	415	4.15	0.042	0.958	12.1	1.71
4:30-5:00	167	20.94	465	4.65	0.047	0.953	12.16	1.72
5:00-5:30	170	21.32	516	5.16	0.052	0.948	12.23	1.74
5:30-6:00	172	21.57	568	5.68	0.057	0.943	12.29	1.76
6:00-6:30	174	21.82	618	6.18	0.062	0.938	12.36	1.77
6:30-7:00	175	21.95	670	6.7	0.068	0.932	12.44	1.76
7:00-7:30	175	21.95	720	7.2	0.073	0.927	12.5	1.76
7:30-8:00	175	21.95	772	7.72	0.078	0.922	12.57	1.75
8:00-8:30	174	21.82	820	8.2	0.083	0.917	12.64	1.73
8:30-9:00								
9:00-9:30								
9:30-10:00								

$\sigma_3 = 1$ kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 1.77$ kg/cm²
 $\sigma_1 = 2.77$ kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondeo: AN-1
 ensayo: 3
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70 - 1.00 m
 fecha: 04/XII/1995
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.41 cm As= 9.13 cm² Wi= 99.7 g Ws= 78.1 g
 Dc= 3.45 cm Ac= 9.35 cm² Vm= 71.76 cm³ w% = 27.7
 Di= 3.32 cm Ai= 8.66 cm² γ_m = 1.39 g/cm³ γ_d = 1.09 g/cm³
 h= 7.8 cm Am= 9.2 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00-0:30	48	6.02	38	0.38	0.005	0.995	9.25	0.65
0:30-1:00	77	9.66	80	0.8	0.01	0.99	9.29	1.04
1:00-1:30	99	12.41	125	1.25	0.016	0.984	9.35	1.33
1:30-2:00	114	14.3	171	1.71	0.022	0.978	9.41	1.52
2:00-2:30	125	15.68	220	2.2	0.028	0.972	9.47	1.66
2:30-3:00	123	15.42	271	2.71	0.035	0.965	9.53	1.62
3:00-3:30	141	17.68	319	3.19	0.041	0.959	9.59	1.84
3:30-4:00	146	18.31	368	3.68	0.047	0.953	9.65	1.9
4:00-4:30	151	18.94	418	4.18	0.054	0.946	9.73	1.95
4:30-5:00	155	19.44	470	4.7	0.06	0.94	9.79	1.99
5:00-5:30	160	20.06	519	5.19	0.067	0.933	9.86	2.03
5:30-6:00	163	20.44	570	5.7	0.073	0.927	9.92	2.06
6:00-6:30	166	20.82	620	6.2	0.079	0.921	9.99	2.08
6:30-7:00	169	21.19	670	6.7	0.086	0.914	10.07	2.1
7:00-7:30	171	21.44	720	7.2	0.092	0.908	10.13	2.12
7:30-8:00	172	21.57	770	7.7	0.099	0.901	10.21	2.11
8:00-8:30	173	21.69	821	8.21	0.105	0.895	10.28	2.11
8:30-9:00	174	21.82	872	8.72	0.112	0.888	10.36	2.11
9:00-9:30	175	21.95	922	9.22	0.118	0.882	10.43	2.1
9:30-10:00	175	21.95	974	9.74	0.125	0.875	10.51	2.09

σ_3 = 1.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 2.12 kg/cm²
 σ_1 = 3.62 kg/cm²

ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	kg/cm ²			E	γ g/cm ³
			σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$		
1	0.5	0.94	1.44	0.97	0.47	130.0	1.39
2	1.0	1.77	2.77	1.89	0.89	101.3	1.51
3	1.5	2.12	3.62	2.56	1.06	130.0	1.39

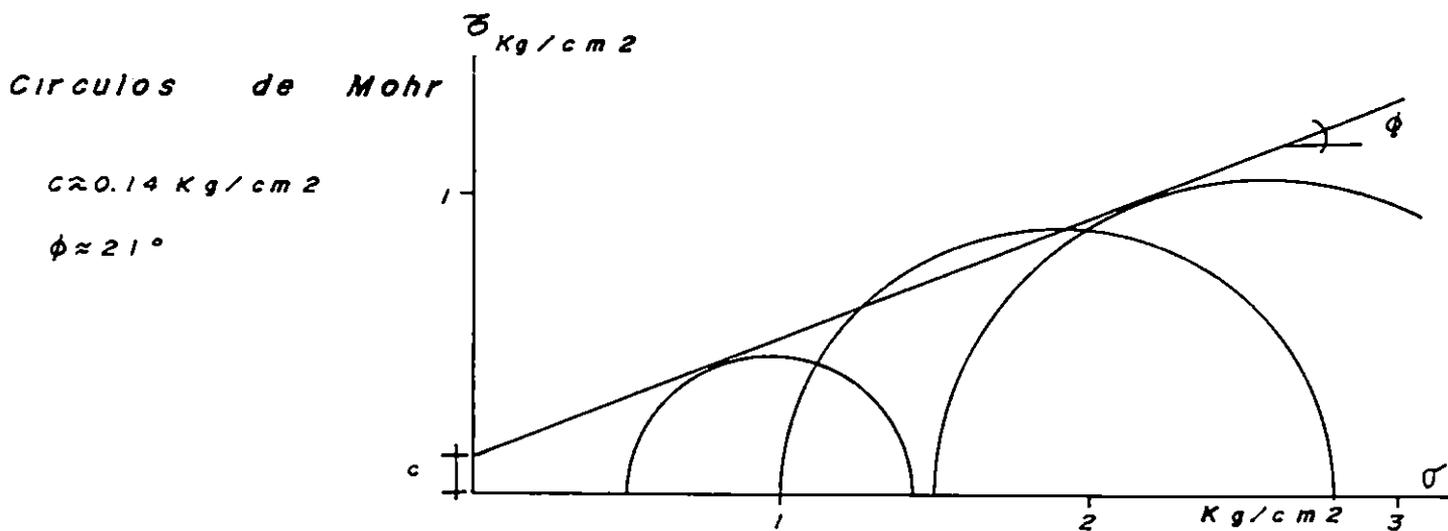
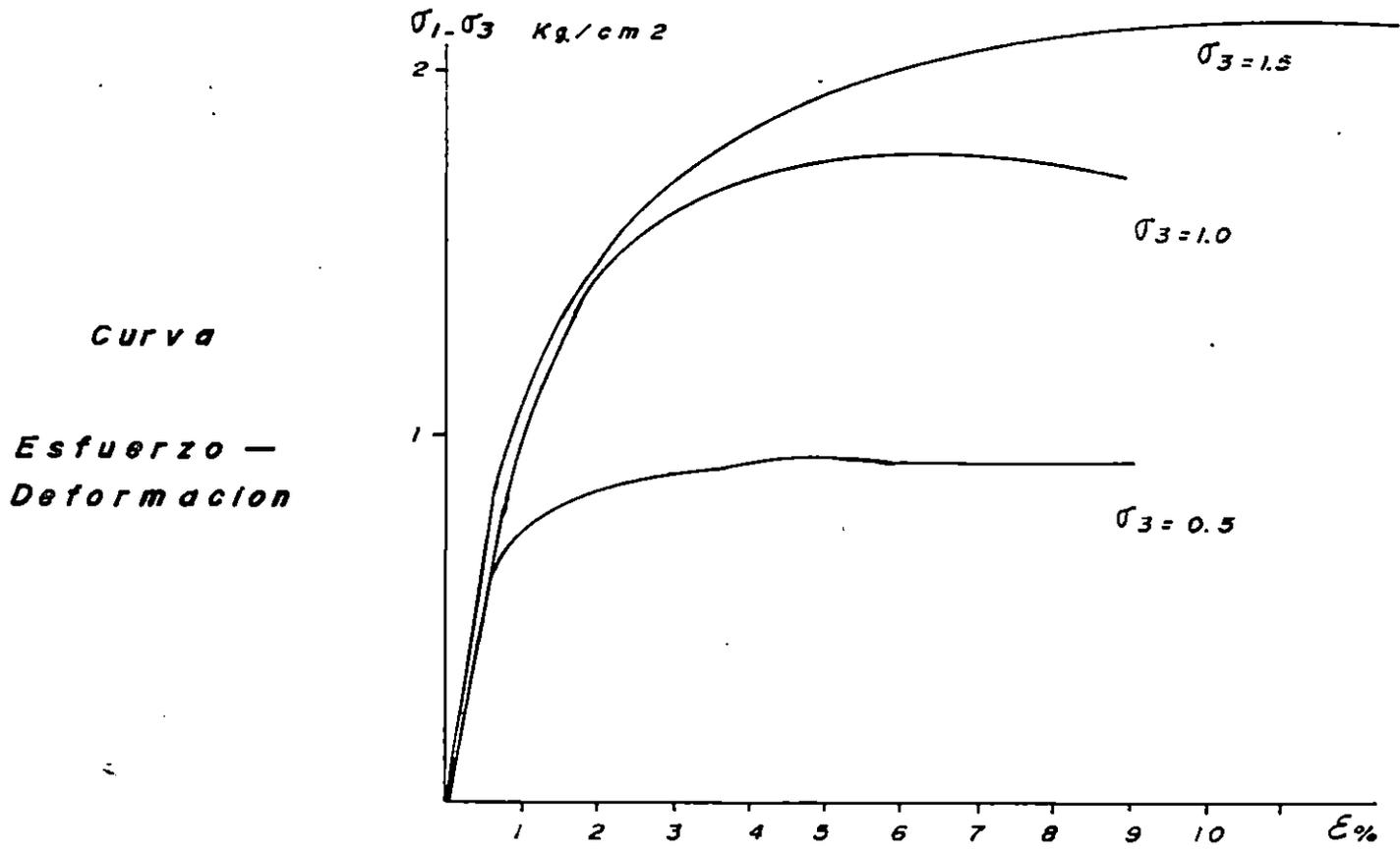
Urb. Valle Verde, Apopa

AN-1

4.59

Prot. 0.7 - 1.0 m.

Arena Limosa, Cate Claro (SM)



obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondeo: AN-1
 ensayo: 1
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70 - 2.00 m
 fecha: 29/XI/1995
 clasificación: arena limosa, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.6 cm As= 10.18 cm² Wi= 116.1 g Ws= 93.6 g
 Dc= 3.83 cm Ac= 11.52 cm² Vm= 97.47 cm³ w% = 24
 Di= 3.4 cm Ai= 9.08 cm² γ_m = 1.19 g/cm³ γ_d = 0.96 g/cm³
 h= 8.95 cm Am= 10.89 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	SSF. DBSV. kg/cm ²
0:00- 0:30	21	2.63	49	0.49	0.005	0.995	10.94	0.24
0:30- 1:00	46	5.77	94	0.94	0.011	0.989	11.01	0.52
1:00- 1:30	66	8.28	139	1.39	0.016	0.984	11.07	0.75
1:30- 2:00	73	9.15	189	1.89	0.021	0.979	11.12	0.82
2:00- 2:30	83	10.41	238	2.38	0.027	0.973	11.19	0.93
2:30- 3:00	91	11.41	284	2.84	0.032	0.968	11.25	1.01
3:00- 3:30	95	11.91	338	3.38	0.038	0.962	11.32	1.05
3:30- 4:00	98	12.29	388	3.88	0.043	0.957	11.38	1.08
4:00- 4:30	100	12.54	439	4.39	0.049	0.951	11.45	1.1
4:30- 5:00	100	12.54	490	4.9	0.055	0.945	11.52	1.09
5:00- 5:30	100	12.54	539	5.39	0.06	0.94	11.59	1.08
5:30- 6:00	100	12.54	591	5.91	0.066	0.934	11.66	1.08
6:00- 6:30	100	12.54	642	6.42	0.072	0.928	11.73	1.07
6:30- 7:00	99	12.41	695	6.95	0.078	0.922	11.81	1.05
7:00- 7:30								
7:30- 8:00								
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 0.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 1.1 kg/cm²
 σ_1 = 1.6 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondeo: AN-1
 ensayo: 2
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70 - 2.00 m
 fecha: 05/XII/1995
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.73 cm As= 10.93 cm² Wi= 93.5 g Ws= 63.9 g
 Dc= 3.8 cm Ac= 11.34 cm² Vm= 88.72 cm³ w%= 46.3
 Di= 3.61 cm Ai= 10.24 cm² γ_m = 1.05 g/cm³ γ_d = 0.72 g/cm³
 h= 8 cm Am= 11.09 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESP. DEBV. kg/cm ²
0:00- 0:30	25	3.14	44	0.44	0.006	0.994	11.16	0.28
0:30- 1:00	50	6.27	89	0.89	0.011	0.989	11.21	0.56
1:00- 1:30	70	8.78	134	1.34	0.017	0.983	11.28	0.78
1:30- 2:00	85	10.66	180	1.8	0.023	0.977	11.35	0.94
2:00- 2:30	98	12.29	230	2.3	0.029	0.971	11.42	1.08
2:30- 3:00	110	13.79	274	2.74	0.034	0.966	11.48	1.2
3:00- 3:30	118	14.8	321	3.21	0.04	0.96	11.55	1.28
3:30- 4:00	125	15.68	370	3.7	0.046	0.954	11.62	1.35
4:00- 4:30	131	16.43	420	4.2	0.053	0.947	11.71	1.4
4:30- 5:00	136	17.05	470	4.7	0.059	0.941	11.79	1.45
5:00- 5:30	139	17.43	521	5.21	0.065	0.935	11.86	1.47
5:30- 6:00	142	17.81	571	5.71	0.071	0.929	11.94	1.49
6:00- 6:30	144	18.06	621	6.21	0.078	0.922	12.03	1.5
6:30- 7:00	145	18.18	673	6.73	0.084	0.916	12.11	1.5
7:00- 7:30	145	18.18	720	7.2	0.09	0.91	12.19	1.49
7:30- 8:00	147	18.43	775	7.75	0.097	0.903	12.28	1.5
8:00- 8:30	148	18.56	822	8.22	0.103	0.897	12.36	1.5
8:30- 9:00	149	18.68	876	8.76	0.11	0.89	12.46	1.5
9:00- 9:30	150	18.81	927	9.27	0.116	0.884	12.55	1.5
9:30-10:00	151	18.94	978	9.78	0.122	0.878	12.63	1.5
10:00-10:30	152	19.06	1027	10.27	0.128	0.872	12.72	1.5
10:30-11:00	152	19.06	1081	10.81	0.135	0.865	12.82	1.49

$\sigma_3 = 1$ kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 1.5$ kg/cm²
 $\sigma_1 = 2.5$ kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 subdiect: AN-1
 ensayo: 3
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70 - 2.00 m
 fecha: 29/XI/1995
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

$D_s = 3.47$ cm $A_s = 9.46$ cm² $W_i = 94.8$ g $W_s = 77.6$ g
 $D_c = 3.6$ cm $A_c = 10.18$ cm² $V_m = 83.3$ cm³ $w\% = 22.2$
 $D_i = 3.47$ cm $A_i = 9.46$ cm² $\gamma_m = 1.14$ g/cm³ $\gamma_d = 0.93$ g/cm³
 $h = 8.38$ cm $A_m = 9.94$ cm²
 PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF.AXIAL mm	DEF.UNIT.	1-DEF.UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESF.DEFV. kg/cm ²
0:00-0:30	47	5.89	39	0.39	0.005	0.995	9.99	0.59
0:30-1:00	78	9.78	81	0.81	0.01	0.99	10.04	0.97
1:00-1:30	98	12.29	127	1.27	0.015	0.985	10.09	1.22
1:30-2:00	113	14.17	175	1.75	0.021	0.979	10.15	1.4
2:00-2:30	126	15.8	222	2.22	0.026	0.974	10.21	1.55
2:30-3:00	135	16.93	271	2.71	0.032	0.968	10.27	1.65
3:00-3:30	142	17.81	320	3.2	0.038	0.962	10.33	1.72
3:30-4:00	149	18.68	370	3.7	0.044	0.956	10.4	1.8
4:00-4:30	153	19.19	420	4.2	0.05	0.95	10.46	1.83
4:30-5:00	157	19.69	470	4.7	0.056	0.944	10.53	1.87
5:00-5:30	159	19.94	522	5.22	0.062	0.938	10.6	1.88
5:30-6:00	161	20.19	573	5.73	0.068	0.932	10.67	1.89
6:00-6:30	162	20.31	623	6.23	0.074	0.926	10.73	1.89
6:30-7:00	162	20.31	672	6.72	0.08	0.92	10.8	1.88
7:00-7:30	162	20.31	724	7.24	0.086	0.914	10.88	1.87
7:30-8:00	160	20.06	778	7.78	0.093	0.907	10.96	1.83
8:00-8:30	158	19.81	830	8.3	0.099	0.901	11.03	1.8
8:30-9:00								
9:00-9:30								
9:30-10:00								

$\sigma_3 = 1.5$ kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 1.89$ kg/cm²
 $\sigma_1 = 3.39$ kg/cm²

ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{máx}$	σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	E	τ g/cm ³
	kg/cm ²						
1	0.5	1.10	1.60	1.05	0.55	46.9	1.19
2	1.0	1.50	2.50	1.75	0.75	50.9	1.05
3	1.5	1.89	3.39	2.45	0.95	118.0	1.14

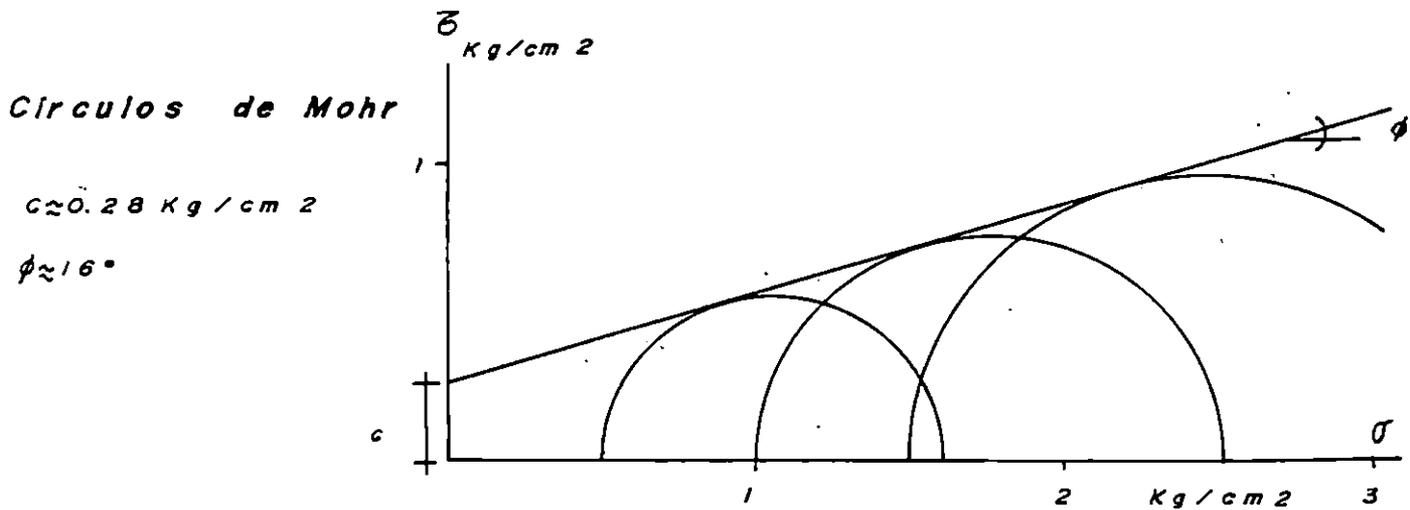
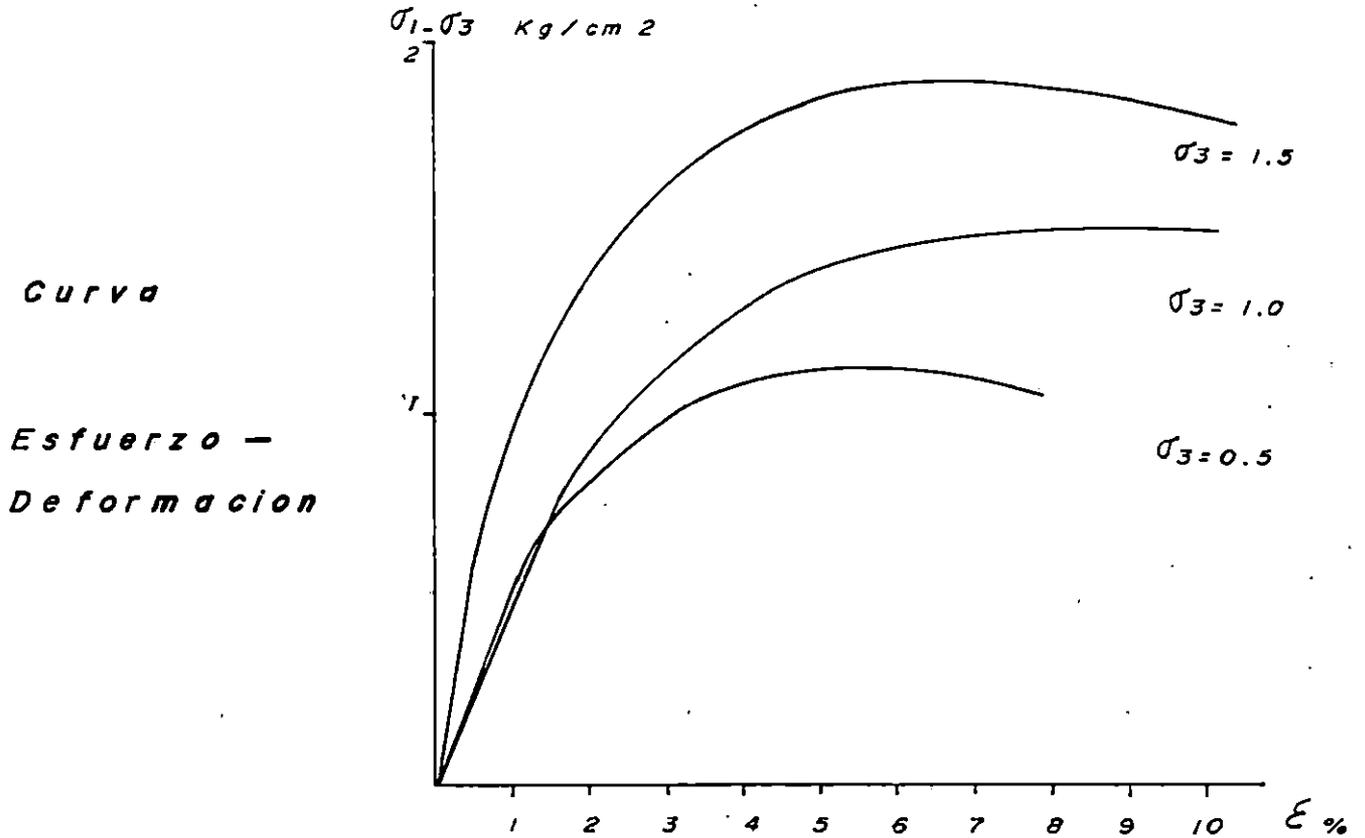
Urb. Valle Verde, Apopa

AN-1

4.63

Prof. 1.7 - 2.0 m.

Arena Limosa, Cafe Claro (SM)



obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondeo: AN-2
 ensayo: 1
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70 - 1.00 m
 fecha: 01/XII/1995
 clasificación: arena limosa, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.41 cm As= 9.13 cm² Wi= 104.7 g Ws= 82.4 g
 Dc= 3.47 cm Ac= 9.46 cm² Vm= 74.77 cm³ w% = 27.1
 Di= 3.26 cm Ai= 8.35 cm² γ_m = 1.4 g/cm³ γ_d = 1.1 g/cm³
 h= 8.11 cm Am= 9.22 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	31	3.89	41	0.41	0.005	0.995	9.27	0.42
0:30- 1:00	49	6.14	87	0.87	0.011	0.989	9.32	0.66
1:00- 1:30	57	7.15	137	1.37	0.017	0.983	9.38	0.76
1:30- 2:00	59	7.4	188	1.88	0.023	0.977	9.44	0.78
2:00- 2:30	61	7.65	238	2.38	0.029	0.971	9.5	0.81
2:30- 3:00	61	7.65	288	2.88	0.036	0.964	9.56	0.8
3:00- 3:30	67	8.4	338	3.38	0.042	0.958	9.62	0.87
3:30- 4:00	72	9.03	386	3.86	0.048	0.952	9.68	0.93
4:00- 4:30	79	9.91	437	4.37	0.054	0.946	9.75	1.02
4:30- 5:00	83	10.41	487	4.87	0.06	0.94	9.81	1.06
5:00- 5:30	85	10.66	537	5.37	0.066	0.934	9.87	1.08
5:30- 6:00	88	11.04	588	5.88	0.073	0.927	9.95	1.11
6:00- 6:30	90	11.29	638	6.38	0.079	0.921	10.01	1.13
6:30- 7:00	90	11.41	690	6.9	0.085	0.915	10.08	1.13
7:00- 7:30	91	11.41	740	7.4	0.091	0.909	10.14	1.13
7:30- 8:00	91	11.54	792	7.92	0.098	0.902	10.22	1.13
8:00- 8:30	92	11.66	842	8.42	0.104	0.896	10.29	1.13
8:30- 9:00	93	11.66	893	8.93	0.11	0.89	10.36	1.13
9:00- 9:30	93	11.91	945	9.45	0.117	0.883	10.44	1.14
9:30-10:00	95	11.91	995	9.95	0.123	0.877	10.51	1.13

σ_3 = 0.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 1.14 kg/cm²
 σ_1 = 1.64 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondeo: AN-2
 ensayo: 2
 muestra #: 1
 profundidad: 0,70 - 1.00 m
 fecha: 01/XII/1995
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.81 cm As= 11.4 cm² Wi= 142.8 g Ws= 117.7 g
 Dc= 3.72 cm Ac= 10.87 cm² Vm= 92.98 cm³ w% = 21.3
 Di= 3.79 cm Ai= 11.28 cm² γ_m = 1.54 g/cm³ γ_d = 1.27 g/cm³
 h= 8.43 cm Am= 11.03 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF.AXIAL mm	DEF.UNIT.	1-DEF.UNIT.	AREA CORR. cm ²	BSF.DBSV. kg/cm ²
0:00- 0:30	45	5.64	39	0.39	0.005	0.995	11.09	0.51
0:30- 1:00	90	11.29	78	0.78	0.009	0.991	11.13	1.01
1:00- 1:30	123	15.42	120	1.2	0.014	0.986	11.19	1.38
1:30- 2:00	149	18.68	165	1.65	0.02	0.98	11.26	1.66
2:00- 2:30	166	20.82	210	2.1	0.025	0.975	11.31	1.84
2:30- 3:00	175	21.95	258	2.58	0.031	0.969	11.38	1.93
3:00- 3:30	181	22.7	308	3.08	0.037	0.963	11.45	1.98
3:30- 4:00	185	23.2	358	3.58	0.042	0.958	11.51	2.02
4:00- 4:30	189	23.7	408	4.08	0.048	0.952	11.59	2.04
4:30- 5:00	190	23.83	459	4.59	0.054	0.946	11.66	2.04
5:00- 5:30	192	24.08	510	5.1	0.06	0.94	11.73	2.05
5:30- 6:00	192	24.08	562	5.62	0.067	0.933	11.82	2.04
6:00- 6:30	190	23.83	612	6.12	0.073	0.927	11.9	2
6:30- 7:00	189	23.7	665	6.65	0.079	0.921	11.98	1.98
7:00- 7:30	188	23.58	715	7.15	0.085	0.915	12.05	1.96
7:30- 8:00								
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 1 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 2.05 kg/cm²
 σ_1 = 3.05 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondeo: AN-2
 ensayo: 3
 muestra #: 1
 profundidad: 0.70 - 1.00 m
 fecha: 08/XII/1995
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.44 cm As= 9.29 cm² Wi= 129 g Ws= 111.6 g
 Dc= 3.68 cm Ac= 10.64 cm² Vm= 91.52 cm³ w%= 15.6
 Di= 3.59 cm Ai= 10.12 cm² γ_m = 1.41 g/cm³ γ_d = 1.22 g/cm³
 h= 8.86 cm Am= 10.33 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF.AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF.UNIT.	ARBA CORR. cm ²	RSF. DRSV. kg/cm ²
0:00- 0:30	35	4.39	41	0.41	0.005	0.995	10.38	0.42
0:30- 1:00	90	11.29	78	0.78	0.009	0.991	10.42	1.08
1:00- 1:30	138	17.31	115	1.15	0.013	0.987	10.47	1.65
1:30- 2:00	175	21.95	157	1.57	0.018	0.982	10.52	2.09
2:00- 2:30	202	25.33	200	2	0.023	0.977	10.57	2.4
2:30- 3:00	222	27.84	243	2.43	0.027	0.973	10.62	2.62
3:00- 3:30	231	28.97	295	2.95	0.033	0.967	10.68	2.71
3:30- 4:00	234	29.34	345	3.45	0.039	0.961	10.75	2.73
4:00- 4:30	237	29.72	395	3.95	0.045	0.955	10.82	2.75
4:30- 5:00	239	29.97	445	4.45	0.05	0.95	10.87	2.76
5:00- 5:30	242	30.35	497	4.97	0.056	0.944	10.94	2.77
5:30- 6:00	244	30.6	545	5.45	0.062	0.938	11.01	2.78
6:00- 6:30	247	30.97	598	5.98	0.067	0.933	11.07	2.8
6:30- 7:00	250	31.35	648	6.48	0.073	0.927	11.14	2.81
7:00- 7:30	253	31.73	699	6.99	0.079	0.921	11.22	2.83
7:30- 8:00	254	31.85	479	4.79	0.054	0.946	10.92	2.92
8:00- 8:30	257	32.23	795	7.95	0.09	0.91	11.35	2.84
8:30- 9:00	261	32.73	845	8.45	0.095	0.905	11.41	2.87
9:00- 9:30	262	32.85	897	8.97	0.101	0.899	11.49	2.86
9:30-10:00	264	33.11	947	9.47	0.107	0.893	11.57	2.86

σ_3 = 1.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 2.92 kg/cm²
 σ_1 = 4.42 kg/cm²

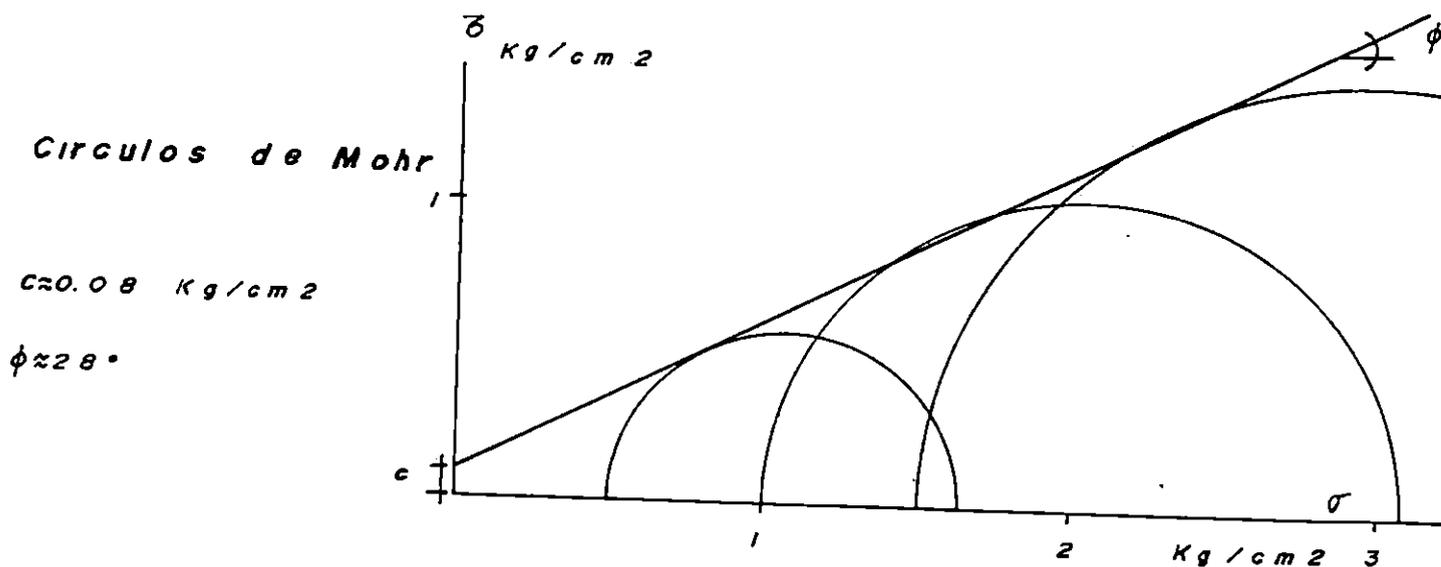
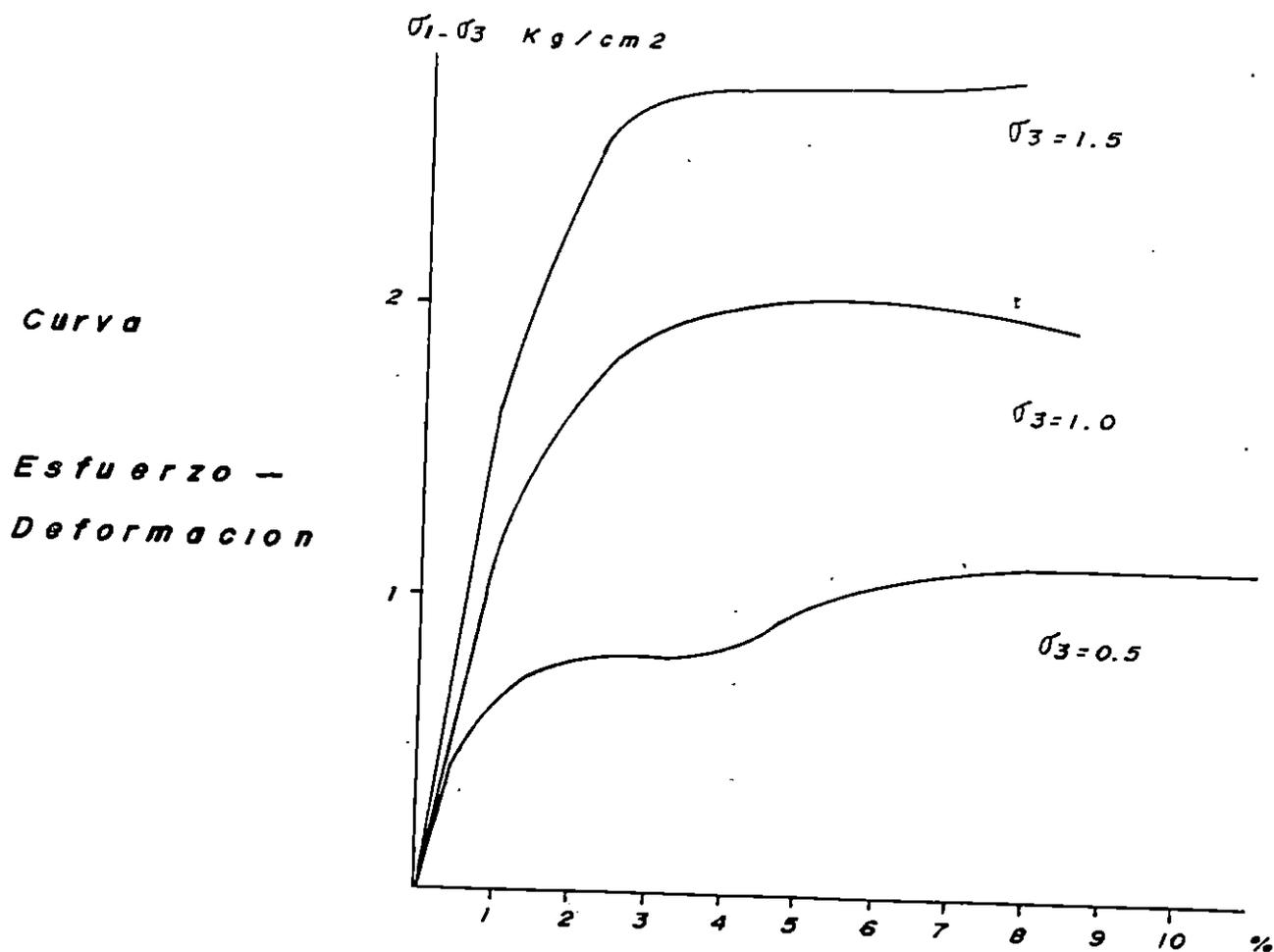
ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{mix}$	σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	E	τ g/cm ³
1	0.5	1.14	1.64	1.07	0.57	84.0	1.40
2	1.0	2.05	3.05	2.03	1.03	112.2	1.54
3	1.5	2.92	4.42	2.96	1.46	165.0	1.41

Urb. Valle Verde, Apopa ... AN-2

4.67

Prof. 0.7 - 1.0 m.

Arena Limosa, Cafe Claro (SM)



obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondeo: AN-2
 ensayo: 1
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70 - 2.00 m
 fecha: 01/XII/1995
 clasificación: arena limosa, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.58 cm As= 10.07 cm² Wi= 103.6 g Ws= 33.5 g
 Dc= 3.72 cm Ac= 10.87 cm² Vm= 92.4 cm³ w%= 24.1
 Di= 3.85 cm Ai= 11.64 cm² γ_m = 1.12 g/cm³ γ_d = 0.9 g/cm³
 h= 8.5 cm Am= 10.87 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	BSF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	30	3.76	42	0.42	0.005	0.995	10.92	0.34
0:30- 1:00	57	7.15	87	0.87	0.01	0.99	10.98	0.65
1:00- 1:30	73	9.15	133	1.33	0.016	0.984	11.05	0.83
1:30- 2:00	84	10.53	182	1.82	0.021	0.979	11.1	0.95
2:00- 2:30	92	11.54	231	2.31	0.027	0.973	11.17	1.03
2:30- 3:00	102	12.79	280	2.8	0.033	0.967	11.24	1.14
3:00- 3:30	108	13.54	330	3.3	0.039	0.961	11.31	1.2
3:30- 4:00	112	14.04	380	3.8	0.045	0.955	11.38	1.23
4:00- 4:30	114	14.3	431	4.31	0.051	0.949	11.45	1.25
4:30- 5:00	116	14.55	483	4.83	0.057	0.943	11.53	1.26
5:00- 5:30	116	14.55	533	5.33	0.063	0.937	11.6	1.25
5:30- 6:00	116	14.55	583	5.83	0.069	0.931	11.68	1.25
6:00- 6:30	116	14.55	635	6.35	0.075	0.925	11.75	1.24
6:30- 7:00	116	14.55	687	6.87	0.081	0.919	11.83	1.23
7:00- 7:30								
7:30- 8:00								
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 0.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 1.26 kg/cm²
 σ_1 = 1.76 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondeo: AN-2
 ensayo: 2
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70 - 2.00 m
 fecha: 01/XII/1995
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.53 cm As= 9.79 cm² Wi= 74.7 g Ws= 59.1 g
 Dc= 3.38 cm Ac= 8.97 cm² Vm= 66.17 cm³ w% = 26.4
 Di= 3.42 cm Ai= 9.19 cm² γ_m = 1.13 g/cm³ γ_d = 0.89 g/cm³
 h= 7.24 cm Am= 9.14 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	BSF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	30	3.76	41	0.41	0.006	0.994	9.2	0.41
0:30- 1:00	55	6.9	85	0.85	0.012	0.988	9.25	0.75
1:00- 1:30	74	9.28	132	1.32	0.018	0.982	9.31	1
1:30- 2:00	90	11.29	179	1.79	0.025	0.975	9.37	1.2
2:00- 2:30	103	12.92	225	2.25	0.031	0.969	9.43	1.37
2:30- 3:00	113	14.17	275	2.75	0.038	0.962	9.5	1.49
3:00- 3:30	121	15.17	324	3.24	0.045	0.955	9.57	1.59
3:30- 4:00	126	15.8	372	3.72	0.051	0.949	9.63	1.64
4:00- 4:30	130	16.3	424	4.24	0.059	0.941	9.71	1.68
4:30- 5:00	134	16.8	472	4.72	0.065	0.935	9.78	1.72
5:00- 5:30	135	16.93	525	5.25	0.073	0.927	9.86	1.72
5:30- 6:00	134	16.8	575	5.75	0.079	0.921	9.92	1.69
6:00- 6:30	136	17.05	625	6.25	0.086	0.914	10	1.71
6:30- 7:00	136	17.05	677	6.77	0.094	0.906	10.09	1.69
7:00- 7:30	135	16.93	729	7.29	0.101	0.899	10.17	1.66
7:30- 8:00	134	16.8	781	7.81	0.108	0.892	10.25	1.64
8:00- 8:30	133	16.68	830	8.3	0.115	0.885	10.33	1.61
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 1 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 1.72 kg/cm²
 σ_1 = 2.72 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. VALLE VERDE, APOPA
 sondeo: AN-2
 ensayo: 3
 muestra #: 2
 profundidad: 1.70 - 2.00 m
 fecha: 01/XII/1995
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.59 cm As= 10.12 cm² Wi= 90.2 g Ws= 64.5 g
 Dc= 3.68 cm Ac= 10.64 cm² Vm= 81.51 cm³ w% = 39.8
 Di= 3.91 cm Ai= 12.01 cm² γ_{m0} = 1.11 g/cm³ γ_d = 0.79 g/cm³
 h= 7.56 cm Am= 10.78 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA h	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1:DEF.UNIT.	AREA CORR. cm ²	RSF. DESV. kg/cm ²
0:00-0:30	29	3.64	57	0.57	0.008	0.992	10.87	0.33
0:30-1:00	59	7.4	102	1.02	0.013	0.987	10.92	0.68
1:00-1:30	79	9.91	147	1.47	0.019	0.981	10.99	0.9
1:30-2:00	95	11.91	193	1.93	0.026	0.974	11.07	1.08
2:00-2:30	106	13.29	240	2.4	0.032	0.968	11.14	1.19
2:30-3:00	116	14.55	290	2.9	0.038	0.962	11.21	1.3
3:00-3:30	124	15.55	340	3.4	0.045	0.955	11.29	1.38
3:30-4:00	132	16.55	388	3.88	0.051	0.949	11.36	1.46
4:00-4:30	140	17.56	439	4.39	0.058	0.942	11.44	1.53
4:30-5:00	147	18.43	485	4.85	0.064	0.936	11.52	1.6
5:00-5:30	154	19.31	536	5.36	0.071	0.929	11.6	1.66
5:30-6:00	160	20.06	585	5.85	0.077	0.923	11.68	1.72
6:00-6:30	165	20.69	638	6.38	0.084	0.916	11.77	1.76
6:30-7:00	168	21.07	687	6.87	0.091	0.909	11.86	1.78
7:00-7:30	168	21.07	739	7.39	0.098	0.902	11.95	1.76
7:30-8:00	171	21.44	789	7.89	0.104	0.896	12.03	1.78
8:00-8:30	172	21.57	840	8.4	0.111	0.889	12.13	1.78
8:30-9:00	174	21.82	890	8.9	0.118	0.882	12.22	1.79
9:00-9:30	176	22.07	941	9.41	0.124	0.876	12.31	1.79
9:30-10:00	177	22.2	991	9.91	0.131	0.869	12.41	1.79

σ_3 = 1.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 1.79 kg/cm²
 σ_1 = 3.29 kg/cm²

ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$		σ_1	1/2($\sigma_1 + \sigma_3$)		E	γ g/cm ³
		kg/cm ²			kg/cm ²			
1	0.5	1.26	1.76	2.72	1.13	0.63	65.0	1.12
2	1.0	1.72	2.72	3.29	1.86	0.86	68.3	1.13
3	1.5	1.79	3.29	3.29	2.40	0.90	75.3	1.11

Urb. Valle Verde, Apopo AN - 2

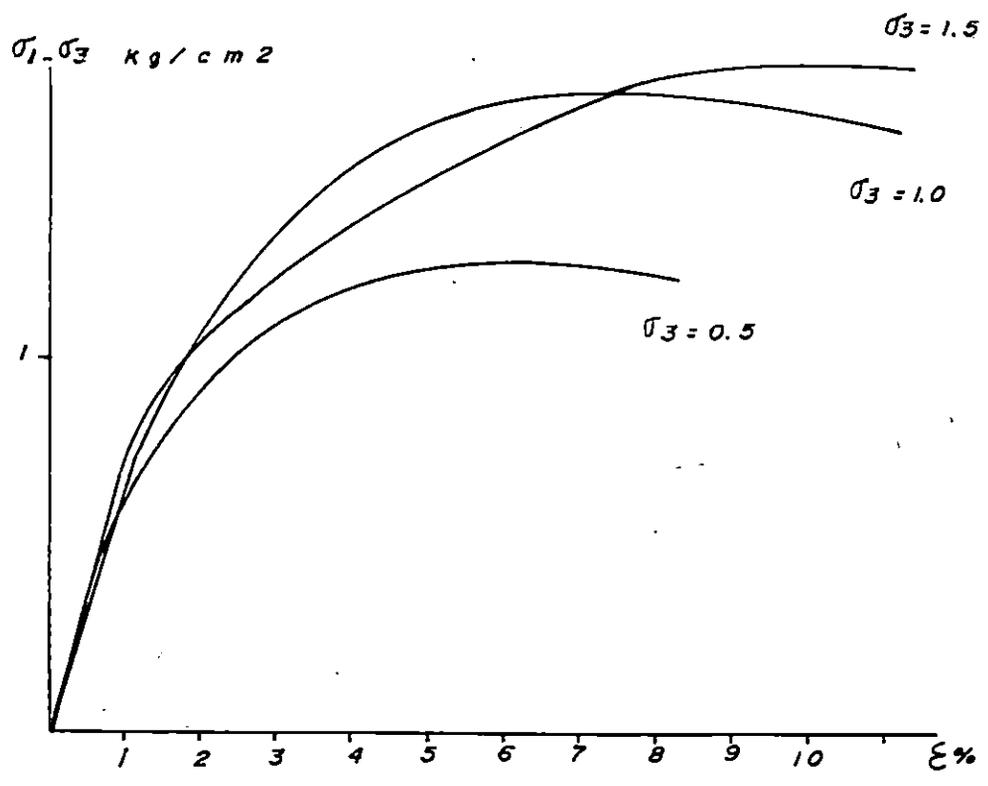
4.71

Prof. 1.7 - 2.0 m.

Arena Limosa, Cafe Claro (SM)

Curva

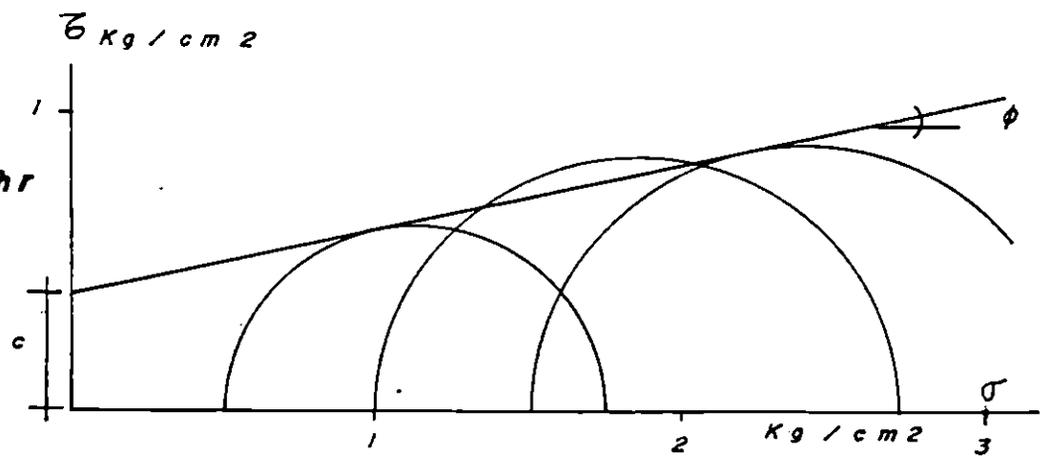
Esturzo -
Deformacion



Circulos de Mohr

$c \approx 0.40 \text{ kg/cm}^2$

$\phi \approx 12^\circ$



El sitio de perforación # 4 es un terreno dentro de la Urbanización Madre Selva, Antiguo Cuscatlán, figura 4.5. El tipo de suelo que se encuentra es una arena limosa, café claro (SM).

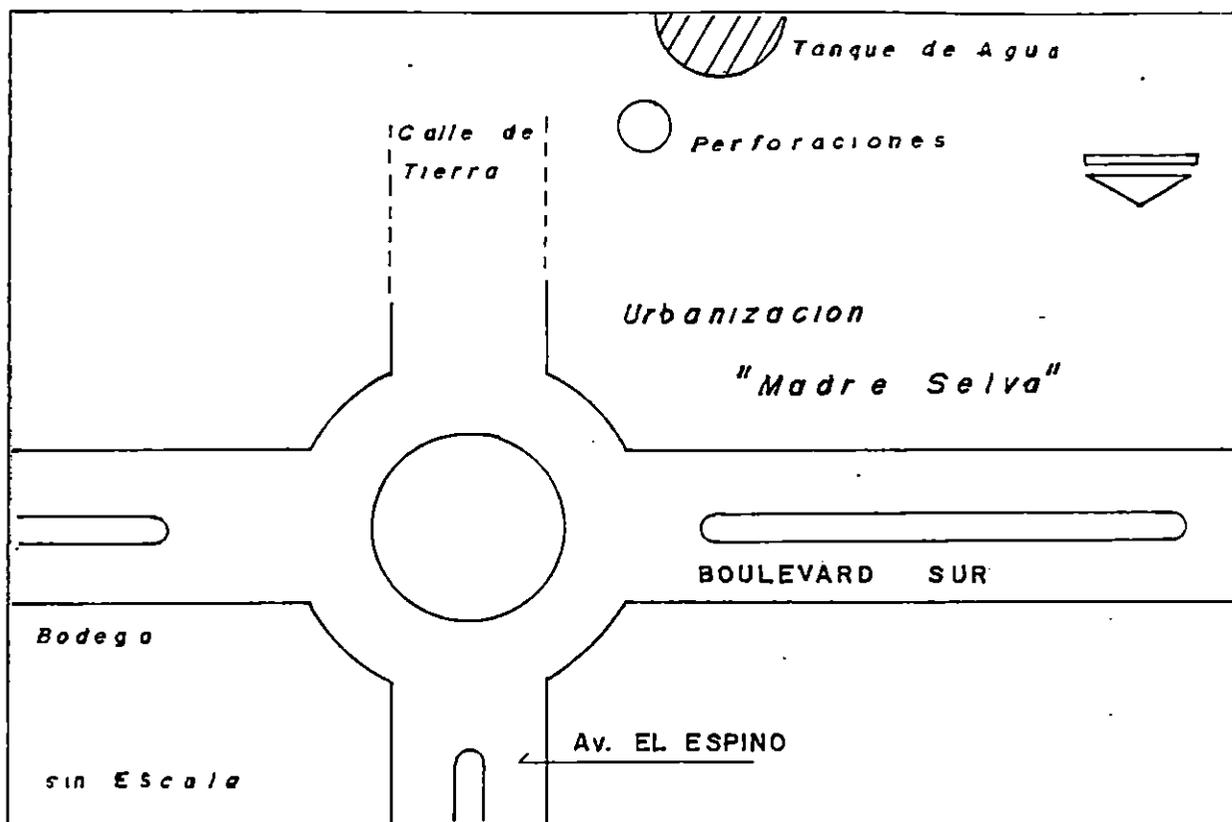


Figura 4.5 Esquema de ubicación del sitio de perforación # 4.

La profundidad máxima perforada con cono dinámico y penetración estándar fue de 4.5 metros. No se extrajeron muestras inalteradas debido a lo imposible de su obtención. El suelo utilizado para los ensayos de compresión triaxial, fue el obtenido de los recobros de la penetración estándar. Los recobros utilizados para los ensayos fueron los de 0.5 a 1.0 metro y los de 1.5 a 2.0 metros.

4.4.1 ENSAYOS CON CONO DINAMICO

4.73

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
 fecha: 01/X/1995

masa del martillo, kg= 64.74
 altura de caída del martillo, cm= 67.8
 área transversal del cono, cm²= 19.63

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg	sondeador SE-1				sondeador SE-2			
		RESISTENCIA A LA PENETRACION				RESISTENCIA A LA PENETRACION			
		20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²
0.0 - 0.5	6.72	14	17	17	114.79	12	15	15	101.29
0.5 - 1.0	6.72	16	14	14	94.54	12	16	16	108.04
1.0 - 1.5	6.72	12	14	14	94.54	7	14	14	94.54
1.5 - 2.0	12.9	23	43	43	267.25	13	27	27	167.81
2.0 - 2.5	12.9	46	54	54	335.62	33	40	40	248.6
2.5 - 3.0	12.9	73	102	102	633.94	47	89	89	553.14
3.0 - 3.5	19.08	54	101	101	581.44	70	130	130	748.39

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg	sondeador SE-3				sondeador SE-4			
		RESISTENCIA A LA PENETRACION				RESISTENCIA A LA PENETRACION			
		20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²
0.0 - 0.5	6.72	10	15	15	101.29	4	20	20	135.05
0.5 - 1.0	6.72	10	25	25	168.81	15	28	28	189.07
1.0 - 1.5	6.72	10	25	25	168.81	15	19	19	128.3
1.5 - 2.0	12.9	13	44	44	273.46	14	8	8	49.72
2.0 - 2.5	12.9	53	116	116	720.95	5	6	6	37.29
2.5 - 3.0	12.9	67	105	105	652.59	4	5	5	31.08
3.0 - 3.5	19.08					8	78	78	449.04
3.5 - 4.0	19.08					58	69	69	397.22

obra:
localización:
fecha:

TRABAJO DE GRADUACION
URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
08/X/1995

4.74

masa del martillo, kg= 64.74
altura de caída del martillo, cm= 67.8
área transversal del cono, cm²= 19.63

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg	sondeor SE-5				sondeor SE-6			
		RESISTENCIA A LA PENETRACION				RESISTENCIA A LA PENETRACION			
		20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²
0.0 - 0.5	6.72	11	17	17	114.79	23	24	24	162.06
0.5 - 1.0	6.72	13	21	21	141.8	14	13	13	87.78
1.0 - 1.5	6.72	14	16	16	108.04	15	10	10	67.53
1.5 - 2.0	12.9	15	20	20	124.3	16	61	61	379.12
2.0 - 2.5	12.9	23	45	45	279.68	48	67	67	416.41
2.5 - 3.0	12.9	41	51	51	316.97	45	93	93	578
3.0 - 3.5	19.08	47	85	85	489.33	66	48	48	276.33

PROFUNDIDAD EN METROS	PESO BARRAS DE PERFORACION Y CONO kg	sondeor SE-7				sondeor SE-8			
		RESISTENCIA A LA PENETRACION				RESISTENCIA A LA PENETRACION			
		20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²	20 cm	30 cm	Nc	Rd kg/cm ²
0.0 - 0.5	6.72	15	22	22	148.56	16	19	19	128.3
0.5 - 1.0	6.72	14	14	14	94.54	9	14	14	94.54
1.0 - 1.5	6.72	15	17	17	114.79	11	20	20	135.05
1.5 - 2.0	12.9	12	37	37	229.96	18	51	51	316.97
2.0 - 2.5	12.9	38	73	73	453.7	53	82	82	509.64
2.5 - 3.0	12.9	54	70	70	435.06	50	108	108	671.23
3.0 - 3.5	19.08	64	104	104	598.71	63	39	39	224.52

4.4.2 ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
 sondeo: SE-1
 fecha: 01/X/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 citi	15 citi	15 citi	N				
0.0 - 0.5	5	6	11	17	20.8	arena limosa, SM	FIRME	31.6
0.5 - 1.0	15	12	9	21	21.1	arena limosa, SM	MUY FIRME	32.1
1.0 - 1.5	12	9	9	18	19.1	arena limosa, SM	FIRME	31.7
1.5 - 2.0	10	5	5	10	21	arena limosa, SM	SUELTA	29.6
2.0 - 2.5	5	3	5	8	18.9	arena limosa, SM	SUELTA	29.2
2.5 - 3.0	6	2	3	5	18.3	arena limosa, SM	SUELTA	-
3.0 - 3.5	12	59	21	80	15.6	arena limosa, SM	MUY DENSA	-
3.5 - 4.0	51	40	23	63	15.6	arena limosa, SM	MUY DENSA	38.3

sondeo: SE-2
 fecha: 01/X/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 citi	15 citi	15 citi	N				
0.0 - 0.5	5	6	9	15	25.4	arena limosa, SM	FIRME	31
0.5 - 1.0	12	10	9	19	21.7	arena limosa, SM	FIRME	31.9
1.0 - 1.5	13	11	8	19	18	arena limosa, SM	FIRME	31.9
1.5 - 2.0	9	4	4	8	21	arena limosa, SM	SUELTA	29.4
2.0 - 2.5	4	3	3	6	18.4	arena limosa, SM	SUELTA	-
2.5 - 3.0	6	3	2	5	22.9	arena limosa, SM	SUELTA	-
3.0 - 3.5	12	33	30	63	17.9	arena limosa, SM	MUY DENSA	38.3
3.5 - 4.0	40	21	19	40	19.5	arena limosa, SM	DENSA	35.4
4.0 - 4.5	25	23	22	45	21.3	arena limosa, SM	DENSA	36

NOTA: Color del suelo: CAFE CLARO.

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
 sondeor: SE-3
 fecha: 01/X/1995

4.76

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	9	6	7	13	14.8	arena limosa, SM	FIRME	30.6
0.5 - 1.0	11	6	4	10	31.3	arena limosa, SM	SUELTA	29.6
1.0 - 1.5	14	7	5	12	18.9	arena limosa, SM	FIRME	30.3
1.5 - 2.0	16	8	14	22	22.6	arena limosa, SM	MUY FIRME	32.4
2.0 - 2.5	23	16	19	35	26.6	arena limosa, SM	DENSA	34.5
2.5 - 3.0	25	23	25	48	18.4	arena limosa, SM	DENSA	36.4
3.0 - 3.5	31	24	24	48	11.9	arena limosa, SM	DENSA	36.4
3.5 - 4.0	45	29	24	53	19.5	arena limosa, SM	MUY DENSA	37

sondeor: SE-4
 fecha: 01/X/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	9	6	6	12	16.9	arena limosa, SM	FIRME	30.3
0.5 - 1.0	13	12	6	18	17.4	arena limosa, SM	FIRME	31.7
1.0 - 1.5	13	11	6	17	20.3	arena limosa, SM	FIRME	31.6
1.5 - 2.0	16	11	16	27	21.1	arena limosa, SM	MUY FIRME	33.2
2.0 - 2.5	20	16	24	40	22	arena limosa, SM	DENSA	35.4
2.5 - 3.0	38	30	28	58	14	arena limosa, SM	MUY DENSA	37.8
3.0 - 3.5	37	32	31	63	15.1	arena limosa, SM	MUY DENSA	38.3
3.5 - 4.0	38	35	25	60	20.5	arena limosa, SM	MUY DENSA	38

sondeor: SE-5
 fecha: 08/X/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	10	9	6	15	15	arena limosa, SM	FIRME	31
0.5 - 1.0	7	9	6	15	18.1	arena limosa, SM	FIRME	31
1.0 - 1.5	6	10	6	16	22.9	arena limosa, SM	FIRME	31.3
1.5 - 2.0	12	13	15	28	19	arena limosa, SM	MUY FIRME	33.4
2.0 - 2.5	15	16	20	36	18.7	arena limosa, SM	DENSA	34.8
2.5 - 3.0	36	28	26	54	17.7	arena limosa, SM	MUY DENSA	37.1
3.0 - 3.5	36	26	28	54	10.1	arena limosa, SM	MUY DENSA	37.1

NOTA: Color del suelo: CAFE CLARO

obra:
localización:
sondeo:
fecha:

TRABAJO DE GRADUACION
URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
SE-6
08/X/1995

4.7.7

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACTIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	8	8	5	13	16.4	arena limosa, SM	FIRME	30.6
0.5 - 1.0	7	11	6	17	17.8	arena limosa, SM	FIRME	31.6
1.0 - 1.5	15	10	8	18	17.3	arena limosa, SM	FIRME	31.7
1.5 - 2.0	16	19	23	42	22.3	arena limosa, SM	DENSA	35.7
2.0 - 2.5	25	24	26	50	16.9	arena limosa, SM	DENSA	36.6
2.5 - 3.0	38	25	30	55	13	arena limosa, SM	MUY DENSA	37.3
3.0 - 3.5	42	27	29	56	16.1	arena limosa, SM	MUY DENSA	37.5

sondeo:
fecha:

SE-7
08/X/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACTIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	15	9	7	16	15.7	arena limosa, SM	FIRME	31.3
0.5 - 1.0	10	9	5	14	17.3	arena limosa, SM	FIRME	30.8
1.0 - 1.5	16	9	5	14	18.8	arena limosa, SM	FIRME	30.8
1.5 - 2.0	19	22	20	42	21.4	arena limosa, SM	DENSA	35.7
2.0 - 2.5	37	28	21	49	14.2	arena limosa, SM	DENSA	36.5
2.5 - 3.0	34	26	30	56	14.5	arena limosa, SM	MUY DENSA	37.5
3.0 - 3.5	40	23	21	44	18.6	arena limosa, SM	DENSA	35.9
3.5 - 4.0	30	21	26	47	20.4	arena limosa, SM	DENSA	36.3

sondeo:
fecha:

SE-8
08/X/1995

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				HUMEDAD %	CLASIFICACION	COMPACTIDAD RELATIVA	Ø [°]
	20 cm	15 cm	15 cm	N				
0.0 - 0.5	7	7	6	13	13.7	arena limosa, SM	FIRME	30.6
0.5 - 1.0	10	8	6	14	23	arena limosa, SM	FIRME	30.8
1.0 - 1.5	19	8	7	15	19.1	arena limosa, SM	FIRME	31
1.5 - 2.0	16	16	14	30	25.1	arena limosa, SM	MUY FIRME	33.8
2.0 - 2.5	32	21	24	45	14.7	arena limosa, SM	DENSA	36
2.5 - 3.0	34	21	26	47	13.7	arena limosa, SM	DENSA	36.3
3.0 - 3.5	37	29	32	61	14.6	arena limosa, SM	MUY DENSA	38.1

NOTA: Color del suelo: CAFE CLARO.

4.4.3 ENSAYOS DE COMPRESION TRIAXIAL

4.78

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCAT
 sondeo:
 ensayo: 1
 muestra #: 1
 profundidad: 0.50 - 1.00 m
 fecha: 12/1/1996
 clasificación: arena limosa, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.69 cm As= 10.69 cm² Ws= 132.2 g
 Dc= 3.79 cm Ac= 11.28 cm² Vm= 83.81 cm³
 Di= 3.8 cm Ai= 11.34 cm² γ_d = 1.58 g/cm³
 h= 7.49 cm Am= 11.19 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	I-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	28	3.51	48	0.48	0.006	0.994	11.26	0.31
0:30- 1:00	67	8.4	85	0.85	0.011	0.989	11.31	0.74
1:00- 1:30	120	15.05	123	1.23	0.016	0.984	11.37	1.32
1:30- 2:00	160	20.06	162	1.62	0.022	0.978	11.44	1.75
2:00- 2:30	190	23.83	204	2.04	0.027	0.973	11.5	2.07
2:30- 3:00	210	26.33	250	2.5	0.033	0.967	11.57	2.28
3:00- 3:30	217	27.21	302	3.02	0.04	0.96	11.66	2.33
3:30- 4:00	213	26.71	353	3.53	0.047	0.953	11.74	2.28
4:00- 4:30	191	23.95	410	4.1	0.055	0.945	11.84	2.02
4:30- 5:00	171	21.44	465	4.65	0.062	0.938	11.93	1.8
5:00- 5:30								
5:30- 6:00								
6:00- 6:30								
6:30- 7:00								
7:00- 7:30								
7:30- 8:00								
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 0.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 2.33 kg/cm²
 σ_1 = 2.83 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA. ANTIGUO CUSCATLAN
 sondeo:
 ensayo: 2
 muestra #: 1
 profundidad: 0.50 - 1.00 m
 fecha: 12/1/1996
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

$D_s = 3.76$ cm $A_s = 11.1$ cm² $W_s = 131.7$ g
 $D_c = 3.8$ cm $A_c = 11.34$ cm² $V_m = 81.77$ cm³
 $D_i = 3.81$ cm $A_i = 11.4$ cm² $\gamma_d = 1.61$ g/cm³
 $h = 7.23$ cm $A_m = 11.31$ cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00-0:30	22	2.76	48	0.48	0.007	0.993	11.39	0.24
0:30-1:00	56	7.02	97	0.97	0.013	0.987	11.46	0.61
1:00-1:30	118	14.8	132	1.32	0.018	0.982	11.52	1.28
1:30-2:00	196	24.58	162	1.62	0.022	0.978	11.56	2.13
2:00-2:30	261	32.73	193	1.93	0.027	0.973	11.62	2.82
2:30-3:00	310	38.87	225	2.25	0.031	0.969	11.67	3.33
3:00-3:30	349	43.76	262	2.62	0.036	0.964	11.73	3.73
3:30-4:00	376	47.15	306	3.06	0.042	0.958	11.81	3.99
4:00-4:30	390	48.91	351	3.51	0.049	0.951	11.89	4.11
4:30-5:00	389	48.78	403	4.03	0.056	0.944	11.98	4.07
5:00-5:30	382	47.9	451	4.51	0.062	0.938	12.06	3.97
5:30-6:00	358	44.89	512	5.12	0.071	0.929	12.17	3.69
6:00-6:30								
6:30-7:00								
7:00-7:30								
7:30-8:00								
8:00-8:30								
8:30-9:00								
9:00-9:30								
9:30-10:00								

$\sigma_3 = 1$ kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 4.11$ kg/cm²
 $\sigma_1 = 5.11$ kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
 sondeo:
 ensayo: 3
 muestra #: 1
 profundidad: 0.50 - 1.00 m
 fecha: 16/I/1996
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

4.80

DATOS INICIALES

Ds= 3.81 cm As= 11.4 cm² Ws= 129.4 g
 Dc= 3.82 cm Ac= 11.46 cm² Vm= 80.01 cm³
 Di= 3.8 cm Ai= 11.34 cm² γ_d = 1.62 g/cm³
 h= 7 cm Am= 11.43 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	105	13.17	21	0.21	0.003	0.997	11.46	1.15
0:30- 1:00	197	24.7	45	0.45	0.006	0.994	11.5	2.15
1:00- 1:30	279	34.99	70	0.7	0.01	0.99	11.55	3.03
1:30- 2:00	341	42.76	93	0.93	0.013	0.987	11.58	3.69
2:00- 2:30	416	52.17	122	1.22	0.017	0.983	11.63	4.49
2:30- 3:00	482	60.44	156	1.56	0.022	0.978	11.69	5.17
3:00- 3:30	533	66.84	193	1.93	0.028	0.972	11.76	5.68
3:30- 4:00	573	71.85	230	2.3	0.033	0.967	11.82	6.08
4:00- 4:30	595	74.61	275	2.75	0.039	0.961	11.89	6.28
4:30- 5:00	606	75.99	322	3.22	0.046	0.954	11.98	6.34
5:00- 5:30	602	75.49	378	3.78	0.054	0.946	12.08	6.25
5:30- 6:00	586	73.48	433	4.33	0.062	0.938	12.19	6.03
6:00- 6:30	565	70.85	490	4.9	0.07	0.93	12.29	5.76
6:30- 7:00	545	68.34	542	5.42	0.077	0.923	12.38	5.52
7:00- 7:30								
7:30- 8:00								
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 1.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 6.34 kg/cm²
 σ_1 = 7.84 kg/cm²

ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$	σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	E	τ g/cm ³
1	0.5	2.33	2.83	1.67	1.17	109.6	1.58
2	1.0	4.11	5.11	3.06	2.06	177.5	1.61
3	1.5	6.34	7.84	4.67	3.17	333.3	1.62

Urb. Madre Selva Antiguo Cuscatlan

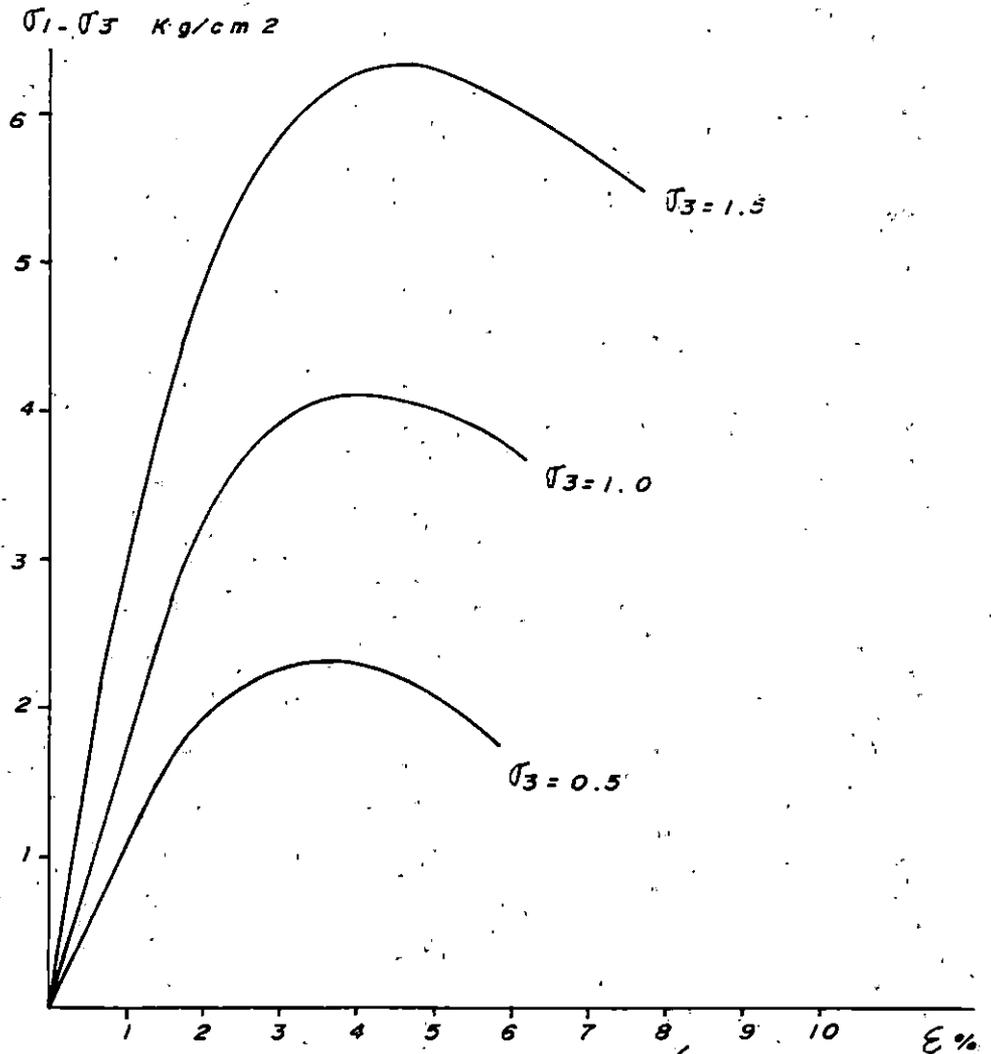
4.81

Prof. 0.5 - 1.0 m.

Arena Limosa, Cafe Claro (SM)

Curva

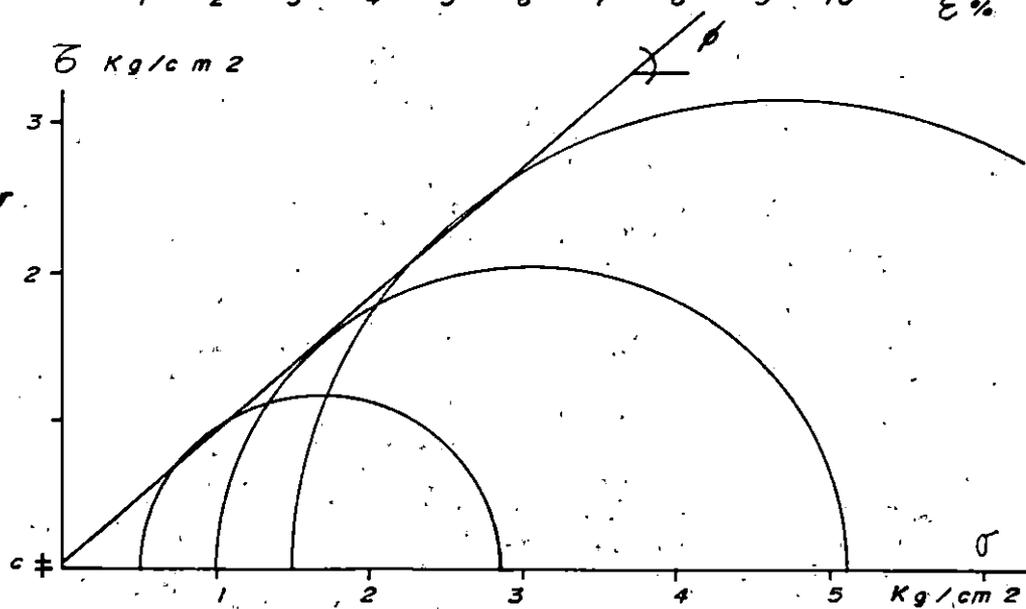
Esfuerzo -
Deformacion



Circulos de Mohr

$c \approx 0.04 \text{ Kg/cm}^2$

$\phi \approx 4.2^\circ$



obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
 sondeo:
 ensayo: 4
 muestra #: 1
 profundidad: 0.50 - 1.00 m
 fecha: 10/1/1996
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

4.82

DATOS INICIALES

Ds= 3.82 cm As= 11.46 cm² Ws= 124.6 g
 Dc= 3.94 cm Ac= 12.19 cm² Vm= 87.33 cm³
 Di= 3.85 cm Ai= 11.64 cm² γ_d = 1.43 g/cm³
 h= 7.29 cm Am= 11.98 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	BSF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	42	5.27	36	0.36	0.005	0.995	12.04	0.44
0:30- 1:00	106	13.29	69	0.69	0.009	0.991	12.09	1.1
1:00- 1:30	158	19.81	105	1.05	0.014	0.986	12.15	1.63
1:30- 2:00	189	23.7	145	1.45	0.02	0.98	12.22	1.94
2:00- 2:30	207	25.96	193	1.93	0.026	0.974	12.3	2.11
2:30- 3:00	215	26.96	241	2.41	0.033	0.967	12.39	2.18
3:00- 3:30	218	27.34	292	2.92	0.04	0.96	12.48	2.19
3:30- 4:00	217	27.21	343	3.43	0.047	0.953	12.57	2.16
4:00- 4:30	212	26.58	396	3.96	0.054	0.946	12.66	2.1
4:30- 5:00	200	25.08	450	4.5	0.062	0.938	12.77	1.96
5:00- 5:30	190	23.83	505	5.05	0.069	0.931	12.87	1.85
5:30- 6:00								
6:00- 6:30								
6:30- 7:00								
7:00- 7:30								
7:30- 8:00								
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 0.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 2.19 kg/cm²
 σ_1 = 2.69 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
 sondeo:
 ensayo: 5
 muestra #: 1
 profundidad: 0.50 - 1.00 m
 fecha: 10/I/1996
 clasificación: arena limosa, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.66 cm As= 10.52 cm² Ws= 130.4 g
 Dc= 3.9 cm Ac= 11.95 cm² Vm= 86.2 cm³
 Di= 3.87 cm Ai= 11.76 cm² γ_d = 1.51 g/cm³
 h= 7.38 cm Am= 11.68 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF.AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF.UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DRSV. kg/cm ²
0:00- 0:30	26	3.26	40	0.4	0.005	0.995	11.74	0.28
0:30- 1:00	85	10.66	72	0.72	0.01	0.99	11.8	0.9
1:00- 1:30	150	18.81	104	1.04	0.014	0.986	11.85	1.59
1:30- 2:00	208	26.08	138	1.38	0.019	0.981	11.91	2.19
2:00- 2:30	259	32.48	174	1.74	0.024	0.976	11.97	2.71
2:30- 3:00	298	37.37	209	2.09	0.028	0.972	12.02	3.11
3:00- 3:30	323	40.5	244	2.44	0.033	0.967	12.08	3.35
3:30- 4:00	349	43.76	285	2.85	0.039	0.961	12.15	3.6
4:00- 4:30	365	45.77	331	3.31	0.045	0.955	12.23	3.74
4:30- 5:00	375	47.03	380	3.8	0.051	0.949	12.31	3.82
5:00- 5:30	377	47.28	430	4.3	0.058	0.942	12.4	3.81
5:30- 6:00	373	46.77	484	4.84	0.066	0.934	12.51	3.74
6:00- 6:30	367	46.02	536	5.36	0.073	0.927	12.6	3.65
6:30- 7:00	358	44.89	590	5.9	0.08	0.92	12.7	3.53
7:00- 7:30								
7:30- 8:00								
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 1 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 3.82 kg/cm²
 σ_1 = 4.82 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA. ANTIGUO CUSCATLAN
 sondeo:
 ensayo: 6
 muestra #: 1
 profundidad: 0.50 - 1.00 m
 fecha: 12/1/1996
 clasificación: arena limosa, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.78 cm As= 11.22 cm² Ws= 126.8 g
 Dc= 3.84 cm Ac= 11.58 cm² Vm= 81.88 cm³
 Di= 3.82 cm Ai= 11.46 cm² γ_d = 1.55 g/cm³
 h= 7.12 cm Am= 11.5 cm²

PRUEBA Q(u,u)

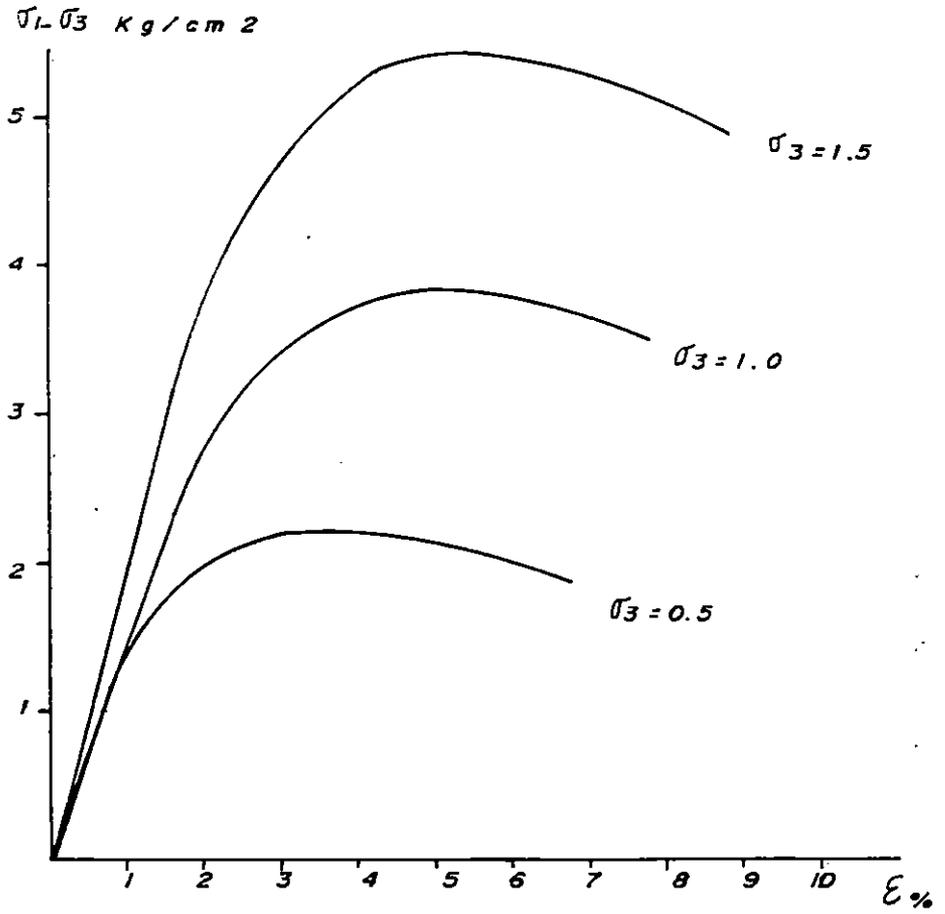
TIEMPO	ANILLO CAROA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1 DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DEBV. kg/cm ²
0:00- 0:30	28	3.51	50	0.5	0.007	0.993	11.58	0.3
0:30- 1:00	85	10.66	90	0.9	0.013	0.987	11.65	0.92
1:00- 1:30	164	20.57	120	1.2	0.017	0.983	11.7	1.76
1:30- 2:00	240	30.1	150	1.5	0.021	0.979	11.75	2.56
2:00- 2:30	309	38.75	178	1.78	0.025	0.975	11.79	3.29
2:30- 3:00	355	44.52	200	2	0.028	0.972	11.83	3.76
3:00- 3:30	410	51.41	236	2.36	0.033	0.967	11.89	4.32
3:30- 4:00	456	57.18	275	2.75	0.039	0.961	11.97	4.78
4:00- 4:30	490	61.45	319	3.19	0.045	0.955	12.04	5.1
4:30- 5:00	515	64.58	362	3.62	0.051	0.949	12.12	5.33
5:00- 5:30	528	66.21	411	4.11	0.058	0.942	12.21	5.42
5:30- 6:00	530	66.46	460	4.6	0.065	0.935	12.3	5.4
6:00- 6:30	529	66.34	513	5.13	0.072	0.928	12.39	5.35
6:30- 7:00	524	65.71	564	5.64	0.079	0.921	12.49	5.26
7:00- 7:30	515	64.58	619	6.19	0.087	0.913	12.6	5.13
7:30- 8:00	498	62.45	674	6.74	0.095	0.905	12.71	4.91
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 1.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 5.42 kg/cm²
 σ_1 = 6.92 kg/cm²

ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	E	γ g/cm ³
	kg/cm ²						
1	0.5	2.19	2.69	1.60	1.10	153.9	1.43
2	1.0	3.82	4.82	2.91	1.91	143.8	1.51
3	1.5	5.42	6.92	4.21	2.71	207.0	1.55

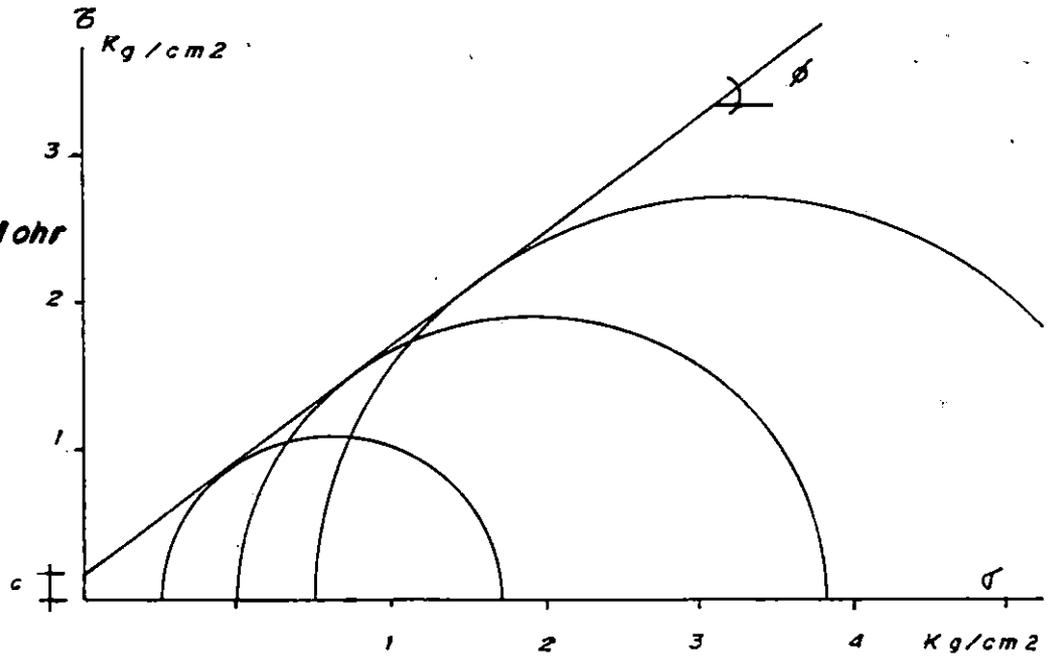
Urb. Madre Selva . Antigua Cuscatlan
 Prof. 0.5-1.0 m.
 Arena Limosa, Cate Claro (SM)

Curva
 Esfuerzo -
 Deformacion



Circulos de Mohr

$c = 0.14$ Kg/cm²
 $\phi = 39^\circ$



obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
 sondeo:
 ensayo: 1
 muestra #: 2
 profundidad: 1.50 - 2.00 m
 fecha: 15/1/1996
 clasificación: arena limosa, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.69 cm As= 10.69 cm² Ws= 123.9 g
 Dc= 3.8 cm Ac= 11.34 cm² Vm= 79.85 cm³
 Di= 3.8 cm Ai= 11.34 cm² γ_d = 1.55 g/cm³
 h= 7.11 cm Am= 11.23 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO	CARGA	MICROMETRO	DEF. AXIAL	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR.	BSF. DESV.
	CARGA	kg		mm			cm ²	kg/cm ²
0:00- 0:30	30	3.76	40	0.4	0.006	0.994	11.3	0.33
0:30- 1:00	60	7.52	78	0.78	0.011	0.989	11.35	0.66
1:00- 1:30	123	15.42	110	1.1	0.015	0.985	11.4	1.35
1:30- 2:00	179	22.45	148	1.48	0.021	0.979	11.47	1.96
2:00- 2:30	210	26.33	190	1.9	0.027	0.973	11.54	2.28
2:30- 3:00	220	27.59	238	2.38	0.033	0.967	11.61	2.38
3:00- 3:30	228	28.59	287	2.87	0.04	0.96	11.7	2.44
3:30- 4:00	227	28.47	340	3.4	0.048	0.952	11.8	2.41
4:00- 4:30	222	27.84	395	3.95	0.056	0.944	11.9	2.34
4:30- 5:00	219	27.46	445	4.45	0.063	0.937	11.99	2.29
5:00- 5:30	194	24.33	495	4.95	0.07	0.93	12.08	2.01
5:30- 6:00	181	22.7	550	5.5	0.077	0.923	12.17	1.87
6:00- 6:30								
6:30- 7:00								
7:00- 7:30								
7:30- 8:00								
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 0.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 2.44 kg/cm²
 σ_1 = 2.94 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
 sondeo:
 ensayo: 2
 muestra #: 2
 profundidad: 1.50 - 2.00 m
 fecha: 16/1/1996
 clasificación: arena limosa, CAFE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.73 cm As= 10.93 cm² Ws= 123.6 g
 Dc= 3.8 cm Ac= 11.34 cm² Vm= 79.79 cm³
 Di= 3.8 cm Ai= 11.34 cm² γd= 1.55 g/cm³
 h= 7.08 cm Am= 11.27 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF.AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF.UNIT.	ARBA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	27	3.39	43	0.43	0.006	0.994	11.34	0.3
0:30- 1:00	83	10.41	80	0.8	0.011	0.989	11.4	0.91
1:00- 1:30	157	19.69	110	1.1	0.016	0.984	11.45	1.72
1:30- 2:00	234	29.34	140	1.4	0.02	0.98	11.5	2.55
2:00- 2:30	302	37.87	172	1.72	0.024	0.976	11.55	3.28
2:30- 3:00	336	42.13	198	1.98	0.028	0.972	11.59	3.64
3:00- 3:30	373	46.77	235	2.35	0.033	0.967	11.65	4.01
3:30- 4:00	396	49.66	280	2.8	0.04	0.96	11.74	4.23
4:00- 4:30	408	51.16	328	3.28	0.046	0.954	11.81	4.33
4:30- 5:00	411	51.54	380	3.8	0.054	0.946	11.91	4.33
5:00- 5:30	408	51.16	432	4.32	0.061	0.939	12	4.26
5:30- 6:00	400	50.16	485	4.85	0.069	0.931	12.11	4.14
6:00- 6:30	392	49.16	540	5.4	0.076	0.924	12.2	4.03
6:30- 7:00	382	47.9	590	5.9	0.083	0.917	12.29	3.9
7:00- 7:30	375	47.03	645	6.45	0.091	0.909	12.4	3.79
7:30- 8:00	355	44.52	700	7	0.099	0.901	12.51	3.56
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ₃= 1 kg/cm²
 σ₁-σ₃= 4.33 kg/cm²
 σ₁= 5.33 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
 sondeo:
 ensayo: 3
 muestra #: 2
 profundidad: 1.50 - 2.00 m
 fecha: 15/1/1996
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.78 cm As= 11.22 cm² Ws= 133.2 g
 Dc= 3.73 cm Ac= 10.93 cm² Vm= 84.46 cm³
 Di= 3.82 cm Ai= 11.46 cm² γ_d = 1.58 g/cm³
 h= 7.63 cm Am= 11.07 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CAROA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF.UNIT.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. kg/cm ²
0:00- 0:30	85	10.66	28	0.28	0.004	0.996	11.11	0.96
0:30- 1:00	173	21.69	54	0.54	0.007	0.993	11.15	1.95
1:00- 1:30	260	32.6	80	0.8	0.01	0.99	11.18	2.92
1:30- 2:00	318	39.88	105	1.05	0.014	0.986	11.23	3.55
2:00- 2:30	382	47.9	135	1.35	0.018	0.982	11.27	4.25
2:30- 3:00	437	54.8	166	1.66	0.022	0.978	11.32	4.84
3:00- 3:30	483	60.57	205	2.05	0.027	0.973	11.38	5.32
3:30- 4:00	517	64.83	248	2.48	0.033	0.967	11.45	5.66
4:00- 4:30	543	68.09	292	2.92	0.038	0.962	11.51	5.92
4:30- 5:00	559	70.1	340	3.4	0.045	0.955	11.59	6.05
5:00- 5:30	567	71.1	388	3.88	0.051	0.949	11.66	6.1
5:30- 6:00	568	71.23	440	4.4	0.058	0.942	11.75	6.06
6:00- 6:30	565	70.85	490	4.9	0.064	0.936	11.83	5.99
6:30- 7:00	556	69.72	545	5.45	0.071	0.929	11.92	5.85
7:00- 7:30	542	67.97	592	5.92	0.078	0.922	12.01	5.66
7:30- 8:00	538	67.47	650	6.5	0.085	0.915	12.1	5.58
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 1.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 6.1 kg/cm²
 σ_1 = 7.6 kg/cm²

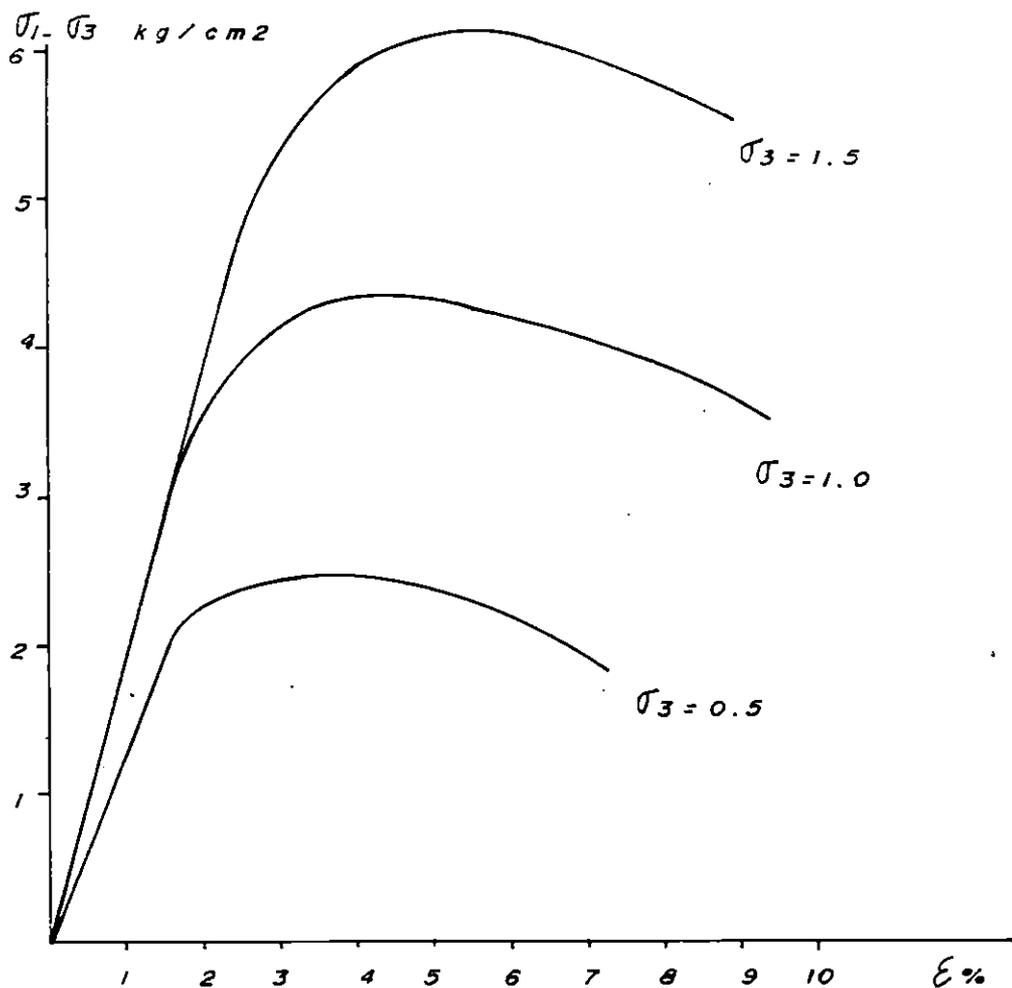
ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$	σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	E	γ g/cm ³
	kg/cm ²						
1	0.5	2.44	2.94	1.72	1.22	133.3	1.55
2	1.0	4.33	5.33	3.17	2.17	188.9	1.55
3	1.5	6.10	7.60	4.55	3.05	192.3	1.58

Prof. 1.5 - 2.0 m.

Arena Limosa, Cafe Claro (SM)

Curva

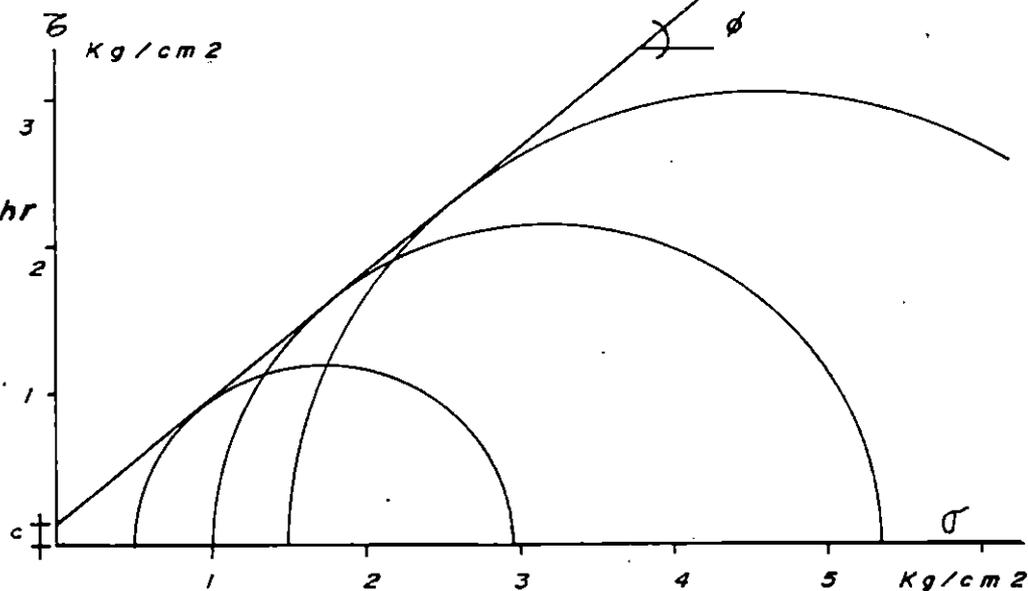
Esfuerzo -
Deformacion



Circulos de Mohr

$c \approx 0.16$ kg/cm²

$\phi \approx 40^\circ$



obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
 sondeo:
 ensayo: 4
 muestra #: 2
 profundidad: 1.50 - 2.00 m
 fecha: 15/1/1996
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.7 cm As= 10.75 cm² Ws= 122.2 g
 Dc= 3.8 cm Ac= 11.34 cm² Vm= 80.73 cm³
 Di= 3.82 cm Ai= 11.46 cm² γ_d = 1.51 g/cm³
 h= 7.17 cm Am= 11.26 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	BSF. DBSV. kg/cm ²
0:00- 0:30	57	7.15	30	0.3	0.004	0.996	11.31	0.63
0:30- 1:00	112	14.04	61	0.61	0.009	0.991	11.36	1.24
1:00- 1:30	155	19.44	102	1.02	0.014	0.986	11.42	1.7
1:30- 2:00	181	22.7	145	1.45	0.02	0.98	11.49	1.98
2:00- 2:30	194	24.33	194	1.94	0.027	0.973	11.57	2.1
2:30- 3:00	203	25.46	240	2.4	0.033	0.967	11.64	2.19
3:00- 3:30	209	26.21	292	2.92	0.041	0.959	11.74	2.23
3:30- 4:00	211	26.46	341	3.41	0.048	0.952	11.83	2.24
4:00- 4:30	211	26.46	393	3.93	0.055	0.945	11.92	2.22
4:30- 5:00	209	26.21	444	4.44	0.062	0.938	12	2.18
5:00- 5:30	206	25.83	497	4.97	0.069	0.931	12.09	2.14
5:30- 6:00	203	25.46	547	5.47	0.076	0.924	12.19	2.09
6:00- 6:30	199	24.95	600	6	0.084	0.916	12.29	2.03
6:30- 7:00	197	24.7	651	6.51	0.091	0.909	12.39	1.99
7:00- 7:30								
7:30- 8:00								
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 0.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 2.24 kg/cm²
 σ_1 = 2.74 kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
 sondeo:
 ensayo: 5
 muestra #: 2
 profundidad: 1.50 - 2.00 m
 fecha: 15/1/1996
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.74 cm As= 10.99 cm² Ws= 127.1 g
 Dc= 3.78 cm Ac= 11.22 cm² Vm= 79.98 cm³
 Di= 3.77 cm Ai= 11.16 cm² γ_d = 1.59 g/cm³
 h= 7.16 cm Am= 11.17 cm²

PRUEBA Q(u,u)

TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF. AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF. UNIT.	AREA CORR. cm ²	RSF. DESV. kg/cm ²
0:00-0:30	55	6.9	35	0.35	0.005	0.995	11.23	0.61
0:30-1:00	126	15.8	68	0.68	0.009	0.991	11.27	1.4
1:00-1:30	194	24.33	100	1	0.014	0.986	11.33	2.15
1:30-2:00	260	32.6	132	1.32	0.018	0.982	11.37	2.87
2:00-2:30	303	38	160	1.6	0.022	0.978	11.42	3.33
2:30-3:00	346	43.39	195	1.95	0.027	0.973	11.48	3.78
3:00-3:30	377	47.28	235	2.35	0.033	0.967	11.55	4.09
3:30-4:00	395	49.53	282	2.82	0.039	0.961	11.62	4.26
4:00-4:30	404	50.66	332	3.32	0.046	0.954	11.71	4.33
4:30-5:00	406	50.91	382	3.82	0.053	0.947	11.8	4.31
5:00-5:30	400	50.16	435	4.35	0.061	0.939	11.9	4.22
5:30-6:00	389	48.78	489	4.89	0.068	0.932	11.98	4.07
6:00-6:30	380	47.65	542	5.42	0.076	0.924	12.09	3.94
6:30-7:00	370	46.4	594	5.94	0.083	0.917	12.18	3.81
7:00-7:30								
7:30-8:00								
8:00-8:30								
8:30-9:00								
9:00-9:30								
9:30-10:00								

$\sigma_3 = 1$ kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 4.33$ kg/cm²
 $\sigma_1 = 5.33$ kg/cm²

obra: TRABAJO DE GRADUACION
 localización: URB. MADRESELVA, ANTIGUO CUSCATLAN
 sondeo:
 ensayo: 6
 muestra #: 2
 profundidad: 1.50 - 2.00 m
 fecha: 15/1/1996
 clasificación: arena limosa, CAPE CLARO, SM.

DATOS INICIALES

Ds= 3.74 cm As= 10.99 cm² Ws= 121.6 g
 Dc= 3.83 cm Ac= 11.52 cm² Vm= 79 cm³
 Di= 3.8 cm Ai= 11.34 cm² γ_d = 1.54 g/cm³
 h= 6.93 cm Am= 11.4 cm²

PRUEBA Q(u,u)

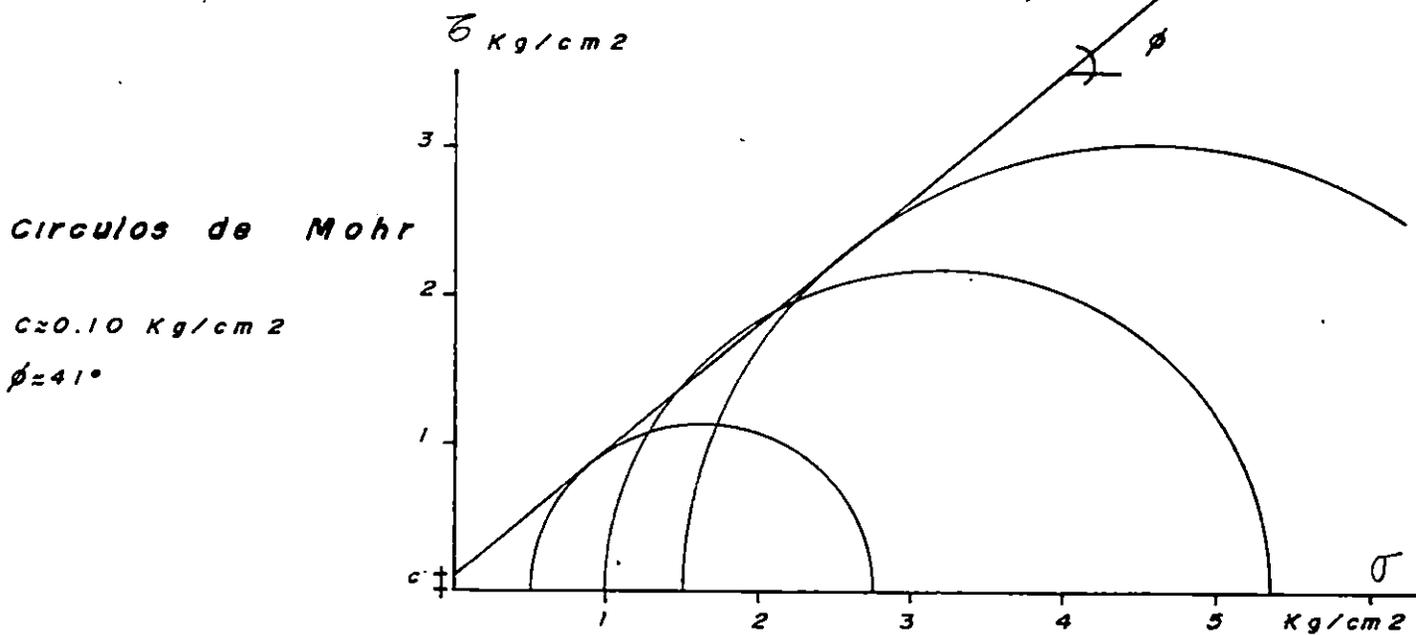
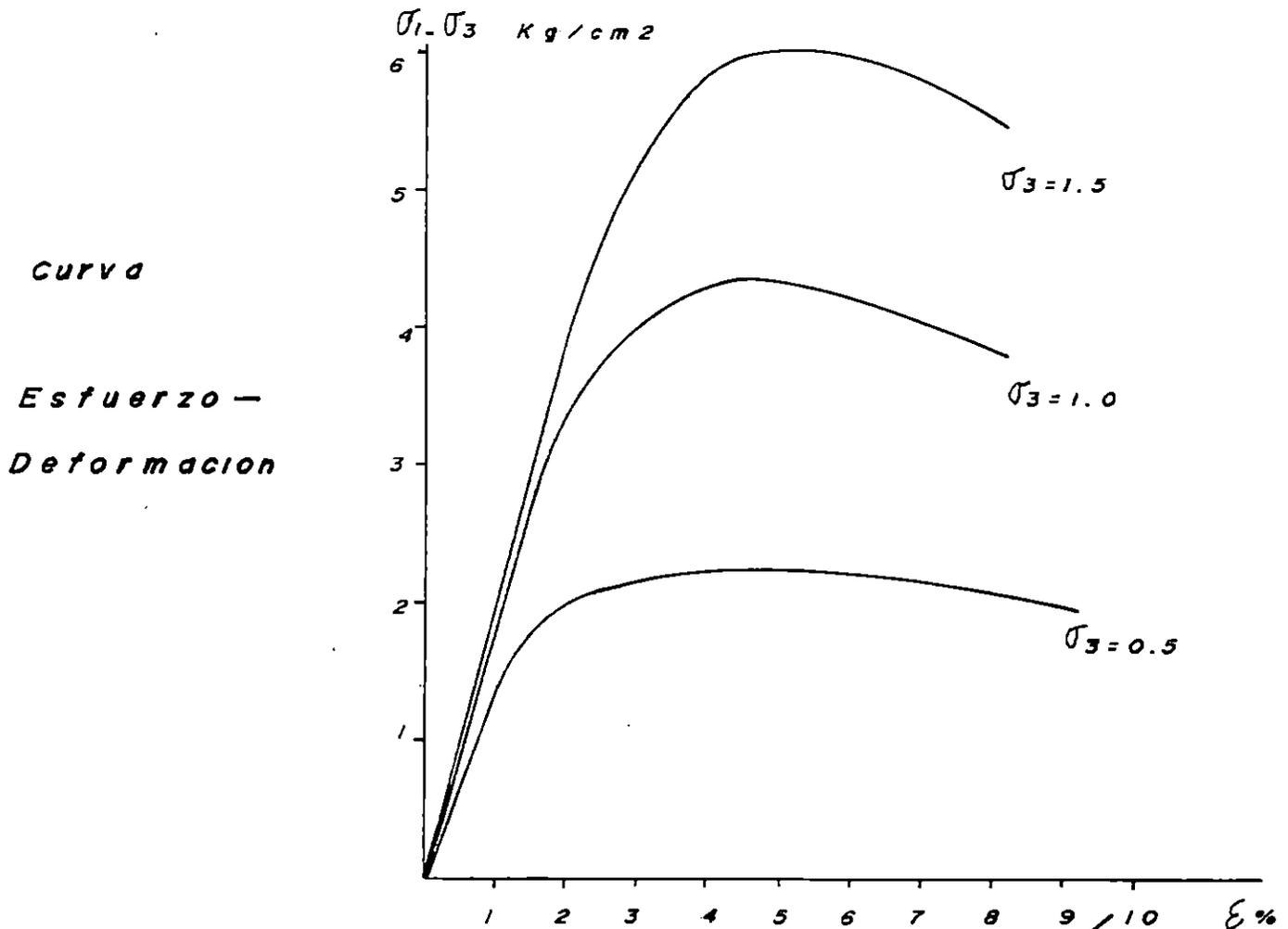
TIEMPO	ANILLO CARGA	CARGA kg	MICROMETRO	DEF.AXIAL mm	DEF. UNIT.	1-DEF.UNIT.	AREA CORR. cm ²	BSF.DBSV. kg/cm ²
0:00- 0:30	19	2.38	45	0.45	0.006	0.994	11.47	0.21
0:30- 1:00	33	4.14	100	1	0.014	0.986	11.56	0.36
1:00- 1:30	92	11.54	125	1.25	0.018	0.982	11.61	0.99
1:30- 2:00	174	21.82	160	1.6	0.023	0.977	11.67	1.87
2:00- 2:30	251	31.48	187	1.87	0.027	0.973	11.72	2.69
2:30- 3:00	325	40.76	215	2.15	0.031	0.969	11.76	3.47
3:00- 3:30	378	47.4	235	2.35	0.034	0.966	11.8	4.02
3:30- 4:00	446	55.93	270	2.7	0.039	0.961	11.86	4.72
4:00- 4:30	500	62.7	305	3.05	0.044	0.956	11.92	5.26
4:30- 5:00	540	67.72	345	3.45	0.05	0.95	12	5.64
5:00- 5:30	570	71.48	391	3.91	0.056	0.944	12.08	5.92
5:30- 6:00	585	73.36	437	4.37	0.063	0.937	12.17	6.03
6:00- 6:30	589	73.86	487	4.87	0.07	0.93	12.26	6.02
6:30- 7:00	584	73.23	540	5.4	0.078	0.922	12.36	5.92
7:00- 7:30	571	71.6	595	5.95	0.086	0.914	12.47	5.74
7:30- 8:00	553	69.35	650	6.5	0.094	0.906	12.58	5.51
8:00- 8:30								
8:30- 9:00								
9:00- 9:30								
9:30-10:00								

σ_3 = 1.5 kg/cm²
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 6.03 kg/cm²
 σ_1 = 7.53 kg/cm²

ENSAYO #	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	σ_1	$1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	E	τ g/cm ³
	kg/cm ²						
1	0.5	2.24	2.74	1.62	1.12	136.4	1.51
2	1.0	4.33	5.33	3.17	2.17	166.7	1.59
3	1.5	6.03	7.53	4.52	3.02	190.5	1.54

Prof. 1.5 - 2.0 m.

Arena Limosa, Cafe Claro (SM)



- 4.1 Davidian, Zaven. "Pilotes y Cimentaciones sobre Pilotes". España. Editores Técnicos Asociados, 1977.
- 4.2 Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas. "Guía de Laboratorio de Mecánica de Suelos". El Salvador, 1991.
- 4.3 Juárez Badillo, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos, Tomo I: Fundamentos de Mecánica de Suelos". México. Editorial Limusa, 1986.
- 4.4 Santoyo, Enrique; Riqing Lin Xue y Efrain Ovando. "El Cono en la Exploración Geotécnica". México. TGC Geotecnia, 1989.
- 4.5 Tezaghi, Karl y Ralph B. Peck. "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica". Argentina. Editorial El Ateneo, 1966.

CAPITULO 5

" INTERPRETACION DE RESULTADOS: RELACIONES ENTRE R_d , N_c , N Y ϕ "

"USO DEL CONO DINAMICO PARA LA
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA
DE LOS SUELOS"

5.0 INTRODUCCION

5.1

La capacidad de carga del suelo es una de sus propiedades más importantes. Su determinación es fundamental para establecer el tipo y dimensiones de los cimientos de cualquier edificación.

Los métodos desarrollados para determinar la capacidad de carga han sido muy variados y con diferentes grados de confiabilidad. Los métodos que aquí se estudian son: el ensayo de compresión triaxial, $Q(u,u)$, que proporciona resultados muy confiables; el de penetración estándar, confiables; y el de cono dinámico, cuyos resultados se están analizando.

Otros autores ya han investigado la relación existente entre los resultados de ensayo de cono estático —la resistencia de punta, q_c —, una variante del ensayo del cono dinámico, y los de penetración estándar, —el número de golpes, N —; tales como J. H. Schmertmann, cuyos resultados se presentan en la Tabla 5.1.

TABLA 5.1 RELACION DE SCHMERTMANN
ENTRE CONO ESTATICO Y PENETRACION ESTANDAR¹

TIPO DE SUELO	q_c / N
Limos, limos arenosos, mezclas limo-arena ligeramente cohesivos	2.0
Arenas limpias finas a medias y arenas ligeramente limosas	3.5
Arenas gruesas y arenas con algo de grava	5.0
Gravas arenosas y gravas	6.0

¹Ref. 5.3, pp. 47.

Haciendo una semejanza con la relación de Schmertmann y la relación existente entre la resistencia dinámica (R_d) del cono dinámico y el número de golpes (N) de la penetración estándar se puede obtener valores de R_d/N para los tipos de suelos bajo estudio.

También se podría relacionar el número de golpes necesarios para penetrar un estrato de 30 cm con cono dinámico (N_c) y penetración estándar (N), $-N/N_c-$, que sería de gran utilidad cuando la cuchara estándar no pueda penetrar un estrato de suelo sin sufrir daños de consideración, para valores de N mayores de 50 golpes, o cuando existen partículas gruesas (tales como gravas, guijarros o boleos) en una matriz de suelo que distorsionen el valor de N o dañen la zapata de la cuchara.

Se presentan los valores de las relaciones R_d/N , N/N_c y N y ϕ , para cada sitio de perforación. El valor promedio se ha elegido a partir de los valores que tengan un nivel de confianza del 95% o más. Conclusión deducida con base en la distribución t de Student, ya que los valores promedios del universo son imposibles de obtener.

5.1 SITIO DE PERFORACION # 1

El sitio de perforación # 1 es el Parqueo Poniente de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de El Salvador, San Salvador. El tipo de suelo que se encuentra es una arena limosa con pómex, café claro, (SM), llamada "tierra blanca"

Los valores de Rd/N y N/Nc se obtienen para cada sondeo realizado, ya que la separación entre ellos,

ver figura 4.2, pp. 4.4, permite harcelo.

5.1.1 RELACION Rd/N

Tabla 5.1: Valores de Rd/N

PROFUNDIDAD EN METROS	POZO UB-1			POZO UB-2			POZO UB-3			POZO UB-4		
	N	Rd	Rd/N	N	Rd	Rd/N	N	Rd	Rd/N	N	Rd	Rd/N
0.0 - 0.5	8	108.04	13.51	6	81.03	13.51	9	74.28	8.25	11	101.29	9.21
0.5 - 1.0	26	108.04	4.16	7	74.28	10.61	9	81.03	9	8	81.03	10.13
1.0 - 1.5	28	229.59	8.2	8	87.78	10.97	11	101.29	9.21	9	101.29	11.25
1.5 - 2.0	32	273.46	8.55	10	74.58	7.46	13	111.87	8.61	11	99.44	9.04
2.0 - 2.5	46	559.36	12.16	18	130.52	7.25	19	130.52	6.87	15	118.09	7.87
2.5 - 3.0	21			26	223.74	8.61	20	124.3	6.22	17	142.95	8.41
3.0 - 3.5	52			32	259.06	8.1	22	184.22	8.37	21	166.95	7.95
3.5 - 4.0	44			31	230.27	7.43	22	207.25	9.42	25	253.3	10.13
4.0 - 4.5	40			29	213	7.34	29	201.49	6.95	28	213	7.61
4.5 - 5.0	44			30	209.1	6.97	28	193.02	6.89	27	182.29	6.75
5.0 - 5.5	52			32	235.91	7.37	33	235.91	7.15	30	214.46	7.15
5.5 - 6.0	43			35	235.91	6.74	35	235.91	6.74	28	230.55	8.23
6.0 - 6.5	50			36	290.99	8.08	34	250.85	7.38	34	265.9	7.82
6.5 - 7.0	72			53	401.36	7.57	39	311.06	7.98	38	326.11	8.58
7.0 - 7.5				53	296.01	5.59	51	451.53	8.85	38	301.02	7.92
7.5 - 8.0				51	364.57	7.15	55	456.92	8.31	36	213.88	5.94

Tabla S.1 (continuación)

PROFUNDIDAD EN METROS	POZO UB-5			POZO UB-6			POZO UB-7			POZO UB-8		
	N	Rd	Rd/N	N	Rd	Rd/N	N	Rd	Rd/N	N	Rd	Rd/N
0.0 - 0.5	5	47.27	9.45	11	60.77	5.52	9	67.53	7.5	6	94.54	15.76
0.5 - 1.0	10	94.54	9.45	17	108.04	6.36	11	87.78	7.98	11	101.29	9.21
1.0 - 1.5	11	94.54	8.59	27	168.81	6.25	13	81.03	6.23	12	87.78	7.32
1.5 - 2.0	14	118.09	8.44	41	341.83	8.34	18	99.44	5.52	12	93.23	7.77
2.0 - 2.5	13	118.09	9.08	49	466.13	9.51	26	155.38	5.98	14	130.52	9.32
2.5 - 3.0	19	149.16	7.85	52	466.13	8.96	35	180.24	5.15	17	142.95	8.41
3.0 - 3.5	17	103.62	6.1	48	512.36	10.67	30	201.49	6.72	17	103.62	6.1
3.5 - 4.0	17	143.92	8.47	49	264.82	5.4	30	224.52	7.48	18	172.71	9.6
4.0 - 4.5	18	109.38	6.08	52	615.98	11.85	39	299.36	7.68	20	166.95	8.35
4.5 - 5.0	22	155.49	7.07				33	241.27	7.31	20	150.12	7.51
5.0 - 5.5	26	193.02	7.42				38	241.27	6.35	28	203.74	7.28
5.5 - 6.0	29	214.46	7.4				39	278.8	7.15	31	257.35	8.3
6.0 - 6.5	32	215.73	6.74				38	260.89	6.87	35	301.02	8.6
6.5 - 7.0	32	230.78	7.21				45	401.36	8.92	40	346.18	8.65
7.0 - 7.5	40	366.24	9.16				47	406.38	8.65	49	521.77	10.65
7.5 - 8.0	41	306.24	7.47				43	320.82	7.46	46	330.54	7.19

Tabla S.2: Valores de Rd/N

PROFUNDIDAD EN METROS	UB-1	UB-2	UB-3	UB-4	UB-5	UB-6	UB-7	UB-8	PROMEDIO	DESVIACION ESTANDAR	RANGO DE VALORES	
											má.	mín.
0.0 - 0.5	13.51	13.51	8.25	9.21	9.45	5.52	7.5	15.76	10.34	3.53	7.4	13.3
0.5 - 1.0	4.16	10.61	9	10.13	9.45	6.36	7.98	9.21	8.36	2.15	6.6	10.2
1.0 - 1.5	8.2	10.97	9.21	11.25	8.59	6.25	6.23	7.32	8.5	1.92	6.9	10.1
1.5 - 2.0	8.55	7.46	8.61	9.04	8.44	8.34	5.52	7.77	7.97	1.11	7	8.9
2.0 - 2.5	12.16	7.25	6.87	7.87	9.08	9.51	5.98	9.32	8.51	1.94	6.9	10.1
2.5 - 3.0		8.61	6.22	8.41	7.85	8.96	5.15	8.41	7.66	1.42	6.3	9
3.0 - 3.5		8.1	8.37	7.95	6.1	10.67	6.72	6.1	7.72	1.61	6.2	9.2
3.5 - 4.0		7.43	9.42	10.13	8.47	5.4	7.48	9.6	8.28	1.64	6.8	9.8
4.0 - 4.5		7.34	6.95	7.61	6.08	11.85	7.68	8.35	7.98	1.84	6.3	9.7
4.5 - 5.0		6.97	6.89	6.75	7.07		7.31	7.51	7.08	0.28	6.8	7.4
5.0 - 5.5		7.37	7.15	7.15	7.42		6.35	7.28	7.12	0.39	6.7	7.5
5.5 - 6.0		6.74	6.74	8.23	7.4		7.15	8.3	7.43	0.7	6.7	8.2
6.0 - 6.5		8.08	7.38	7.82	6.74		6.87	8.6	7.58	0.72	6.8	8.3
6.5 - 7.0		7.57	7.98	8.58	7.21		8.92	8.65	8.15	0.67	7.4	8.9
7.0 - 7.5		5.59	8.85	7.92	9.16		8.65	10.65	8.47	1.67	6.7	10.2
7.5 - 8.0		7.15	8.31	5.94	7.47		7.46	7.19	7.25	0.77	6.4	8.1

Con los promedios y desviaciones estándar de Rd/N para cada estrato perforado (de 50 cm) y utilizando la Distribución t de Student, para un nivel de confianza del 95%, se obtiene un rango de valores para cada uno de los estratos. Se eliminarán los valores de Rd/N que estén fuera del Rango de Valores que tengan un 95% de confianza de el valor promedio real esté dentro del rango especificado.

Tabla 5.3: Valores Discriminados de Rd/N

PROFUNDIDAD EN METROS	UB-1	UB-2	UB-3	UB-4	UB-5	UB-6	UB-7	UB-8	PROMEDIO	PROMEDIO CORR.
0.0 - 0.5			8.25	9.21	9.45		7.5		8.6	
0.5 - 1.0			9	10.13	9.45		7.98	9.21	9.15	
1.0 - 1.5	8.2		9.21		8.59			7.32	8.33	8.33
1.5 - 2.0	8.55	7.46	8.61		8.44	8.34		7.77	8.2	8.2
2.0 - 2.5		7.25	6.87	7.87	9.08	9.51		9.32	8.32	8.32
2.5 - 3.0		8.61		8.41	7.85	8.96		8.41	8.45	
3.0 - 3.5		8.1	8.37	7.95			6.72		7.79	7.79
3.5 - 4.0		7.43	9.42	10.13	8.47		7.48	9.6	8.76	
4.0 - 4.5		7.34	6.95	7.61			7.68	8.35	7.59	7.59
4.5 - 5.0		6.97	6.89		7.07		7.31		7.06	
5.0 - 5.5		7.37	7.15	7.15	7.42			7.28	7.27	
5.5 - 6.0		6.74	6.74	8.23	7.4		7.15		7.25	
6.0 - 6.5		8.08	7.38	7.82			6.87		7.54	
6.5 - 7.0		7.57	7.98	8.58			8.92	8.65	8.34	8.34
7.0 - 7.5			8.85	7.92	9.16		8.65		8.65	
7.5 - 8.0		7.15			7.47		7.46	7.19	7.32	
							promedio		8.04	8.1
							desv. estándar		0.64	
							rango de valores:			
							mín. =	7.7		
							máx. =	8.38		

Aplicando la Distribución t de Student y eliminando los valores de Rd/N que estén fuera del rango; se obtiene un valor promedio de Rd/N de 8.10.

5.1.2 RELACION N/Nc

Tabla 5.4: Valores de N/Nc

PROFUNDIDAD EN METROS	POZO UB-1			POZO UB-2			POZO UB-3			POZO UB-4		
	N	Nc	N/Nc									
0.0-0.5	8	16	0.5	6	12	0.5	9	11	0.82	11	15	0.73
0.5-1.0	26	16	1.63	7	11	0.64	9	12	0.75	8	12	0.67
1.0-1.5	28	34	0.82	8	13	0.62	11	15	0.73	9	15	0.6
1.5-2.0	32	44	0.73	10	12	0.83	13	18	0.72	11	16	0.69
2.0-2.5	46	90	0.51	18	21	0.86	19	21	0.9	15	19	0.79
2.5-3.0	21			26	36	0.72	20	20	1	17	23	0.74
3.0-3.5	52			32	45	0.71	22	32	0.69	21	29	0.72
3.5-4.0	44			31	40	0.78	22	36	0.61	25	44	0.57
4.0-4.5	40			29	37	0.78	29	35	0.83	28	37	0.76
4.5-5.0	44			30	39	0.77	28	36	0.78	27	34	0.79
5.0-5.5	52			32	44	0.73	33	44	0.75	30	40	0.75
5.5-6.0	43			35	44	0.8	35	44	0.8	28	43	0.65
6.0-6.5	50			36	58	0.62	34	50	0.68	34	53	0.64
6.5-7.0	72			53	80	0.66	39	62	0.63	38	65	0.58
7.0-7.5				53	59	0.9	51	90	0.57	38	60	0.63
7.5-8.0				51	75	0.68	55	94	0.59	36	44	0.82

Tabla 5.4 (continuación)

PROFUNDIDAD EN METROS	POZO UB-5			POZO UB-6			POZO UB-7			POZO UB-8		
	N	Nc	N/Nc	N	Nc	N/Nc	N	Nc	N/Nc	N	Nc	N/Nc
0.0-0.5	5	7	0.71	11	9	1.22	9	10	0.9	6	14	0.43
0.5-1.0	10	14	0.71	17	16	1.06	11	13	0.85	11	15	0.73
1.0-1.5	11	14	0.79	27	25	1.08	13	12	1.08	12	13	0.92
1.5-2.0	14	19	0.74	41	55	0.75	18	16	1.13	12	15	0.8
2.0-2.5	13	19	0.68	49	75	0.65	26	25	1.04	14	21	0.67
2.5-3.0	19	24	0.79	52	75	0.69	35	29	1.21	17	23	0.74
3.0-3.5	17	18	0.94	48	89	0.54	30	35	0.86	17	18	0.94
3.5-4.0	17	25	0.68	49	46	1.07	30	39	0.77	18	30	0.6
4.0-4.5	18	19	0.95	52	107	0.49	39	52	0.75	20	29	0.69
4.5-5.0	22	29	0.76				33	45	0.73	20	28	0.71
5.0-5.5	26	36	0.72				38	45	0.84	28	38	0.74
5.5-6.0	29	40	0.73				39	52	0.75	31	48	0.65
6.0-6.5	32	43	0.74				38	52	0.73	35	60	0.58
6.5-7.0	32	46	0.7				45	80	0.56	40	69	0.58
7.0-7.5	40	73	0.55				47	81	0.58	49	104	0.47
7.5-8.0	41	63	0.65				43	66	0.65	46	68	0.68

Tabla 5.5: Valores Discriminados de N/N_c *

PROFUNDIDAD EN METROS	UB-1	UB-2	UB-3	UB-4	UB-5	UB-6	UB-7	UB-8	PROMEDIO
0.0 - 0.5			0.82	0.73	0.71		0.9		
0.5 - 1.0			0.75	0.67	0.71		0.85	0.73	
1.0 - 1.5	0.82		0.73		0.79			0.92	0.82
1.5 - 2.0	0.73	0.83	0.72		0.74	0.75		0.8	0.76
2.0 - 2.5		0.86	0.9	0.79	0.68	0.65		0.67	0.76
2.5 - 3.0		0.72		0.74	0.79	0.69		0.74	
3.0 - 3.5		0.71	0.69	0.72			0.86		0.75
3.5 - 4.0		0.78	0.61		0.68		0.77	0.6	
4.0 - 4.5		0.78	0.83	0.76			0.75	0.69	0.76
4.5 - 5.0		0.77	0.78		0.76		0.73		
5.0 - 5.5		0.73	0.75	0.75	0.72			0.74	
5.5 - 6.0		0.8	0.8		0.73		0.75		
6.0 - 6.5		0.62	0.68	0.64			0.73		
6.5 - 7.0		0.66	0.63	0.58			0.56	0.58	0.6
7.0 - 7.5			0.57	0.63	0.55		0.58		
7.5 - 8.0		0.68			0.65		0.65	0.68	
							promedio		0.74

* Los valores discriminados en la Tabla 5.5 son los mismos que los discriminados en la Tabla 5.3, ya que la variable aleatoria en ambas tablas es la misma: $R_d = f(N_c)$.

El valor promedio de N/N_c es 0.74

5.1.3 RELACION ENTRE N Y ϕ

El valor promedio del ángulo de fricción interna (ϕ) obtenido a partir de los ensayos de compresión triaxial son:

- Para una profundidad de 0.70 a 1.00 m, $\phi = 17.0$.
- Para una profundidad de 1.70 a 2.00 m, $\phi = 22.0$.

Tabla 5.8: Valores de N

PROFUNDIDAD EN METROS	UB-1	UB-2	UB-3	UB-4	UB-5	UB-6	UB-7	UB-8	PROMEDIO	DESVIACION ESTANDAR	RANGO DE VALORES	
											mín.	máx.
0.5 - 1.0	26	7	9	8	10	17	11	11	12.4	6.28	7.1	17.7
1.5 - 2.0	32	10	13	11	14	41	18	12	18.9	11.39	9.4	28.4

Con los promedios y desviaciones estándar de N para cada estrato perforado (de 50 cm) y utilizando la Distribución t de Student, para un nivel de confianza del 95%, se obtiene un rango de valores para cada uno de los estratos. Se eliminarán los valores de N que esten fuera del Rango de Valores que tengan un 95% de confianza de que el valor promedio real esté dentro del rango especificado.

Tabla 5.7: Valores discriminados de N

PROFUNDIDAD EN METROS	UB-1	UB-2	UB-3	UB-4	UB-5	UB-6	UB-7	UB-8	PROMEDIO
0.5 - 1.0		7	9	8	10	17	11	11	10.4
1.5 - 2.0		10	13	11	14		18	12	13

NOTA: Los valores de N serán multiplicados por un factor de 0.9037047 para compensar la diferencia en la altura de caída de la masa, entre las dimensiones estándar y las del equipo utilizado.

De la figura 2.10, pp. 2.34, se obtiene el valor de \emptyset que predice la penetración estándar.

- a. Para la profundidad de 0.70 a 1.00 m, N=9, entonces $\emptyset=29.4$.
- b. Para la profundidad de 1.70 a 2.00 m, N=11, entonces $\emptyset=30.0$.

5.2 SITIO DE PERFORACION # 2

5. 9

El sitio de perforación # 2 es un terreno posterior al edificio de la Unidad de Ciencias Básicas de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de El Salvador, San Salvador. El tipo de suelo que se encuentra es una arena limosa con pómez, café claro, (SM), con espesor máximo de 3.0 metros, debajo de la cual se encontró arena limosa orgánica, gris, (SM-OL), ambas producto de la depositación artificial de material.

Los valores promedios se obtendrán para N, Nc y Rd en forma separada; ya que la distribución de los sondeos, figura 4.1, pp. 4.2, no permite establecer una correlación exacta entre un sondeo de penetración estándar y otro de cono dinámico.

Tabla 5.8: Valores de N

PROFUNDIDAD EN METROS	UC-1	UC-2	UC-3	UC-4	UC-5	UC-6	UC-7	UC-8	PROMEDIO	DESVIACION	RANGO DE VALORES	
										ESTANDAR	mín.	máx.
0.0 - 0.5	16	3	3	22	18	3	15	2	10.25	8.28	3.3	17.2
0.5 - 1.0	8	27	10	5	8	4	11	6	9.88	7.32	3.8	16
1.0 - 1.5	3	31	25	8	4	3	4	4	10.25	11.18	0.9	19.6
1.5 - 2.0	3	24	18	7	3	4	6	6	8.88	7.79	2.4	15.4
2.0 - 2.5	10	14	13	15	8	6	9	9	10.5	3.16	7.9	13.1
2.5 - 3.0	23	36	35	41	20	11	15	22	25.38	10.76	16.4	34.4
3.0 - 3.5	37	51	48	50	28	33	30	48	40.63	9.62	32.6	48.7
3.5 - 4.0	36	67	52	39	20	33	26	22	36.88	15.95	23.5	50.2
4.0 - 4.5	28			24	13	20	52	11	24.67	14.85	9.1	40.3
4.5 - 5.0	23			27	38	33	20	29	28.33	6.56	21.4	35.2
5.0 - 5.5	49			39	68	134	66	63	69.83	33.37	34.8	104.8
5.5 - 6.0	98			62					80	25.46		

Con los promedios y desviaciones estándar de N para cada estrato perforado (de 50 cm) y utilizando la Distribución t de Student, para un nivel de confianza del 95%, se obtiene un rango de valores para cada uno de los estratos. Se eliminarán los valores de N que esten fuera del Rango de Valores que tengan un 95% de confianza de que el valor promedio real esté dentro del rango especificado.

Tabla 5.9: Valores Discriminados de N

PROFUNDIDAD EN METROS	UC-1	UC-2	UC-3	UC-4	UC-5	UC-6	UC-7	UC-8	PROMEDIO
0.0 - 0.5	16						15		15.5
0.5 - 1.0	8		10	5	8	4	11	6	7.43
1.0 - 1.5	3			8	4	3	4	4	4.33
1.5 - 2.0	3			7	3	4	6	6	4.83
2.0 - 2.5	10		13		8		9	9	9.8
2.5 - 3.0	23				20			22	21.67
3.0 - 3.5	37		48			33		48	41.5
3.5 - 4.0	36			39		33	26		33.5
4.0 - 4.5	28			24	13	20		11	19.2
4.5 - 5.0	23			27		33		29	28
5.0 - 5.5	49			39	68		66	63	57
5.5 - 6.0	98			62					80

Tabla 5.10: Valores de Nc

PROFUNDIDAD EN METROS	UC-1	UC-2	UC-3	UC-4	UC-5	UC-6	UC-7	UC-8	PROMEDIO	DESVIACION ESTANDAR	RANGO DE VALORES máx. mín.
0.0 - 0.5	19	18	18	29	2	2	4	27	14.88	10.91	5.8 24
0.5 - 1.0	7	5	6	7	7	5	7	10	6.75	1.58	5.4 8.1
1.0 - 1.5	29	14	1	3	3	5	3	3	7.63	9.52	-0.3 15.6
1.5 - 2.0	6	8	4	3	3	5	5	7	5.13	1.81	3.6 6.6
2.0 - 2.5	11	6	6	6	7	7	3	2	6	2.73	3.7 8.3
2.5 - 3.0	29	33	17	21	8	26	3	7	18	11.12	8.7 27.3
3.0 - 3.5	33	40	23	30	19	45	10	29	28.63	11.27	19.2 38.1
3.5 - 4.0	30	45	11	15	17	22	20	26	23.25	10.66	14.3 32.2
4.0 - 4.5	37	23	10	10	12	11	17	13	16.63	9.33	8.8 24.4
4.5 - 5.0	17	32	26	30	17	35	21	20	24.75	7.01	18.9 30.6
5.0 - 5.5	61	42	57	67	56	55	49	51	54.75	7.61	48.4 61.1
5.5 - 6.0	47	61	74	69	45	74	35	37	55.25	16.22	41.7 68.8

Con los promedios y desviaciones estándar de Nc para cada estrato perforado (de 50 cm) y utilizando l

Distribución t de Student, para un nivel de confianza del 95%, se obtiene un rango de valores para cada uno de los estratos. Se eliminarán los valores de Nc que estén fuera del Rango de Valores que tengan un 95% de confianza de que el valor promedio real esté dentro del rango especificado.

Tabla 5.11: Valores Discriminados de N_c

PROFUNDIDAD EN METROS	UC-1	UC-2	UC-3	UC-4	UC-5	UC-6	UC-7	UC-8	PROMEDIO
0.0 - 0.5	19	18	18						18.33
0.5 - 1.0	7		6	7	7		7		6.8
1.0 - 1.5		14	1	3	3	5	3	3	4.57
1.5 - 2.0	6		4			5	5		5
2.0 - 2.5		6	6	6	7	7			6.4
2.5 - 3.0			17	21		26			21.33
3.0 - 3.5	33		23	30				29	28.75
3.5 - 4.0	30			15	17	22	20	26	21.67
4.0 - 4.5		23	10	10	12	11	17	13	13.71
4.5 - 5.0			26	30			21	20	24.25
5.0 - 5.5	61		57		56	55	49	51	54.83
5.5 - 6.0	47	61	74	69	45	74		37	58.14

Tabla 5.12: Valores Discriminados de R_d^*

PROFUNDIDAD EN METROS	UC-1	UC-2	UC-3	UC-4	UC-5	UC-6	UC-7	UC-8	PROMEDIO
0.0 - 0.5	128.3	121.55	121.55						123.8
0.5 - 1.0	47.27		40.52	47.27	47.27		47.27		45.92
1.0 - 1.5		94.54	6.75	20.26	20.26	33.76	20.26	20.26	30.87
1.5 - 2.0	37.29		24.86			31.08	31.08		31.08
2.0 - 2.5		37.29	37.29	37.29	43.51	43.51			39.78
2.5 - 3.0			105.66	130.52		161.59			132.59
3.0 - 3.5	189.98		132.41	172.71				166.95	165.51
3.5 - 4.0	172.71			86.35	97.87	126.65	115.14	149.68	124.73
4.0 - 4.5		132.41	57.57	57.57	69.08	63.33	97.87	74.84	78.95
4.5 - 5.0			139.4	160.85			112.59	107.23	130.02
5.0 - 5.5	327.06		305.61		300.25	294.89	262.72	273.44	294
5.5 - 6.0	251.99	327.06	396.76	369.95	241.27	396.76		198.38	311.74

*Los valores discriminados en la Tabla 5.12 son los mismos que los discriminados en la Tabla 5.11, ya que la variable aleatoria en ambas tablas es la misma: $R_d = f(N_c)$.

5.21 RELACION R_d/N

Tabla 5.13: Valores de R_d/N

PROFUNDIDAD EN METROS	PROMEDIOS			CORR.
	R_d	N	R_d/N	R_d/N
0.0 - 0.5	123.8	15.5	7.99	
0.5 - 1.0	45.92	7.43	6.18	6.18
1.0 - 1.5	30.87	4.33	7.13	
1.5 - 2.0	31.08	4.83	6.43	
2.0 - 2.5	39.78	9.8	4.06	
2.5 - 3.0	132.59	21.67	6.12	6.12
3.0 - 3.5	165.51	41.5	3.99	
3.5 - 4.0	124.73	33.5	3.72	
4.0 - 4.5	78.95	19.2	4.11	
4.5 - 5.0	130.02	28	4.64	4.64
5.0 - 5.5	294	57	5.16	5.16
5.5 - 6.0				
	promedio		5.41	5.53
	desv. estándar		1.44	

rango de valores:

mín. = 4.44

máx. = 6.38

Aplicando la Distribución t de Student y eliminando los valores de R_d/N que esten fuera del rango, se obtiene un valor promedio de R_d/N de 5.53.

5.22 RELACION N/N_c

Tabla 5.14: Valores de N/N_c *

PROFUNDIDAD EN METROS	PROMEDIOS			CORR.
	N_c	N	N/N_c	N/N_c
0.0 - 0.5	18.33	15.5	0.85	
0.5 - 1.0	6.8	7.43	1.09	1.09
1.0 - 1.5	4.57	4.33	0.95	
1.5 - 2.0	5	4.83	0.97	
2.0 - 2.5	6.4	9.8	1.53	
2.5 - 3.0	21.33	21.67	1.02	1.02
3.0 - 3.5	28.75	41.5	1.44	
3.5 - 4.0	21.67	33.5	1.55	
4.0 - 4.5	13.71	19.2	1.4	
4.5 - 5.0	24.25	28	1.15	1.15
5.0 - 5.5	54.83	57	1.04	1.04
5.5 - 6.0				
	promedio		1.18	1.08

*Los valores discriminado en la Tabla 5.14 son los mismos que los discriminados en la Tabla 5.13, ya que la variable aleatoria en ambas tablas es la misma. $R_d = f(N_c)$, $N/N_c = R_d/N$

El valor promedio de N/N_c es 1.08.

5.23 RELACION ENTRE N Y ϕ

El valor promedio del ángulo de fricción interna (ϕ) obtenido a partir de los ensayos de compresión triaxial son:

- a. Para una profundidad de 0.70 a 1.0 metros, $\phi=17.5$.
- b. Para una profundidad de 1.70 a 2.0 metros, $\phi=12.5$.

De la Tabla 5.9, pp. 5.10 se obtienen los valores promedios de N, y de la figura 2.10, pp. 2.34, se obtiene el valor de ϕ que predice la penetración estándar:

NOTA: Los valores de N serán multiplicados por un factor de 0.9037047 para compensar la diferencia en la altura de caída de la masa, entre las dimensiones estándar y las del equipo utilizado.

- a. Para una profundidad de 0.70 a 1.0 metros, N=6, entonces ϕ no está definido.
- b. Para una profundidad de 1.70 a 2.0 metros, N=4, entonces ϕ no está definido.

Tabla 5.19: Valores Discriminados de Rd*

PROFUNDIDAD EN METROS	AN-1	AN-2	AN-3	AN-4	AN-5	AN-6	AN-7	AN-8	PROMEDIO
0.0 - 0.5	60.77		40.52	33.76	87.78	47.27	74.28		57.4
0.5 - 1.0	47.27	74.28	87.78		67.53	47.27	54.02		63.03
1.0 - 1.5					135.05	108.04	148.56		130.55
1.5 - 2.0	31.08	55.94	74.58	31.08	124.3	174.02	142.95		90.56
2.0 - 2.5	410.2	211.31			310.75		348.05		320.08
2.5 - 3.0		478.56	366.69	217.53	515.85				394.66
3.0 - 3.5		909.58	621.74	558.42					696.58
3.5 - 4.0									

*Los valores discriminados en la Tabla 5.19 son los mismos que los discriminados en la Tabla 5.18, ya que la variable aleatoria en ambas tablas es la misma: $Rd=f(Nc)$.

5.3.1 RELACION Rd/N

Tabla 5.20: Valores de Rd/N

PROFUNDIDAD EN METROS	PROMEDIOS			CORR.
	Rd	N	Rd/N	Rd/N
0.0 - 0.5	57.4	6.67	8.61	
0.5 - 1.0	63.03	12.5	5.04	5.04
1.0 - 1.5	130.55	20.14	6.48	6.48
1.5 - 2.0	90.56	28.75	3.15	3.15
2.0 - 2.5	320.08	57.17	5.6	5.6
2.5 - 3.0	394.66	90	4.39	4.39
3.0 - 3.5	696.58			
3.5 - 4.0				
	promedio		5.55	4.93
	desv. estándar		1.88	

rango de valores:

mín. = 3.58

máx. = 7.52

Aplicando la Distribución t de Student y eliminando los valores de Rd/N que estén fuera del rango; se obtiene un valor promedio de Rd/N de 4.93.

5.3.2 RELACION N/N_c

Tabla 5.21: Valores de N/N_c *

PROFUNDIDAD EN METROS	PROMEDIOS			CORR. N/Nc
	N_c	N	N/N_c	
0.0 - 0.5	8.5	6.67	0.78	
0.5 - 1.0	9.33	12.5	1.34	1.34
1.0 - 1.5	19.33	20.14	1.04	1.04
1.5 - 2.0	14.57	28.75	1.97	1.97
2.0 - 2.5	51.5	57.17	1.11	1.11
2.5 - 3.0	63.5	90	1.42	1.42
3.0 - 3.5	121			
3.5 - 4.0				
promedio			1.28	1.38

*Los valores discriminado en la Tabla 5.21 son los mismos que los discriminados en la Tabla 5.20, ya que la variable aleatoria en ambas tablas es la misma. $R_d = f(N_c)$, $N/N_c = R_d/N$

El valor promedio de N/N_c es 1.38.

5.3.3 RELACION ENTRE N Y \emptyset

El valor promedio del ángulo de fricción interna (\emptyset) obtenido a partir de los ensayos de compresión triaxial son:

- a. Para una profundidad de 0.70 a 1.0 metros, $\emptyset = 24.5$
- b. Para una profundidad de 1.70 a 2.0 metros, $\emptyset = 14.0$.

De la Tabla 5.16, pp. 5.14, se obtienen los valores promedios de N, y de la figura 2.10, pp. 2.34, se obtiene el valor de \emptyset que predice la penetración estándar:

NOTA: Los valores de N serán multiplicados por un factor de 0.9037047 para compensar la diferencia en la altura de caída de la masa, entre las dimensiones estándar y las del equipo utilizado.

- a. Para una profundidad de 0.70 a 1.0 metros, $N = 11$, entonces $\emptyset = 30.0$.
- b. Para una profundidad de 1.70 a 2.0 metros, $N = 26$, entonces $\emptyset = 33.0$.

5.4 SITIO DE PERFORACION # 4

El sitio de perforación # 4 es un predio de la Urbanización Madre Selva, Antiguo Cuscatlán. El tipo de suelo que se encuentra es una arena limosa, café claro, (SM).

Los valores promedios se obtendrán para N, Nc y Rd en forma separada; ya que la distribución de los sondeos, figura 4.1, pp. 4.2, no permite establecer una correlación exacta entre un sondeo de penetración estándar y otro de cono dinámico.

Tabla 5.22: Valores de N

PROFUNDIDAD EN METROS	SE-1	SE-2	SE-3	SE-4	SE-5	SE-6	SE-7	SE-8	PROMEDIO	DESVIACION ESTANDAR	RANGO DE VALORES	
											min.	máx.
0.0 - 0.5	17	15	13	12	15	13	16	13	14.25	1.75	12.8	15.7
0.5 - 1.0	21	19	10	18	15	17	14	14	16	3.46	13.1	18.9
1.0 - 1.5	18	19	12	17	16	18	14	15	16.13	2.36	14.2	18.1
1.5 - 2.0	10	8	22	27	28	42	42	30	26.13	12.7	15.5	36.7
2.0 - 2.5	8	6	35	40	36	50	49	45	33.63	17.33	19.1	48.1
2.5 - 3.0	5	5	48	58	54	55	56	47	41	22.54	22.2	59.8
3.0 - 3.5	80	63	48	63	54	56	44	61	58.63	11.06	49.4	67.9
3.5 - 4.0	63	40	53	60			47		52.6	9.4	40.9	64.3
4.0 - 4.5		45							45			
4.5 - 5.0												

Con los promedios y desviaciones estándar de N para cada estrato perforado (de 50 cm) y utilizando la Distribución t de Student, para un nivel de confianza del 95%, se obtiene un rango de valores para cada uno de los estratos. Se eliminarán los valores de N que estén fuera del Rango de Valores que tengan un 95% de confianza de que el valor promedio real esté dentro del rango especificado.

Tabla S.23: Valores Discriminados de N

PROFUNDIDAD EN METROS	SE-1	SE-2	SE-3	SE-4	SE-5	SE-6	SE-7	SE-8	PROMEDIO
0.0 - 0.5		15	13	12	15	13		13	13.5
0.5 - 1.0			10	18	15	17	14	14	14.67
1.0 - 1.5		19		17	16	18		15	17
1.5 - 2.0			22	27	28			30	26.75
2.0 - 2.5			35	40	36			45	39
2.5 - 3.0			48	58	54	55	56	47	53
3.0 - 3.5		63		63	54	56		61	59.4
3.5 - 4.0	63		53	60			47		55.75
4.0 - 4.5		45							
4.5 - 5.0									

Tabla S.24: Valores de Nc

PROFUNDIDAD EN METROS	SE-1	SE-2	SE-3	SE-4	SE-5	SE-6	SE-7	SE-8	PROMEDIO	RANGO DE VALORES		
										min.	max.	
0.0 - 0.5	17	15	15	20	17	24	22	19	18.63	3.25	15.9	21.3
0.5 - 1.0	14	16	25	28	21	13	14	14	18.13	5.79	13.3	23
1.0 - 1.5	14	14	25	19	16	10	17	20	16.88	4.55	13.1	20.7
1.5 - 2.0	43	27	44	8	20	61	37	51	36.38	17.25	22	50.8
2.0 - 2.5	54	40	116	6	45	67	73	82	60.38	32.54	33.2	87.6
2.5 - 3.0	102	89	105	5	51	93	70	108	77.88	35.2	48.5	107.3
3.0 - 3.5	101	130		78	85	48	104	39	83.57	32.05	53.9	113.2
3.5 - 4.0				69					69			
4.0 - 4.5												
4.5 - 5.0												

Con los promedios y desviaciones estándar de Nc para cada estrato perforado (de 50 cm) y utilizando la

Distribución t de Student, para un nivel de confianza del 95%, se obtiene un rango de valores para cada uno de los es-

tratos. Se eliminarán los valores de Nc que estén fuera del Rango de Valores que tengan un 95% de confianza de que

el valor promedio real esté dentro del rango especificado.

Tabla 5.25: Valores Discriminados de N_c

PROFUNDIDAD EN METROS	SE-1	SE-2	SE-3	SE-4	SE-5	SE-6	SE-7	SE-8	PROMEDIO
0.0 - 0.5	17			20	17			19	18.25
0.5 - 1.0	14	16			21		14	14	15.8
1.0 - 1.5	14	14		19	16		17	20	16.67
1.5 - 2.0	43	27	44		20		37	51	37
2.0 - 2.5	54	40			45	67	73	82	60.17
2.5 - 3.0	102	89	105		51	93	70		85
3.0 - 3.5	101			78	85		104		92
3.5 - 4.0				69					
4.0 - 4.5									
4.5 - 5.0									

Tabla 5.26: Valores Discriminados de R_d^*

PROFUNDIDAD EN METROS	SE-1	SE-2	SE-3	SE-4	SE-5	SE-6	SE-7	SE-8	PROMEDIO
0.0 - 0.5	114.79			135.05	114.79			128.3	123.23
0.5 - 1.0	94.54	108.04			141.8		94.54	94.54	106.69
1.0 - 1.5	94.54	94.54		128.3	108.04		114.79	135.05	112.54
1.5 - 2.0	267.25	167.81	273.46		124.3		229.96	316.97	229.96
2.0 - 2.5	335.62	248.6			279.68	416.41	453.7	509.64	373.94
2.5 - 3.0	633.94	553.14	652.59		316.97	578	435.06		528.28
3.0 - 3.5	581.44			449.04	489.33		598.71		529.63
3.5 - 4.0				397.22					
4.0 - 4.5									
4.5 - 5.0									

*Los valores discriminados en la Tabla 5.26 son los mismos que los discriminados en la Tabla 5.25, ya que la variable aleatoria en ambas tablas es la misma: $R_d = f(N_c)$.

5.4.1 RELACION R_d/N

Tabla 5.27: Valores de R_d/N

PROFUNDIDAD EN METROS	PROMEDIOS			CORR.
	R_d	N	R_d/N	R_d/N
0.0 - 0.5	123.23	13.5	9.13	9.13
0.5 - 1.0	106.69	14.67	7.27	
1.0 - 1.5	112.54	17	6.62	
1.5 - 2.0	229.96	26.75	8.6	8.6
2.0 - 2.5	373.94	39	9.59	9.59
2.5 - 3.0	528.28	53	9.97	
3.0 - 3.5	529.63	59.4	8.92	8.92
3.5 - 4.0		55.75		
4.0 - 4.5				
4.5 - 5.0				
promedio			8.59	9.06
desv. estándar			1.22	

rango de valores:

mín. = 7.46

máx. = 9.72

Aplicando la Distribución t de Student y eliminando los valores de R_d/N que estén fuera del rango, se obtiene un valor promedio de R_d/N de 9.06.

5.4.2 RELACION N/N_c

Tabla 5.28: Valores de N/N_c *

PROFUNDIDAD EN METROS	PROMEDIOS			CORR.
	N_c	N	N/N_c	N/N_c
0.0 - 0.5	18.25	13.5	0.74	0.74
0.5 - 1.0	15.8	14.67	0.93	
1.0 - 1.5	16.67	17	1.02	
1.5 - 2.0	37	26.75	0.72	0.72
2.0 - 2.5	60.17	39	0.65	0.65
2.5 - 3.0	85	53	0.62	
3.0 - 3.5	92	59.4	0.65	0.65
3.5 - 4.0		55.75		
4.0 - 4.5				
4.5 - 5.0				
promedio			0.76	0.69

*Los valores discriminados en la Tabla 5.28 son los mismos que los discriminados en la Tabla 5.27, ya que la variable aleatoria en ambas tablas es la misma. $R_d=f(N_c)$, $N/N_c=R_d/N$

El valor promedio de N/N_c es 0.69.

5.4.3 RELACION ENTRE N Y ϕ

El valor promedio del ángulo de fricción interna (ϕ) obtenido a partir de los ensayos de compresión triaxial son:

- a. Para una profundidad de 0.70 a 1.0 metros, $\phi=40.5$.
- b. Para una profundidad de 1.70 a 2.0 metros, $\phi=40.5$.

De la Tabla 5.23, pp. 5.19 se obtienen los valores promediados de N, y de la figura 2.10, pp. 2.34, se obtiene el valor de ϕ que predice la penetración estándar:

NOTA: Los valores de N serán multiplicados por un factor de 0.9037047 para compensar la diferencia en la altura de caída de la masa, entre las dimensiones estándar y las del equipo utilizado.

- a. Para una profundidad de 0.70 a 1.0 metros, N=13, entonces $\phi=30.6$.
- b. Para una profundidad de 1.70 a 2.0 metros, N=24, entonces $\phi=32.8$.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

5.1 Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas. "Guía de Laboratorio de Mecánica de Suelos". El Salvador, 1991.

5.2 Juárez Badillo, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos, Tomo I: Fundamentos de Mecánica de Suelos". México. Editorial Limusa, 1986.

5.3 Santoyo, Enrique; Riqing Lin Xue y Efrain Ovando. "El Cono en la Exploración Geotécnica". México. TGC Geotecnia, 1969.

5.4 Meyer, Paul. "Probabilidad y Aplicaciones Estadísticas". Estados Unidos de América. Fondo Educativo Interamericano, 1973.

CAPITULO 6

"CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES"

"USO DEL CONO DINAMICO PARA LA
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA
DE LOS SUELOS"

6.1 CONCLUSIONES

6.1.1 La principal conclusión que se ha obtenido son las relaciones R_d/N y N/N_c , para cada sitio de perforación estudiado. Las cuales se presentan en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1: Valores de R_d/N y N/N_c

TIPO DE SUELO	R_d/N	N/N_c
Arena limosa con pómez, café claro, SM. Parqueo Poniente, FIA-UES, San Salvador.	8.10	0.74
Arena limosa, café claro, SM. Urb. Madreseiva, Antiguo Cuscatlán.	9.06	0.69
Arena limosa, café claro, SM. Urb. Valle Verde, Apopa.	4.93	1.38
Arena limosa orgánica, gris, SM-OL. Unidad de Ciencias Básicas, FIA-UES, San Salvador.	5.53	1.08

6.1.2 Los valores de R_d/N y N/N_c para San Salvador, Parqueo Poniente, FIA-UES; y Madreseiva son similares (8.10 y 9.06; y 0.74 y 0.69, respectivamente); en cambio los valores de Valle Verde es casi la mitad de R_d/N (4.93) y cerca del doble de N/N_c (1.38). Por lo tanto, aunque en los tres sitios de perforación se haya encontrado arena limosa, su capacidad de carga es diferente. Esto indica que la capacidad de carga del suelo no sólo depende de su clasificación granulométrica, sino que, principalmente, de su proceso de formación; que es único y muchas veces irrepetible.

NOTA: Los tres tipos de suelo son de origen volcánico, pero de distintas fuentes y períodos de formación, por lo tanto su mineralogía es distinta.

Con respecto a los valores de R_d/N y N/N_c para la Unidad de Ciencias Básicas, sus valores son de 5.53 y 1.08, respectivamente. Sus valores están en un punto medio de los establecidos por los otros sitios estudiados.

6.1.3 Se puede hacer una comparación entre los valores de R_d/N y N/N_c , ϕ y c , que podrían servir como indicadores de los posibles valores reales de ϕ y c para los sitios estudiados, Tabla 6.2.

Tabla 6.2: Valores de R_d/N , N/N_c , ϕ y c

TIPO DE SUELO	R_d/N	N/N_c	ϕ	c kg/cm ²	granulometría (%)
Arena limosa con pómez, café claro, SM. Parqueo Poniente, FIA-UES, San Salvador.	8.67	0.75	19.5	0.17	G= 4.08 A=55.65 F=40.27
Arena limosa, café claro, SM. Urb. Madreselva, Antiguo Cuscatlán.	7.94	0.83	40.5	0.11	G= 4.28 A=87.45 F= 8.27
Arena limosa, café claro, SM. Urb. Valle Verde, Apopa.	4.10	1.66	19.3	0.23	G= 8.96 A=71.80 F=19.24
Arena limosa orgánica, gris, SM-OL. Unidad de Ciencias Básicas, FIA-UES, San Salvador.	6.31	1.03	15.0	0.18	G=20.81 A=55.80 F=23.39

NOTA: 1. Estas relaciones están basadas en los valores obtenidos de ϕ , c , N y N_c a profundidades de 0.7 a 1.0 metros; y 1.7 a 2.0 metros.

2. Para la granulometría: G= gravas; A= arenas; y F= finos.

6.1.4 Los valores de ϕ estimados por la gráfica de la figura 2.10, pp. 2.33, no coinciden con los valores obtenidos a partir de los ensayos de compresión triaxial, $Q(u,u)$. En el sitio de perforación # 2, Unidad de Ciencias Básicas, FIA-UES, los valores de N fueron tan bajos, que no están considerados en tal gráfica. Los

valores estimados de ϕ por medio de la penetración estándar son mayores que los obtenidos en los ensayos de compresión triaxial, $Q(u,u)$, con excepción del sitio de perforación # 4; urbanización Madreselva, Antiguo Cuscatlán, allí fueron menores.

6.1.5 Todos los suelos en estudio han presentado cohesión aparente, la cual ha variado de entre 0.03 a 0.40 kg/cm².

6.1.6 El método del Cono Dinámico es más rápido que el ensayo de penetración estándar. Su ventaja básica consiste en que con él no se extraen muestras de suelo, por lo tanto, el proceso de perforación es casi continuo. La hincas se interrumpe en forma breve, únicamente, para agregar más barras de perforación.

6.1.7 Probablemente, el resultado más importante sea la relación N/N_c , ya que ella podrá permitir la utilización del cono Dinámico como una alternativa de perforación cuando el sitio a explorar sea relativamente extenso y sus resultados se deseen obtener con prontitud.

La mejor solución será realizar algunos sondeos de penetración estándar y cerca de ellos igual número de sondeos de Cono Dinámico para obtener una relación entre N y N_c , para ese sitio en particular; y así realizar los demás sondeos sólo con Cono Dinámico y después correlacionar estos valores de N_c con los de N y obtener, de esta manera, resultados más rápidos y confiables de la capacidad de carga del suelo. La confiabilidad de los resultados obtenidos con el Cono Dinámico quedará determinada por el grado de confiabilidad del ensayo

de penetración estándar.

Los sondeos de penetración estándar podrán proporcionar la estratigrafía del sitio en estudio, pero si se desean mayores detalles de ella, se puede utilizar cualquier método de muestreo de suelos para obtener una estratigrafía más detallada del lugar bajo estudio.

6.1.8 Como se esperaba el suelo arena limosa, café claro, SM, con un porcentaje de grava de 4.28%; arena, 67.45%; finos, 6.27%; tamaño máximo 1.38 cm; de Madreselva (Sitio de Perforación # 1) es el que tiene mayores valores de ϕ ; con valores que oscilan entre 39 y 42 grados. Esto debido a la forma angular del grano, como también a su granulometría. Por lo tanto el valor de la cohesión es pequeño, con promedio de 0.10 kg/cm². El máximo valor de módulo elástico obtenido fue de 333.3 kg/cm². Las curvas esfuerzo-deformación tienen un comportamiento parecido al caso de la arena compactada¹, con tipo de falla frágil; es decir, cuando el esfuerzo llega a un máximo, inmediatamente disminuye. Si la deformación aumenta. A mayor valor de ϕ , menor es el de c; es decir su relación es inversa.

6.1.9 Los resultados de las pruebas triaxiales para los tres sitios de perforación restantes, son: Para el sitio de perforación # 2, Unidad de Ciencias Básicas, FIA-UES; el menor valor de ϕ fue de 7 grados y una cohesión de 0.22 kg/cm², lógicamente por tratarse de una arena limosa orgánica, color gris, SM-OL; con un porcentaje de

¹ Juarez Badillo, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos, Tomo I: Fundamentos de Mecánica de Suelos". México. Editorial Limusa, 1986. Página 393.

grava de 20.81%; arena, 55.80%; finos, 23.39%; tamaño máximo 1.78 cm. Presenta el menor módulo de elasticidad, 38 kg/cm².

El mayor valor de cohesión fue de 0.40 kg/cm², determinado en el sitio de perforación # 3. El valor de ϕ de 12 grados. El suelo que aquí se encuentra es una arena limosa, café clara, SM; con un porcentaje de grava de 8.96%; arena, 71.80%; finos, 19.24%; con un tamaño máximo de 1.38 cm. El módulo de elasticidad para este sitio fue de 65 kg/cm². El mayor valor del módulo de elasticidad es para el sitio de perforación # 1, Parqueo Poniente, FIA-UES; siendo de 270 kg/cm². El suelo que se encuentra es una arena limosa con pómez, café clara, SM; con un porcentaje de grava de 4.08%; arena, 55.65%; finos, 40.27%; con un tamaño máximo de 1.73 cm.

Para los otros tres sitios las curvas esfuerzo-deformación, su comportamiento es parecido al caso de la arena suelta¹ con tipo de falla plástica, es decir que al aumentar el esfuerzo, la deformación crece, tendiendo el esfuerzo a un valor límite que se conserva aunque la deformación siga creciendo hasta valores muy grandes, pero encontramos la excepción en el pozo UC-1 del sitio de perforación # 2, Unidad de Ciencias Básicas, FIA-UES, a una profundidad de 0.70 a 1.00 metros; siendo una arena limosa con pómez, café claro, SM, con un porcentaje de grava de 19.66%; arena, 55.37%; finos, 28.97%; con un tamaño máximo de 2.5 cm; en donde su comportamiento es parecido al caso de la arena cementada¹ (cementante natural), se observa un comportamiento frágil, con disminución rápida del esfuerzo a partir del valor máximo.

6.2 RECOMENDACIONES

6.2.1 Se recomienda darle continuidad a esta Investigación de manera que se abarque el mayor número posible de lugares del país; para que de este modo aumentar el caudal de conocimientos de las relaciones entre la penetración estándar y el cono dinámico, N/N_c , para todos los diferentes tipos de suelo existentes. Para que, de esta forma, poder desarrollar el método del cono dinámico en combinación con el ensayo de penetración estándar.

6.2.2 Se recomienda desarrollar Investigaciones que determinen la relación entre el número de golpes del cono dinámico (N_c) y el valor del ángulo de fricción interna, ϕ , obtenidos a partir de ensayos de compresión triaxial, $Q(u,u)$, para cada tipo de suelo del país. Se tendrá que limitar la profundidad máxima de exploración, a un techo de tres metros; este límite se considera conveniente debido a la dificultad que presenta la extracción de muestras de suelo inalterado a mayores profundidades. La extracción de muestras se sugiere que se haga a cada cincuenta centímetros de profundidad, coincidiendo con el intervalo de hincado del cono dinámico y penetración estándar.

6.2.3 Se recomienda a todas las Escuelas de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, de la Universidad de el Salvador, a crear y mantener una cooperación aún más estrecha entre ellas. De tal forma que el equipo y/o recurso humano que cada una posea este a disposición de las otras; para que Trabajos de Graduación, como éste, se puedan desarrollar más fluidamente. La Escuela de Ingeniería Mecánica

proporcionó una gran ayuda en la ejecución de esta Investigación, ya que en sus Talleres se elaboraron los penetrómetros cónicos y todas las reparaciones que el equipo de penetración estándar necesitó; así como también se realizaron accesorios para la máquina de compresión triaxial.

6.2.4 Se recomienda a la Escuela de Ingeniería Civil gestionar la colaboración de Empresas relacionadas con la industria de la construcción para que patrocinen Trabajos de Graduación orientados a la Investigación de Materiales o Tecnologías aplicables en la construcción.

BIBLIOGRAFIA

1. Berry, Peter L. y David Reid. "Mecánica de Suelos". Colombia. Editorial McGraw-Hill, 1993.
2. Davidian, Zaven. "Pilotes y Cimentaciones sobre Pilotes". España. Editores Técnicos Asociados, 1977.
3. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas. "Guía de Laboratorio de Mecánica de Suelos". El Salvador, 1991.
4. Juárez Badillo, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos, Tomo I: Fundamentos de Mecánica de Suelos". México. Editorial Limusa, 1986.
5. Meyer, Paul. "Probabilidad y Aplicaciones Estadísticas". Estados Unidos de América. Fondo Educativo Interamericano, 1973.
6. Ministerio de Cultura y Comunicaciones. "Geografía de El Salvador". El Salvador, Dirección de Publicaciones, 1966.
7. Misión Geológica Alemana en El Salvador. "The geology in the San Salvador area (El Salvador, Central America). A basis for city development and planning". Hannover, 1975.
8. Puig de la Barra, Juan B. "Geología Aplicada en la Ingeniería Civil y Fotointerpretación". México. Impreso en Lito Juventud, 1970.
9. Santoyo, Enrique; Riqing Lin Xue y Efraín Ovando. "El Cono en la Exploración Geotécnica". México. TGC Geotecnia, 1969.
10. Simons Robinson, Edwin. "Geología Física Básica". México. Editorial Limusa, 1990.
11. Sowers, George B. y George F. Sowers. "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones". México. Editorial Limusa, 1990.
12. Terzaghi, Karl y Ralph B. Peck. "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica". Argentina. Editorial El Ateneo, 1986.