



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGÓN

**“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA UN EDIFICIO
HABITACIONAL DEL TIPO INTERÉS SOCIAL DE CINCO
NIVELES UBICADO EN LA CALLE DE BÉLGICA NO.216,
COL. PORTALES, DELEGACIÓN BENITO JUÁREZ,
MÉXICO, D.F.”**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
RAFAEL OTERO CANO

ASESOR: ING. GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ

SAN JUAN DE ARAGÓN, EDO. DE MÉX.

2004





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

RAFAEL OTERO CANO
Presente

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

TÍTULO:

"ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA UN EDIFICIO HABITACIONAL DEL TIPO INTERÉS SOCIAL DE CINCO NIVELES UBICADO EN LA CALLE DE BÉLGICA NO. 216, COL. PORTALES, DELEGACIÓN BENITO JUÁREZ, MÉXICO, D. F."

ASESOR: Ing. GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 22 de marzo de 2004.

LA DIRECTORA

ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



C p Secretaria Académica
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil
C p Asesor de Tesis

LTG/AIR/rt

AGRADECIMIENTOS

A DIOS

POR LO MARAVILLOSO Y BUENO QUE HA SIDO CONMIGO DANDOME LA OPORTUNIDAD DE TERMINAR ESTA ETAPA DE MI VIDA.

A QUIENES TODO DEBO

MIS PADRES

TAURINO OTERO OLVERA
GUADALUPE CANO JUÁREZ

A QUIENES ME HAN DADO EL TESORO MÁS VALIOSO QUE PUDIERA DARSELE A UN HIJO, A QUIENES SIN ESCATIMAR ESFUERZO ALGUNO HAN SACRIFICADO GRAN PARTE DE SU VIDA QUE ME HA FORMADO Y EDUCADO, A QUIENES SU GRAN ILUSIÓN HA SIDO VERME CONVERTIDO EN PERSONA DE PROVECHO, A QUIENES NUNCA PODRE PAGAR TODOS SUS DESVELOS NI CON LAS RIQUEZAS MÁS GRANDES DEL MUNDO.

"SINCERAMENTE GRACIAS."

A MI ESPOSA

LETICIA GARCIA RODRIGUEZ

*POR TU AMOR, TU APOYO Y TU CONFIANZA. PORQUE SIEMPRE
CREISTE EN MI, POR COMPARTIR TU VIDA CONMIGO.*

A MIS HERMANOS

POR SU APOYO SIEMPRE INCONDICIONAL

A MIS PROFESORES

EN ESPECIAL A MI ASESOR

ING. GABRIEL RUIZ GONZALEZ

POR SUS SABIOS CONSEJOS Y ORIENTACIÓN

INDICE

	Página
INTRODUCCIÓN	1
I. ANTECEDENTES	9
II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO	12
III. PRUEBAS DE LABORATORIO	32
IV. CARACTERISTICAS FISICAS Y ESTRATIGRAFICAS DEL SUBSUELO	75
V. ANALISIS Y ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN	90
V.1 ACCIONES	92
V.2 DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	93
V.3 ESTADO LIMITE DE FALLA	94
V.3.1 CAPACIDAD DE CARGA	
V.4 ESTADO LIMITE DE SERVICIO	104
V.4.1 EXPANSIONES ELASTICAS	
V.4.2 ASENTAMIENTOS DIFERIDOS	
V.4.3 MOMENTO DE VOLTEO SISMICO	
V.4.4 INCREMENTO DE ESFUERZO SISMICO	
V.4.5 FACTOR DE SEGURIDAD SISMICA	
V.5 EMPUJES SOBRE MUROS RIGIDOS	123
V.6 ESTABILIDAD DE TALUDES	130
VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	137
VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	140
ANEXO	142
BIBLIOGRAFIA	



INTRODUCCIÓN



INTRODUCCIÓN

El Ingeniero Civil es un profesional que tiene diversos campos de acción los cuales van desde la conceptualización de una idea, hasta convertir esta en una realidad, por lo que la Ingeniería Civil ha dejado sentir permanentemente su presencia en la evolución de la humanidad, de tal forma que si resumimos en una sola definición lo que es esta practica profesional tendríamos:

“La Ingeniería Civil es la ciencia que mediante su habilidad para aplicar los conocimientos y principios científicos, procura el aprovechamiento de las riquezas y fuerzas de la naturaleza, creando una infraestructura tecnológica y humanística, en beneficio de las necesidades materiales del hombre y la sociedad, para su confort, seguridad, bienestar y progreso, en condiciones de máxima eficiencia y economía. “

De ahí que la sociedad haya responsabilizado al Ingeniero Civil del desarrollo de sus ciudades, adaptando así varias especialidades, dentro de las cuales se encuentran: la hidráulica, la sanitaria, la geotecnia, las estructuras, la ingeniería de sistemas y la construcción de las cuales se desprenden diversas ramas, siendo una de las más loables el construir viviendas.

Debido al constante crecimiento de la Ciudad de México, hace indispensable contar con suficientes espacios de uso habitacional, comercial, servicios y medios de transporte. Para resolver este problema, el Gobierno y empresas privadas, se han dado a la tarea de mejorar las condiciones sociales y económicas de los habitantes del país; para ello se han creado planes rectores de crecimiento urbanístico e industrial.

Por tal razón las acciones ingenieriles se dirigen a estructurar integralmente todas las construcciones como columna vertebral del mismo. Por lo anterior, es necesaria la búsqueda constante por actualizar y optimizar el funcionamiento de los sistemas de construcción en especial la excavación que se requiere en un proyecto determinado, a través del desarrollo de la tecnología de punta, actualización de procesos constructivos y optimización del rendimiento de los recursos humanos y materiales.

Los conjuntos habitacionales de 3 a 5 niveles parecen ser la solución ya que se han desarrollado en los últimos tiempos, para resolver el problema de la vivienda económica o de interés social.

Al dar esta solución al problema de la vivienda de interés social se presenta uno nuevo, que implica el tipo de cimentación por utilizar que haga rentable y segura a la edificación. Este problema no es tan sencillo ya que el diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal presenta dificultades muy superiores a las que son usuales en otras ciudades. El diseñador debe estar familiarizado con otras peculiaridades geotécnicas y sísmicas del Valle de México. Para ello, es indispensable contar con los conocimientos básicos de mecánica de suelos.

La estratigrafía y las propiedades de los materiales del subsuelo deben investigarse con todo detalle para diseñar correctamente las cimentaciones y las superestructuras.

No hay que perder de vista que toda construcción se debe apoyar en el suelo por medio de una cimentación apropiada además de que los elementos de la subestructura no podrán desplantarse sobre tierra vegetal o sobre materiales de relleno. Solo en casos particulares se aceptara cimentar sobre rellenos controlados, cuando se demuestre que estos cumplen con los requisitos definidos en el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.

El predio de interés se localiza en la Zona III (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.4

En el caso de los conjuntos habitacionales de 3 a 5 niveles en el Distrito Federal, la cimentación esta en función de la preconsolidación de los depósitos arcillosos, pero en general lo recomendable para estas edificaciones que pueden transmitir sobrecargas al subsuelo altas en áreas extensas, cuando se localizan en la zona lacustre de la ciudad, y si el nivel freático no es muy somero, es recurrir a la cimentación compensada con excavaciones someras formadas por un cajón de

cimentación formadas a base de trabes y losas, de concreto reforzado. Además, con este tipo de cimentación los asentamientos por consolidación tienen rangos admisibles y por lo tanto son tolerables, reduciendo los efectos de los sismos en la estructura proyectada, dependiendo de las características de preconsolidación del subsuelo.

El principio fundamental de este tipo de cimentaciones es bastante simple; con los cajones de cimentación se busca minimizar el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavación del terreno, desplante a una profundidad tal que el peso de suelo excavado iguale al peso de la estructura, de manera que el suelo al nivel de desplante, no perciba ninguna presión en añadidura a la originalmente existente como consecuencia de la compensación efectuada, es decir el peso del suelo desalojado es sustituido por un peso semejante y que compense a la estructura.

En el análisis de este tipo de cimentación se deben considerar las siguientes acciones:

- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima
- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea
- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media

Para el cálculo del incremento de cargas transmitido por este tipo de cimentación y la revisión del estado límite de servicio (asentamientos), el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta más la carga viva con intensidad media incluyendo el peso propio de la cimentación, menos el peso total del suelo excavado; esta combinación será afectada por un factor de carga unitario.

De acuerdo al valor que alcance la carga neta aplicada al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente. Comparando la presión total transmitida en forma permanente por la estructura w con el esfuerzo total inicial al nivel de desplante P_d , se determinan las condiciones de trabajo de la cimentación:

Cimentación parcialmente compensada	$w > P_d$
Cimentación compensada	$w = P_d$
Cimentación sobrecompensada	$w < P_d$

Donde:

$$W = \frac{W_E}{A}$$

$$P_d = \gamma D_f$$

W_E : Carga permanente (acciones permanentes más acciones variables con intensidad media)

A : Área de cimentación

γ : Peso volumétrico total representativo del suelo desde la superficie hasta D_f

D_f : Profundidad de desplante

Cuando se requiere excavar por debajo del nivel freático para lograr la compensación de la estructura, es necesario contar con un sistema de abatimiento durante la construcción; además de permitir excavar en seco, el sistema de bombeo incrementa la estabilidad y disminuye las expansiones y el asentamiento subsecuente.

Los cajones de cimentación parcialmente compensados son aquellos en donde el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso de la estructura, en tanto que el resto de la carga se transmite al suelo de apoyo, y que es permitido por la capacidad de carga de este, tratando de obtener asentamientos con valores dentro de los límites tolerables para la estructura de que se trate. En el caso de que no lo permita la capacidad de carga y los asentamientos producidos resulten fuera de los límites permisibles, es común la utilización de una cimentación mixta complementada con pilotes.

Sin embargo, como el proceso de carga no es simultáneo con el de descarga, resultado de la excavación, tienen lugar expansiones en el fondo de esta, que se traducen en asentamientos cuando, por efecto de la carga de la estructura, dicho fondo regrese a su posición original. Así, los problemas principales de una cimentación compensada emanan de la excavación necesaria, generalmente profunda pero limitada también por el costo que esta representa.

Para el ingeniero interesado en el diseño y construcción de cimentaciones, las propiedades físicas de los suelos, tales como peso unitario, permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad e interacción con el agua, son de primordial importancia.

Para el diseño final de estructuras importantes, el estudio debe ser complementado por pruebas de laboratorio que determinan las características de compresibilidad.

Primeramente se debe definir el método más apropiado para realizar la exploración y muestreo, aunque en general se nota una marcada tendencia a usar el sondeo de penetración estándar, o sea, extracción de muestras alteradas y determinación del número de golpes; el registro del tipo de suelo mediante identificación de campo se complementa con determinaciones de contenido de agua y, en ciertos casos, límites de Atterberg. Es comprensible que este método sea el más empleado, por la facilidad de realización, la sencillez del equipo requerido y la rapidez de ejecución. Pero debe advertirse que sus alcances son limitados por las siguientes razones: los materiales muestreados están fuertemente alterados; las fronteras entre estratos quedan mal definidas; es fácil perder una capa blanda intercalada entre otras duras; la presencia de gravas causa el taponamiento del muestreador y consecuentemente el desplazamiento del suelo hacia el exterior distorsionando el registro de golpes; y no menos importante, debido a las desventajas del método antes mencionadas, es frecuente que la operación quede a cargo de personal no capacitado. Es por estas razones que además la utilización del penetrómetro estándar se recomienda la obtención de muestras inalteradas con tubos de pared delgada (tipo Shelby) y someterlas a los ensayos convencionales

(compresión simple, compresión triaxial UU y CU, además de la determinación de propiedades índice).

De acuerdo a las recomendaciones antes mencionadas se hicieron los ensayos de laboratorio correspondientes, de donde se obtuvieron los parámetros para seleccionar la alternativa de cimentación más adecuada y realizar su revisión para que se encuentre dentro de los lineamientos establecidos por el reglamento de construcciones.

En seguida se presenta una breve reseña del contenido de cada capítulo del presente trabajo de tesis:

- CAPITULO I ANTECEDENTES.

Se realiza una descripción del predio de interés, definiendo las colindancias del terreno y su ubicación, además se hace una breve descripción del proyecto arquitectónico, incluyendo algunos planos y croquis que facilitan la comprensión de lo descrito.

- CAPITULO II EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO.

Se establecen los lineamientos que marca el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal acerca de examinar las condiciones presentes y del pasado que afectaron al predio o lote en cuestión. También se definen los tipos de exploración y muestreo que se emplearon, así como la descripción de cada uno de los procedimientos e instrumentos empleados en estos trabajos.

- CAPITULO III PRUEBAS DE LABORATORIO.

Se presentan los resultados obtenidos de las pruebas de campo y de laboratorio realizadas tales como: clasificación en forma visual y al tacto en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, contenido

natural de agua, límites de consistencia, densidad de sólidos, ensayos de compresión axial y triaxial, pruebas de consolidación estándar y granulometría.

- CAPITULO IV CARACTERISTICAS FISICAS Y ESTRATIGRAFICAS DEL SUBSUELO.

Se describe la zonificación geotécnica en que se divide actualmente el Valle de México, así como se define la zona geotécnica en que se encuentra el predio y la secuencia estratigráfica del subsuelo encontrada en el sitio de interés de acuerdo a los sondeos realizados.

- CAPITULO V ANALISIS Y ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN.

Se define el tipo de cimentación más adecuado de acuerdo a los resultados obtenidos en las pruebas de campo y de laboratorio, así como los cálculos correspondientes para el dimensionamiento y revisión de dicha subestructura, bajo el estado limite de falla y el estado limite de servicio, que deberán satisfacer estas dos condiciones para que la cimentación sea estable.

- CAPITULO VI PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se hace una descripción del proceso constructivo que se debe seguir para la correcta realización de la excavación y las medidas de seguridad necesarias que se deben tener en esta para garantizar la seguridad durante esta etapa.

- CAPITULO VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Se hace una reseña de los resultados obtenidos y las recomendaciones que se hacen en cuanto al tipo de cimentación propuesta.

En el ANEXO I se presentan los trabajos de campo, en los cuales se muestran los perfiles estratigráficos obtenidos con el sondeo de cono eléctrico, sondeo de muestreo selectivo y pozo a cielo abierto.

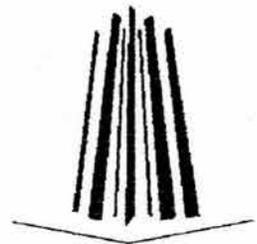
En el ANEXO II se presentan los resultados obtenidos a través de las pruebas de laboratorio realizadas tales como: prueba triaxial UU, pruebas de consolidación estándar.

Finalmente se indican las CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES en las cuales se indican los comentarios finales al proyecto, así como la recomendación de la cimentación a elegir en base a los estudios y análisis previos, así como sugerencias.



CAPITULO I

ANTECEDENTES



I ANTECEDENTES

El predio de interés que se analiza en esta tesis, tiene una superficie rectangular de 494 m² y se ubica en la calle de Bélgica N° 216, colonia Portales, delegación Benito Juárez, México Distrito Federal. En la figura I.1 se muestra la localización del predio de interés.

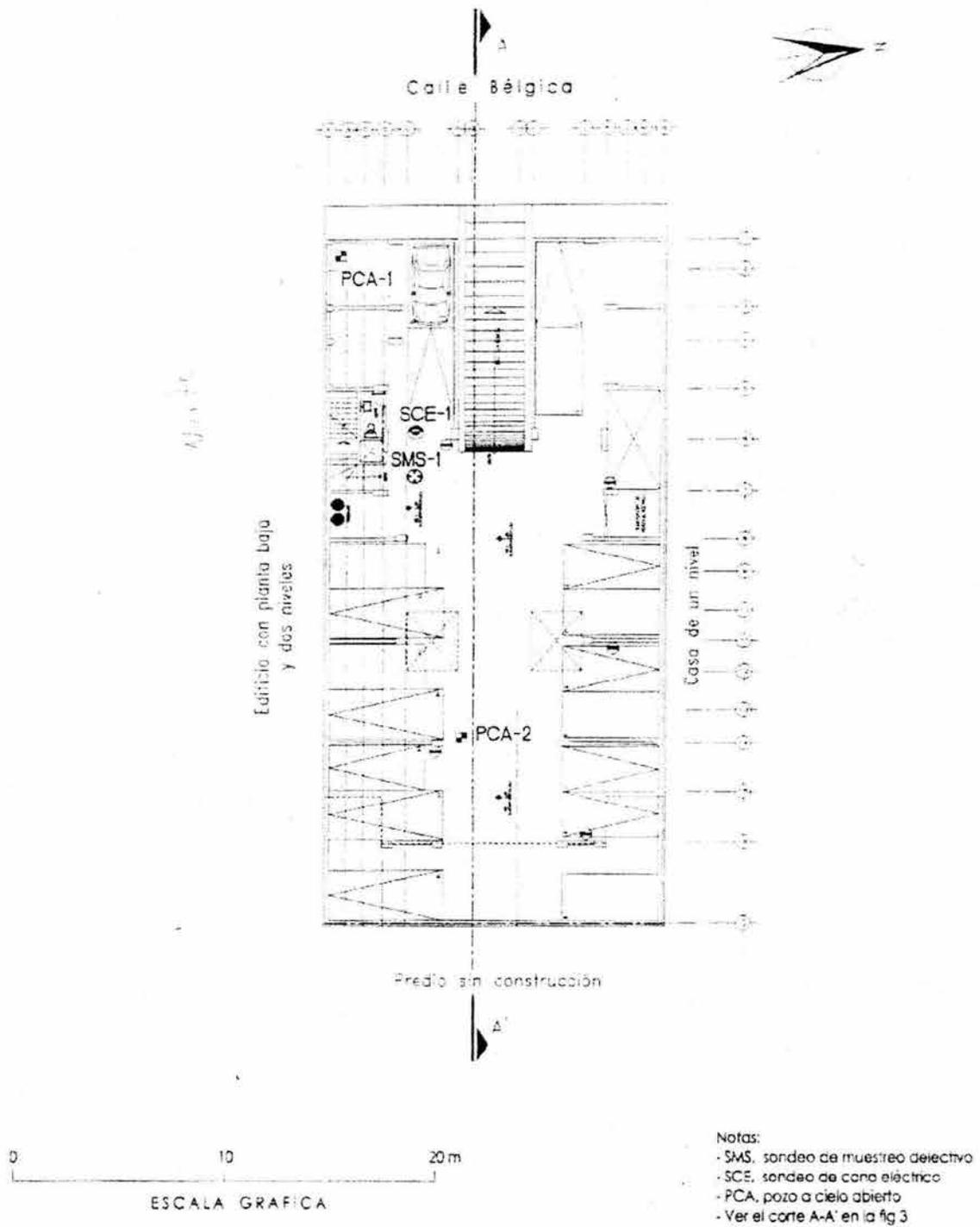


Figura I.1 Localización del predio de interés

Colinda al norte con un edificio de planta baja y dos niveles, al sur con una casa de un nivel al oriente con la calle Bélgica y al poniente con un terreno sin construcción.

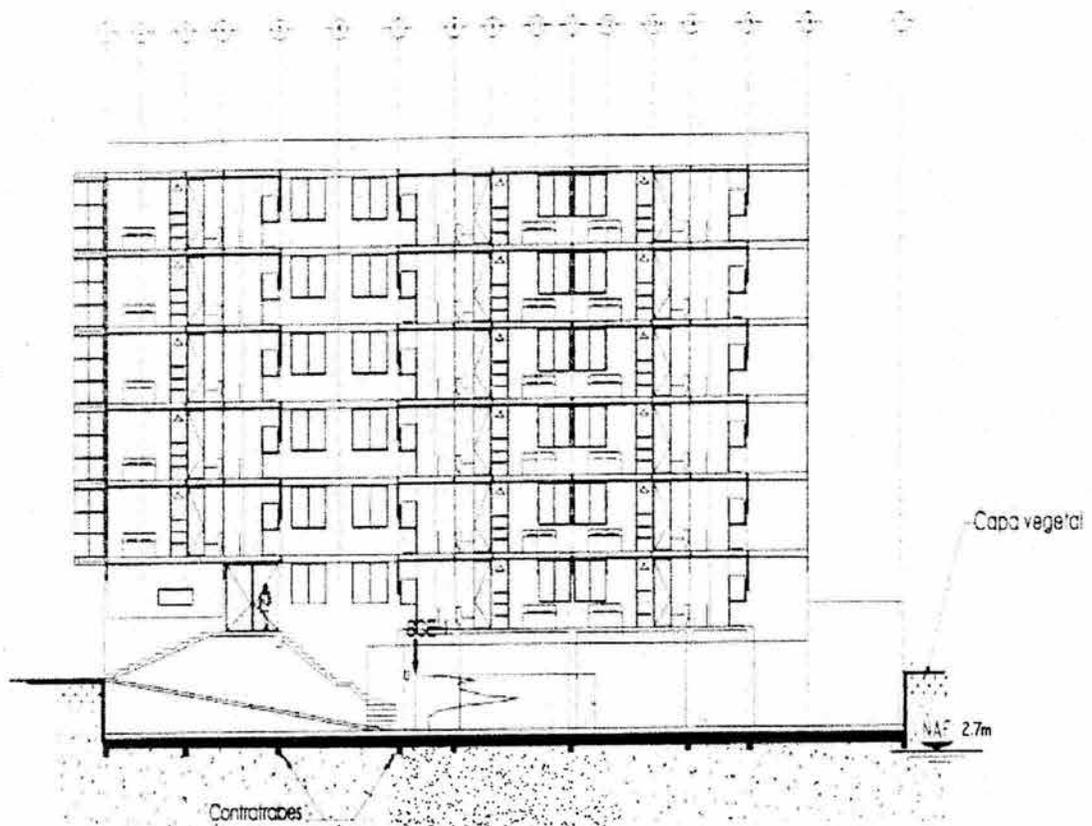
En la totalidad del área se construirá un edificio habitacional de vivienda del tipo interés social, que contara con un semisótano, planta baja y cinco niveles. Estructuralmente estará resuelto con muros de carga y losas de concreto reforzado.

En la figura I.2 se muestra una planta arquitectónica al nivel del semisótano y en la figura I.3 se muestra un corte vertical esquemático.



Edificio Bélgica No.216

Figura I.2 Planta arquitectónica al nivel del semisótano



Edificio Bélgica No.216

Figura I.3 Corte vertical

El semisótano tiene un nivel de -2m con respecto a la calle de Bélgica.

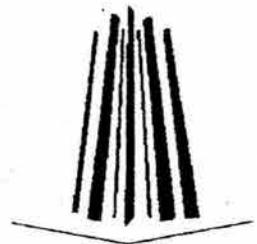
En esta tesis se realizara a partir del conocimiento que se tiene de la zona y de los resultados que se obtuvieron de los trabajos de campo, la estratigrafía del sitio y el tipo de cimentación más conveniente para el inmueble, así como su profundidad de desplante, la capacidad de carga admisible estática y sísmica del suelo de sustentación y los asentamientos que se desarrollaran en la masa de suelo por las cargas generadas.

También se dará el procedimiento constructivo para la cimentación, todo ello cumpliendo con los requerimientos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.



CAPITULO II

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



Reconocimiento del sitio

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal establece la necesidad de examinar las condiciones presentes y del pasado que afectaron al predio o lote en cuestión.

En el área del Distrito Federal, parte integrante del Valle de México, las características estratigráficas y propiedades de los suelos hasta la profundidad de interés para el especialista en geotecnia pueden variar notablemente, desde terrenos firmes o poco deformables y resistencia al corte relativamente alta, hasta zonas ubicadas en el fondo de los antiguos lagos (Texcoco, Xochimilco y Chalco), donde se encuentran estratos de suelos arcillosos y limosos muy compresibles y de baja resistencia al corte así como pequeños valles en las sierras de Guadalupe y Las Cruces tapizados por depósitos eólicos de arena mediana a fina en estado suelto.

Si a tan diversa condición natural se agregan las alteraciones producidas por el hombre (sobrecargas, minado, explotación de acuíferos) es obvio concluir que la disposición reglamentaria no se resuelve con un simple examen de las construcciones que rodean el predio. Los casos que se mencionen a continuación dan una idea de la extensión de las averiguaciones necesarias para conocer los factores que puedan condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble y explicar, en su caso el comportamiento inesperado del mismo después de terminada la construcción.

En la figura II.1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento (**Art. 219.**: Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales

Zona I. Lomas, formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explorar minas de arena;

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de edificaciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable).

En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de las exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciaran con un estudio detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como del análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestara así mismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de aguas o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestara también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debido a variaciones de grado de cimentación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos clásticos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscaran evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomara en cuenta que en ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la zona II la exploración del subsuelo se planeara tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el artículo 220 (Art. 220. las investigaciones del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación. Además, deberá ser tal que permita definir:

I. En la zona I a que se refiere el artículo 219 del Reglamento, si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y

II. En las zonas II y III del artículo mencionado en la fracción anterior, la existencia de restos arqueológicos cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño). La historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscaran evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte se investigara si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

Las investigaciones mínimas de subsuelo a realizar para cumplimiento del artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberara al responsable de obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomara en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla I) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la

construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros sobre el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explotar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además penetrar el estrato compresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

- c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
- d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:
- Sondeo con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o capacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.
 - Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alternadas en las zonas II y III. Solo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencia de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.

- Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.
- Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.
- Sondeos de percusión o con equipo tónico. Serán aceptables para identificar tipo de material o descubrir oquedades.

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representan las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la fluencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato de identificación de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción. Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basadas en resultados de penetración de cono, veleta o algún otro ensayo de campo. Si sus

resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate. A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basaran en el concepto de compacidad relativa.

Tabla I. requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

A. Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras. Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes requisitos:

Peso unitario de la estructura $w \leq 5t / m^2$

Perímetro de la construcción $P \leq 80m$ en las zonas I y II o $P \leq 120m$ en la zona III.

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5m$.

Zona I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de $8 t/m^2$, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Zona II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Pozos a cielo abierto o sondeo para determinar la estratigrafía y las propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m², bajo zapatas o de 2 t/m² bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Zona III.

1. inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m², bajo zapatas o de 1.5 t/m² bajo cimentaciones a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

B. construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas.

Son de esta categoría las excavaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$.

Perímetro de la construcción $P > 80\text{m}$ en las zonas I y II o $P > 120\text{m}$ en la zona III

Profundidad de desplante $D_f > 2.5\text{m}$.

Zona I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

Zona II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánica de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán definir un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de

las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

Zona III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánica de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán definir un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

En relación a lo mencionado anteriormente y de acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el predio en estudio se ubica en la Zona de Lago Centro I, Se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra superficial endurecida por secado y de espesor variable. Esta asociada el sector no colonial de la ciudad que se desarrollo a principios de este siglo, y ha estado sujeto a sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta zona representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y Lago Centro II.

Trabajos de campo.

Para definir correctamente la estratigrafía y las características de los materiales del subsuelo del predio en estudio se realizaron los siguientes sondeos:

- 1 Sondeo de Cono Eléctrico (SCE-1) a 26.6 m de profundidad
- 1 Sondeo de Muestreo Selectivo (SMS-1) a 20.8 m de profundidad
- 2 Pozos a Cielo Abierto (PCA-1 y 2) a 2.7 y 2.8 m de profundidad con obtención de una muestra cúbica inalterada.

Sondeo de Cono Eléctrico

El objetivo de este tipo de sondeos es determinar la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

Cono Eléctrico.

Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (strain gages); usualmente tiene 2 ton de capacidad de carga y resolución de $\pm 1\text{kg}$, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de $\pm 2\text{kg}$; dicho instrumento generalmente tiene 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm. Como se muestra en la figura II.2

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica o directamente en una gráfica.

Mecanismo de Carga.

El cono se hincó en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero usualmente de 3.6cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale 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.

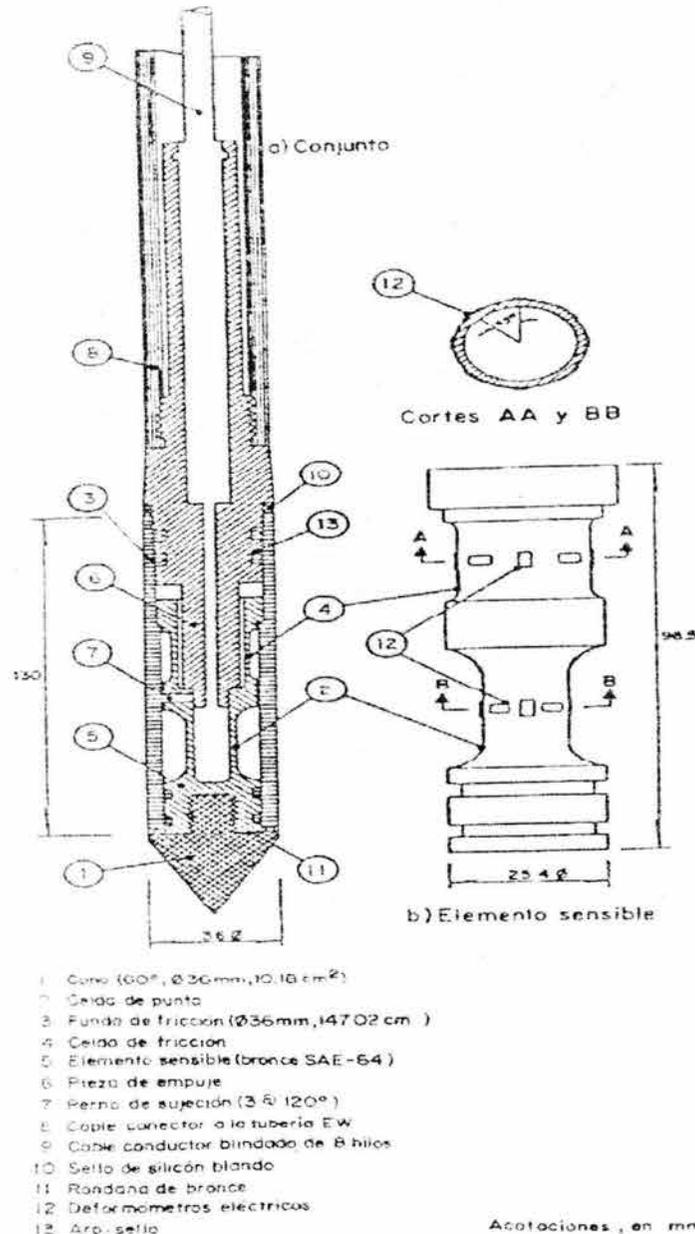


FIGURA II.2 CORTE TRANSVERSAL DEL PENETROMETRO ELECTRICO

Operación del Equipo. La velocidad del hincado del cono es usualmente de 2cm/s; sin embargo, en la norma tentativa (ASTM D3441-75T para operación del cono eléctrico) se propone de 1 a 2cm/s $\pm 25\%$. Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1cm/s porque así se controla mejor la prueba; sin embargo es admisible operar con 2cm/s, sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos; sin embargo, 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 que al pasarlas se acelere.

Sondeo de Muestreo Selectivo.

El objetivo del empleo de tubos abiertos de pared delgada (conocidos como tubos Shelby) permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas. Para fines prácticos esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes, en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad de que se requieren para el diseño geotécnico de detalle.

Descripción del Muestreador. El muestreador está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hincan al muestreador desde la superficie, como se muestra en la figura II.3

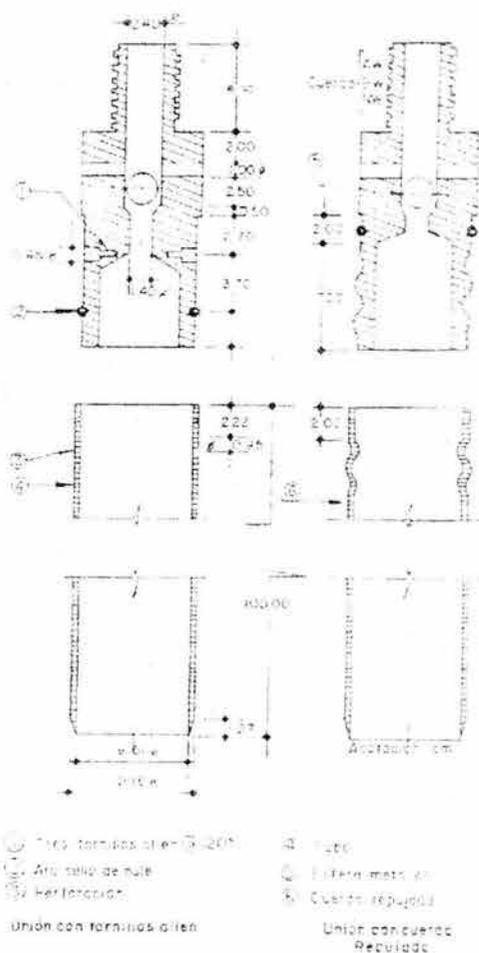


FIGURA II.3 MUESTREADOR DE PARED DELGADA CON VALVULA ESFERICA DE PIE.

En la figura II.3 presenta los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales: el primero con tres tornillos opresores allen y el segundo con cuerda repujada, que ha probado ser más confiable que el primero, aún operando en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de hincado, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La figura II.4 corresponde a un muestreador con válvula deslizante, en el que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro sello; en dicha barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene perforaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo.

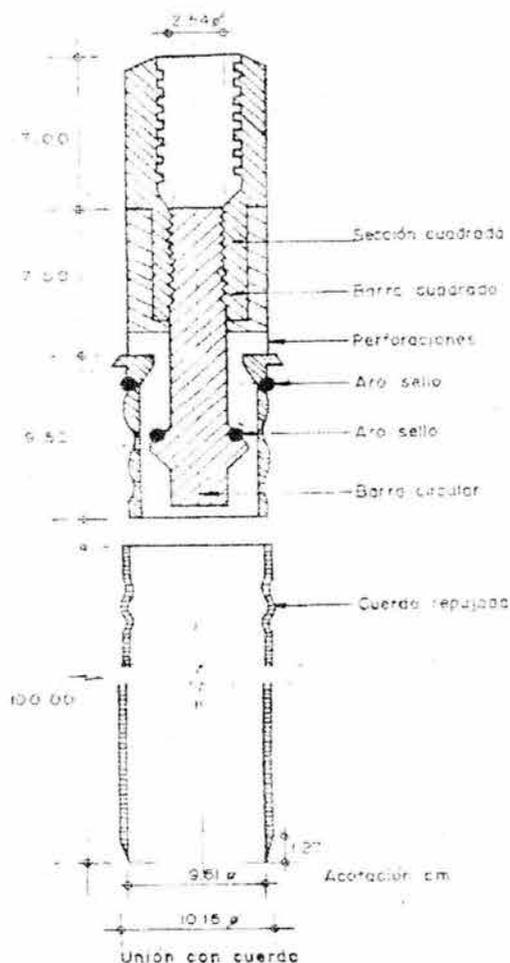
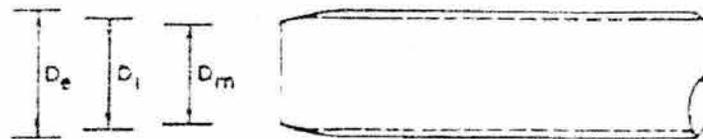


FIGURA II.4 MUESTREADOR DE PARED DELGADA CON VALVULA DESLIZANTE

En la figura II.5 y II.6 se anotan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestreadores para los diámetros usuales de 7.5 y 10cm, de los que únicamente deben usarse los de 10cm, sobre todo cuando se hagan pruebas de consolidación que requieran especímenes de 8cm de diámetro.

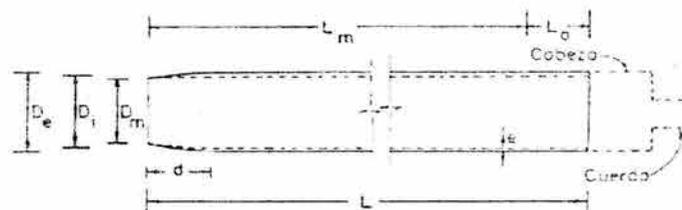
Otro cuidado que se debe tener con este muestreador es el de pintarlo interiormente para reducir la corrosión de la lamina que induce cambios fisicoquímicos en el suelo muestreado. Una alternativa para eliminar la corrosión y reducir además la fricción tubo-suelo al extraer las muestras, es recurrir a tubos de aluminio o de plástico PVC: la solución más factible es un muestreador de acero con camisa interior de aluminio o plástico y zapata de acero en su extremo de ataque.



Relación de áreas	$\frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} \times 100 < 10\%$
Relación de diámetros	$0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} \times 100 < 1.5\%$

- D_e Diámetro exterior
 D_i Diámetro interior
 D_m Diámetro de la muestra

FIGURA II.5 RELACIONES DE AREAS Y DIAMETROS



Diámetro nominal (cm)	D_e en cm	D_i en cm	D_m en cm	e en cm	d en cm	L en cm	L_m en cm	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.14 7.17	0.20	1.27	75	60	AW y BW
10.0	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90	75	BW y NW

- D_e Diámetro exterior d Longitud aguzada
 D_i Diámetro interior L Longitud de tubo
 D_m Diámetro de muestra L_m Longitud de muestra recomendable
 e Espesor L_0 Espacio para azolves ($L_0 = L - L_m$)

FIGURA II.6 DIMENSIONES DE LOS TUBOS DE PARED DELGADA

Operación del Equipo.

Las muestras de suelos blandos que se obtienen con tubos Shelby, utilizando técnicas de perforación a rotación o por lavado, frecuentemente resultan fisuradas, observándose fácilmente por la bentonita o azolve que penetra en ellas. Las muestras fisuradas no son útiles para obtener confiablemente las propiedades mecánicas de esos suelos.

Para reducir la influencia que induce la técnica de perforación, se requiere el empleo de la porteadora-rimadora, combinando su aplicación con la broca de aletas, de acuerdo con la siguiente secuencia:

- a) Perforar con la broca de aletas hasta llegar 1.0 m arriba de la profundidad de muestreo.
- b) Perforar con la porteadora-rimadora el tramo faltante de 1.0 m.
- c) Muestrear con el tubo de pared delgada.

El muestreador Shelby se debe hincar con una velocidad constante entre 15 y 30cm/s una longitud de 75cm; esto es, queda sin muestra una longitud mínima de 15cm, donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo durante tres minutos, para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes; en seguida se corta la base del espécimen girando dos vueltas el muestreado, se saca el exterior y se limpian sus extremos y se identifica el tubo.

Pozo a cielo abierto

El pozo a cielo abierto permite:

- a) Observar directamente las características estratigráficas del suelo
- b) Rescatar muestras inalteradas de los estratos principales.

Esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros, como los de la costra superficial de la zona de lago y los depósitos de lomas y de algunas transiciones, aunque también se puede realizar en suelos blandos

y con nivel freático, tomando en cuenta las condiciones necesarias en los sistemas de bombeo.

Equipo necesario.

Se requiere equipo para la excavación del pozo y labrado de las muestras inalteradas; la excavación puede hacerse con herramienta manual o con maquinas perforadoras capaces de abrir en seco pozos de por lo menos 80cm de diámetro. El labrado de la muestra se realiza con herramientas manuales.

Excavación manual.

El equipo se integra por picos, palas, cable de manila, botes, un malacate mecánico para 250kg, escaleras y herramienta para carpintería y albañilería. Además si el nivel freático está cercano a la superficie, puede requerirse una bomba eléctrica con puntas eyectoras, es factible que también se necesiten martillos eléctricos o neumáticos para atravesar suelos muy duros, así como algunas tobas.

Excavación con máquina.

Se puede utilizar una máquina perforadora a rotación del tipo de la que se emplea para la construcción de pilas de cimentación. La selección de la máquina quedará condicionada por la profundidad que se requiera alcanzar; como guía, puede decirse que perforando en seco suelos duros, las más ligeras (tipo Cadweld) pueden perforar hasta 15 m en diámetros de 0.8 m y las más pesadas (tipo Watson o Soilmec), aproximadamente 30 m, con diámetros de 1.0 a 1.5 m.

Herramientas y materiales para el muestreo.

Para el labrado y protección de las muestras inalteradas se requieren espátulas, cincel, martillo, brochas, estufa, manta de cielo, parafina y brea.

Desarrollo del trabajo.

Excavación manual.

El pozo puede excavar con sección cuadrada o circular, la forma se elegirá en razón a la técnica de estabilización de las paredes de la excavación. Si se utilizan

tablones y marcos estructurales, la forma cuadrada es la más adecuada. Por otra parte, la forma de pozo circular es la conveniente cuando se estabilizan sus paredes con tubo de lámina corrugada o con ferro-cemento. Esta última solución se ha venido empleando con mucha frecuencia por su sencillez y bajo costo; esencialmente consiste en colocar anillos de malla electro soldada (4, 4-10, 10) separados por lo menos 2cm de la pared de excavación. La malla se fija con anclas cortas de varilla corrugada hincadas a percusión, y después se aplica manualmente el mortero con un espesor mínimo de 4 cm. Los anillos generalmente empleados son de 1 m de altura; si el terreno es estable, este valor puede incrementarse.

Excavación con máquina.

La perforación mediante máquina rotatoria también puede presentar paredes inestables, en esos casos, el problema deberá resolverse perforando tramos cortos y estabilizándolos con anillos de malla de acero y mortero.

Las zonas de tobas duras, donde las perforaciones pierden velocidad de avance se acostumbra atravesarlas agregando agua para ablandar los materiales; esta práctica es inadecuada porque altera las propiedades de los suelos.

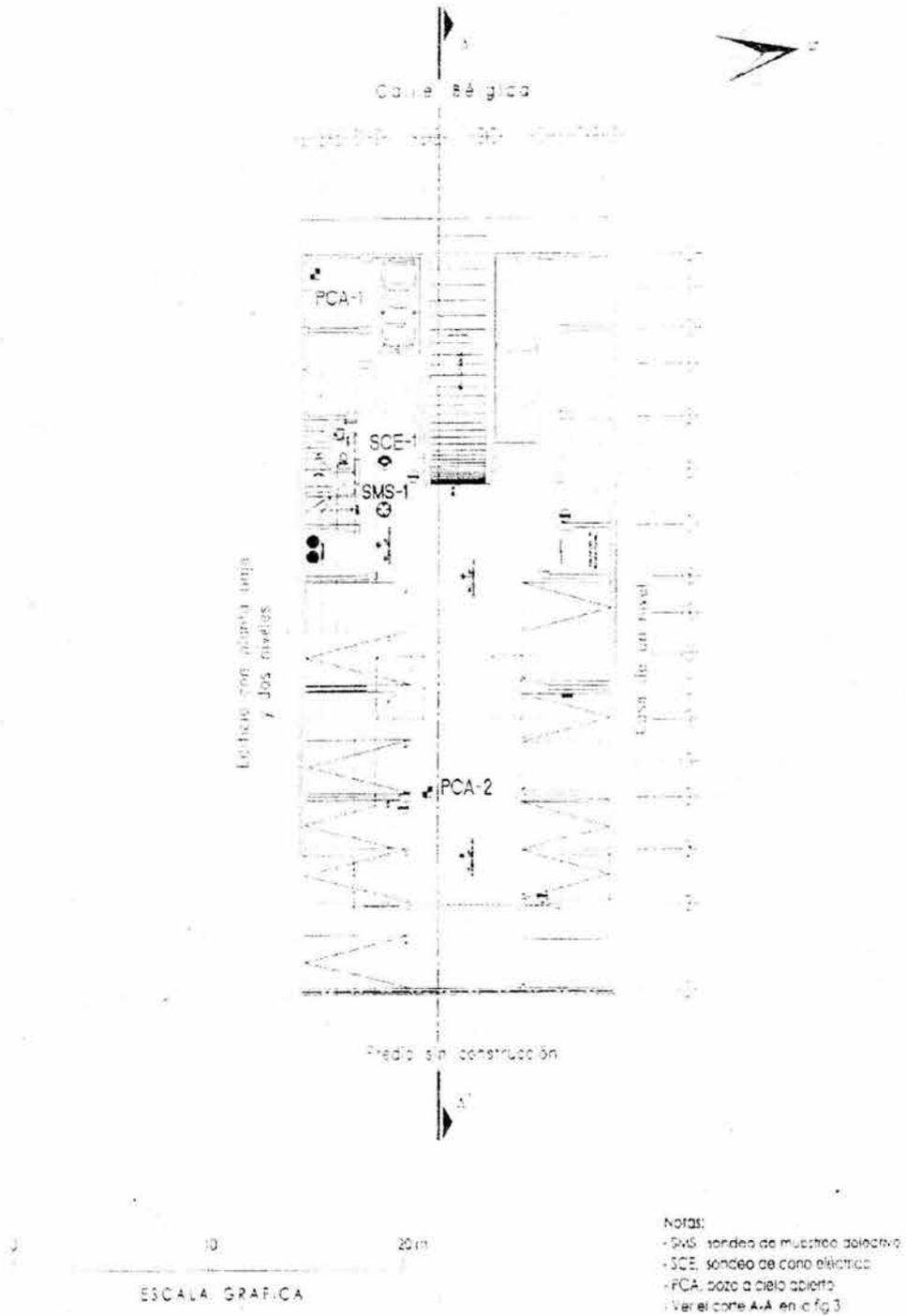
Labrado de las muestras inalteradas.

En la excavación se deja un escalón, en el cual se limpia un área de unos 50 cm de diámetro; a continuación se marca la sección deseada y se labran los lados del cubo de suelo (de 25 x 25cm). Posteriormente, la muestra se envuelve con manta de cielo, que se impregna con una mezcla caliente de parafina y brea mediante una brocha. En la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta de identificación.

Registro de campo.

Conforme avanza la excavación del pozo se lleva un registro donde se anota la descripción y clasificación de los estratos, indicando gráficamente la profundidad de las muestras; en el registro se incluirán comentarios relativos al procedimiento de excavación y ademe utilizados. Asimismo, conviene registrar los valores de resistencia al corte determinados en las paredes y fondo del pozo con torcómetro y penetrómetro portátil.

La localización en planta del sondeo profundo y el pozo a cielo abierto excavado se muestran en la figura II.7

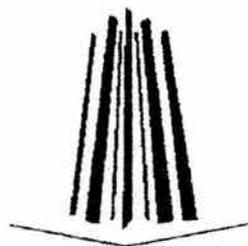


Edificio Bélgica No.216
 Figura II.7 localización del predio y ubicación de los trabajos de campo



CAPITULO III

PRUEBAS DE LABORATORIO



De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, en relación a la determinación de propiedades, que se encuentra dentro del capítulo referente a la investigación del subsuelo, menciona lo siguiente:

Determinación de Propiedades.

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representan las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desea evaluar.

Cuando se requiera las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la fluencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación de cada estrato de identificación de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basadas en los resultados de penetración de cono, veleta o algún otro ensayo de campo. Si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

A fin de controlar y especificar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor Estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor Modificada u otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basaran en el concepto de compacidad relativa.

Estados de Consistencia. Límites de Plasticidad.

Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios criterios, de los cuales uno solo, el debido a Atterberg se mencionara en lo que sigue. Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula, y esa misma, con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo del contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente.

En segundo lugar, Atterberg hizo ver que la plasticidad de un suelo exige, para ser expresada en forma conveniente la utilización de dos parámetros en lugar de uno solo, como hasta su época se había creído; además, señalo esos parámetros y un modo tentativo, hoy perfeccionado, de valuarlos.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg.

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
5. Estado sólido, en el que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre general de límites de consistencia.

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg límite líquido, nombre que hoy se conserva. Atterberg lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio que consistía en colocar el suelo remoldeado en una cápsula, formando en él una ranura y en hacer cerrar la ranura golpeando secamente la cápsula contra una superficie dura; el suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg, cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban, sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes. Como se muestra en la figura III.1

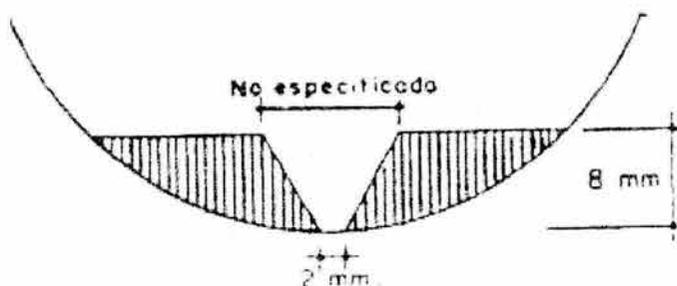


FIGURA III.1 ESQUEMA DEL SUELO SECADO EN LA CAPSULA Y RANURADO PARA DETERMINAR SU LIMITE LÍQUIDO SEGÚN ATTERBERG.

El procedimiento descrito resultó ser suficiente para Atterberg, que manejaba un laboratorio cuyo personal estaba entrenado por el mismo. Sin embargo, es de notar que muchos detalles de la prueba quedan sin especificar y la experiencia demuestra que esos detalles son de trascendencia en los resultados de la misma.

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg límite plástico y definida también en términos de una manipulación de laboratorio. Atterberg rolaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de espesor no especificado; el agrietamiento y desmoronamiento del rollito, en un cierto momento, indicaba en ese momento que se había alcanzado el límite plástico y el contenido de agua en tal momento era la frontera deseada. A esta prueba se le

puede señalar el mismo inconveniente para la de límite líquido, en lo que se refiere a su realización con otros laboratorios diferentes del de Atterberg. A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado límites de plasticidad.

Atterberg consideraba que la plasticidad del suelo quedaba determinada por el límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena, que podía ser agregada al suelo, estando este con el contenido de agua correspondiente al límite líquido, sin que perdiera por completo su plasticidad. Además encontró que la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamada índice plástico se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo de más fácil determinación, por lo que sugirió su uso en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir la plasticidad.

$$I_p = LL - LP$$

Además de los límites de plasticidad (líquido y plástico ya señalados, Atterberg definió otros límites de consistencia, que se mencionan a continuación:

1. El límite de adhesión, definido como el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica, por ejemplo, una espátula. Es de importancia en agricultura.

2. el límite de cohesión, definido como el contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.

3. el límite de contracción, frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido, definido con el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando.

De estos límites, sólo el de contracción presenta un interés definido en algunas importantes aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Este límite se manifiesta visualmente por un característico cambio de tono oscuro a más claro que el suelo

presenta en su proximidad, al irse secando gradualmente. Atterberg lo determinaba efectuando mediciones durante el proceso de contracción.

En épocas recientes (1948) se definió en Noruega el límite de firmeza, de importancia en arcillas extrasensitivas, se ha visto en el un limite para la posibilidad de licuación de tales arcillas bajo la acción de causas no bien definidas. A este límite le corresponden, por lo general, contenidos de agua bastante mayores que el límite líquido. En laboratorio se determina por el mínimo contenido de agua que hace que una parte de arcilla bien mezclada, fluya por peso propio en un tubo estándar de 12mm de diámetro, tras un minuto de reposo.

Determinación actual del límite líquido.

Cuando la plasticidad se convirtió en una propiedad índice fundamental, a partir de la utilización que Terzagui y Casagrande hicieron de ella, la determinación de los índices de plasticidad se transformó en prueba de rutina en todos los laboratorios; en este caso los métodos de Atterberg se revelaron ambiguos, dado que la influencia del operador es grande y que muchos detalles, al no estar especificados, quedaban a su elección. En vista de lo cual, Terzagui sugirió a Casagrande la tarea de elaborar un método de prueba para la determinación del límite líquido estandarizado todas sus etapas, de modo que operadores diferentes en laboratorios distintos obtuviesen los mismos valores.

Como resultado de tal investigación nació la técnica basada en el uso de la Copa de Casagrande, que es un recipiente de bronce o latón con un tacón solidario del mismo material; el tacón y la copa giran en torno a un eje fijo unido a la base. Una excéntrica hace que la copa gire periódicamente, golpeándose contra la base del dispositivo, que es de hule duro o micarta. La altura de caída de la copa es, por especificación, de 1cm, medido verticalmente desde el punto de la copa que toca la base al caer, hasta la base misma, estando la copa en su punto más alto. Es importante que este ajuste se haga con todo cuidado, usando un prisma metálico de 1 cm de lado, para hacer la calibración; este prisma se introduce entre base y copa, cuidando que su

arista superior quede en contacto con el punto de la copa que golpee la base. (En las copas usadas este punto se delata por la brillantez causada por el desgaste.)

La copa es esférica, con radio interior de 54mm, espesor 2mm y peso 200 ± 20 g incluyendo el tacón. Sobre la copa se coloca el suelo y se procede a hacerle una ranura trapecial. Para hacer la ranura debe usarse el ranurador laminar. La copa se sostiene con la mano izquierda, con el tacón hacia arriba y el ranurador se pasa a través de la muestra manteniéndolo normal a su superficie, a lo largo del meridiano que pasa por el centro del tacón, con un movimiento de arriba hacia abajo.

En poco tiempo se adquiere la soltura necesaria para hacer una ranura apropiada, con una pasada suave del ranurador, en una arcilla bien mezclada, sin partículas gruesas. En mezclas no uniformes o con partículas gruesas, los bordes de la ranura tienden a rasgarse, cuando esto suceda el suelo ha de volver a remodelarse con la espátula, colocándolo de nuevo y formando otra vez la ranura. En los suelos con arena o materia orgánica no se puede formar la ranura con el ranurador, debiendo usarse entonces la espátula, utilizando el ranurador sólo para verificar las dimensiones.

En ocasiones se ha usado otro tipo de ranurador, curvo con sección trapecial, que no rebana el suelo al ser introducido en él, sino que forma la ranura desplazándolo, lo cual hace que se rompa la adherencia entre el suelo y la copa, especialmente en suelos arenosos; en tal caso los golpes hacen que el suelo se deslice, cerrándose más pronto la ranura por falta de aquella adherencia; por tal causa este ranurador no es aconsejable.

La prueba se ejecuta en un cuarto húmedo. Un ambiente seco afecta la exactitud de la prueba debido a la evaporación durante el remodelado y manipulación en la copa; esto es suficiente para que el número de golpes muestre un incremento demasiado rápido.

A partir de extensas investigaciones sobre los resultados obtenidos por Atterberg con su método original ya descrito y usando determinaciones efectuadas por

diferentes operadores en varios laboratorios, se estableció que el límite líquido obtenido por medio de la copa de Casagrande corresponde al de Atterberg, si se define como el contenido de agua del suelo para el que la ranura se cierra a lo largo de 1.27cm (1/2"), con 25 golpes en la copa. Esta correlación permitió incorporar a la experiencia actual toda la adquirida previamente al uso de la copa.

De hecho el límite líquido se determina conociendo 3 ó 4 contenidos de agua diferentes en su vecindad, con los correspondientes números de golpes y trazando la curva Contenido de agua-Número de golpes.

La ordenada de esa curva correspondiente a la abscisa de 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al límite líquido. Se encontró experimentalmente (A. Casagrande) que usando papel semilogarítmico (con los contenidos de agua en escala aritmética y el número de golpes en escala logarítmica), la curva anterior, llamada de fluidez, es una recta cerca del límite líquido.

La ecuación de la curva de flujo es:

$$w = - F_w \log N + C$$

w = Contenido de agua, como porcentaje del peso seco.

F_w = Índice de Fluidez, pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica.

N = Número de golpes. Si N es menor de 10, aproxímese a medio golpe; por ejemplo, si en el 6° golpe se cerró la ranura 0.63cm (1/4") y en el 7° se cerró 1.9cm (3/4"), repórtense 6.5 golpes.

C = Constante que representa la ordenada en la abscisa de 1 golpe; se calcula prolongando el trazo de la curva de fluidez.

Para construir la curva de fluidez sin salirse del intervalo en que puede considerarse recta, A. Casagrande recomienda registrar valores entre los 6 y los 35 golpes, determinando 6 puntos, tres entre 6 y 15 golpes y tres entre 23 y 32. Para consistencias correspondientes a menos de 6 golpes se hace ya muy difícil discernir el momento de cierre de la ranura y si ésta se cierra con más de 35 golpes, la gran duración de la prueba causa excesiva evaporación. En pruebas de rutina basta con determinar cuatro puntos de la curva de fluidez.

La fuerza que se opone a la fluencia de los lados de la ranura proviene de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, por lo que el número de golpes requerido para cerrar la ranura es una medida de esa resistencia, al correspondiente contenido de agua. De lo anterior puede deducirse que la resistencia de todos los suelos en el límite líquido debe ser la misma, siempre y cuando el impacto sirva solamente para deformar al suelo, como es el caso de los suelos plásticos; pero en el caso de los suelos no plásticos (arenosos), de mayor permeabilidad que las arcillas, las fuerzas de impacto producen un flujo del agua hacia la ranura, con la consecuencia de que el suelo se reblandece en las proximidades de aquélla, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante; por ello en esos suelos, el límite líquido ya no representa un contenido de agua para el cual el suelo presente una resistencia al corte definida. Por medio de pruebas de laboratorio se determinó que el límite líquido de un suelo plástico corresponde a una resistencia al corte de 25 g/cm^2 .

La hipótesis de que el número de golpes es una medida de la resistencia al corte del suelo, fue enunciada por A. Casagrande y se confirma por el hecho de que una gráfica semilogarítmica de la resistencia contra el contenido de agua es recta y no sólo en la vecindad del límite líquido, sino en consistencias bastante distintas.

Determinación actual del límite plástico.

La prueba para la determinación del límite plástico, tal como Atterberg la definió, no especifica el diámetro al que debe llegarse al deformar el cilindro de suelo requerido. Terzaghi agregó la condición de que el diámetro sea de 3 mm ($1/8''$). La formación de los rollitos se hace usualmente sobre una hoja de papel totalmente seca,

para acelerar la pérdida de humedad del material; también es frecuente efectuar el rolado sobre una placa de vidrio. Cuando los rollitos llegan a los 3mm, se doblan y presionan, formando una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que en los 3mm justos ocurra el desmoronamiento y agrietamiento; en tal momento se determinara rápidamente su contenido de agua que es el límite plástico.

Se han hecho varios intentos para sustituir el rolado manual por la acción mecánica de algún aparato, pero sin resultados satisfactorios, debido, en primer lugar, a que la experiencia ha demostrado que en esta prueba la influencia del operador no es importante y, en segundo, a que, hasta la fecha, no ha podido desarrollarse ningún aparato en que la presión ejercida se ajuste a la tenacidad de los diferentes suelos; en el rolado manual, el operador, guiado por el tacto, hace el ajuste automáticamente.

Fundamentos del Sistema de Clasificación de Aeropuertos

A pesar de que este sistema ha sido ligeramente modificado para constituir el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, ampliamente usado en la actualidad en el mundo, conviene mencionar las bases en que A. Casagrande fundamentó su criterio para proponer el Sistema de Clasificación de Aeropuertos, punto de partida para todos los esfuerzos de valor que hasta hoy se han efectuado en este campo.

El sistema fue propuesto originalmente en 1942 y se adoptó en seguida por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de América, quien lo aplicó principalmente, como queda dicho, a la construcción de aeropistas.

El sistema divide a los suelos en 2 grandes fracciones: la gruesa, formada por partículas mayores que la malla N° 200 (0.074mm) y menores que la malla de 3" (7.62cm) y la fina, formada por las partículas que pasan la malla N° 200.

La fracción gruesa se subdivide en gravas y arenas, teniendo como frontera la malla N° 4 (4.76mm). Subdivisiones subsecuentes de esta fracción toman en cuenta el contenido y naturaleza de los finos, así como características de graduación. El

conjunto presenta un aspecto muy similar al que posteriormente se discutirá con más detalle al analizar el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

La fracción fina se subdivide en grupos, tomando en cuenta sus características de plasticidad, las cuales están relacionadas con las propiedades mecánicas e hidráulicas, que interesan al ingeniero civil. Las propiedades mecánicas e hidráulicas más importantes de las que el ingeniero precisa tener datos, primero cualitativa y después cuantitativamente son: características de esfuerzo-deformación y resistencia, compresibilidad, permeabilidad, velocidad de variación volumétrica, etc. Una de las propiedades que más influyen para la formación de estos grupos fue la compresibilidad, la cual está íntimamente ligada con las características de plasticidad, específicamente con el valor del límite líquido. La compresibilidad aumenta con el valor del límite líquido, permaneciendo todos los demás factores constantes.

La relación que existe entre la compresibilidad y la forma de las partículas de un suelo, concluyéndose que es la forma y no el tamaño lo que determina, principalmente, la compresibilidad de los suelos finos. Asimismo, las características de plasticidad son una medida indirecta del contenido de partículas coloidales laminares en un suelo y, por lo tanto, también de la compresibilidad del mismo. De aquí se comprende la importancia que desde este punto de vista tienen las características de plasticidad de los suelos.

Se indicó que la mayoría de los suelos formados por partículas finas, cuyo origen no sea volcánico tienen, por lo general, valores del límite líquido menores que 100; esto fue utilizado para subdividir estos materiales en 2, grupos principales: los de baja a media compresibilidad con límite líquido menor de 50% y los de alta compresibilidad con límite líquido mayor de 50%.

La investigación fundamental realizada por el doctor A. Casagrande en la Universidad de Harvard, es que, en la representación de los suelos en la carta de coordenadas LL-I_p, los suelos finos no adoptan una distribución caprichosa, obra del azar, sino que se agrupan de un modo específico, de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e

hidráulicas cualitativamente definidas. Los suelos cuyas partículas finas exhiben mayores características de plasticidad son aquellos situados en líneas inclinadas en la parte superior de la gráfica; los suelos con alto contenido de materia orgánica, así como aquellos que contienen finos de baja plasticidad se sitúan en las zonas bajas. Esto dio origen a que se fijara una línea que sirviera de frontera entre los grupos de suelos mencionados. Esta línea, así empíricamente obtenida, pasa por los puntos de coordenadas (0,20) y (50,22) y es comúnmente conocida como Línea A.

Esta línea y la vertical trazada por el punto (0,50), según el criterio anteriormente citado, dividen a la gráfica en 4 zonas que son las que fundamentalmente se consideran hoy día en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

En las zonas que quedan sobre la Línea A, se sitúan las arcillas inorgánicas; estas arcillas se simbolizan genéricamente con la letra C (del inglés clay). Bajo la Línea A quedan colocados suelos inorgánicos que se consideran limos, con símbolo genérico M (del sueco mo y mjala, términos usados en ese idioma para suelos de partículas finas poco o nada plásticas); también caen bajo la Línea A los suelos finos con apreciable contenido de materia orgánica; para estos suelos se usa el símbolo O.

En todos estos grupos se distinguen los suelos de alta compresibilidad de los de media o baja; para los primeros se añade al símbolo genérico la letra H (del inglés high compressibility), en los segundos, la L (low compressibility). Así resultan los 6 grupos que aparecen situados en sus respectivas zonas en la figura III.2

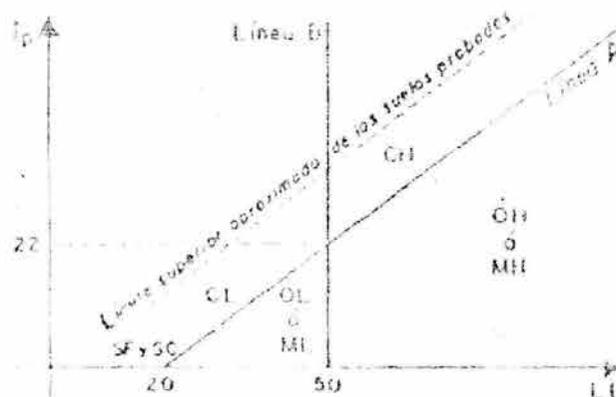


FIGURA III.2 CARTA DE PLASTICIDAD, COMO SE USÓ EN EL SISTEMA DE AEROPUERTOS.

El doctor A. Casagrande originalmente añadió a los anteriores grupos dos más; el SC y el SF, significando el primero arena con excelente cementante arcilloso o de otra categoría, en tal proporción que el material prácticamente carece de contracción y expansión; el segundo se refiere a arenas con finos que no califican como SC. (En la simbología anterior, S proviene del inglés sand, C de clay y cementation, y F de fines). La ubicación de estos dos grupos se muestra en la figura anterior, siendo de notar que ya no se usa ninguno de ellos en el Sistema Unificado derivado del de Aeropuertos.

El principal uso de la Carta de Plasticidad está en situar en ella un suelo desconocido, por medio del cálculo de los dos parámetros que definen su plasticidad; la colocación del suelo en uno de los grupos definidos indicará que participa del conjunto de propiedades mecánicas e hidráulicas características de ese grupo; así, y más si se cuenta con una cierta dosis de experiencia, se tiene un modo simple, rápido y económico de adquirir valiosa información básica sobre el suelo en cuestión.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Según se dijo, este sistema está basado en el de Aeropuertos, hasta el grado que puede decirse que es el mismo con ligeras modificaciones.

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, peso, son finas.

Se describirán en primer lugar los diferentes grupos referentes a suelos gruesos.

Suelos gruesos

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica abajo.

a) Gravas y suelos en que predominen éstas. Símbolo genérico G (gravel).

b) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S (sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla N° 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla N° 4, Y es del grupo genérico S, en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.

2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.

3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.

4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

A continuación se describen los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más detallados de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

Grupos GW 'Y SW

Según se dijo, estos suelos son bien graduados y con pocos finos o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos el contenido de

partículas finas no sea mayor de un 5%, en peso. La graduación se juzga, en el laboratorio, por medio de los coeficientes de uniformidad y curvatura. Para

Considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

Grupos GP 'Y SP

Estos suelos son mal graduados; es decir, son de apariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño o de un margen de tamaños, faltando algunos intermedios; en laboratorio, deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para su consideración como bien graduados.

Dentro de esos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médanos y playas y las mezclas de gravas y arenas finas, provenientes de estratos diferentes obtenidas durante un proceso de excavación.

Grupos GM 'Y SM

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12%, en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre "nula" y "media"; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla N° 40 abajo de la Línea A o bien que su índice de plasticidad sea menor que 4.

Grupos GC y SC

Como antes, el contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12%, en peso, y por las mismas razones expuestas para los grupos GM y SM. Sin embargo, en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla N° 40 sobre la Línea A, teniéndose, además, la condición de que el índice plástico sea mayor que 7.

A los suelos gruesos con contenido de finos comprendido entre 5% y 12%, en peso, el Sistema Unificado los considera casos de frontera, adjudicándoles un símbolo doble. Por ejemplo, un símbolo GP-GC indica una grava mal graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos plásticos (arcillosos).

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo GW-SW se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

Suelos finos

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

- a) Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).
- b) Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C (clay).
- c) Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdivide, según su límite líquido, en dos grupos. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compresibility), obteniéndose por

esta combinación los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

Ha de notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e I_p), mientras que en el caso actual sólo el valor del límite líquido interviene. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad tal como aquí se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues éste puede estar seco parcialmente o preconsolidado.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del inglés peat; turba).

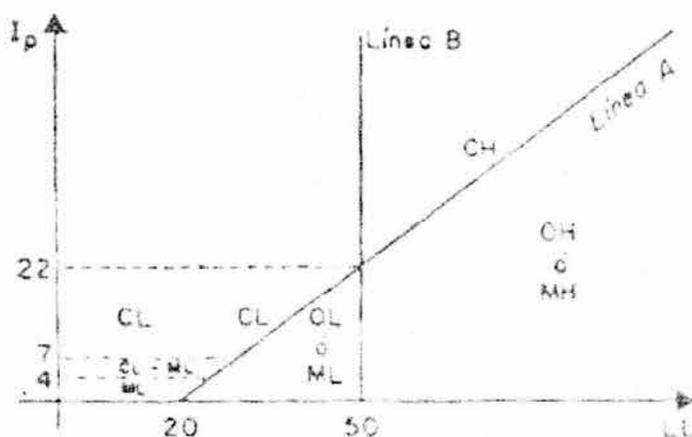


FIGURA III.3 CARTA DE PLASTICIDAD, TAL COMO SE USA ACTUALMENTE.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos introdujo una modificación en la Carta de Plasticidad, tal como se mostró en la figura III.2. La modificación se refiere a los suelos arriba de la Línea A con índice plástico comprendido entre 4 y 7, Y cambia la clasificación de los suelos que caen en la zona punteada de la figura III.3

Al margen se muestra la modificación en la figura III.3, que es la Carta de Plasticidad, tal como hoy suele usarse. Además en el estudio que sigue de los grupos de suelos finos se mencionará también la citada modificación.

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

Grupos CL y CH

Según ya se dijo, en estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la Línea A, definida por $LL < 50\%$ e $I_p > 7\%$.

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la Línea A, definida por $LL > 50\%$. Las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500%, se encasilla en el grupo CH.

Grupos ML Y MH

El grupo ML comprende la zona bajo la Línea A, definida por $LL < 50\%$ Y la porción sobre la línea A con $I_p < 4$. El grupo MH corresponde a la zona abajo de la línea A, definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con $LL < 30\%$, se localizan en el grupo ML. Los depósitos eólicos, del tipo de Loess, con $25\% < LL < 35\%$ usualmente, caen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolín, derivados de los feldespatos de rocas graníticas; a pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido para estos suelos, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo, su resistencia en estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran cierta reacción a la prueba de

dilatancia; sin embargo, son suelos finos y suaves con un alto porcentaje de partículas tamaño de arcilla, comparable con el de otras arcillas típicas, localizadas arriba de la línea A. En algunas ocasiones estas arcillas caen en casos de frontera ML-CL y MH-CH, dada su proximidad con dicha línea.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor que 100% (MH). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos ML o MH.

Los suelos finos que caen sobre la línea A y con $4\% < I_p < 7\%$ se consideran como casos de frontera, asignándoles el símbolo doble CL-ML.

Grupos OL y OH

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el límite líquido de una arcilla inorgánica crezca, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la línea A.

Grupos Pt

Las pruebas de límites pueden ejecutarse en la mayoría de los suelos turbosos, después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300% y 500%, quedando su posición en la Carta de Plasticidad netamente abajo de la línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100% y 200%.

Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera. Por

ejemplo, MH-CH representará un suelo fino con $LL > 50\%$ e índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la línea A.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca, además, una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la compacidad.

En los suelos gruesos, en general, deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico y cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va a hacer del material.

En suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico y cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterado y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

Identificación de los suelos.

El problema de identificación de los suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo

de clasificación. En el caso concreto de este trabajo, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; obviamente en el grupo que le corresponde según sus características, la identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se situó; naturalmente, según ya se dijo, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación.

En el Sistema Unificado hay criterios para clasificación de suelos en el laboratorio. Además y ésta es una de las ventajas del Sistema, se ofrecen criterios para identificación en el campo, es decir, en aquellos casos en que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación estricta. Estos criterios, simples y expeditos, se detallan a continuación.

Identificación de campo de suelos gruesos.

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, de su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño $\frac{1}{2}$ cm como equivalente a la malla N° 4 y para la estimación en el contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla N° 200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar, en examen visual, los suelos bien graduados de los mal graduados. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas, con las obtenidas en laboratorio, en todos los casos en que se tenga oportunidad. Para examinar la fracción fina contenida en el suelo, deberán ejecutarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos que se detallaran adelante, sobre la parte que pase la malla N° 40; si no se dispone de esta malla, el cribado puede sustituirse por una separación manual equivalente.

En ocasiones puede ser importante juzgar de la integridad de las partículas constituyentes de los suelos, en cuyo caso será preciso un examen especialmente cuidadoso. Las partículas procedentes de rocas ígneas sanas se identifican fácilmente; las partículas intemperizadas se reconocen por las decoloraciones y la relativa facilidad con que se desintegran.

Identificación de campo de suelos finos

Una de las grandes ventajas del Sistema Unificado es, como se dijo, el criterio para identificar en el campo los suelos finos, contando con algo de experiencia. El mejor modo de adquirir esa experiencia sigue siendo el aprendizaje al lado de quien ya la posea; en falta de tal apoyo, es aconsejable el comparar sistemáticamente los resultados de la identificación de campo realizada, con los del laboratorio, en cada caso en que exista la oportunidad.

Las principales bases de criterio para identificar suelos finos en el campo son la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

El conjunto de pruebas citadas se efectúa en una muestra de suelo previamente cribado por la malla N° 40 o, en ausencia de ella, previamente sometido a un proceso manual equivalente.

Dilatancia

En esta prueba, una pastilla con el contenido de agua necesario para que el suelo adquiera una consistencia suave, pero no pegajosa, se agita alternativamente en la palma de la mano, golpeándola secamente contra la otra mano, manteniéndola apretada entre los dedos. Un suelo fino, no plástico, adquiere con el anterior tratamiento, una apariencia de hígado, mostrando agua libre en su superficie, mientras se le agita, en tanto que al ser apretado entre los dedos, el agua superficial desaparece y la muestra se endurece, hasta que, finalmente, empieza a desmoronarse

como un material frágil, al aumentar la presión. Si el contenido de agua de la pastilla es el adecuado, un nuevo agitado hará que los fragmentos producto del desmoronamiento vuelvan a constituirse.

La velocidad con la que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica en arenas finas uniformes, no plásticas (SP y SM) y en algunos limos inorgánicos (ML), particularmente del tipo polvo de roca; también en tierras diatomáceas (MH). Al disminuir la uniformidad del suelo, la reacción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos materiales se vuelve más lenta; esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos (ML, OL), en arcillas muy limosas (CL-ML) y en muchas arcillas del tipo caolín (ML, ML-CL, MH y MH-CH). Una reacción extremadamente lenta o nula es típica de arcillas situadas sobre la línea A (CL, CH) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad (OH).

El fenómeno de aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos y, aún en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano; esto reduce la relación de vacíos del material, expulsando al agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a esos vacíos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción.

Tenacidad

La prueba se realiza sobre un espécimen de consistencia suave, similar a la masilla. Este espécimen se rola hasta formar un rollito de unos 3 mm de diámetro aproximado, que se amasa y vuelve a rolar varias veces. Se observa cómo aumenta la rigidez del rollito a medida que el suelo se acerca al límite plástico. Sobrepasado el límite plástico, los fragmentos en que se parta el rollito se juntan de nuevo y amasan ligeramente entre los dedos, hasta el desmoronamiento final.

Cuanto más alta sea la posición del suelo respecto a la línea A (CL, CH), es más rígido y tenaz el rollito cerca del límite plástico y más rígida también se nota la muestra al romperse entre los dedos, abajo del límite plástico. En suelos ligeramente sobre la línea A, tales como arcillas glaciales (CL, CH) los rollitos son de media tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Los suelos que caen bajo la línea A (ML, MH, OL Y OH) producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico, casi sin excepción; en el caso de suelos orgánicos y micáceos, que caigan muy abajo de la línea A, los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la línea A, excepto los OH próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos posterior al rolado, se muestra suelta y se desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al límite plástico.

Cuando se trabaje en lugares en que la humedad ambiente sea casi constante, el tiempo que transcurra hasta que se alcance el límite plástico, es una medida relativamente tosca del índice plástico del suelo.

Por ejemplo, una arcilla CH con $LL = 70\%$ e $I_p = 50\%$ o una OH con $LL = 100\%$ e $I_p = 50\%$, precisan mucho más tiempo de manipulación para llegar al límite plástico que una arcilla glacial del tipo CL. En limos poco plásticos, del grupo ML, el límite plástico se alcanza muy rápidamente. Claro es que para que las observaciones anteriores tengan sentido, será preciso comenzar todas las pruebas con los suelos en la misma consistencia muy aproximadamente, de preferencia cerca del límite líquido.

Resistencia en estado seco

La resistencia de una muestra de suelo, previamente secado, al romperse bajo presiones ejercidas por los dedos, es un índice del carácter de su fracción coloidal.

Los limos ML o MH exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital; el polvo de roca y la tierra diatomácea son ejemplos típicos. Una resistencia en

estado seco baja es representativa de todos los suelos de baja plasticidad, localizados bajo la línea A y, aun de algunas arcillas inorgánicas muy limosas, ligeramente sobre la línea A (CL). Resistencias medias definen generalmente arcillas del grupo CL o, en ocasiones, otras de los grupos CH, MH (arcillas tipo caolín) u OH, que se localicen muy cerca de la línea A. La mayoría de las arcillas CH tienen resistencias altas, así como las CL localizadas muy arriba de la línea A. Materiales OH con altos límites líquidos y próximos a la línea A también exhiben grandes resistencias. Por último, resistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo CH, localizadas en posiciones muy elevadas respecto a la línea A.

Color

En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posea experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son propios, más bien, de suelos inorgánicos.

Olor

Los suelos orgánicos (OH y OL) tienen por lo general un olor distintivo, que puede usarse para identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición al aire, aumentando, por el contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

La carta de plasticidad y las propiedades físicas del suelo

Ya se ha mencionado que las propiedades físicas de un suelo fino quedan cualitativamente definidas en forma aproximada a partir de la ubicación de ese suelo en la Carta de Plasticidad; sin embargo, dada la importancia del tema, resulta conveniente puntualizar algo más algunas relaciones que la experiencia ha confinado de un modo bastante digno de confianza.

La práctica de laboratorio ha indicado que la compresibilidad de los suelos, a igual carga de preconsolidación, es aproximadamente proporcional al límite líquido, de manera que dos suelos con el mismo límite líquido son similarmente compresibles. Al comparar las propiedades físicas de suelos que tengan el mismo límite líquido, se encuentra que, creciendo el índice plástico, aumentan las características de tenacidad y resistencia en estado seco, en tanto que disminuye la permeabilidad. El comportamiento de los suelos, al variar sus características de plasticidad puede resumirse en la tabla siguiente:

Características	Límite líquido constante, pero índice plástico creciente	Índice plástico constante, pero límite líquido creciente
Compresibilidad	Prácticamente la misma	Crece
Permeabilidad	Decrece	Crece
Razón de variación volumétrica	Decrece	
Tenacidad	Crece	Decrece
Resistencia en estado seco	Crece	Decrece

Así, al comparar las características de plasticidad de dos suelos, puede tenerse una estimación relativa de algunas de sus propiedades físicas. En la tabla anterior se menciona la razón de variación volumétrica, que es la rapidez con la que los suelos cambian su volumen cuando varían las condiciones de esfuerzo a que están sometidos.

Pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante.

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones

actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas. En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo Sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara como se muestra en la figura III.4

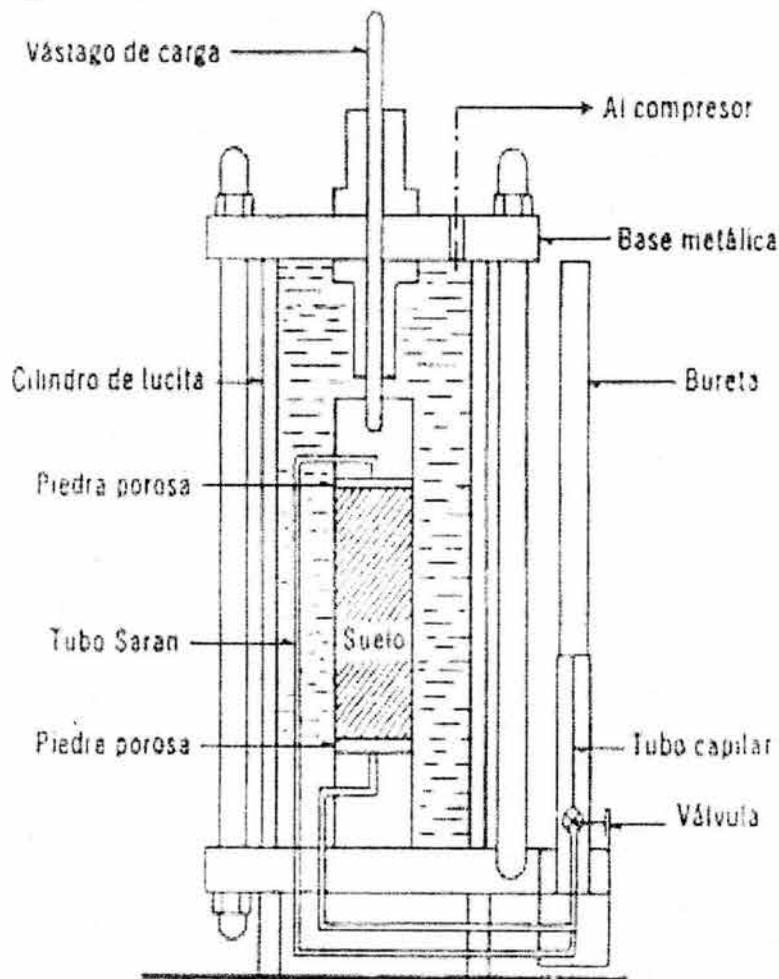


FIGURA III.4 ESQUEMA DE LA CÁMARA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua; el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

La primera prueba triaxial desarrollada, la más usada en los últimos años y aún actualmente, es aquella en la que se transmite al espécimen una presión por medio del vástago; el valor de esa presión (p), sumada a la del agua (σ_c), dará el esfuerzo axial actuante sobre la muestra (σ_a):

$$\sigma_a = \sigma_c + p$$

En épocas más recientes se han desarrollado otras modalidades de prueba triaxial. En una de ellas, ya bastante usada, el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba; en otra, se varía la presión lateral, modificando la presión de cámara dada con el agua, pero se mantiene la presión axial constante, para lo que son precisos los ajustes correspondientes en la presión transmitida por el vástago. Finalmente, sobre todo en trabajos de investigación, se están efectuando pruebas en las que se hace variar tanto al esfuerzo axial como al lateral.

Hoy las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos: Pruebas de compresión y de extensión.

Las de compresión son aquellas en las que la dimensión original axial del espécimen disminuye y las de extensión, aquellas en las que dicha dimensión se hace aumentar durante la prueba.

Una prueba de compresión puede tener, evidentemente, varias modalidades de laboratorio; en efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer disminuir aumentando el esfuerzo axial, por aumento de la carga transmitida por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo axial, pero haciendo disminuir el lateral, dado por

el agua (naturalmente, este método exige ajustes en la carga transmitida por el vástago, para mantener la misma presión axial) o, finalmente, aumentando la presión axial y disminuyendo la lateral simultáneamente; la más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble del decremento de presión lateral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

Correspondientemente, las pruebas de extensión pueden tener también varias modalidades. En la primera, la dimensión axial del espécimen se hace aumentar disminuyendo la presión axial, pero se deja constante la presión lateral; en la práctica esto se logra haciendo que el vástago ejerza una tracción sobre el espécimen. En la segunda modalidad, la presión axial se hace permanecer constante (con los precisos ajustes con el vástago), pero se hace aumentar la presión dada con el agua. Finalmente, en la tercera modalidad posible, se hace disminuir la presión axial, a la vez que se aumenta la lateral; en este tipo de prueba también es muy usual que la disminución de presión axial sea, en cada variación de carga aplicada, doble del aumento de la presión lateral, buscando una vez más, que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantenga.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 , σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; los esfuerzos intermedio y menor son iguales ($\sigma_2=\sigma_3$) y quedan dados por la presión lateral. En una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor (σ_3); el mayor y el intermedio son ahora iguales y están dados por la presión lateral del agua ($\sigma_1=\sigma_2$).

El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sujeto a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en la prueba dos de los esfuerzos

principales son iguales, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado.

La resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sujeto en la obra de que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de esos factores, tratando de reproducir las condiciones reales de ese caso particular. Por ello no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Parece que, en cada caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente; sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas; sus resultados han de adaptarse al caso real, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas. La primera es aquella en que se aplica a la muestra la presión de cámara (σ_c); durante ella puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas.

En la segunda etapa, de carga propiamente dicha, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí; esto requiere variar la presión que comunica el vástago, de acuerdo con alguna de las líneas de acción ya mencionadas (pruebas de compresión o de extensión); esta segunda etapa puede también ser o no drenada, según se maneje la misma válvula mencionada. En realidad, la alternativa en la segunda etapa sólo se presenta si la primera etapa de la prueba fue drenada, pues no tiene mucho sentido permitir drenaje en la segunda etapa, después de no haberlo permitido en la primera.

La descripción de las pruebas se hace con base en la más familiar, que es la prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial por aplicación de una carga a través del vástago.

Prueba lenta. (Símbolo L). Prueba con consolidación y con drenaje.

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática (σ_c), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es llevada a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Prueba rápida-consolidada. (Símbolo R_c). Prueba con consolidación y sin drenaje.

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática σ_c , como en la primera etapa de la prueba lenta; así, el esfuerzo σ_c llega a ser efectivo (σ_c), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, de aplicación de la carga axial. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe qué parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo

ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple del esfuerzo vertical, pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba rápida. (Símbolo R). Prueba sin consolidación y sin drenaje.

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Prueba de compresión simple. (Símbolo C.).

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Los esfuerzos exteriores al principio de la prueba son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

Consolidación de los suelos.

A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama proceso de consolidación.

Durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas durante el mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así el

movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir solo en dirección vertical; esta es la consolidación unidireccional o unidimensional.

En la consolidación unidimensional, por lo tanto, el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos en comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidará bajo la carga de la estructura

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro aplastado, es decir de pequeña altura en comparación del diámetro de la sección recta.

La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en una cazuela de un consolidómetro, como se muestra en la figura III.5

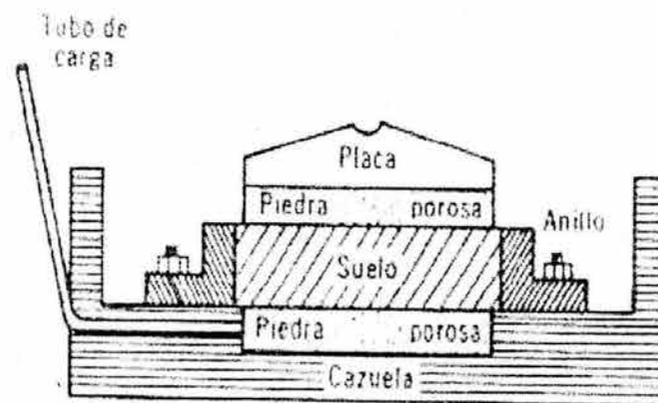


FIGURA III.5 DETALLE DE LA COLOCACIÓN DE LA MUESTRA EN EL CONSOLIDÓMETRO DE ANILLO FIJO.

Por medio del marco de carga mostrado en la figura se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite

llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un periodo de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abcisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y como coordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado.

En rigor, la prueba de consolidación, tal como se hace en un consolidómetro, hace disminuir el volumen de la muestra por acortamiento de la altura, pero sin cambio en la sección transversal.

Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (figura III.6)

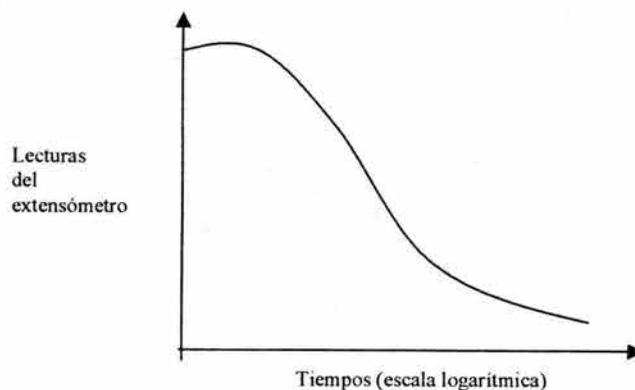
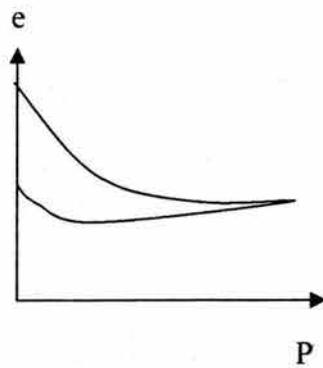


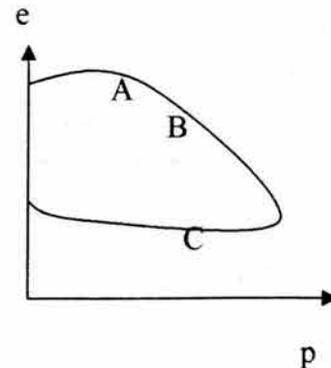
Figura III.6

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así para cada incremento de carga aplicado se tiene un valor de la relación de vacíos y otro de presión correspondiente actuante sobre el espécimen.



(a)

(a) Representación aritmética



(b)

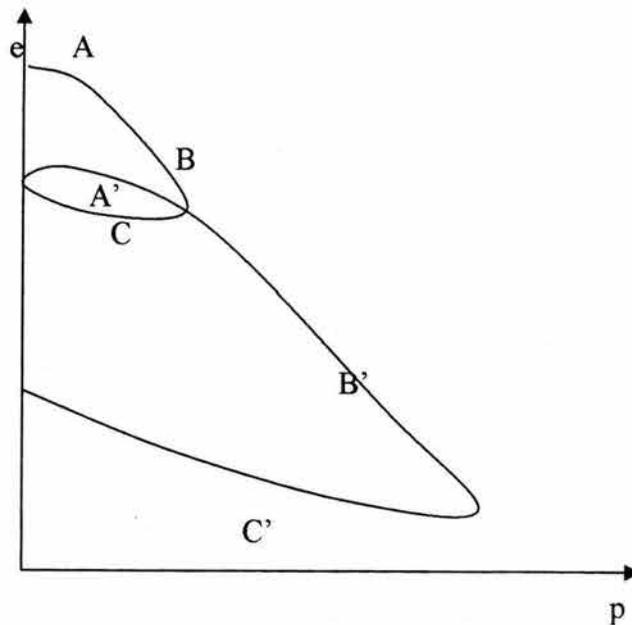
(b) Representación semilogarítmica

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actualmente sobre el espécimen. En suma de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga; se tienen valores para constituir una grafica en cuyas absisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de e en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El A es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad en su unión con el tramo B. El tramo B es generalmente un tramo recto muy aproximadamente y con el se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter el espécimen en una segunda etapa, ahora se descarga, en la que se sujeta al espécimen en cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento en tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen; si bien este nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el

del espécimen; si bien este nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo C corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual el tramo A de la curva de compresibilidad suele llamarse "tramo de recompresión", el tramo B "tramo virgen" y el tramo C "tramo de descarga", como se muestra en las figuras III.7 a y III.7b.

Considérese un experimento en el cual una muestra de arcilla se sujeta a un ciclo de carga y completa descarga, correspondiente a una prueba de consolidación unidimensional y, de inmediato, una vez descargada, se vuelve a cargar, a una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo; finalmente la muestra vuelve a descargarse hasta retornara la condición $p=0$.



Curva de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

Figura III.8

En el primer ciclo de carga y descarga la grafica obtenida es la ABC, de acuerdo con lo antes expuesto. En la grafica A'B'C', correspondiente al segundo ciclo son de notar los siguientes hechos. El tramo A', de recompresión, se extiende ahora hasta la máxima presión a que se haya cargado al suelo en el ciclo anterior, mientras que el nuevo tramo virgen, B', rápidamente se define como la prolongación del tramo virgen correspondiente al primer ciclo. El tramo de descarga, C' resulta similar al tramo C, primeramente obtenido.

De la posición relativa de los tramos A', B' y C', del segundo ciclo de carga y descarga respecto a los A, B y C, del primer ciclo puede concluirse que se produce un tramo de recompresión, tal como el A', cuando se están aplicando a la muestra de suelo presiones que ésta ya ha soportado en una época anterior, mientras que un tramo virgen, tal como el B', resulta al aplicar a la muestra presiones nunca antes soportadas. Resultan así lógicos los nombres adoptados para los diferentes tramos.

Cuando se someta una muestra de suelo natural a un solo ciclo de carga y descarga, como es usual en una prueba normal de consolidación unidimensional y se obtenga una grafica del tipo de representación semilogarítmica, hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo A ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que aquellas correspondientes al tramo B, son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente, como se muestra en la figura III.8

Equipo para la prueba.

Consiste de un consolidómetro incluyendo el anillo para la ubicación de la muestra, piedras porosas, un micrómetro de 0.001cm y equipo adicional tal como cortadores para labrar el espécimen, cronómetro, cápsulas, horno, balanzas, termómetros y una cierta cantidad de algodón hidrófilo.

Descripción del mecanismo de transmisión de carga y calibración del aparato.

La carga se aplica por medio de pesos colocados en una ménsula que cuelga del extremo de la viga de carga. La carga se transmite al marco por medio de un cable apoyado en una rótula fija de radio r_1 , ligada al pedestal del aparato. La viga de carga puede girar en torno a esa rótula. La relación del brazo de palanca de la ménsula de carga, r_2 , y del radio r_1 , antes mencionado, suele ser del orden de 10 y ésta es la razón de multiplicación de cargas del aparato, como se muestra en la figura III.9

El peso de la viga y la ménsula de carga se balancean con el contrapeso A. El peso del marco de carga se balancea, a su vez, con el contrapeso B.

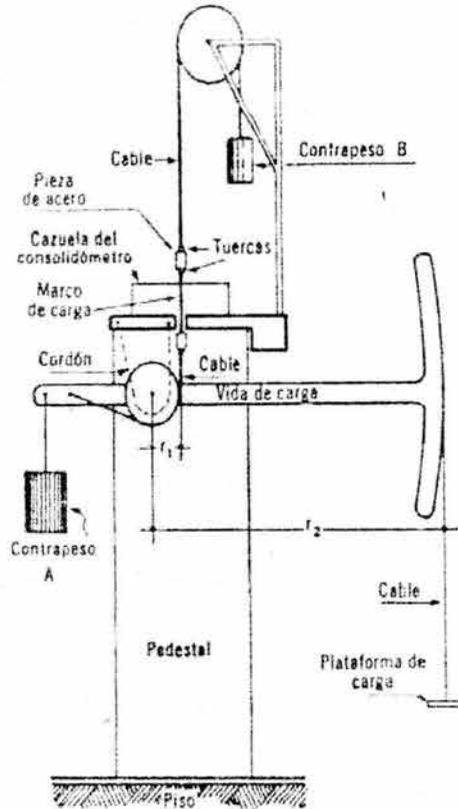


FIGURA III-9 ESQUEMA DEL MECANISMO DE TRANSMISIÓN DE CARGA DE UN CONSOLIDÓMETRO.

La posición del marco de carga respecto a la cazuela puede ajustarse usando las tuercas de las barras laterales del marco.

Para dejar el aparato listo para el uso es preciso obtener una curva de calibración; es decir, una curva de las deformaciones propias, sin muestra. Estas deformaciones deberán restarse de las obtenidas en una prueba, a fin de llegar a las deformaciones de la muestra sola. La curva se obtiene sujetando al conjunto de las piedras porosas, placa de carga, etc., sin muestra, a una prueba de consolidación y dibujando las lecturas del micrómetro contra las correspondientes cargas, en escala aritmética, usualmente.

Preparación de la muestra.

Para preparar una muestra inalterada es esencial cortar un fragmento cuyo volumen sea el del anillo de consolidación.

Es recomendable preparar el espécimen en un cuarto húmedo. Al mismo tiempo que se prepara la muestra de consolidación es necesario formar una muestra representativa para determinación de peso específico relativo y es conveniente obtener muestras para la relación de pruebas de límites de plasticidad. El procedimiento detallado para la obtención de una muestra para pruebas de consolidación deberá ajustarse a lo que sigue:

1- Anótese el peso propio del anillo para confirmar la muestra y de dos placas de vidrio de aproximadamente 15x15cm. Hágase lo mismo con el área y altura del anillo.

2- Colóquese una masa de arcilla inalterada del tamaño aproximado en el anillo de consolidación, debe tenerse cuidado de que la muestra no pierda agua por evaporación. Conforme el labrado de la muestra progresa, esta se va presionando hacia adentro del anillo, usando para ello una placa de vidrio.

3- Retírese la proporción de la muestra que sobresalga por la cara superior del anillo, hasta lograr una superficie continua a nivel.

4- Colóquese una placa de vidrio, ya pesada, sobre el anillo; inviértase este y repítase la remoción del material en la cara inferior. Una vez realizada, colóquese en esa cara la otra placa de vidrio tarada.

5- Anótese una muy cuidadosa y detallada descripción de la muestra.

6- Usando una balanza, pese el conjunto muestra, anillo y placas de vidrio.

7- Retírese con cuidado las placas de vidrio y en su lugar, céntrese cuidadosamente las piedras porosas ligeramente humedecidas en sus bases, presionándolas muy suavemente contra la muestra.

8- Colóquese un anillo de algodón hidrófilo, húmedo, en torno a la piedra porosa superior, cubriendo la parte superior del espacio entre el anillo y la cazuela.

Montaje de la prueba.

Se ajustara a lo que sigue:

1- Con gran cuidado, colóquese esta sobre la plataforma del banco de consolidación y céntrese cuidadosamente la piedra porosa superior bajo el marco de carga.

2- Balancéese la palanca de carga y ajuste la elevación de la pieza transversal superior del marco de carga, hasta que el marco quede en contacto con la pequeña esfera metálica alojada en la muestra de la placa de carga.

3- Colóquese el micrómetro, atornillado el puente que los sostiene y poniéndolo en contacto con el marco de carga; póngase el micrómetro en cero.

Procedimiento de prueba.

El procedimiento de prueba se ajustara a lo que sigue:

1. Retirado el pequeño peso actuante sobre el marco de carga, colóquese en la ménsula el primer incremento de carga, evitando que el marco cause impacto sobre la muestra y usando los pesos apropiados. Anótese la carga. La magnitud de la presión a que primeramente se ajuste la muestra dependerá de varias consideraciones. Debe escogerse una carga bastante pequeña, tal que de una presión que haga que la muestra no fluya a través del espacio libre entre la piedra porosa y el anillo; además, puesto que en la teoría se suponen constantes tanto en la relación de vacíos como el coeficiente de permeabilidad durante el tiempo en que actúa el incremento de carga, no se tendría buena concordancia entre las curvas de laboratorio y la teoría si se escogieran incrementos de carga demasiado grandes. Por otra parte, si los incrementos son demasiado pequeños, la consolidación secundaria, que es independiente de la magnitud de ellos haría poco notorios los efectos primarios.

Después de que la muestra haya sido consolidada bajo el primer incremento, cada incremento sucesivo será tal que la carga se vaya duplicando. En suelos muy blandos es conveniente dividir la colocación de la primera carga en cuatro etapas, con media hora de intervalo y colocando cada vez una cuarta parte de la carga. Al colocar las cargas en la ménsula deberá siempre evitarse el impacto. Las pesas ranuradas de uso común, deben colocarse con sus ranuras cuatropedadas, para evitar su deslizamiento de la ménsula, por inclinación de ésta.

2. Obsérvense y anótese las lecturas del micrómetro en intervalos de tiempo adecuados. Es útil la siguiente secuencia: 6 segundos, 15 segundos, 30 segundos, 1

minuto, 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos, 30 minutos, 1 hora, 2 hora, 4 hora, 8 hora, etc. No es fundamental ceñirse a una cierta secuela, pero si lo es medir correctamente el tiempo transcurrido desde el principio hasta el instante en que se hace cada lectura.

3. Dibújese la curva de consolidación (trazo semilogarítmico).

4. Una vez que en la curva de consolidación se define claramente el tramo recto de consolidación secundaria, se considera que se ha completado la primaria; precédase entonces a la colocación del segundo incremento de carga, repitiendo los puntos 2) y 3). Y así precédase sucesivamente hasta completar la prueba en lo referente al ciclo de carga.

5. Observando todas las curvas de consolidación obtenidas, selecciónese un tiempo correspondiente a un punto que caiga en el tramo de consolidación secundaria de todas ellas. Anótense las presiones y las lecturas del micrómetro, usando las curvas correspondientes a ese tiempo escogido, interpolando en las curvas. Estos datos pueden dibujarse en trazo semilogarítmico, con las presiones en escala logarítmica y las lecturas en escala natural. La forma de la curva así obtenida es similar a la de la curva de compresibilidad, que se dibujara posteriormente. Del análisis de la curva es posible ver si la prueba se ha desarrollado lo suficiente para los propósitos que se persiguen. Siempre que sea posible, es deseable continuar aplicando incrementos de carga hasta que la porción recta del trazado semilogarítmico recién dibujado, se defina netamente. Hay que tener en cuenta, sin embargo, que los consolidómetros normales tienen una capacidad máxima en la ménsula de carga de 100 a 150 Kg.

6. Una vez aplicados todos los incrementos de carga necesarios, según la información proporcionada por la curva presión-lecturas del micrómetro mencionada en 5), quitense las cargas en decrementos; generalmente se quitan las tres cuartas partes de la presión total en el primer decremento y después, en cada uno de los restantes, se retira la mitad de la carga que reste.

7. Háganse lecturas en diferentes tiempos para cada carga actuante en el ciclo de descarga, dibujando las curvas de expansión, análogas a las anteriores de consolidación. El criterio para fijar el tiempo en que se hagan las remociones de carga sucesivas es el mismo que el establecido para la aplicación de los incrementos en el ciclo de consolidación. Es conveniente convertir la escala de las lecturas del micrómetro al dibujar las curvas.

8. Después de retirar toda la carga, permítase que la muestra se expanda descargada durante 48 horas o, preferiblemente, hasta que no se registre expansión en el micrómetro en un periodo de 24 horas. Si se deseara someter a la misma muestra a otros ciclos de recompresión, repítanse las etapas 1) a 8).

9. Al terminar la prueba, quítese el micrómetro y desármese el consolidómetro. Cuidadosamente quítese el agua del anillo de consolidación y de la superficie de la muestra, colóquense dos placas de vidrio, previamente taradas, cubriendo la muestra y el anillo y pésese el conjunto (anótese el dato como tara más suelo húmedo).

10. Seque la muestra en el horno y obténgase su peso seco.

Datos de la prueba de consolidación.

Se seguirán los siguientes lineamientos:

1. Ejecútense los cálculos indicados en la forma de Contenidos de agua y cálculos. Estos conducen a la determinación de los contenidos de agua inicial y final del espécimen y de la altura de sólidos, H_s . esta última cantidad, juntamente con la altura original del espécimen H_1 se usa en el calculo de las relaciones de vacíos correspondientes a las lecturas del micrómetro, registradas en la forma de Resumen de datos y cálculos. El propósito del calculo de los grado de saturación al principio y al final de la prueba es el de obtener una verificación de de la exactitud de los datos observados y registrados. El grado de saturación de una arcilla inorgánica inalterada es, por lo general, muy cercano a 100%. Si el grado de saturación calculado al principio de la prueba varía apreciablemente del 100%, ello puede indicar la

presencia de gas o aire en la muestra o un error en los datos o cálculos efectuados. Cuando una muestra esta totalmente saturada al principio de la prueba, ciertamente lo estará al final de ella. El calculo del grado de saturación final requiere tomar en cuenta el cambio de altura del espécimen, que tiene lugar del principio al fin de la prueba; esta dado por la variación neta de lecturas inicial y final del micrómetro. Por lo tanto, un valor inapropiado del grado de saturación calculado puede indicar un error en las lecturas micrométricas registradas.

2. Regístrense en la forma de Resumen de datos y cálculos, los datos allí especificados. La duración de la prueba es el tiempo total transcurrido desde la aplicación del incremento de carga inicial al momento en que se hace la lectura micrométrica final. El intervalo de tiempo entre incrementos de carga usado en los cálculos es el tiempo, arbitrariamente escogido, para el cual se completa la consolidación primaria en todos los incrementos de carga. La corrección por compresión del aparato de la forma de resumen de datos y cálculos se obtiene de la curva de calibración a que ya se ha hecho referencia.

3. Dibújese la curva de compresibilidad en trazo semilogarítmico y determínese la carga de preconsolidación.

Para el proyecto de interés se realizaron las siguientes pruebas de laboratorio:

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se determino también el contenido natural de agua.

En los estratos representativos se hicieron límites de consistencia o se determino el porcentaje de finos, según se trata de suelos finos o gruesos; se obtuvieron en ambos la densidad de sólidos.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no

consolidada-no drenada (prueba triaxial UU). En el anexo I se presentan los registros de laboratorio y las graficas de esfuerzo-deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural. La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada-no drenada (UU), así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo deformación unitaria, de las pruebas UU.

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar. En el anexo I se presentan las curvas de compresibilidad, y los registros de laboratorio de las pruebas de consolidación realizadas.

IV CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y ESTRATIGRÁFICAS DEL SUBSUELO

La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa, azolvada: la cortina situada en el sur esta representada por los basaltos del Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes.

El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años, o sea el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del lapso del cierre de la cuenca.

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

De origen volcánico son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del peñón del marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina, con su hilera de conos escoriales juveniles rodeados de lavas y las coladas recientes del pedregal de San Ángel, originadas en el Sitio. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten con los de un volcán grande; como lo es el cerro de San Miguel que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples produjo erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cúbicos de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos y otros numerosos tipos de piro clásticos, que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como Zona de Lomas.

DEPOSITOS DE LAGO.

Proceso de Formación de los Suelos.

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alternación fisicoquímica de los materiales eólicos, aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía en los que el nivel del lago bajo y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formo una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas, producto de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y aun llegan a desaparecer al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago Texcoco, mostrando que esta región tuvo escasos y breves periodos de sequía.

Evolución de las Propiedades Mecánicas

a) Consolidación Natural.

El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaron una zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la

profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco que prácticamente no sufrió etapas de sequía y donde el contenido salino de sus aguas era mas alto, las arcillas fueron algo mas blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

b) Consolidación Inducida.

El desarrollo urbano en la zona lacustre de la Cuenca de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:

- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como el desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales negras, que provoco el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incremento el espesor de la costra superficial y la consolido la parte superior de la masa de arcilla.
- La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos de los superficiales.
- La construcción de estructuras que ha propiciado el reciente crecimiento urbano.

Características Estratigráficas

a) Costra superficial (CS).

Este estrato esta integrado por tres substratos que construyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

- Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico, cuyo espesor varía entre 1 y 7m.
- Suelo blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

- Costra seca (SS). Se formo como consecuencia de un abatimiento del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares (altitermal)

b) Serie Arcillosa Lacustre Superior

El perfil estratigráfico de los suelos del lago entre la superficie y la llamada capa dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A esta parte se le identificara como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varia entre 25 y 50m aproximadamente.

A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa:

- Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformo a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial CS, en arcillas preconsolidadas.
- Arcilla normalmente consolidada (NC): se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aun estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.
- Arcilla preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.
- Lentes duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánico; estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

c) Capa Dura.

La capa dura es un depósito heterogéneo en el que predomina material limo arenoso con lentes de arcilla y ocasionales gravas, tiene una cementación muy variable; su espesor es variable desde casi imperceptible en la zona central de lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron orillas del lago. Desde el punto de vista geológico, este estrato se desarrolló en el periodo interglacial Sangamon, que se caracterizó por ser un periodo de sequía y calor.

d) Serie Arcillosa Lacustre Inferior.

Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es de unos 15m al centro del lago y prácticamente desaparece en las orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

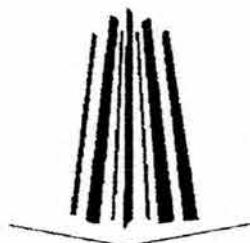
e) Depósitos Profundos.

Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos, de uno a cinco metros, está más endurecida, debajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.



CAPITULO IV

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y ESTRATIGRÁFICAS DEL SUBSUELO



DEPOSITOS DE TRANSICION.

Características Generales.

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle y de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago.

Estos materiales de origen aluvial, se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y la frecuencia de los depósitos; así se generaron dos tipos de transiciones: interestratificada y abrupta; ambas condiciones se describen a continuación.

Condición Interestratificada Del Poniente.

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas donde se acumularon los acarreos pluviales que descendieron de las lomas a la planicie, estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río. En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados vario según el clima prevaleciente en cada época geológica; así cuando los glaciares en las barrancas de las lomas se derritieron, a finales de la tercera glaciación, los depósitos fluviales correspondientes (formados al pie de los abanicos volcánicos) resultaron mucho más potentes y extensos que los originados a finales de la cuarta glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo en la sierra.

Consecuentemente y generalizando, puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de las lomas; esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada capa dura, depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvioglaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Ángel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río hondo. Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a

los depósitos lacustres; tal es el caso de la cubierta de los suelos negros, orgánicos, arenosos y limó arcillosos del Holoceno, que se extienden desde el pie de las lomas sobre dos o tres kilómetros al oriente formando las riveras del lago histórico de los Toltecas y Mexicas. Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende desde el Valle de Coatepec hacia el sur.

Condición Abrupta Cercana a los Cerros.

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en este caso los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca. Esta transición abrupta se presenta en el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el Cerro de la Estrella y el Cerro del Tepeyac; la estratigrafía típica de estas zonas esta integrada por la serie arcillosa lacustre, interrumpida por numerosos lentes duros de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentren intercalaciones de lentes delgados de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales.

DEPOSITOS DE LAS LOMAS

Características Generales.

La zona de las Lomas esta formada por la serranía que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al SSW; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvioglaciales y glaciales más antiguos.

Zona Poniente.

a) Sierra de las Cruces.

Se formo a partir del Plioceno Superior, extendiéndose su actividad hasta el Pleistoceno Superior (Sangamon).

Varios escudo-volcanes andesítico-dacíticos de estructura compleja, componen esta sierra. Cada aparato está constituido por cumbres lávicas y extensos abanicos volcánicos. Se caracterizan estos últimos por la acumulación de materiales piroclásticos producidos principalmente en periodos de actividad explosiva; subsecuentemente estos fueron transportados por agua, aire y hielo.

En la formación de las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos:

- **Capas de erupciones pumíticas plinianas.** Corresponden a la actividad volcánica de mayor violencia; se depositaron como lluvia en estratos de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.
- **Flujos piroclásticos (nuées)** de grandes volúmenes de grava, bloques y arena fina (arenas azules, arenas rosas, cuquita).
- **Lahares calientes** correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases y agua condensada. Están asociadas a erupciones de flujos piroclásticos.

- **Lahares fríos** son acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado en corrientes lubricadas arrastradas por agua de lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.
- **Depósitos fluvioglaciales** producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial.
- **Depósitos fluviales estratificados** correlacionables con la formación Clástica Aluvial del relleno de la Cuenca de México.
- **Suelos** producto de la alteración de las distintas unidades litológicas, de cenizas y acumulaciones de polvo eólico. Son de color rojo cuando están asociados a climas húmedos calientes; de color amarillo subdesarrollados cuando son producto de climas áridos y fríos.

b) Pedregal del Xitle

Del cerro del Xitle descendió, hace unos 2000 años, una extensa colada de lavas basálticas; sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus fuentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Ángel. Las lavas descendieron sepultando dos valles antiguos, uno en el Sur que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan; otro en el Norte, el mayor, que se extendía entre el cerro Zacaltepetl y las lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cabeceras: una en los flancos orientales del cerro de la Palma y la otra en la barranca de la Magdalena Contreras.

A la zona cubierta por lava se le identificaba como los Pedregales de San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

Por otra parte debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las fuentes Brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochitepe; este tubo su cabecera en el valle del Tezontle. Este afluyente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

Muy anteriormente a la erupción del Xitle en el Illinois (hace 200,000 años) avanzaron grandes cuerpos de hielo; estos glaciares fueron de la barranca de la

Magdalena Contreras hasta las partes bajas del antiguo valle, acercándose a lo que hoy es San Ángel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Ángel, así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Ángel pueden existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvioglaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran al sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas.

El predio de interés se localiza en la Zona III (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, y presenta la siguiente secuencia estratigráfica determinada mediante el sondeo realizado en el predio de interés

- De 0.0 a 0.8 m** **Capa Vegetal.** Formada por arcilla color café oscuro con abundantes raíces y pocos desperdicios de construcción.
- De 0.8 a 7.8 m** **Costra Superficial.** Endurecida por secado solar y formada por limo arenoso y arena limosa de consistencia semi dura a muy dura, con intercalaciones de arcilla blanda. La resistencia registrada con el cono eléctrico varía entre 7 y más de 100kg/cm².
- De 7.8 a 22.6 m** **Serie Arcillosa Superior.** Formada por arcilla de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante, con lentes duros de arena limosa y limo arenoso. En la arcilla la resistencia medida con el Cono Eléctrico vario entre 6 y 16kg/cm², mientras que en los lentes duros osciló entre 24 y 63kg/cm².
- De 22.6 a 24.2 m** **Primera Capa Dura.** Esta capa es de origen aluvial y está constituida por limo arenoso y arena limosa de consistencia dura a muy dura, con algunos lentes de arcilla dura. La resistencia medida con el Cono Eléctrico fue superior a 100kg/cm², mientras que el número de golpes en la prueba de Penetración Estándar varió entre 25 y 49.
- De 24.2 a 26.2 m** **Serie Arcillosa Inferior.** Formada por arcilla de alta compresibilidad y mediana resistencia al esfuerzo cortante, con lentes duros de vidrio y ceniza volcánica. La resistencia medida con el Cono Eléctrico en la arcilla vario entre 9 y 22kg/cm², mientras que en los lentes duros resultado superior a 100kg/cm².

El nivel freático se detecto a 2.7 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizo la exploración. De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua del orden de 15 ton/m² a 20 m de profundidad.

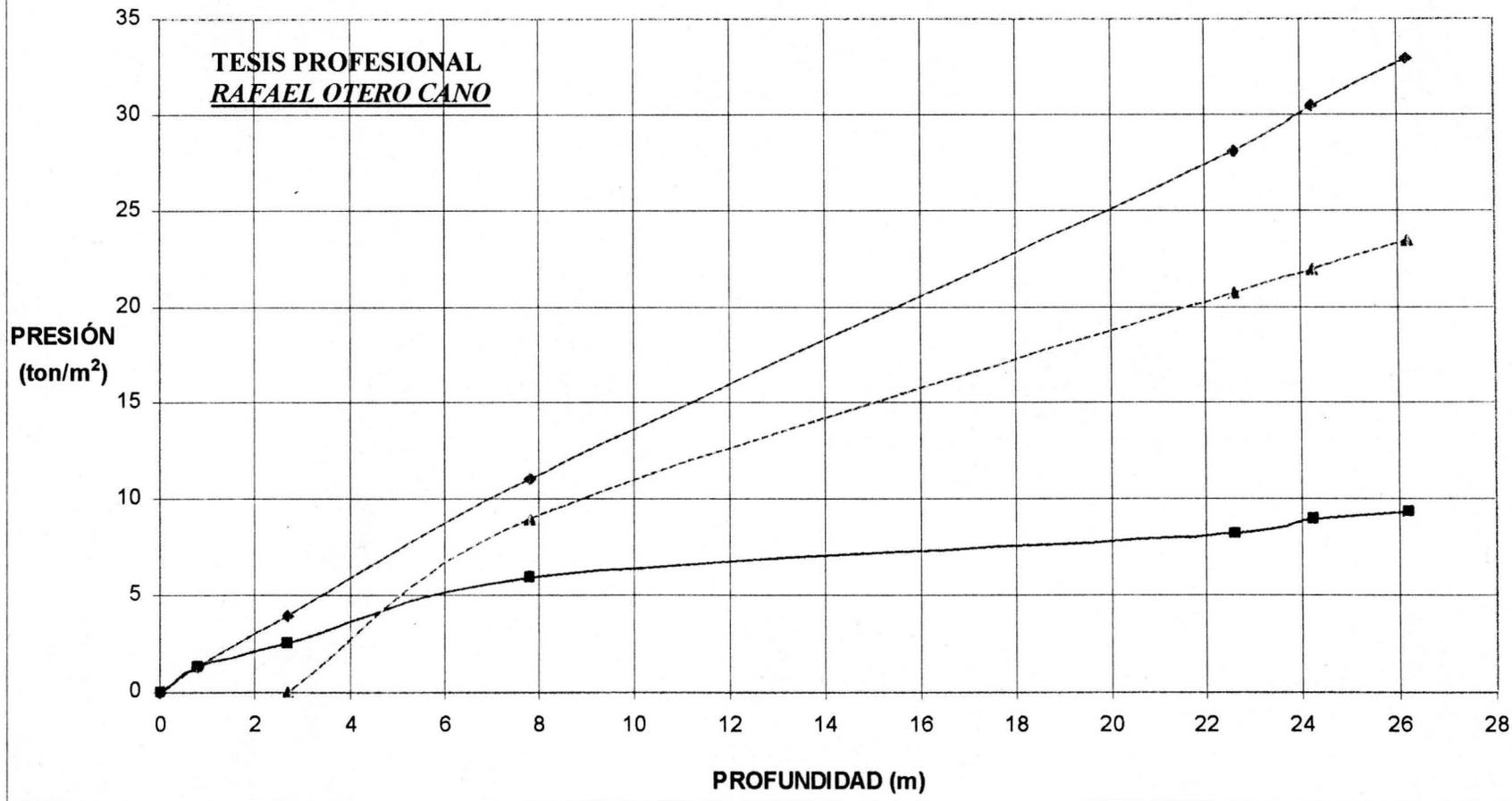
El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura IV.1 mediante la grafica de variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); también se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados.

Del análisis de la figura anterior se concluye que el deposito arcilloso localizado entre la superficie y 5.8m se encuentra preconsolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación mayor en 18 ton/m² al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y de 14 ton/m², en su parte inferior, y a partir de dicha profundidad, y hasta 30m tiene una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de 10 ton/m².

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 3kg/cm³.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona III, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.4.

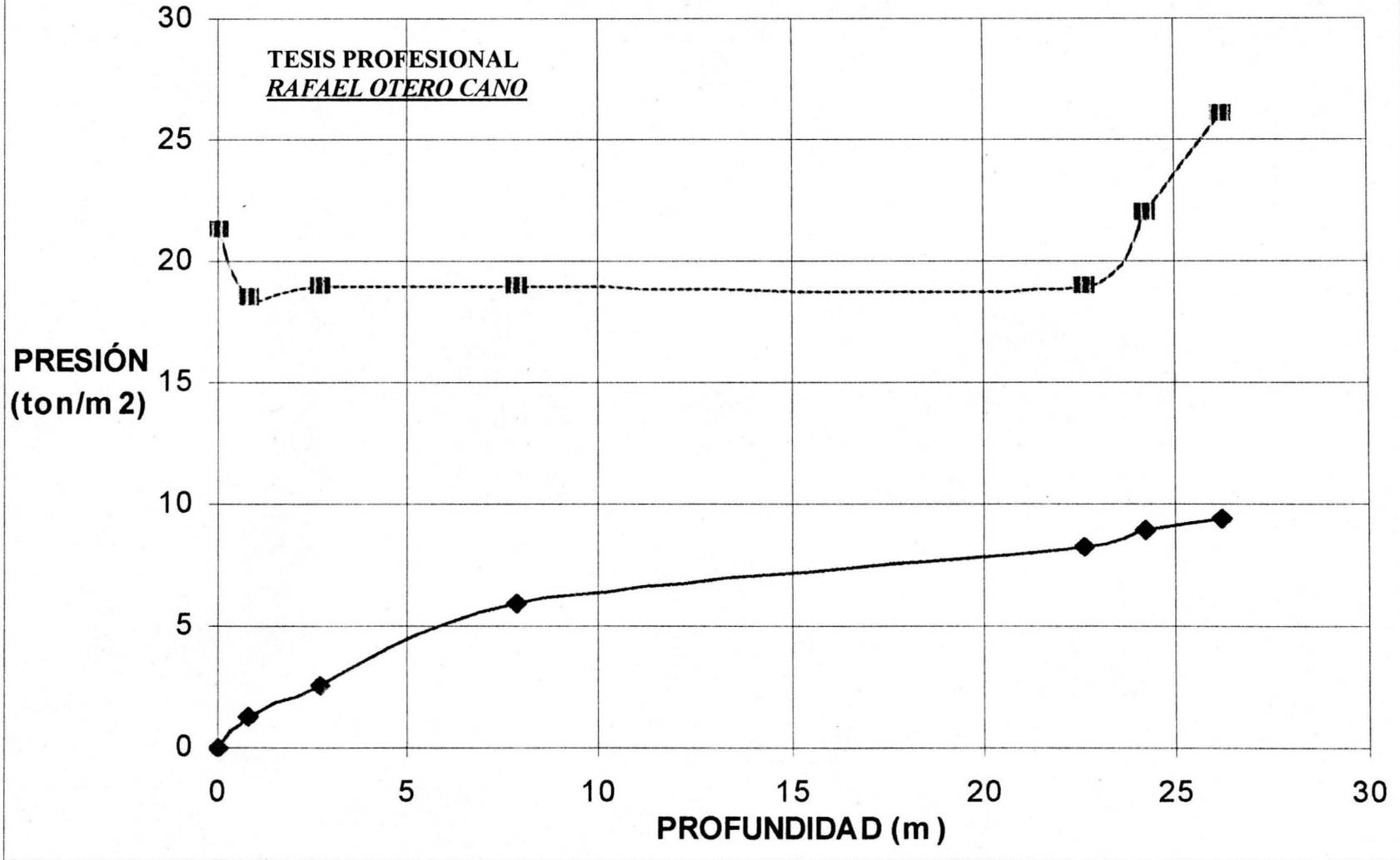
GRAFICA DE PRESIONES EDIFICIO BELGICA 216



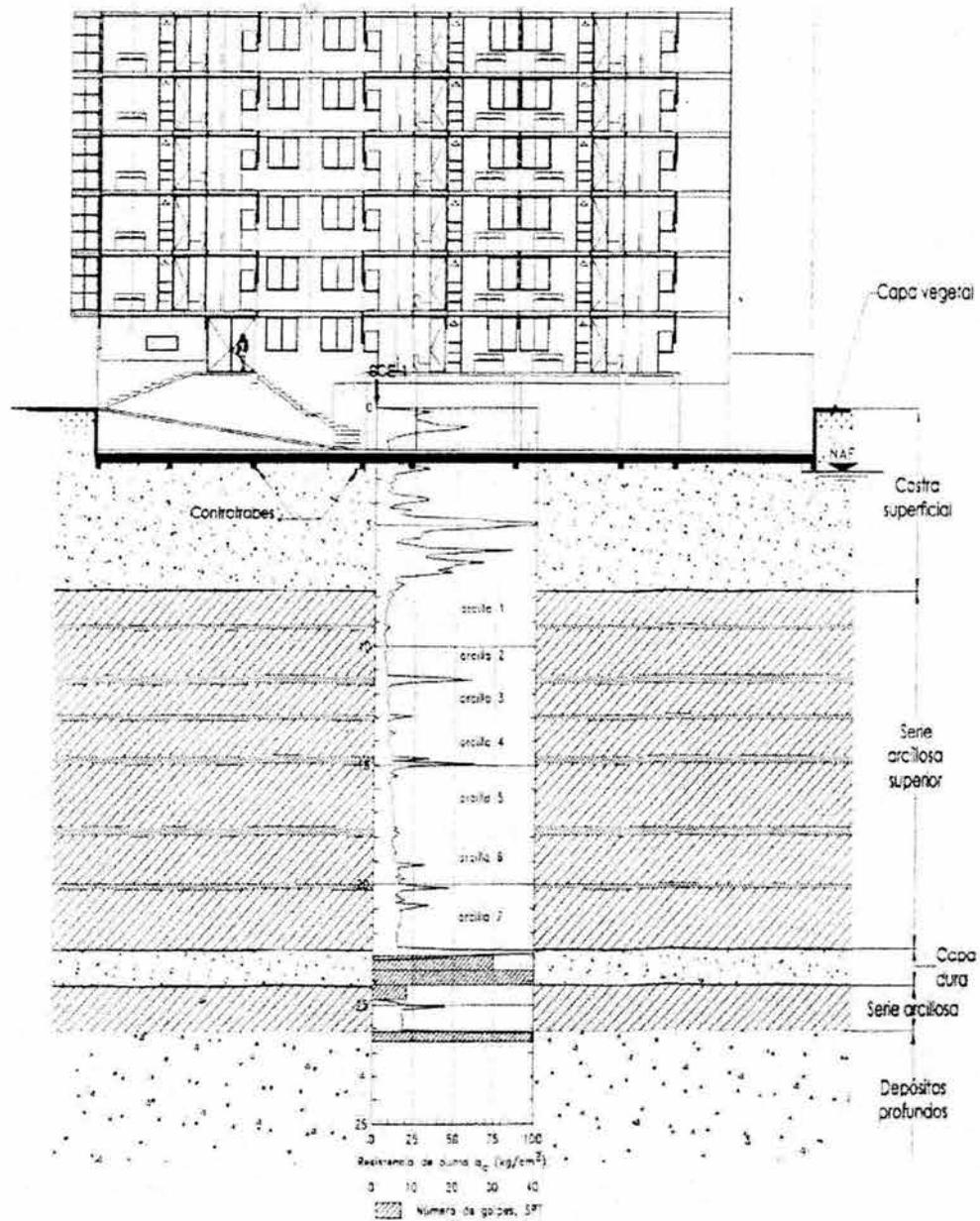
- ◆ PT - PRESIÓN VERTICAL TOTAL
- PV - PRESIÓN VERTICAL EFECTIVA
- ▲ PW - PRESIÓN DE PORO O PRESIÓN DEL AGUA

GRAFICA DE PRESIONES EDIFICIO BELGICA216

TESIS PROFESIONAL
RAFAEL OTERO CANO



- ◆ PV - PRESIÓN VERTICAL EFECTIVA
- ▬ PC - CARGA DE PRECONSOLIDACIÓN



- Notas:
- SCE, Sondeo de cono eléctrico
 - NAF, Nivel de aguas freáticas
 - Para ver corte en planta ver la Fig 1

Edificio Bélgica No.216

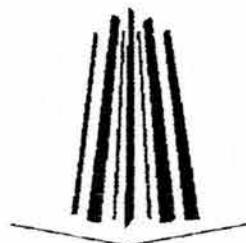
Figura IV.1

INTERPRETACIÓN ESTRATIGRAFICA



CAPITULO V

ANÁLISIS Y ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Considerando las características arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado y las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y de baja resistencia con espesor del orden de 30m, que presenta un esfuerzo de preconsolidación de 10 ton/m² mayor al esfuerzo efectivo actual del subsuelo entre 5.8 y 30 m de profundidad se juzga que la cimentación de la estructura podrá ser resuelta mediante un cajón de cimentación estanco, de concreto reforzado, que compensen parcialmente el peso del edificio, constituidos por muros de cimentación, contratrabes y losa de contacto plana. Con área en planta igual a la cubierta por el edificio, desplantado a 2.0m de profundidad, respecto al nivel medio de la superficie actual del terreno.

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción del edificio sean lo más ligeros posible.

En los análisis que más adelante se presentan se ha supuesto que el peso del edificio considerando que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media será de 0.9 ton/m² por nivel, y el peso de la cimentación de 1.5 ton/m².

En esas condiciones y para el edificio proyectado, se tendrá un peso unitario en su área cubierta de 6.75 ton/m².

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que los edificios a mediano plazo sufran hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por el cajón y el centro de cargas de la estructura.

A continuación se presentan los resultados de los análisis efectuados para la alternativa de cimentación propuesta.

Cargas:

Considerando

1 ton/m²/niv.

1.5 ton/m² → peso de la cimentación

a) Área

$$A = B \times L$$

$$A = 14.8\text{m} \times 33.4\text{m}$$

$$A = 494.32 \text{ m}^2$$

$$A_T = A_{LOSA} + A_{VACIOS}$$

$$A_{LOSA} = A_T - A_{VACIOS}$$

$$A_{LOSA} = 494.32 \text{ m}^2 - 96.62 \text{ m}^2$$

$$A_{LOSA} = 397.7 \text{ m}^2$$

$$A_{LOSA} = 397.7 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{A_{LOSA}}{L}$$

$$B = \frac{397.7\text{m}^2}{29.8\text{m}}$$

$$B = 13.35\text{m} \quad ; \quad L = 29.8\text{m}$$

$$A_{LOSA} = B \times L$$

$$A_{LOSA} = 13.35\text{m} \times 29.8$$

$$A_{LOSA} = 397.7 \text{ m}^2$$

$$\text{b) } W_{MAX} = P.B. + 5_{NIV} + 1 \text{ ton/m}^2/\text{niv} = 6\text{ton/ m}^2$$

$$6\text{ton/ m}^2 + 1.5 \text{ ton/ m}^2 = 7.5 \text{ ton/ m}^2$$

$$W_{MAX} = 7.5 \text{ ton/ m}^2 \times 397.7 \text{ m}^2$$

$$W_{MAX} = 2982.75 \text{ ton}$$

c) W_{INST}

Consideramos 95% de las W_{MAX}

$$W_{INST} = W_{MAX} \times 0.95$$

$$W_{INST} = 2982.75 \text{ ton} \times 0.95$$

$$W_{INST} = 2833.61 \text{ ton}$$

d) W_{MED}

Consideramos 90% de las W_{MAX}

$$W_{MED} = W_{MAX} \times 0.90$$

$$W_{MED} = 2982.75 \text{ ton} \times 0.90$$

$$W_{MED} = 2684.48 \text{ ton}$$

V.1 ACCIONES

El peso de la estructura de interés para la condición de cargas permanentes más carga viva máxima se supuso de 1.0 ton/m² para cada una de las plantas tipo, sin excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación, considerando que los elementos estructurales que constituirán el edificio son aligerados, en donde esto es factible.

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

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyendo el peso de la cimentación, considerada de 1.5 ton/m² tendrá un valor de 10.50 ton/m². Estas cargas se afectaron por un factor de carga de 1.4 y se consideraron en el análisis límite de falla en condiciones estáticas.
- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 7.84 ton/m². la acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico de 3768.07 ton-m. las cargas se

afectaron por un factor de carga de 1.1 y se utilizaron en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

- c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 6.75 ton/m². las cargas se afectaron por un factor de carga 1.0 y se emplearon en la determinación de la profundidad de desplante del cajón y el análisis del estado límite de servicio por consolidación de los depósitos arcillosos.

e) Acciones

$$F_c = 1.4$$

$$W_{MAX} = W_{MAX} \times F_c$$

$$W_{MAX} = 2982.75 \text{ ton} \times 1.4$$

$$W_{MAX} = 4175.85 \text{ ton} \quad \text{Estado Limite de Falla en condiciones Estaticas}$$

$$W_{INST} = W_{INST} \times F_c$$

$$F_c = 1.1$$

$$W_{INST} = 2833.61 \text{ ton} \times 1.1$$

$$W_{INST} = 3116.97 \text{ ton} \quad \text{Estado Limite de Falla en condiciones Dinamicas}$$

$$W_{MED} = W_{MED} \times F_c$$

$$F_c = 1.0$$

$$W_{MED} = 2684.48 \text{ ton} \times 1.0$$

$$W_{MED} = 2684.48 \text{ ton} \quad \text{Estado Limite de Servicio}$$

V.2 DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

La determinación de la profundidad de desplante de la cimentación se hizo satisfaciendo que la combinación de cargas permanentes mas cargas vivas con intensidad media más el peso propio de la cimentación diera lugar a una presión neta aplicada por la losa de fondo del cajón de cimentación, que transmitirá al subsuelo esfuerzos tales que para cualquier profundidad la suma del esfuerzo efectivo más el incremento de esfuerzo sea menor al esfuerzo de preconsolidación del depósito

arcilloso, a la profundidad correspondiente, verificando que en esas condiciones se produzcan asentamientos admisibles tanto totales como diferenciales. Lo anterior se satisface desplantando el cajón de cimentación al nivel de máxima excavación necesaria para alojar el semisótano que corresponde a 2m de profundidad.

Para el edificio el peso de la estructura incluyendo el peso de la cimentación para las condiciones de carga permanente más carga viva media, corresponde a una presión unitaria de 6.75 ton/m², considerada uniformemente distribuida por la losa de fondo del cajón de cimentación de las cuales tendrán que compensarse 2.8 ton/m². Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 2m de profundidad tienen un peso volumétrico de 1.4 ton/m³, la profundidad de desplante necesaria para compensar 2.8 ton/m², resulta de 2.0 m, para el edificio proyectado.

Presión compensada

$$W_c = \gamma Df$$

$$W_c = 1.4 \times 2m = 2.8 \text{ ton/ m}^2$$

V.3 ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\Sigma QF_c < RF_R$$

donde:

ΣQ : Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en toneladas.

F_c : Factor de carga, adimensional e igual a 1.4

R: Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

F_R : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

Revisión E.L.F. en C.E.

$$\sum QF_c < RF_R$$

$$\sum QF_c = 4175.85 \text{ ton}$$

$$\frac{\sum QF_c}{A} = \frac{4175.85 \text{ ton}}{397.7 \text{ m}^2}$$

$$\frac{\sum QF_c}{A} = 10.50 \text{ ton/m}^2$$

V.3.1 CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN

La capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación se determino considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos y aplicando el criterio señalado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones, dado por la siguiente expresión:

$$RF_R = (CN_C F_R + Pv) AI$$

donde:

RF_R : Capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación, ya afectada por su factor de resistencia correspondiente, en ton/m².

C: Cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en ton/m².

F_R : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

Pv: Presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m².

Al: Área de la losa de fondo del cajón de cimentación, en m².

N_c: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por la siguiente expresión.

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

en la cual :

Df: Profundidad de desplante del cajón de cimentación, en m.

B: Ancho del cajón de cimentación, en m.

L: Largo del cajón de cimentación, en m.

Considerando una cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla de 3.0 ton/m² y un peso volumétrico del suelo de 1.4 ton/m³, obtenidos de los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible de los materiales del subsuelo de 15.0 ton/m².

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$R = CN_c F_R + P_v$$

$$N_c = 5.14(1 + 0.25(D_f/B) + 0.25(B/L))$$

$$N_c = 5.14(1 + 0.25(2/13.35) + 0.25(13.35/29.8))$$

$$N_c = 5.91$$

$$C = 3 \text{ ton/m}^2$$

$$F_R = 0.7$$

$$P_v = \gamma D_f$$

$$P_v = 2.8$$

$$R = (3(5.91)(0.7)) + 2.8$$

$$R = 15.21 \text{ ton/m}^2 \approx 15 \text{ ton/m}^2$$

$$\frac{\sum Q_f c}{A} = 10.50 \text{ ton/m}^2 < R F_R = 15 \text{ ton/m}^2$$

por lo tanto la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINÁMICAS

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción del Área Metropolitana de la Ciudad de México, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad.

$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_R C g} \right)$$

donde:

W_t: Carga total de la estructura en la condición analizada.

F_c: Factor de carga, adimensional e igual a 1.1

W_C : Peso del suelo desplazado para la construcción del cajón de cimentación en toneladas, igual a $W_C = \gamma D_f A$

F_R : Factor de resistencia adimensional e igual a 0.7

A_R : Área reducida de la losa de fondo del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

$$A_R = (B - 2e) \times L$$

siendo:

B : Ancho de la losa de fondo del cajón de cimentación.

L : largo de la losa de fondo del cajón de cimentación.

E : Excentricidad dada por:

$$e = \left(\frac{M_s}{W_t} \right)$$

donde:

W_t : Peso de la estructura en la condición analizada, en toneladas.

M_s : Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_s = 0.8 \left(\frac{2}{3} \right) H_T W_T \left(\frac{C_s}{Q} \right)$$

siendo:

- H_T : Altura total de la estructura, medida a partir del desplante.
- C_s : Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.4
- Q : Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).
- q_1 : Capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente formula:

$$q_1 = CN_c$$

donde:

- C : Cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.
- N_c : Coeficiente de capacidad de carga.
- a_o : Aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.4 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 3.0. $a_o = 0.4 \times 9.81/3 = 130.50 \text{ cm/seg}^2$, siendo g la aceleración debida a la gravedad.
- b : Mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

en la cual:

- d : Ancho del área reducido de la losa.
- h : Profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima.
- γ : Peso volumétrico medio del suelo a nivel de desplante, hasta una profundidad B, debajo de él.

- c: Cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, debajo de él.

La desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_R C_g} \right)$$

$$W_t = 2833.61 \text{ ton}$$

$$W_t F_c = 3116.97$$

$$F_c = 1.1$$

$$W_c = \gamma D_f A$$

$$W_c = 2.8(397.7 \text{ m}^2)$$

$$W_c = 1113.56 \text{ ton}$$

$$A_R = (B-2e)L$$

$$B = 13.35 \text{ m}$$

$$L = 29.8 \text{ m}$$

$$e = \left(\frac{M_s}{W_t} \right)$$

$$M_s = 0.8(2/3)H_T W_T (C_s/Q)$$

$$Q = 3$$

$$C_s = 0.4 \longrightarrow \text{Zona de Lago}$$

$$H_T = 17 \text{ m}$$

$$M_s = 0.8(2/3)17 \text{ m}(3116.97)(0.4/3)$$

$$M_s = 3768.07 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$e = \left(\frac{3768.07 \text{ ton} \cdot \text{m}}{3116.97 \text{ ton}} \right)$$

$$e = 1.21$$

$$A_R = (13.35m - 2(1.21))29.8$$

$$A_R = 325.71 \text{ m}^2$$

$$q_1 = CNc$$

$$q_1 = 3(5.91)$$

$$q_1 = 17.73$$

$$a_o = 0.4x(9.81/3)$$

$$a_o = 1.31$$

$$b = \text{minimo } (d, 1.2h, 20m)$$

$$d = B - 2e$$

$$d = 13.35 - 2(1.21)$$

$$d = 10.93$$

$$h = 23m - Df$$

$$h = 23m - 2m$$

$$h = 21m$$

$$1.2h = 1.2(21)$$

$$1.2h = 25.2$$

$$\gamma = 1.4$$

$$C = 3 \text{ ton/m}^2$$

$$g = 9.81$$

$$3116.97 - 1113.56 < 0.7(325.71)(17.73) \left[1 - \frac{0.12(1.1)(1.31)(10.93)(1.4)}{0.7(3)(9.81)} \right]$$

Para el edificio proyectado:

$$2003.41 \text{ ton} < 3523.18 \text{ ton}$$

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

También se reviso que bajo condiciones dinámicas el incremento de esfuerzos aplicado por la losa de cimentación, producido por el momento de volteo debido al sismo, no rebase la capacidad de carga admisible por cortante de los materiales de apoyo de la losa de cimentación, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante por sismo se mantengan dentro del rango elástico del comportamiento del material, no produciéndose por lo tanto deformaciones elásticas permanentes por efecto de los incrementos de esfuerzos aplicados al suelo por la losa de cimentación durante el sismo.

Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas aplicaran las losas de cimentación empleando la formula de la escudaría dada por la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{Mv}{Ix} Y + 0.30 \frac{Mv}{Iy} X$$

donde:

- P: Esfuerzo a la distancia x del eje centroidal
- Q: Suma de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea.
- A: Área de la losa de cimentación.
- Mv: Momento de volteo debido a sismo.
- X,Y: Distancia centroidal de la losa de cimentación a la orilla más alejada.
- Ix, Iy: Momento de inercia centroidal del área de apoyo de la losa de cimentación, en el sentido largo y corto.

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{Mv}{Ix} y + 0.3 \frac{Mv}{Iy} x$$

$$Q = 3116.97 \text{ ton}$$

$$A = 397.7 \text{ m}^2$$

$$Mv = 3768.07 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$Ix = \frac{BL^3}{12}$$

$$Ix = \frac{13.5(29.8)^3}{12}$$

$$Ix = 29771.54 \text{ m}^4$$

$$Iy = \frac{B^3L}{12}$$

$$Iy = \frac{13.5^3(29.8)}{12}$$

$$Iy = 6109.93 \text{ m}^4$$

$$X = 14.9 \text{ m}$$

$$Y = 6.68 \text{ m}$$

$$P = \left(\frac{3116.97}{397.7} \right) + \left(\frac{3768.07}{29771.54} \right) 6.68 + 0.3 \left(\frac{3768.07}{6109.93} \right) 14.9$$

$$P = 11.44 \text{ ton/m}^2$$

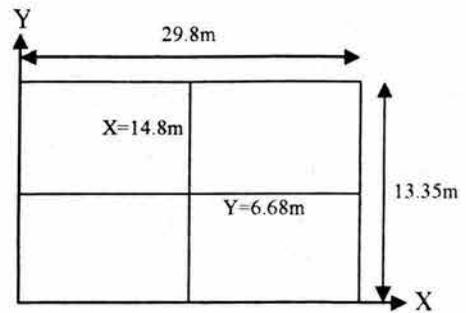
$$P < q$$

$$q = CNc$$

$$q = 3(5.91)$$

$$q = 17.73 \text{ ton/m}^2$$

$$11.44 \text{ ton/m}^2 < 17.73 \text{ ton/m}^2$$



Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la losa de cimentación bajo condiciones de sismo de 11.44 ton/m², que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de 17.73 ton/m², por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes.

V.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y los hundimientos debidos a la consolidación de los depósitos arcillosos, producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo, por ser una cimentación parcialmente compensada.

V.4.1 EXPANSIONES ELÁSTICAS

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

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

$$H_D = \frac{qB}{E} \left\{ (1-u^2)F_1 + (1-u-2u^2)F_2 \right\}$$

donde:

q: Descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m².

B: Ancho del área descargada, en m.

F₁ y F₂: Coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.

D: Espesor del estrato considerado, en m.

L: Longitud del área descargada.

E: Módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m².

U: Relación de Poisson, adimensional.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = H_{D1}(E_1, u_1) + (H_{D2}(E_2, u_2) - H_{D1}(E_2, u_2)) + \dots + (H_{Dn}(E_n, u_n) - H_{Dn-1}(E_n, u_n))$$

Los módulos de elasticidad y relación de Poisson considerados se enlistan a continuación:

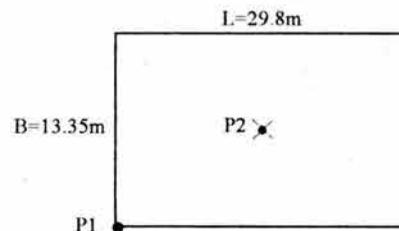
Profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m ²)	Relación de Poisson
2.00-7.80	2000	0.35
7.80-11.00	600	0.5
11.00-15.00	800	0.5
15.00-23.00	1100	0.5

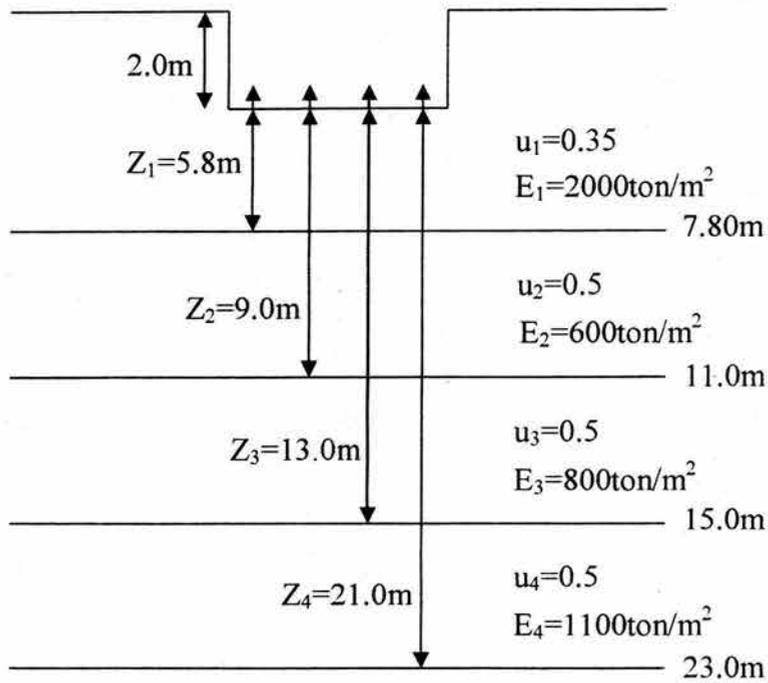
EXPANSIONES ELASTICAS

$$H_D = \frac{qB}{E} \left[(1 - u^2) F_1 + (1 - u^2 - 2u^2) F_2 \right]$$

$$q = \gamma Df$$

$$q = 2.8 \text{ ton/m}^2$$

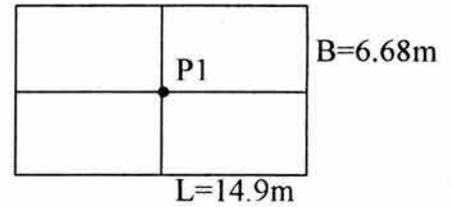




EXPANSIONES PARA EL PUNTO 1

$$\frac{L}{B} = \frac{14.9}{6.68} = 2.23$$

$$\frac{Z_1}{B} = \frac{5.8}{6.68} = 0.87$$



$$F_{11}=0.12$$

$$F_{12}=0.11$$

$$\Delta H_1 = \frac{2.8(6.68)}{2000} \left\{ [1 - (0.35)^2] p_{.12} + [1 - 0.35 - 2(0.35)^2] p_{.11} \right\} = 1.40 \times 10^{-3}$$

$$\frac{L}{B} = \frac{14.9}{6.68} = 2.23$$

$$\frac{Z_2}{B} = \frac{9.0}{6.68} = 1.35$$

$$F_{21}=0.19$$

$$F_{22}=0.115$$

$$\Delta H_2 = \frac{2.8(6.68)}{600} \{ [1 - (0.5)^2] p.19 + [1 - 0.5 - 2(0.5)^2] p.115 \} = 4.44 \times 10^{-3}$$

$$\Delta H_2 = \frac{2.8(6.68)}{600} \{ [1 - (0.5)^2] p.12 + [1 - 0.5 - 2(0.5)^2] p.11 \} = 2.81 \times 10^{-3}$$

$$\frac{L}{B} = \frac{14.9}{6.68} = 2.23$$

$$\frac{Z_3}{B} = \frac{13.0}{6.68} = 1.95$$

$$F_{31} = 0.28$$

$$F_{32} = 0.105$$

$$\Delta H_3 = \frac{2.8(6.68)}{800} \{ [1 - (0.5)^2] p.28 + [1 - 0.5 - 2(0.5)^2] p.105 \} = 4.91 \times 10^{-3}$$

$$\Delta H_3 = \frac{2.8(6.68)}{600} \{ [1 - (0.5)^2] p.19 + [1 - 0.5 - 2(0.5)^2] p.115 \} = 3.33 \times 10^{-3}$$

$$\frac{L}{B} = \frac{14.9}{6.68} = 2.23$$

$$\frac{Z_4}{B} = \frac{21}{6.68} = 3.14$$

$$F_{41} = 0.42$$

$$F_{42} = 0.08$$

$$\Delta H_4 = \frac{2.8(6.68)}{1100} \{ [1 - (0.5)^2] p.42 + [1 - 0.5 - 2(0.5)^2] p.08 \} = 5.4 \times 10^{-3}$$

$$\Delta H_4 = \frac{2.8(6.68)}{1100} \{ [1 - (0.5)^2] p.28 + [1 - 0.5 - 2(0.5)^2] p.105 \} = 3.6 \times 10^{-3}$$

$$+1.40 \times 10^{-3}$$

$$+4.44 \times 10^{-3}$$

$$-2.81 \times 10^{-3}$$

$$+4.91 \times 10^{-3}$$

$$-3.33 \times 10^{-3}$$

$$+5.40 \times 10^{-3}$$

$$\underline{-3.60 \times 10^{-3}}$$

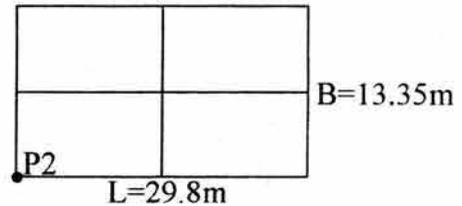
$$\Sigma = 6.40 \times 10^{-3} \times 100 = 0.64 \text{ cm (4 esquinas)} = 2.56 \text{ cm}$$

$$\Delta H_1 = 2.56 \text{ cm al centro}$$

EXPANSIONES PARA EL PUNTO 2

$$\frac{L}{B} = \frac{29.8}{13.35} = 2.23$$

$$\frac{Z_1}{B} = \frac{5.8}{13.35} = 0.43$$



$$F_{11} = 0.035$$

$$F_{12} = 0.08$$

$$\Delta H_1 = \frac{2.8(13.35)}{2000} \left\{ [1 - (0.35)^2] \cdot 0.035 + [1 - 0.35 - 2(0.35)^2] \cdot 0.08 \right\} = 1.18 \times 10^{-3}$$

$$\frac{L}{B} = \frac{29.8}{13.35} = 2.23$$

$$\frac{Z_2}{B} = \frac{9.0}{13.35} = 0.67$$

$$F_{21} = 0.07$$

$$F_{22} = 0.09$$

$$\Delta H_2 = \frac{2.8(13.35)}{600} \left\{ [1 - (0.5)^2] \cdot 0.07 + [1 - 0.5 - 2(0.5)^2] \cdot 0.09 \right\} = 3.27 \times 10^{-3}$$

$$\Delta H_2 = \frac{2.8(13.35)}{600} \left\{ [1 - (0.5)^2] \cdot 0.35 + [1 - 0.5 - 2(0.5)^2] \cdot 0.08 \right\} = 1.64 \times 10^{-3}$$

$$\frac{L}{B} = \frac{29.8}{13.35} = 2.23$$

$$\frac{Z_3}{B} = \frac{13.0}{13.35} = 0.97$$

$$F_{31} = 0.013$$

$$F_{32} = 0.11$$

$$\Delta H_3 = \frac{2.8(13.35)}{800} \left\{ [1 - (0.5)^2] p_{.13} + [1 - 0.5 - 2(0.5)^2] p_{.11} \right\} = 4.56 \times 10^{-3}$$

$$\Delta H_3 = \frac{2.8(13.35)}{800} \left\{ [1 - (0.5)^2] p_{.07} + [1 - 0.5 - 2(0.5)^2] p_{.09} \right\} = 2.45 \times 10^{-3}$$

$$\frac{L}{B} = \frac{29.8}{13.35} = 2.23$$

$$\frac{Z_4}{B} = \frac{21}{13.35} = 1.57$$

$$F_{41} = 0.24$$

$$F_{42} = 0.105$$

$$\Delta H_4 = \frac{2.8(13.35)}{1100} \left\{ [1 - (0.5)^2] p_{.24} + [1 - 0.5 - 2(0.5)^2] p_{.105} \right\} = 6.10 \times 10^{-3}$$

$$\Delta H_4 = \frac{2.8(13.35)}{1100} \left\{ [1 - (0.5)^2] p_{.13} + [1 - 0.5 - 2(0.5)^2] p_{.11} \right\} = 3.31 \times 10^{-3}$$

$$+1.18 \times 10^{-3}$$

$$+3.27 \times 10^{-3}$$

$$-1.64 \times 10^{-3}$$

$$+4.56 \times 10^{-3}$$

$$-2.45 \times 10^{-3}$$

$$+6.10 \times 10^{-3}$$

$$\underline{-3.31 \times 10^{-3}}$$

$$\Sigma = 7.71 \times 10^{-3} \times 100 = 0.77 \text{ cm}$$

$\Delta H_2 = 0.77 \text{ cm}$ en la esquina

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupara el cajón de cimentación, se tendrán las expansiones al centro de 2.56cm y en la esquina de 0.77cm, las cuales resultan admisibles.

Posteriormente al construir las estructuras de interés, las cargas aplicadas por ellas provocarán la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual a las expansiones debidas a la descarga por la excavación que aloja el cajón de cimentación.

V.4.2 ASENTAMIENTOS DIFERIDOS POR CONSOLIDACIÓN

Cualquier suelo al someterlo a un incremento de carga se deforma. La cual puede ocurrir a corto o largo plazo o bien bajo ambas condiciones.

La deformación a largo plazo es de tipo elasto-plástico y se presenta inmediatamente después de aplicar la carga. Se determina deformación o asentamiento elástico inmediato.

La deformación a largo plazo es debida a la acción de carga de larga duración que produce la consolidación del terreno de cimentación, distinguiéndose dos componentes: consolidación primaria y consolidación secundaria.

La consolidación primaria ocurre en suelos finos plástico, tarda para producirse, es función del tiempo de expulsión del agua que lo satura. Este fenómeno se estudia a partir de la teoría de consolidación de Terzagui.

La consolidación secundaria se presenta en algunos suelos (principalmente arcillas muy compresibles, suelos altamente orgánicos, micocenos) que después de sufrir el proceso de consolidación primaria continúan deformándose en forma similar al comportamiento de un cuerpo viscoso; este proceso continúa durante muchos años.

Cuando un terreno es descargado, las deformaciones serán ascendentes, denominándose de manera similar expansiones a corto y largo plazo aunque esta última en general es de pequeña magnitud.

En base a lo anterior la expansión general del asentamiento debida al incremento de carga aplicado al suelo por la cimentación de una estructura es:

$$\Delta H_T = \Delta H_e + \Delta H_p + \Delta H_s$$

ΔH_T : Asentamiento total

ΔH_e : Asentamiento elástico

ΔH_p : Asentamiento por consolidación primaria

ΔH_s : Asentamiento por consolidación secundaria

ASENTAMIENTOS EN SUELOS GRUESOS.

Dependiendo del tipo y características del suelo 1 ó 2 asentamientos es más importante que lo restantes. Así en arenas gravas y boleos el asentamiento elástico es preponderante, por lo tanto:

$$\Delta H_T = \Delta H_e$$

La deformación elástica para un área uniformemente cargada y flexible, esta dada por la expresión que integran la solución de Boussinesq:

$$\Delta H_e = \frac{PB(1-u^2)}{E} I\delta = \frac{1-u^2}{E} PBI\delta$$

$$\Delta H_e = \frac{1-u^2}{E} PBI\delta$$

donde:

P: Carga uniformemente repartida, ton/m²

B: Ancho del cimiento, en metros

u: Relación de Poisson, adimensional

E: Modulo de elasticidad del suelo de apoyo

Iδ: Factor de forma o de influencia, tabla de Sowers

FORMA DE ÁREA	VALOR DE INFLUENCIA <i>Iδ</i>		
	CENTRO	ESQUINA	MEDIO
CUADRADA	1.12	0.56	0.95
RECTANGULAR			
L/B = 2	1.52	0.76	1.30
L/B = 5	2.10	1.05	1.83
L/B = 10	2.54	1.27	2.20
CIRCULAR	1	0.64	0.85

COMPRESIBILIDAD DE SUELOS FINOS

En suelos arcillosos inorgánicos saturados la componente más importante del asentamiento es la de la consolidación primaria, siguiendo la deformación elástica, pero esta última suele no tomarse en cuenta por ser despreciable comparada con aquella, por lo tanto:

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_e = \Delta H_p$$

en suelos tales como la arcilla muy blanda, orgánico y turba, las tres deformaciones son importantes, pero usualmente la elástica es menor y se desprecia, por lo que:

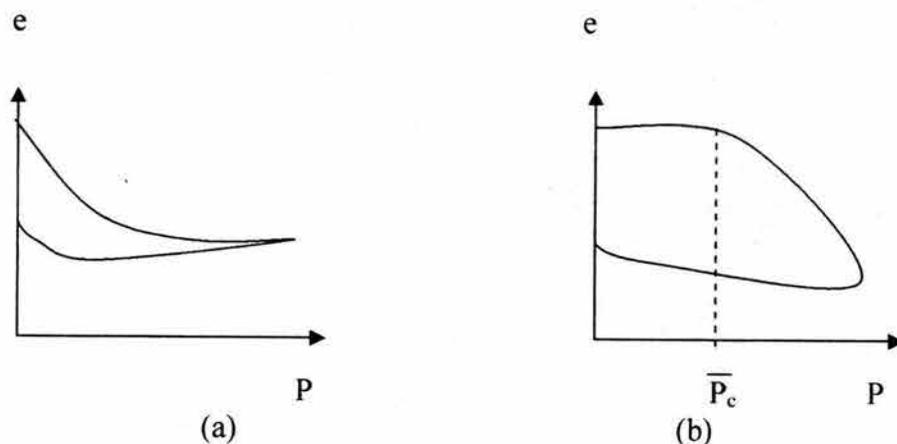
$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_s$$

la consolidación primaria se estudia a través de la teoría de Terzaghi. Esta teoría se basa en la hipótesis de que la disminución de volumen que tenga lugar en un lapso, es debido a la expulsión de agua provocado a un aumento de las cargas sobre el suelo. Además, este proceso de consolidación se supone unidimensional o unidireccional, es decir, que la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma y el cambio de volumen del suelo se debe al movimiento de las partículas del suelo sólo en dirección vertical.

En esta teoría resaltan dos aspectos importantes:

- I. la relación que existe entre los esfuerzos efectivos P o σ y la relación de vacíos e ($e - P$).
- II. Variación de la relación de vacíos e bajo carga exterior constante conforme transcurra el tiempo t ($e - t$).

La relación entre P y e esta dada por la curva de compresibilidad.



Curva de Compresibilidad

- (a) Representación aritmética
- (b) Representación semilogarítmica

La figura (a) representa la curva de compresibilidad en escala aritmética. Sin embargo en la práctica se acostumbra trabajar con la gráfica e-P (esc. log.) (fig.b), ya que tiene la ventaja que en el tramo de interés de dicha gráfica la relación es lineal.

La carga correspondiente al punto donde se nota un quiebre en la punta se llama Carga de Preconsolidación P_c y equivale a la carga máxima que el suelo ha soportado. La rama de la curva a la izquierda de P_c , corresponde a la rama de recompresión y a la derecha rama virgen.

Se dice que un suelo es preconsolidado cuando en la actualidad soporta cargas menores a las máximas que ha soportado en toda su historia geológica; en estos suelos al efectuar una prueba de consolidación, la carga actuante en la actualidad, corresponde a la carga de preconsolidación.

Se dice que un es suelo normalmente consolidado cuando la carga que soporta en la actualidad es la mayor que ha soportado desde que se formo, es decir, la carga que soporta en la actualidad, corresponde a la carga de preconsolidación.

La rama de recompresión de la curva de compresibilidad, puede representarse mediante la ecuación:

$$e = e_0 - c_s \log \frac{\bar{P}}{P_0}$$

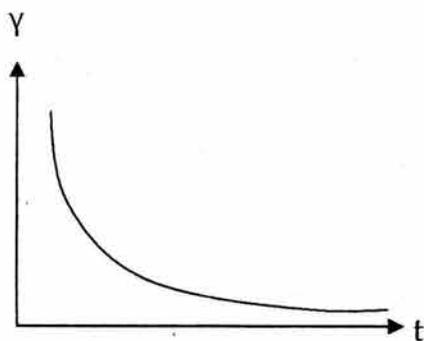
y la rama virgen

$$e = e_0 - c_c \log \frac{\bar{P}}{P_0}$$

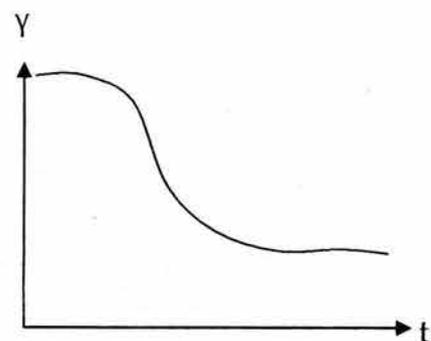
donde:

- e_0 : Relación de vacíos inicial de un elemento de suelo situado a la profundidad z (o de la muestra extraída de dicha profundidad)
- P_0 : presión efectiva que soporta el elemento a la profundidad z .
- C_s : Índice de descarga
- C_c : Índice de compresibilidad
- e : Relación de vacíos del mismo elemento de suelo correspondiente a la presión efectiva (P).
- P : $P_0 + \Delta P$
- ΔP : Incremento de la presión efectiva a la profundidad Z .

La relación entre e y t esta dada por la curva de consolidación. Se llama curva de consolidación a la grafica que en el eje de las ordenadas representa la relación de vacíos e , el asentamiento ΔH o bien la lectura del micrómetro γ , que se usa en la prueba de consolidación y en el eje de las abscisas esta el tiempo, como se muestra en la siguiente figura.



a) Escala Aritmética



b) Escala Semilogarítmica

Curvas de Consolidación

Debe tenerse en cuenta que al efectuar una prueba de consolidación se puede obtener solamente una curva de compresibilidad, pero tantas curvas de consolidación

como incrementos de carga se apliquen. Para el desarrollo teórico de la consolidación de Terzaghi, se hicieron básicamente las siguientes hipótesis:

1. Para un intervalo de carga ΔP solo existe una relación de vacíos e para cada carga \bar{P} .
2. Es válida la ley de Darcy.
3. La deformación del suelo y el flujo son unidireccionales
4. el suelo esta totalmente saturado
5. el agua y los sólidos del suelo son incompresibles
6. el cambio de espesor del elemento de suelo es despreciable en comparación con su espesor inicial.

Además deben tomarse en cuenta las siguientes definiciones.

Coefficiente de compresibilidad (a_v);
$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

Coefficiente de cambio volumétrico (m_v);
$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_o}$$

Índice de compresibilidad (C_c);
$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \bar{P}_2 / \bar{P}_1}$$

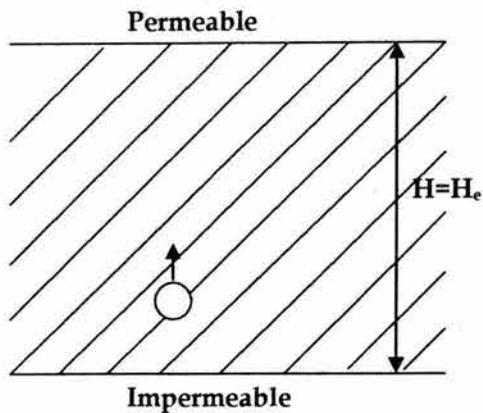
Coefficiente de consolidación (C_v);
$$C_v = \frac{K}{m_v \gamma_w} = \frac{TH_e^2}{t}$$

K: Permeabilidad del suelo

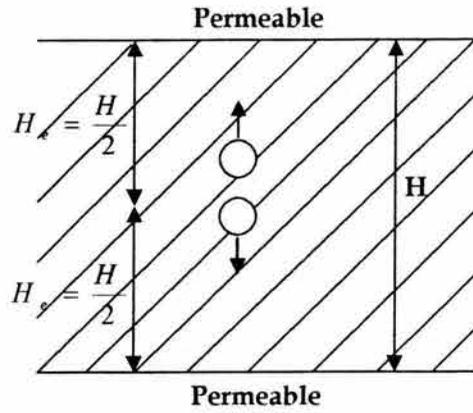
t: Tiempo de consolidación

Factor Tiempo (T);
$$T = \frac{K(1 - e_o)t}{H_e^2 a_v \gamma_w} = \frac{C_v t}{H^2}$$

H_e : Distancia por recorrer durante la consolidación de la partícula de agua más alejada de un medio permeable.



Estrato compresible drenado por un solo lado



Estrato compresible drenado por ambos lados

Grado o porcentaje de consolidación a la profundidad z y en un instante t (U).

Se define como la relación entre la consolidación que ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que ha de producirse bajo un incremento de carga impuesto:

$$U \Leftrightarrow 0 - 100\% \Leftrightarrow T$$

Para determinar el orden de magnitud de los asentamientos por consolidación primaria total se emplea cualquiera de las siguientes expresiones, que en realidad es una sola, solo que alguna variable esta expresada en función de otra.

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H$$

$$\Delta H = \frac{a_v}{1 + e_o} \bar{\Delta P} H$$

$$\Delta H = m_v \bar{\Delta P} H$$

$$\Delta H = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left[\frac{\bar{P}_o + \bar{\Delta P}}{\bar{P}_o} \right]$$

ΔH : Asentamiento total del estrato de espesor H

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de 3.95 ton/m^2 , actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación y obteniendo de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación, la descarga por la excavación necesaria para alojar el cajón de cimentación.

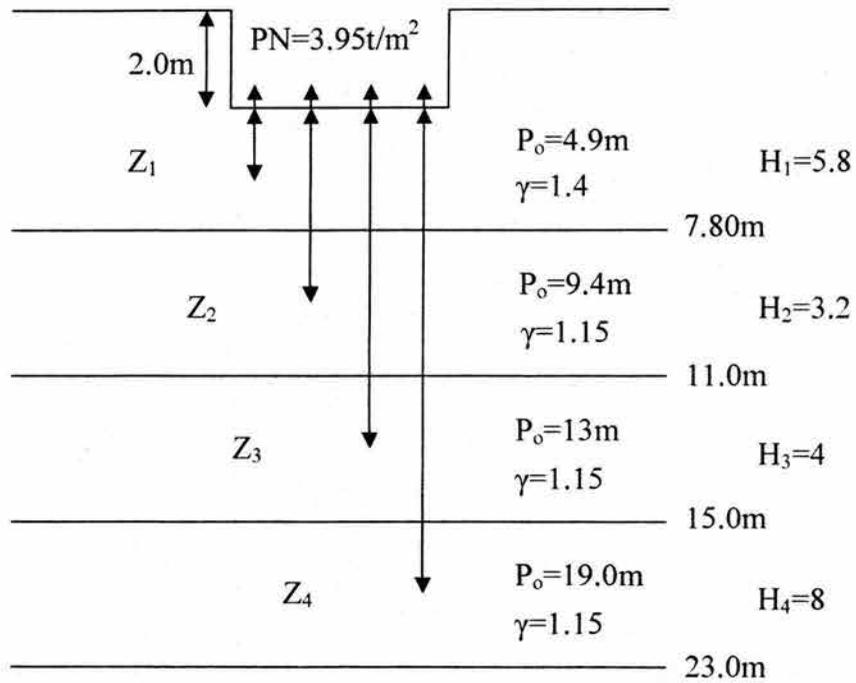
Los asentamientos se calcularon empleando la teoría de Terzaghi con la cual se determino la distribución de esfuerzos en el subsuelo debidas al incremento de esfuerzos considerando la presión neta, según la teoría de Boussinesq y en base a éstos, los asentamientos tomando en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por la sobrecarga aplicada.

Se obtuvieron los asentamientos para varios puntos considerando la estructura flexible, cuyos resultados son admisibles, tanto los movimientos verticales totales como los diferenciales.

A los asentamientos antes mencionados deberán de sumarse los asentamientos por recuperación elástica de los materiales del subsuelo por efecto de la descarga producida por la excavación para alojar el cajón de cimentación.

Los análisis efectuados corresponden a una estructura de cinco niveles y planta baja, con elementos estructurales convencionales, con cimentación constituida por un cajón de cimentación con área igual a la cubierta por el edificio, desplantado a 2m de profundidad, respecto al nivel medio de la superficie actual del terreno, que en esas condiciones aplican una presión neta de 3.95 ton/m^2 , para los que se satisface el estado limite de falla y el estado limite de servicio.

ASENTAMIENTOS DIFERIDOS POR CONSOLIDACIÓN



$$PN = \frac{\sum QF_c}{A} - W_{exc}$$

$$\frac{\sum QF_c}{A} = 6.75$$

$$W_{exc} = \gamma Df$$

$$W_{exc} = 2.8t / m^2$$

$$PN = 6.75 - 2.8$$

$$PN = 3.95 \text{ ton} / m^2$$

$$\Delta H_T = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H$$

$e_o \rightarrow P_o = \gamma h + \gamma' h \rightarrow$ al centro del estrato

$$\Delta e = e_o - e_1$$

$$e_1 \rightarrow \bar{P}_1 = \bar{P}_{o1} + \Delta \bar{P}_1$$

$$\Delta \bar{P}_1 = W \cdot W_o$$

$$W = \rho N = 3.95 \text{ ton/m}^2$$

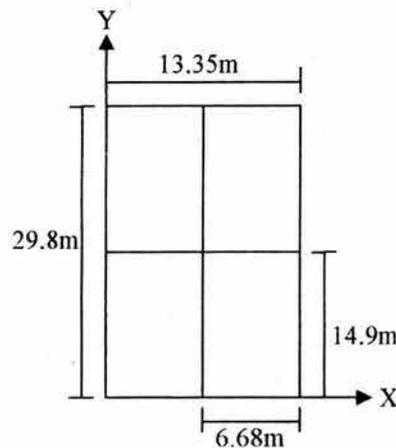
$$W_o \implies m = x/z \quad ; \quad n = y/z$$

Para el centro

$$\Delta P = 4(W \cdot W_o)$$

Para la esquina

$$\Delta P = (W \cdot W_o)$$



$$P_o = \gamma h + \gamma' h$$

$$P_{o4.9} = (1.4 \times 2.7) + (0.4 \times 2.2) = 4.66 \text{ t/m}^2$$

$$P_{o9.4} = (1.4 \times 2.7) + (0.4 \times 5.1) + (0.15 \times 1.6) = 6.06 \text{ t/m}^2$$

$$P_{o13} = (1.4 \times 2.7) + (0.4 \times 5.1) + (0.15 \times 5.2) = 6.60 \text{ t/m}^2$$

$$P_{o19} = (1.4 \times 2.7) + (0.4 \times 5.1) + (0.15 \times 11.2) = 7.50 \text{ t/m}^2$$

CENTRO

$$m = \frac{x}{z} = \frac{6.68}{2.9} = 2.30 \quad W_{o4.9} = 0.243$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{14.9}{2.9} = 5.14$$

$$m = \frac{x}{z} = \frac{6.68}{7.4} = 0.90 \quad W_{o9.4} = 0.191$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{14.9}{7.4} = 2.01$$

$$m = \frac{x}{z} = \frac{6.68}{11} = 0.61 \quad W_{o13.0} = 0.142$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{14.9}{11} = 1.35$$

$$m = \frac{x}{z} = \frac{6.68}{17} = 0.39 \quad W_{o19.0} = 0.091$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{14.9}{17} = 0.88$$

ESQUINA

$$m = \frac{x}{z} = \frac{13.35}{2.9} = 4.60 \quad W_{o4.9} = 0.245$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{29.8}{2.9} = 10.28$$

$$m = \frac{x}{z} = \frac{13.35}{7.4} = 1.80 \quad W_{o9.4} = 0.237$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{29.8}{7.4} = 4.03$$

$$m = \frac{x}{z} = \frac{13.35}{11} = 1.21 \quad W_{o13.0} = 0.216$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{29.8}{11} = 2.71$$

$$m = \frac{x}{z} = \frac{13.35}{17} = 0.79 \quad W_{o19.0} = 0.178$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{29.8}{17} = 1.75$$

ASENTAMIENTOS DIFERIDOS POR CONSOLIDACIÓN

	W_{EXC} (ton/m ²)	PN (ton/m ²)	H (m)	P_o (ton/m ²)	e_o	W_o	$\bar{\Delta P}$	\bar{P}	e_1	Δe	ΔH
ASENTAMIENTOS PARA EL CENTRO	2.80	3.95	5.80	4.66	3.370	0.24	3.84	8.50	3.360	0.010	1.33
	2.80	3.95	3.20	6.06	3.355	0.19	3.02	9.08	3.353	0.002	0.15
	2.80	3.95	4.00	6.60	7.310	0.14	2.24	8.84	7.290	0.020	0.96
	2.80	3.95	8.00	7.50	5.330	0.09	1.44	8.94	5.293	0.037	4.68
										ΔH_T	7.11

	W_{EXC} (ton/m ²)	PN (ton/m ²)	H (m)	P_o (ton/m ²)	e_o	W_o	$\bar{\Delta P}$	\bar{P}	e_1	Δe	ΔH
ASENTAMIENTOS PARA LA ESQUINA	2.80	3.95	5.80	4.66	3.370	0.25	0.97	5.63	3.365	0.005	0.66
	2.80	3.95	3.20	6.06	3.355	0.24	0.94	7.00	3.352	0.003	0.22
	2.80	3.95	4.00	6.60	7.310	0.22	0.85	7.45	7.280	0.030	1.44
	2.80	3.95	8.00	7.50	5.330	0.18	0.70	8.20	5.279	0.051	6.45
										ΔH_T	8.77

V.5 EMPUJES SOBRE MUROS RIGIDOS

EMPUJES SOBRE LOS MUROS PERIMETRALES DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN.

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

- La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo parcialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.40 (Zona de Lago).

Una vez calculados los valores de los tres efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales

EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS PERIMETRALES

EMPUJE DEL SUELO

$$E_s = \gamma h K_o$$

Valores para K_a y K_o

	Ka	Ko
Material de relleno	0.4	0.6
Gravas o arenas	0.2	0.4
Toba muy compacta	0.15	0.25

$$\alpha = \frac{\beta}{Z}$$

$$Z = 0 \Rightarrow \beta = 90^\circ$$

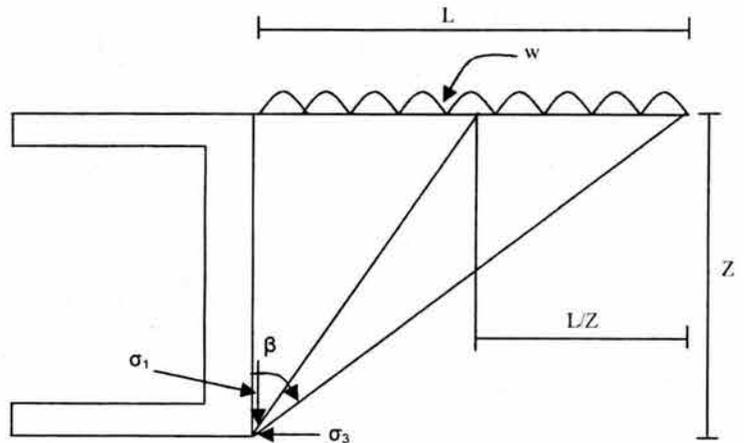
$$E_{sc} = \sigma_1 \text{sen}^2 \alpha + \sigma_3 \text{cos}^2 \alpha$$

$$\sigma_1 = \frac{W}{\pi} (\beta + \text{sen} \beta)$$

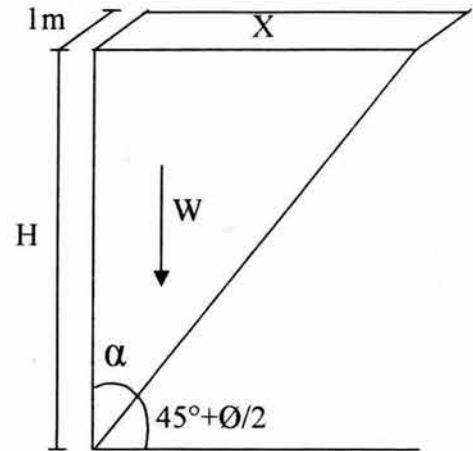
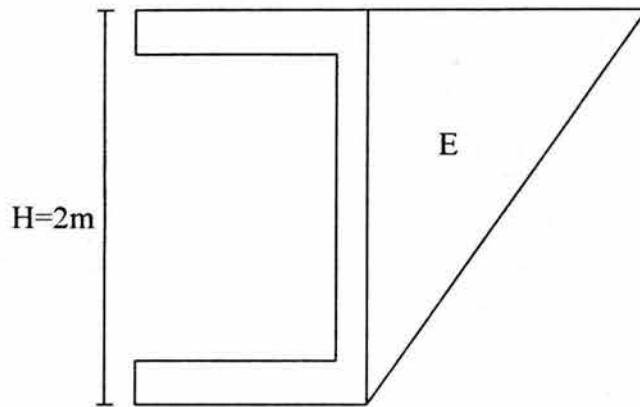
$$\sigma_2 = \frac{W}{\pi} (\beta + \text{sen} \beta)$$

$$E_{sc} = \frac{W}{\pi} \left[(\beta + \text{sen} \beta) \text{sen}^2 \frac{\beta}{2} + (\beta - \text{sen} \beta) \text{cos}^2 \frac{\beta}{2} \right]$$

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{L}{Z} \right) \quad ; \quad \frac{\beta \cdot \pi}{180} = \text{radianes}$$



EMPUJE DEBIDO AL SISMO



$$\alpha = 90^\circ - \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\tan \alpha = \frac{x}{h}$$

$$W = A \cdot \gamma$$

$$E = W \frac{Cs}{Q}$$

$$Ess = \frac{E}{H}$$

EMPUJE SOBRE MURO RIGIDO PERIMETRAL HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURA DE TRES NIVELES.

EMPUJE DEL SUELO					
PROFUNDIDAD	h	γ	K_o	E_s	ΣE_s
0.0-0.8	0.80	1.60	0.60	0.77	0.77
0.8-2.0	1.20	1.40	0.40	0.67	1.44

$L=10m$

$W=3ton/m^2$

$\phi = 30^\circ$

$$\alpha = 90^\circ - \left(45^\circ + \frac{30}{2} \right) = 30^\circ$$

$$\tan \alpha = \frac{x}{h}$$

$X = htng\alpha$

$X = 2tng(30^\circ) = 1.15m$

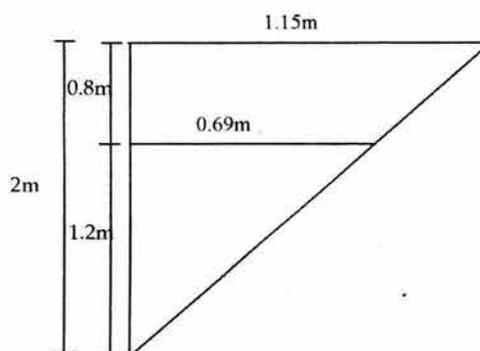
$W = A \cdot \gamma$

$$E = 1.76 \left(\frac{0.16}{3} \right) = 0.09$$

$$E_{ss} = \frac{0.09}{2} = 0.047 ton/m^2$$

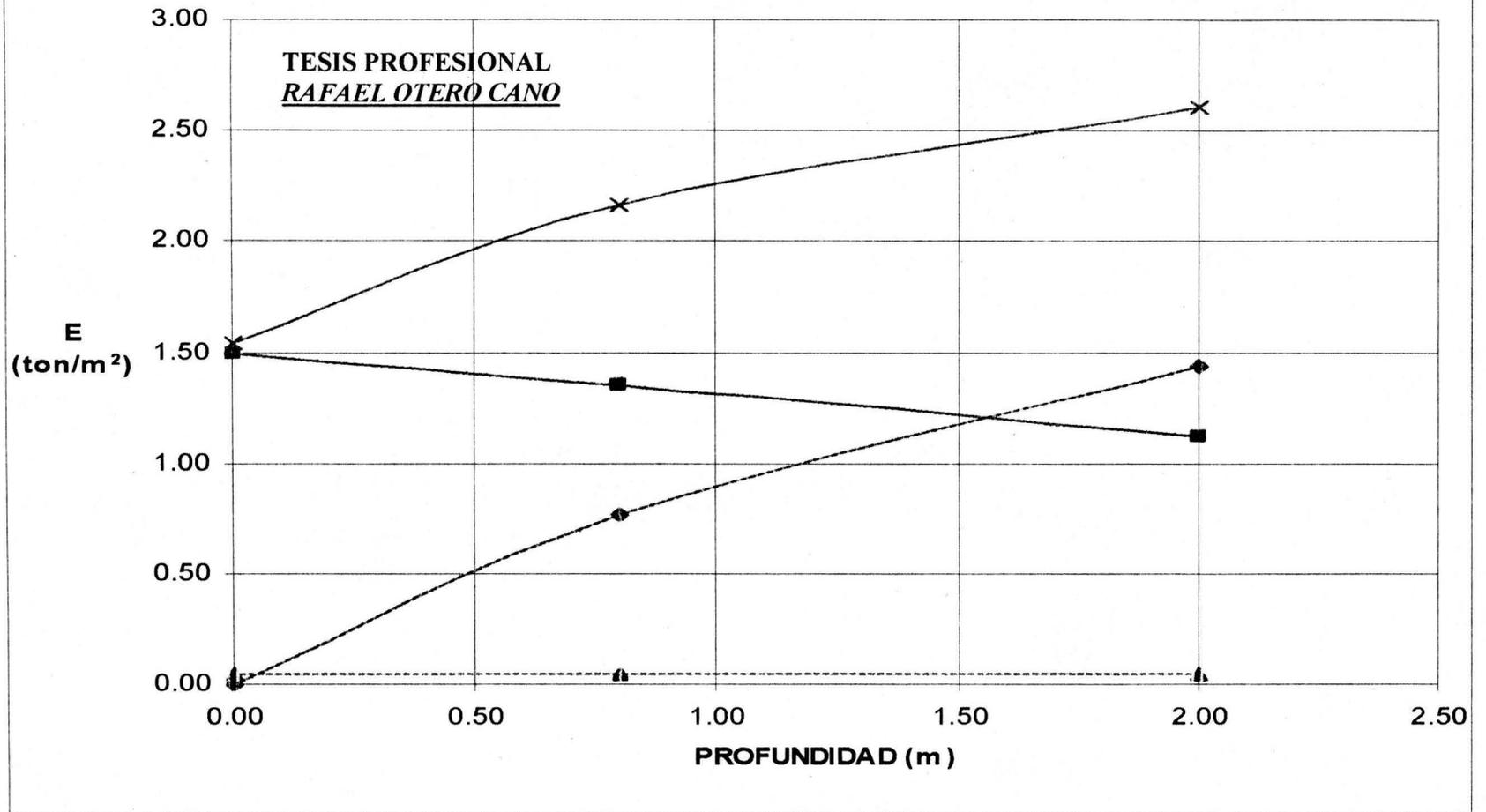
EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA		
Z (m)	β (radianes)	E_{sc} (ton/m ²)
0.00	1.57	1.50
0.80	1.49	1.35
2.00	1.37	1.12

A	γ	W
0.74	1.6	1.18
0.41	1.4	0.57
		$\Sigma w = 1.76 ton/m^2$



EMPUJE DEBIDO AL SISMO				
PROFUNDIDAD	E_s	E_{sc}	E_{ss}	ΣE_T
0.00	0.00	1.50	0.05	1.55
0.80	0.77	1.35	0.05	2.17
2.00	1.44	1.12	0.05	2.61

EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURA DE TRES NIVELES



- EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- ▲ EMPUJE DEBIDO AL SISMO
- ✱ EMPUJE TOTAL

EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURA DE UN NIVELY HACIA COLINDANCIA CON VIA PUBLICA

EMPUJE DEL SUELO					
PROFUNDIDAD	H	γ	K_0	E_s	ΣE_s
0.0-0.8	0.80	1.60	0.60	0.77	0.77
0.8-2.0	1.20	1.40	0.40	0.67	1.44

$L=10m$

$W=3ton/m^2$

$\phi = 30^\circ$

$\alpha = 90^\circ - \left(45^\circ + \frac{30}{2} \right) = 30^\circ$

$\tan \alpha = \frac{x}{h}$

$X = htng\alpha$

$X = 2tng(30^\circ) = 1.15m$

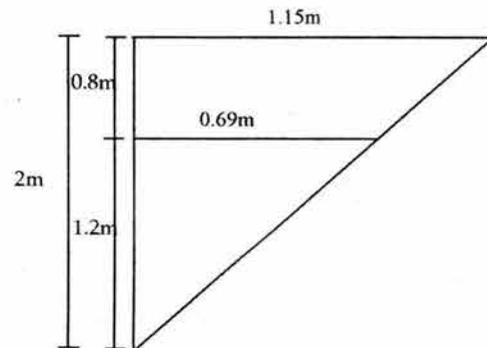
$W = A \cdot \gamma$

$E = 1.76 \left(\frac{0.16}{3} \right) = 0.09$

$E_{ss} = \frac{0.09}{2} = 0.047ton/m^2$

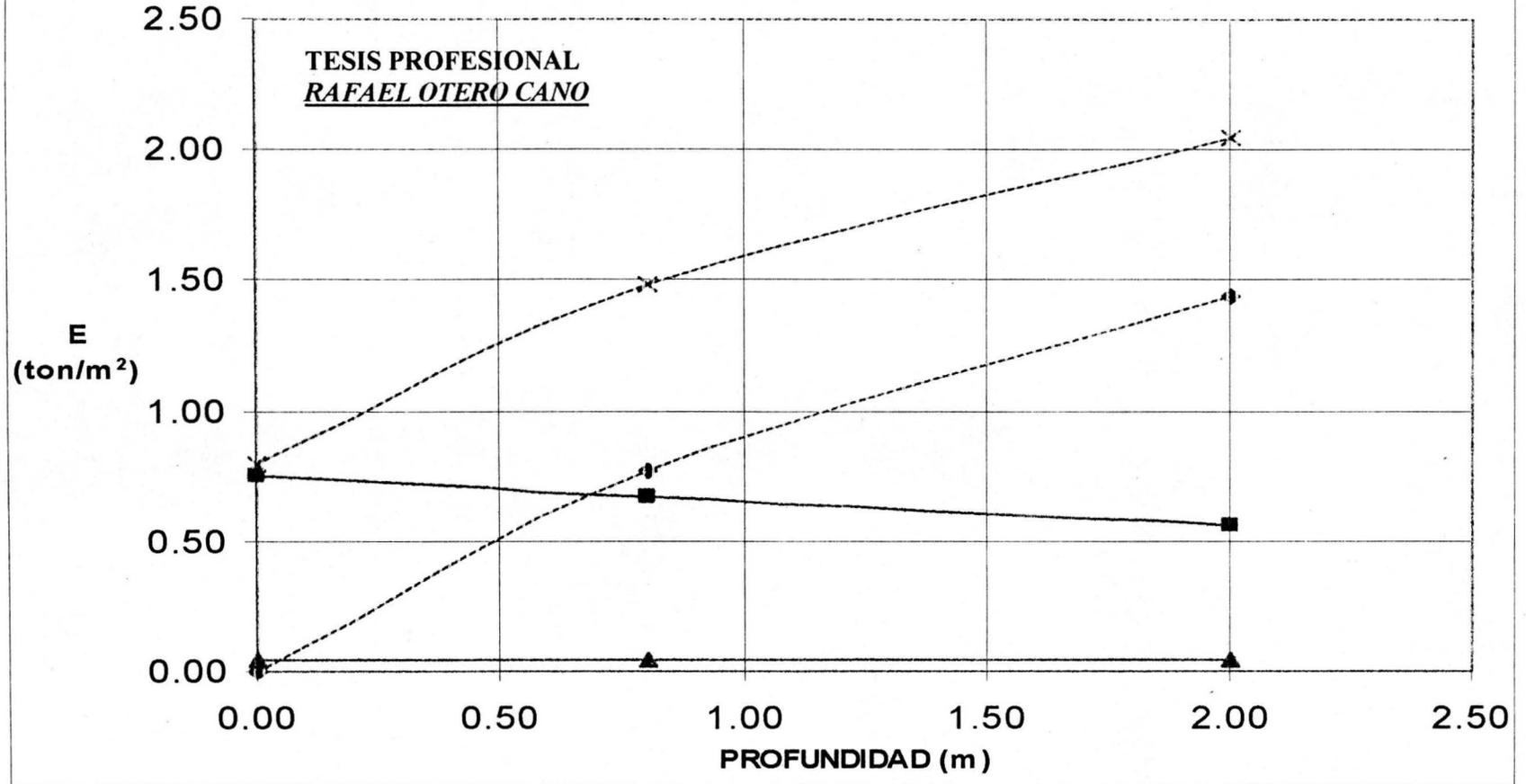
EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA		
Z (m)	β (radianes)	E_{sc} (ton/m ²)
0.00	1.57	0.749
0.80	1.49	0.673
2.00	1.37	0.561

A	γ	W
0.74	1.6	1.18
0.41	1.4	0.57
		$\Sigma w=1.76ton/m^2$



EMPUJE DEBIDO AL SISMO				
PROFUNDIDAD	E_s	E_{sc}	E_{ss}	ΣE_T
0.00	0.00	0.749	0.05	0.80
0.80	0.77	0.673	0.05	1.49
2.00	1.44	0.561	0.05	2.05

EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURA DE UN NIVEL Y HACIA COLINDANCIA CON VIA PUBLICA



- EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- ▲ EMPUJE DEBIDO AL SISMO
- ⊕ EMPUJE TOTAL

V.6 ESTABILIDAD DE TALUDES

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN MUROS DE CONTENCIÓN

El empuje que actuara sobre el muro con la geometría y dimensiones que se muestran en la figura mostrada, corresponde a la condición activa y se evaluó utilizando el criterio de Rankine, aplicando la siguiente expresión:

$$E_A = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 + \frac{q}{N\phi} H$$

donde:

E_A : Empuje Activo

$\frac{1}{2N\phi}$: Coeficiente de presión de tierras que depende de

$$N\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

ϕ : Angulo de fricción interna del material de relleno

γ : Peso volumétrico del material de relleno, (ton/m³)

H: Altura del relleno, (m)

Q: Sobrecarga aplicada sobre el relleno, (ton/m²)

$$N\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N\phi = \tan^2\left(45 + \frac{30}{2}\right)$$

$$N\phi = 3.0$$

$$E_A = \left[\left(\frac{1}{2(3)} \right) (1.5)(2.5)^2 + \left(\frac{1.5}{3} \right) (2.5) \right]$$

$$E_A = 2.81 \text{ ton/m}^2$$

Considerando un ángulo de fricción interna de 30°, un peso volumétrico de los materiales de relleno de 1.5 ton/m³ y una sobrecarga superficial de 1.5 ton/m², se obtuvo un empuje activo de 2.81 ton/m², cuya resultante actuara a 0.83m de altura.

ESTABILIDAD DEL MURO DE RETENCIÓN.

El análisis de estabilidad de los muros consistió en analizar la capacidad de carga del subsuelo subyacente y los factores de seguridad contra deslizamiento y volteo.

a) Capacidad de carga.

La capacidad de carga del suelo bajo el muro se determino aplicando el criterio de Terzaghi para falla local en un suelo puramente cohesivo, con la siguiente expresión:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

donde:

q_c: Capacidad de carga, (ton/m²)

c: Cohesión del suelo, (ton/m²)

γ: Peso volumétrico del suelo, (ton/m³)

D_f: Profundidad de desplante de la cimentación, (m)

Nc: Factor de capacidad de carga, (adimensional)

$$C=3$$

$$Nc = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

$$Nc = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{0.50}{1.25} + 0.25 \frac{1.25}{13.35} \right)$$

$$Nc = 5.77 \text{ ton/m}^2$$

$$qc = 3(5.77) + 1.5(0.5)$$

$$qc = 18.06 \text{ ton/m}^2$$

Considerando un peso volumétrico de 1.5 ton/m³, una cohesión media de 3.0ton/m² y una profundidad de desplante de 0.50m, se obtuvo una capacidad de carga última de 18.06 ton/m².

La presión máxima aplicada en la base del muro, originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes fue valuada con la siguiente expresión:

$$P_t = \frac{Rv}{B} \left(1 \pm 6 \frac{e}{B} \right)$$

donde:

P_t: Presión máxima originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes sobre el muro, en ton/m².

R_v: Componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes en el muro, e igual a 1.9 ton/m

e: Excentricidad de la componente Rv respecto al punto central de la base del muro, e igual a 0.15 m

B: Ancho de la base del muro, igual a 0.5Hm

$$E_A = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 + \frac{qH}{N\phi}$$

$$E_A = \frac{1}{2} Ka \gamma H^2 + Ka q H$$

$$N\phi = 3.0$$

$$Ka = \frac{1}{N\phi}$$

$$Ka = \frac{1}{3} = 0.333$$

$$Kp = \frac{1}{Ka}$$

$$Kp = \frac{1}{0.333} = 3$$

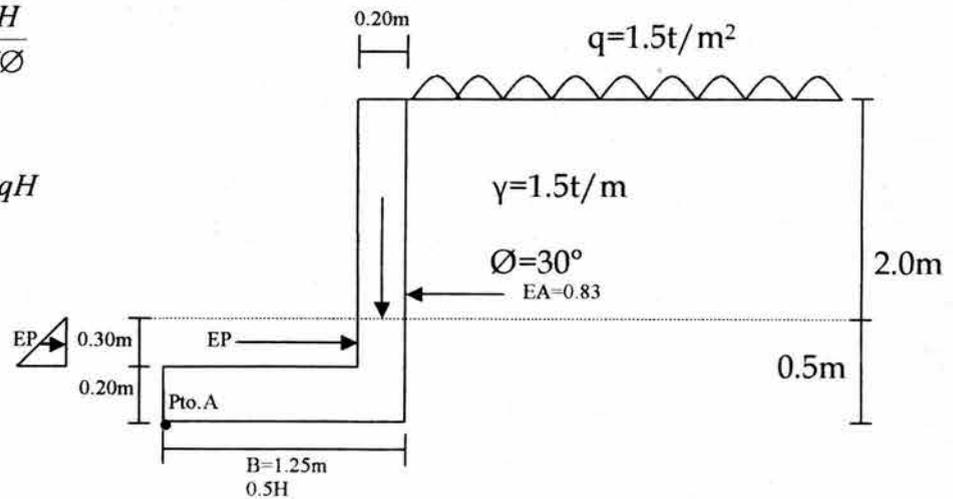
$$E_A = \frac{1}{2} (0.33)(1.5)(2.5)^2 + 0.333(1.5)(2.5)$$

$$E_A = 2.81 \text{ ton/m}^2$$

$$E_p = \frac{1}{2} Kp \gamma H^2$$

$$E_p = \frac{1}{2} [3(1.5)(0.3)^2]$$

$$E_p = 0.2025 \text{ ton/m}^2$$



FUERZA	BRAZO	MOMENTO A
1) sobrecarga = $0.33 \times 1.5 \times 2.5 = 1.25\text{tn/m}$	$H/2=2.5/2=1.25$	+1.5625
2) suelo = $\frac{1}{2} \times 0.33 \times 1.5 \times (2.5)^2 = 1.5625\text{t/m}$	$H/3=2.5/3=0.83$	+1.3
	$R_h = 2.8125\text{t/m}$	
3) suelo sobre la base $\frac{1}{2} \times 3 \times 1.5 \times (0.3)^2 = 0.2025\text{t/m}$	$0.2 + (0.3/3) = 0.3$	-0.06075
4) vastago = $0.2 \times 2.5 \times 2.4 = 1.2\text{ton}$	1.15	-1.38
5) base = $1.05 \times 0.2 \times 2.4 = 0.5$	$1.05/2 = 0.525$	-0.26
	$R_v = 1.9\text{ton/m}$	<u>1.16t·m</u>

Brazo de palanca

$$d = \frac{\Sigma MA}{\Sigma FV}$$

$$d = \frac{1.16}{1.9}$$

$$d = 0.61$$

Presiones en la base

$$P_t = \frac{R_v}{B} \left(1 \pm 6 \frac{e}{B} \right)$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$e = \frac{1.25}{2} - (0.61) = 0.15$$

$$P_{t_{\max}} = \frac{1.9}{1.25} \left(1 + 6 \left(\frac{0.015}{1.25} \right) \right) = 1.63\text{t/m}^2$$

$$P_{t_{\min}} = \frac{1.9}{1.25} \left(1 - 6 \left(\frac{0.015}{1.25} \right) \right) = 1.4\text{t/m}^2$$

Del cálculo se obtuvo que la presión máxima en la base del muro será de 1.63ton/m².

El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga del suelo de apoyo del muro, se obtendrá mediante la relación:

$$FSq = \frac{qc}{pt}$$

Del análisis se obtuvo un factor de seguridad igual a 1.5 que es admisible.

b) Deslizamiento.

El análisis se lleva acabo aplicando la siguiente expresión:

$$FS = \frac{Ffr}{E_{AH} - E_{PH}}$$

donde:

FS: Factor de seguridad contra deslizamiento

E_{AH}: Componente horizontal de empuje activo, igual a 4.98 ton/m

E_{PH}: Componente horizontal del empuje pasivo generado al frente del muro por su empotramiento, e igual a 2.27 ton/m.

Siendo

$$F_f r = C' B$$

donde:

C': 2/3 de la cohesión del suelo de apoyo, en ton/m²

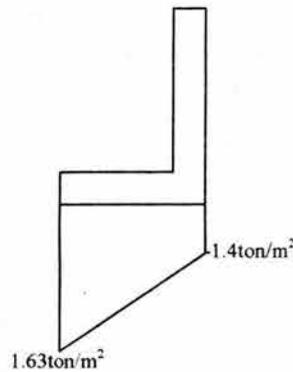
B: ancho de la base del muro, en (m)

$$C' = \frac{2}{3} C$$

$$C' = \frac{2}{3} 6 = 4 \text{ ton/m}^2$$

$$F_{fr} = 4(1.25) = 5$$

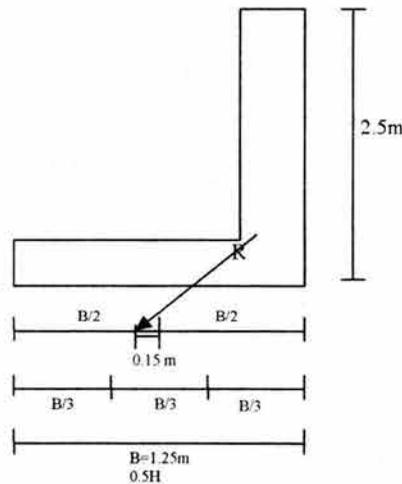
$$F_s = \left(\frac{5}{2.8125 - 1.9} \right) = 5.48$$



Considerando una cohesión de 3.0 ton/m² y un ancho de la base del muro de 1.25m se obtuvo un factor de seguridad contra deslizamiento de 5.48

b) Volteo.

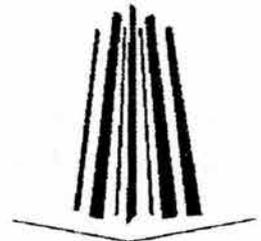
Debido a que la resultante pasa por el tercio medio de la base el muro no tiende a voltear.





CAPITULO VI

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



Excavación. La excavación hasta la profundidad máxima se realizara en una sola etapa dejando una berma perimetral con taludes de 60 grados; los últimos 20cm se retiraran manualmente para evitar el remoldeo del suelo y generar mayores expansiones y asentamientos.

Terminado el afine inmediatamente se colocara la plantilla de concreto pobre de 5cm de espesor.

Es muy importante contar con los recursos necesarios para realizar la excavación y construcción del edificio ininterrumpidamente, por lo menos hasta alcanzar una presión de contacto de 3.0 t/m^2 , que equipara el peso del suelo excavado.

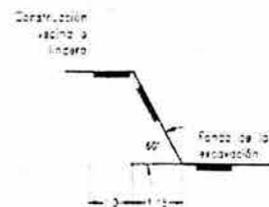
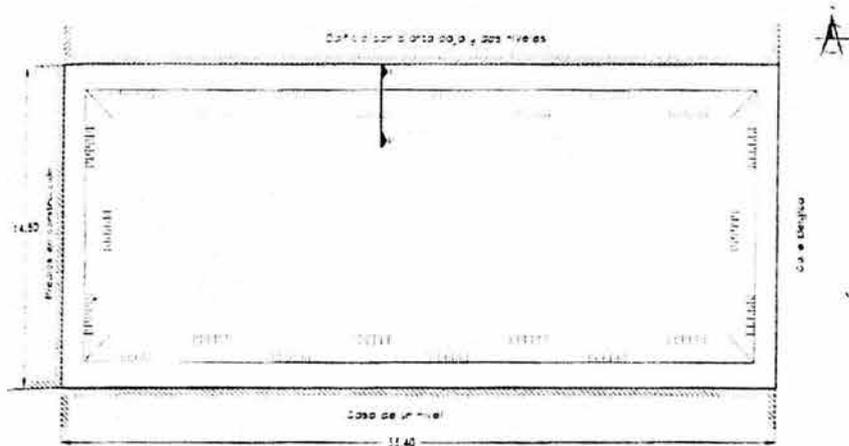
Taludes norte y sur. Será necesario recibir la cimentación de los inmuebles de las colindancias norte y sur utilizando un murete de concreto de 20cm de espesor, que se empotrara en el terreno 20cm y que recibirá directamente la cimentación: se colocara con un concreto de 200 kg/cm^2 , reforzado con malla electrosoldada 6x6-6x6 el murete se colocara en tramos alternos de 3.75m de longitud máxima.

Taludes oriente y poniente. En estas colindancias, la excavación también se realizara en forma alterna, comprendiendo longitudes máximas de 3.0m. para garantizar su estabilidad y proteger el material contra intemperismo, se utilizara una cubierta de 5cm de arena-cemento en proporción 2.5:1, que se reforzara con malla electrosoldada 6x6-10x10; la cubierta se complementara con anclas cortas de 2m de longitud distribuidas a cada 1.5m formadas por tramos de varilla del No 8, que se hincara a percusión con la ayuda de marros; en ella se sujetara la malla electrosoldada.

Instrumentación. Con el objetivo de detectar oportunamente zonas de inestabilidad e implementar las medidas correctivas, se instalara en el perímetro de la excavación líneas de colimación, formadas por mojoneras dispuestas a cada 5m: adicionalmente para monitorear el comportamiento de las estructuras vecinas, se colocaran 2 palomas en los muros vecinos.

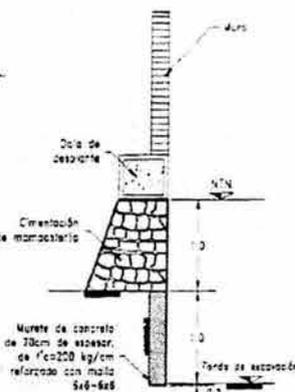
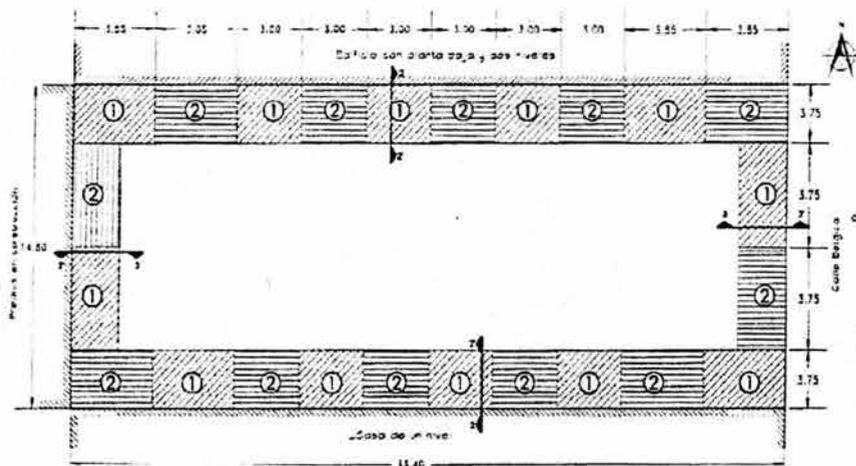
En las líneas de colimación se medirán desplazamientos verticales y horizontales, y en las palomas hundimientos; la frecuencia de medición será de 3 veces por semana durante la excavación y construcción de la cimentación y posteriormente de manera mensual hasta concluir la construcción.

Sistema de bombeo. Debido a que el nivel de agua freática se encuentra a 2.7m de profundidad, y las contratrabes llegaran a 3.5m de profundidad aproximadamente será necesario implementar un bombeo de achique en zonas estratégicas, lo que evitara la implementación del bombeo profundo.



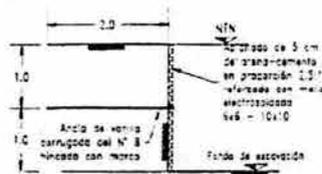
Corte 1-1'

Etapa 1
Excavación central con un talud de 60° y dejando una bermas perimetral de 1.0m



Detalle para recibir cimentaciones de las coincidencias norte y sur
Corte 2-2'

Etapa 2
Remoción en forma alterna de la bermas perimetral, recibiendo las cimentaciones y protegiendo con unidas cortas y aplanado



Detalle para los linderos oriente y poniente
Corte 3-3'

Notas:
-Dibujo esquemático
-Acolaciones en metros

Edificio Bélgica No. 216

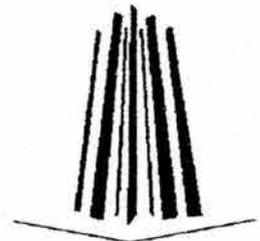
Procedimiento de excavación

Figura VI.I



CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



VII CONNCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El predio se localiza en la calle de Bélgica N° 216, colonia Portales, delegación Benito Juárez de esta ciudad. Se construirá un edificio habitacional de interés social, que contara con un semisótano, PB y 5 niveles; su estructura se resolverá con muros de carga y losas de concreto reforzado.

El sitio se ubica en la denominada zona de Lago Centro I que esta asociada al sector no colonial de la ciudad que se desarrollo a principios de este siglo, y ha estado sujeto a sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas. Se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable. El coeficiente sísmico para el diseño de la estructura vale 0.4.

La estratigrafía es la siguiente: de 0.0 a 0.8m, capa vegetal compuesta por arcilla con raíces y algo de cascajo. De 0.8 a 7.8m. Costra superficial endurecida por secado y formada por limo arenoso y arena limosa de consistencia semi dura a muy dura. De 7.8 a 22.6m. Serie arcillosa superior integrada por arcilla de alta compresibilidad y poco resistentes con lentes duros de arena limosa y limo arenoso. De 22.6 a 24.2m. Primera capa dura de origen aluvial, constituida por limo arenoso y arena limosa de consistencia muy dura. De 24.2 a 26.2m. Serie arcillosa inferior formada por arcillas compresibles de mediana resistencia, con lentes de vidrio y ceniza volcánica. A partir de 26.2m. Depósitos profundos constituidos por limo arenoso y arena limosa muy duros y compactos. El nivel freático se detecto a 2.7m de profundidad medida desde el nivel de terreno actual.

La solución de cimentación más conveniente consiste en un cajón de concreto apoyado a 2.0m de profundidad, rigidizado con traveses atrincheradas; las contratraveses perimetrales las conformará el mismo muro de contención, minimizando así la influencia de la excavación en las edificaciones vecinas.

La capacidad de carga admisible del suelo de sustentación vale 15 ton/m², en condiciones estáticas y sísmicas respectivamente. Los asentamientos máximos ocurrirán al centro del inmueble y serán de 7.11 cm en su perímetro; tomando en cuenta la rigidez del cajón de cimentación, el asentamiento medio será de 8.77cm. Los

hundimientos se presentaran en un lapso aproximado de 2 años después de construido el edificio.

La excavación hasta la profundidad máxima se realizara en una sola etapa dejando una berma perimetral con taludes de 60 grados: los últimos 20cm se retiraran manualmente. La cimentación de los inmuebles vecinos se recibirá utilizando un murete de concreto que recibirá directamente la cimentación, reforzado con malla electrosoldada 6x6-10x10. El ataque de la berma correspondiente a los linderos oriente y poniente se realizara en forma alterna, se protegerá el corte con una cubierta de arena-cemento, reforzada con malla electrosoldada, complementadas con anclas cortas de varilla del N° 8 de 2 metros de longitud distribuidas a cada 1.5m. El ataque de las bermas y la recepción de las cimentaciones se realizaran en tramos alternos de 3m de longitud como máximo.

Con el objetivo de detectar oportunamente zonas de inestabilidad e implementar las medidas correctivas, se instalara en el perímetro de la excavación líneas de colimación, formadas por mojoneras dispuestas a cada 5m; adicionalmente para monitorear el comportamiento de las estructuras vecinas, se colocaran 2 palomas en los muros vecinos. En las líneas de colimación se medirán desplazamientos verticales y horizontales, y en las palomas hundimientos; la frecuencia de medición será de 3 veces por semana durante la excavación y construcción de la cimentación y posteriormente de manera mensual hasta concluir la construcción.

Debido a que el nivel de agua freática se encuentra a 2.7m de profundidad, y las contratrabes llegaran a 3.5m de profundidad aproximadamente será necesario implementar un bombeo de achique en zonas estratégicas, lo que evitara la implementación del bombeo profundo.



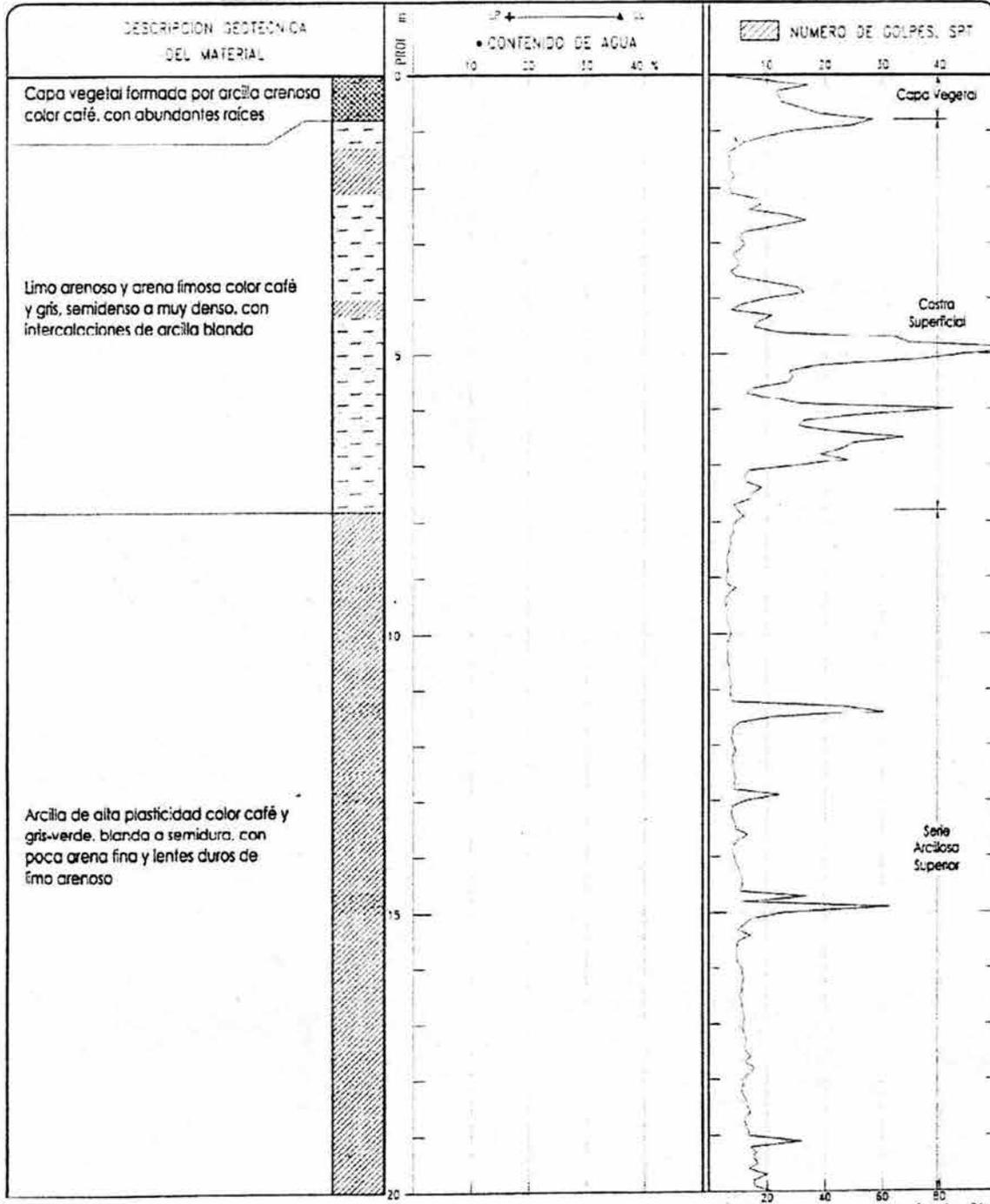
ANEXO I

TRABAJO DE CAMPO



SONDEO DE CONO ELECTRICO

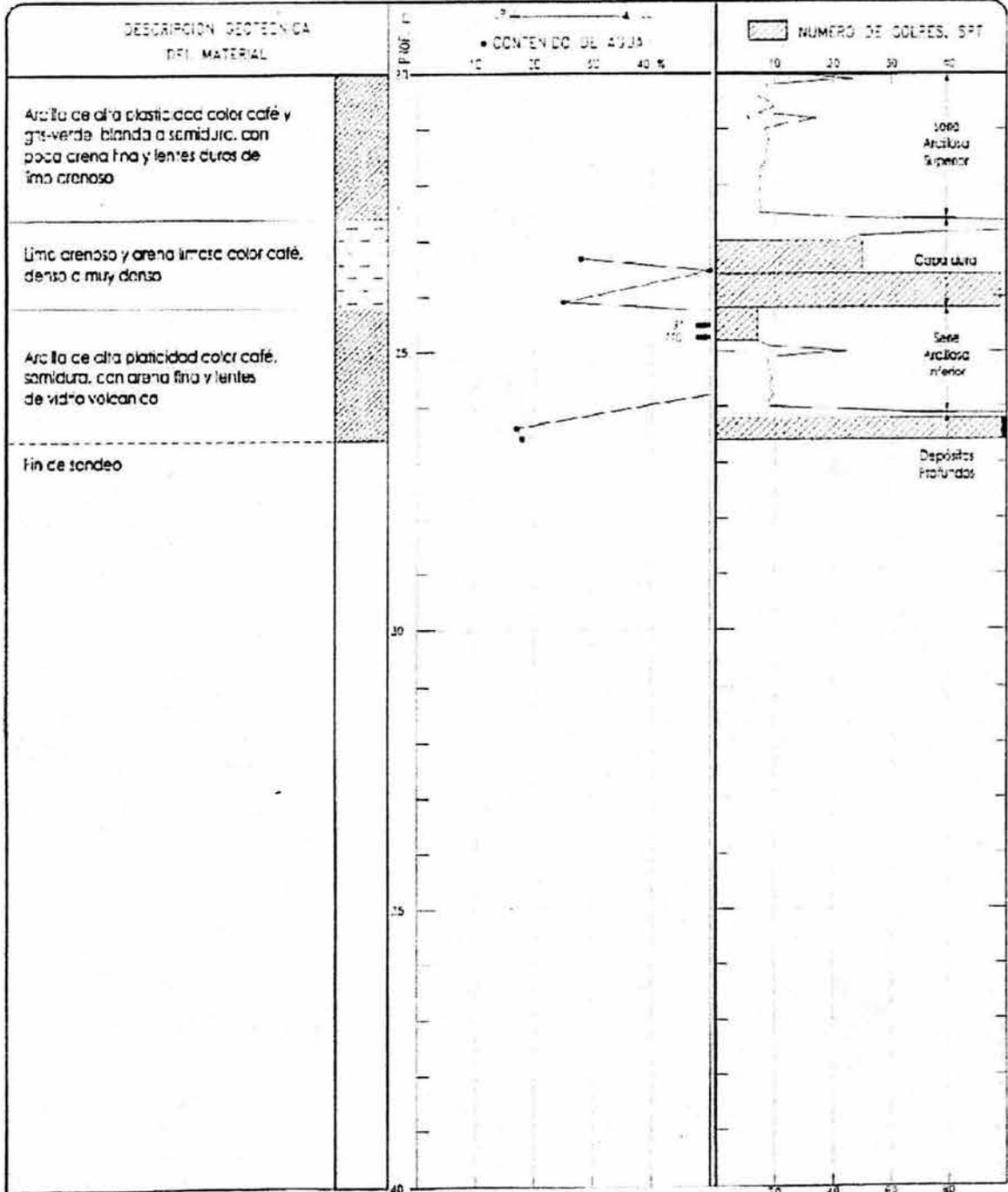
PROYECTO	Bélgica No.216	SONDEO	SCE-1 (Continúa...)
LOCALIZACION	Calle Bélgica No.216, Col Portales	PROF. EXPLORADA	26.60 m
		PROF. NAF	2.70 m



	RELLENO		ARCILLA		GRAVA (G)	LP = LIMITE PLASTICO	S = PORCENTAJE DE ARENAS
	ARENA (S)		LIMO		RAICES	LL = LIMITE LIQUIDO	F = PORCENTAJE DE FINOS

SONDEO DE CONO ELECTRICO

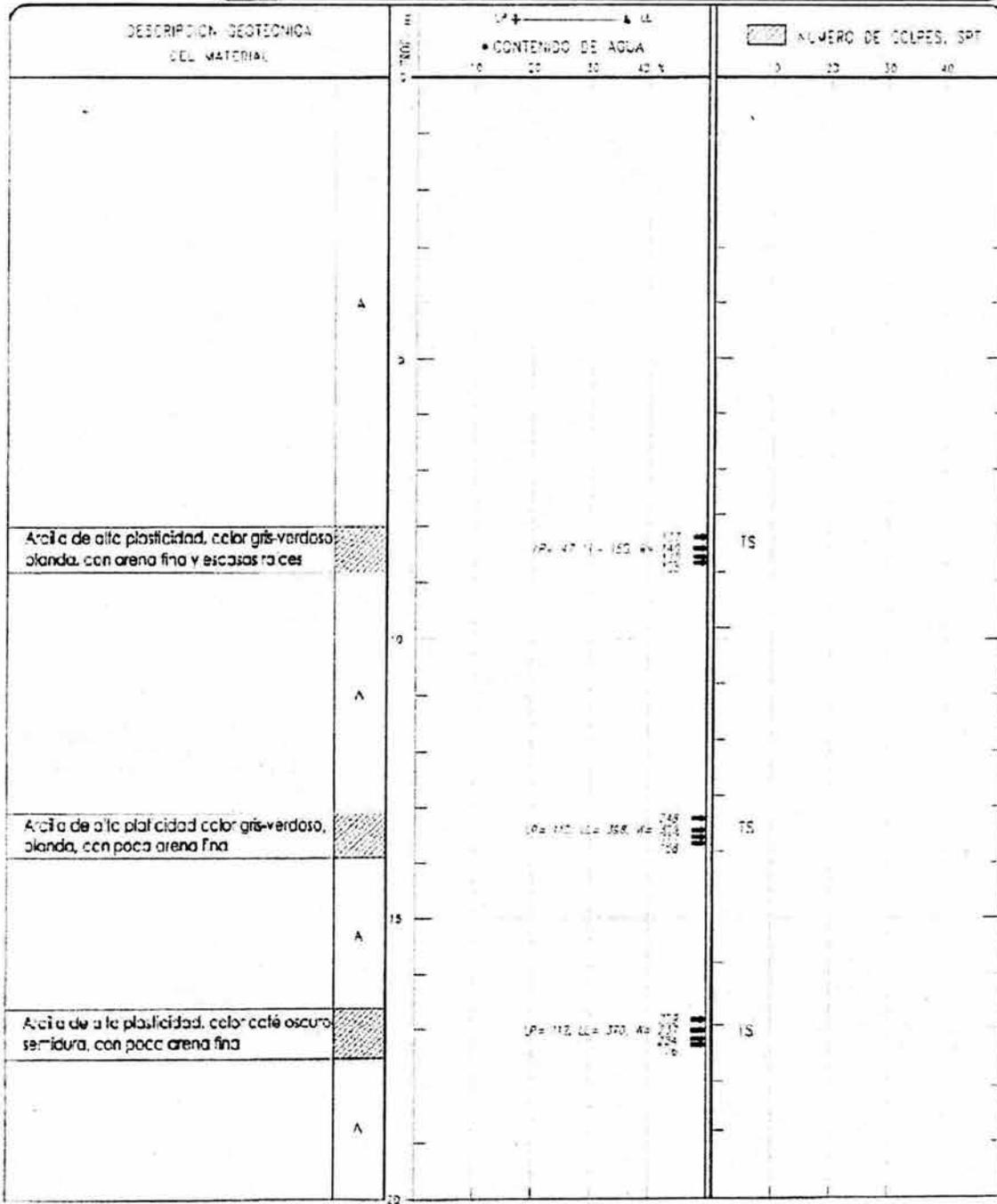
PROYECTO	36 gica No.2'6	SONDEO	SCE-1 (...continuación)
LOCALIDAD	Calle Bélgica No.216, Col Portales	PROF. EXPLORADA	24.60 m
		ANCHO	2/3 m



RELENO	ARCILLA	GRAVA (G)	LP = LÍMITE PLÁSTICO	S = PORCENTAJE DE ARENAS
ARENA (S)	LIMO	RAICES	LL = LÍMITE LÍQUIDO	F = PORCENTAJE DE FINOS

SONDEO DE MUESTREO

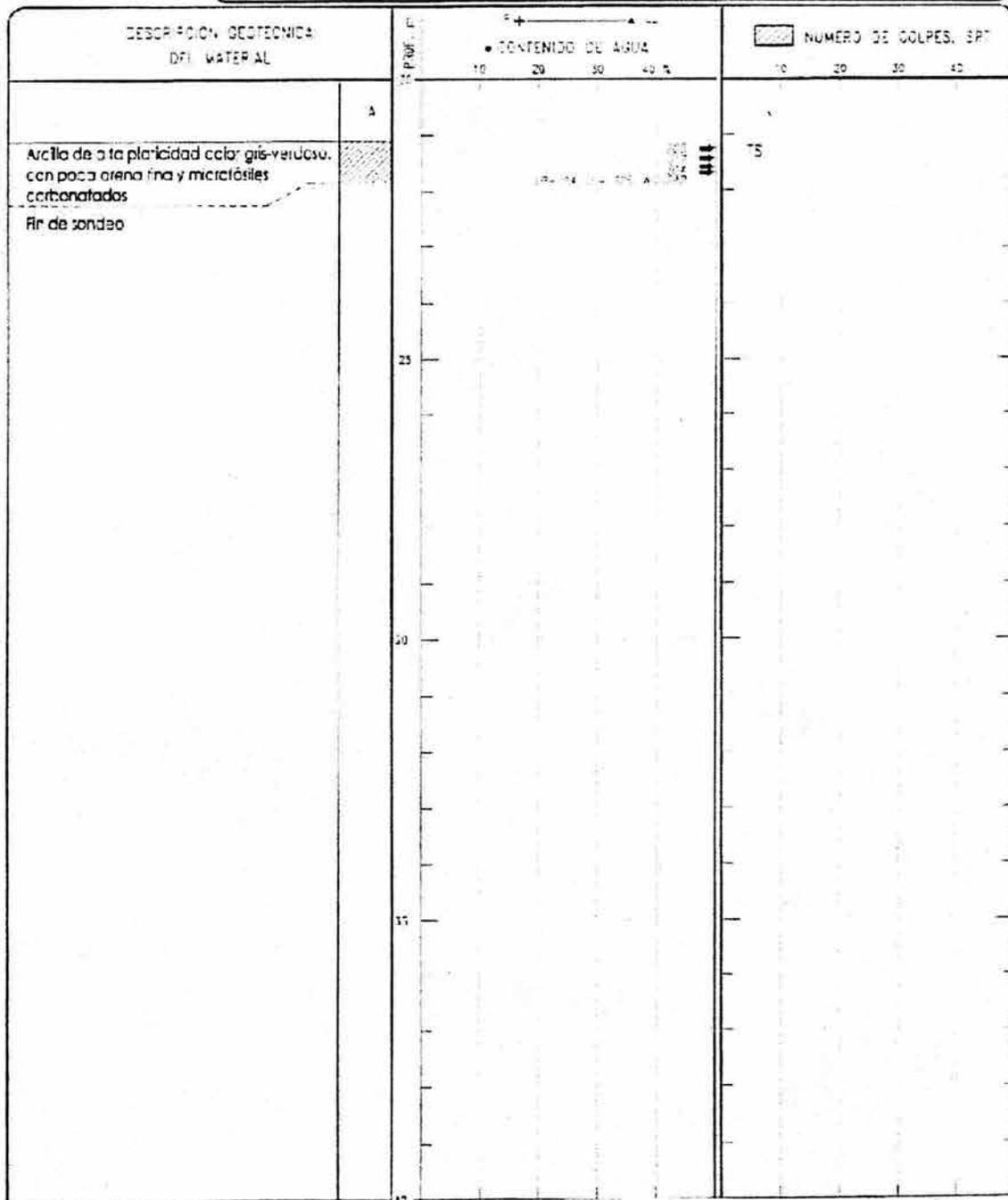
ARTIFICIO	Bélgica No.216	SONDEO	SMS-1 (Continúa...)
LOCALIZACIÓN	Calle Bélgica No.216, Col. Porales	PROF. EXPLORADA	21.50 m
		PROF. MAX	2.80 m



	FLEENO		ARCILLA		GRAVA (G)		S = PORCENTAJE DE ARENAS
	ARENA (A)		LIMO		RAICES		L = PORCENTAJE DE LIMOS

SONDEO DE MUESTREO

Proyecto: Bélgica No. 216	SONDEO: SMS-1 (continuación)
Localización: Calle Bélgica No. 216, Col. Portales	Prof. Llaveada: 21.80 m Prof. SPT: 2.80 m

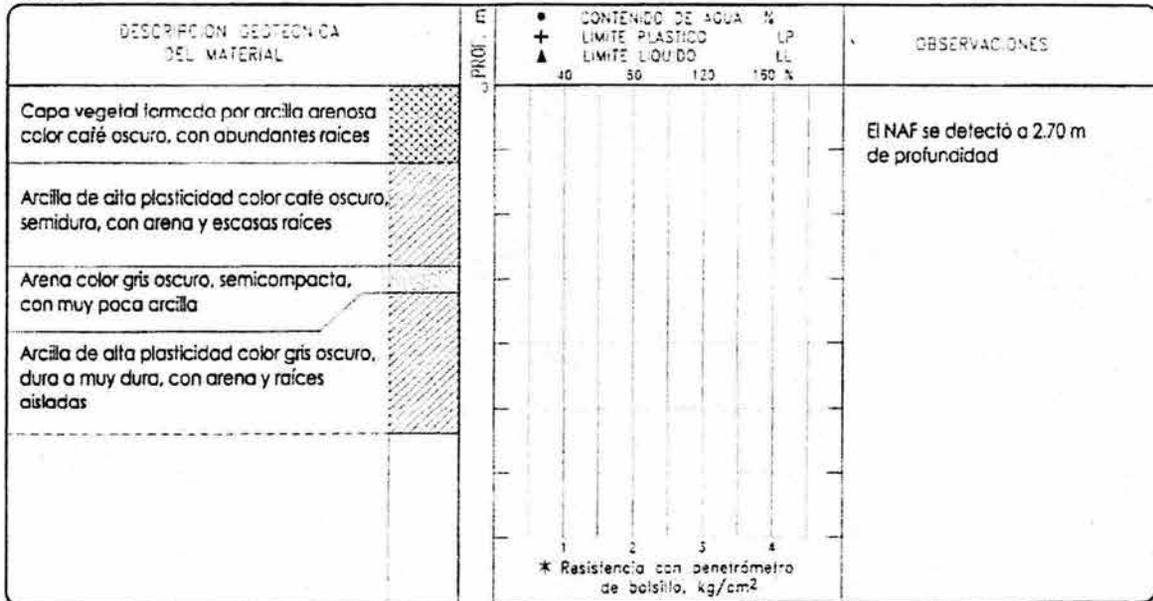


FLENO	ARCILLA	GRAVA (G)	LP = LÍMITE PLÁSTICO	S = PORCENTAJE DE ARENAS
ARENA (A)	LIMO	RAICES	LL = LÍMITE LÍQUIDO	F = PORCENTAJE DE FINOS

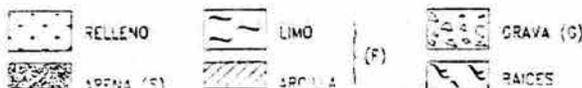
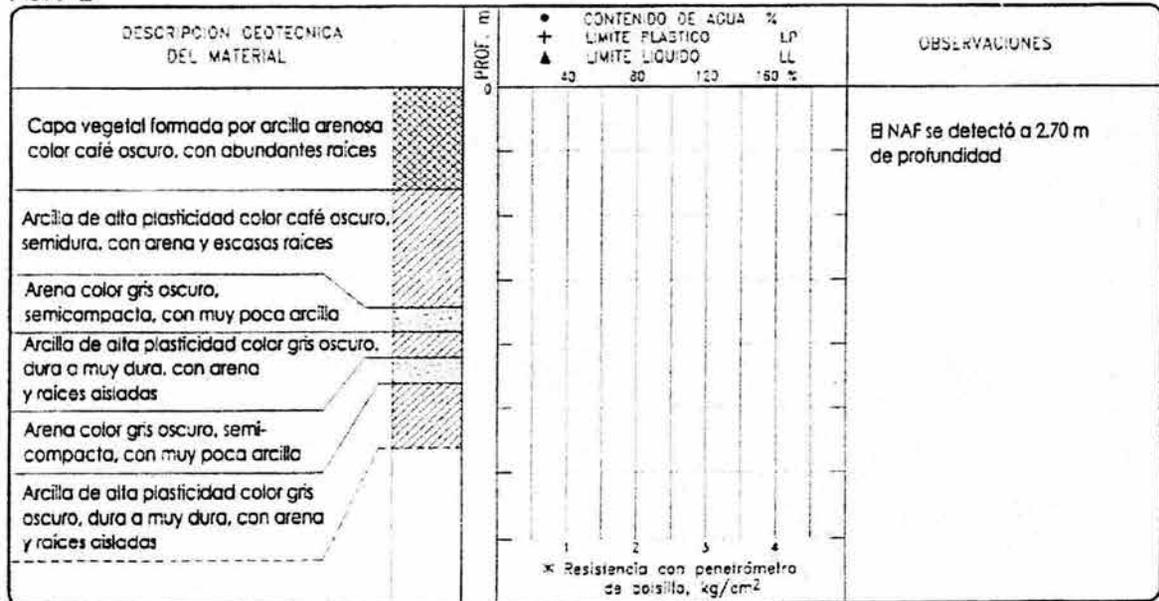
POZOS A CIELO ABIERTO

PROYECTO	EDIFICIO BELGICA No.216	
LOCALIZACION	Calle Bélgica No.216, Ca. Portales	POZOS A CIELO ABIERTO Nos PCA-1 y 2

PCA-1



PCA-2



ϕ = ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA
 γ = PESO VOLUMETRICO
 c = COHESION
 E = MODULO DE YOUNG
 MC = MUESTRA CUBICA



ANEXO II

PRUEBAS DE LABORATORIO

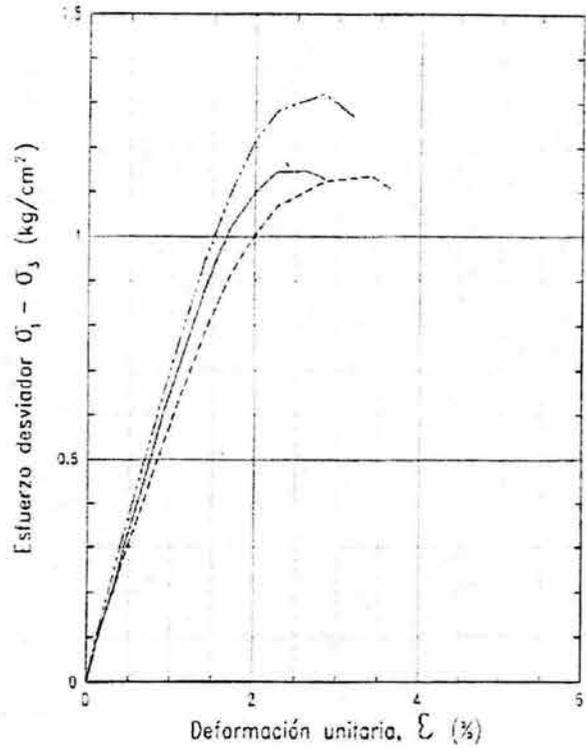


PRUEBA TRIAXIAL UU

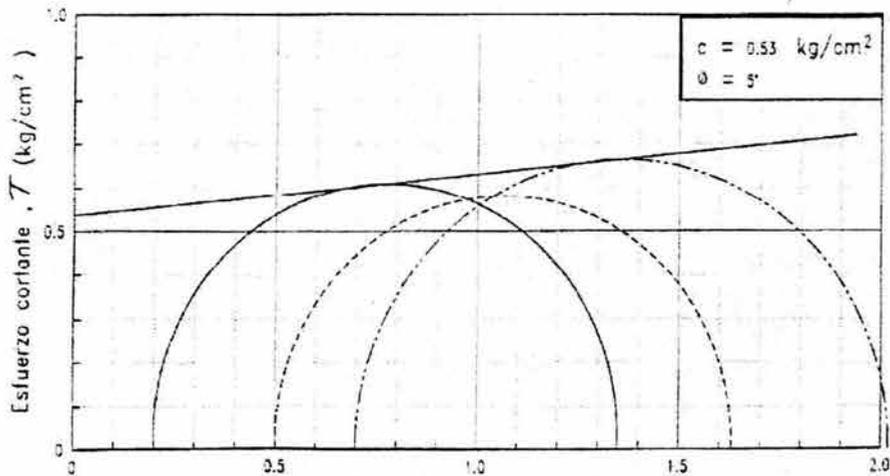
PROYECTO EDIFICIO BELGICA No 216

CLASIFICACION DEL MATERIAL
 (CH) Arcilla de baja plasticidad color gris-verde, con poca arena fina y escasas raicillas descompuestas

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²	CONDICION		NOTAS
			INICIAL	FINAL	
—	0.20	55.34			
- - -	0.50	58.92			
- - -	0.70	71.22			



SONDEO	PROFUNDIDAD m	MUESTRA N°	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	U_c %	U_l %	S_r	e_i	e_f	G_w %	G_w %	γ_n kg/m ³
SWS-1	8.50 - 8.70	1	0.20	1.15	139.64	139.64	2.38	3.36	3.56	99.05	99.05	1.31
		2	0.50	1.13	141.18	141.18	2.38	3.37	3.37	100.00	100.00	1.32
		3	0.70	1.32	141.29	141.29	2.58	3.38	3.38	99.55	99.55	1.31

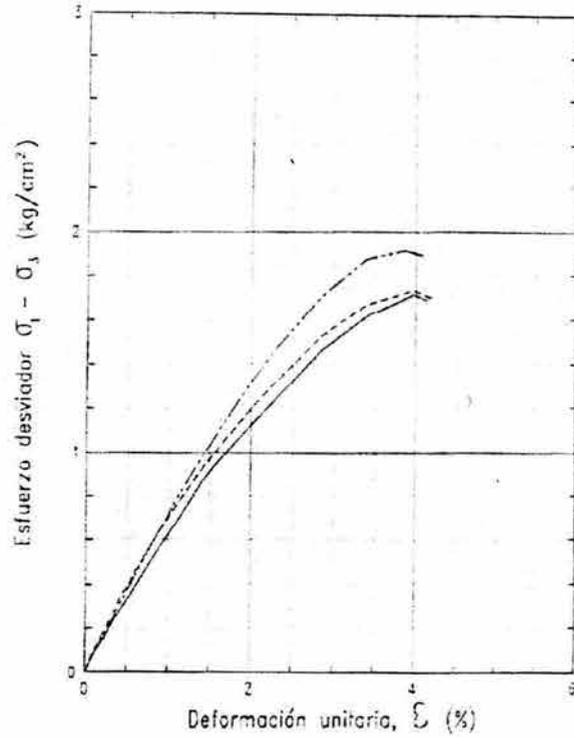


PRUEBA TRIAXIAL UU

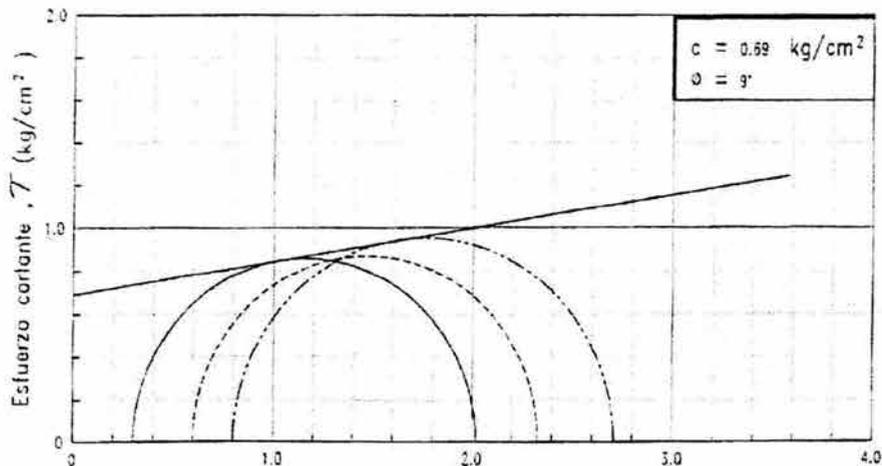
PROYECTO EDIFICIO BELGICA No 216

CLASIFICACION DEL MATERIAL	
(CH) Arcilla de alta plasticidad color gris-verde, con poca arena fina	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	ϵ_{50} kg/cm ²	CONDICION		NOTAS
			INICIAL	FINAL	
—	0.50	51.20			
- - -	0.60	65.23			
- - -	0.80	89.15			



SONDEO	PROFUNDIDAD m	MUESTRA Nº	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	ω_i %	ω_f %	S_s	e_i	e_f	G_w %	G_w %	γ_n kg/m ³
SW5-1	13.50 - 13.70	1	0.50	1.72	307.45	307.45	2.34	7.12	7.07	101.08	101.84	1.17
		2	0.60	1.73	310.96	310.96	2.34	7.20	7.22	101.15	100.84	1.17
		3	0.80	1.91	305.52	305.52	2.34	7.12	7.09	100.45	100.91	1.18

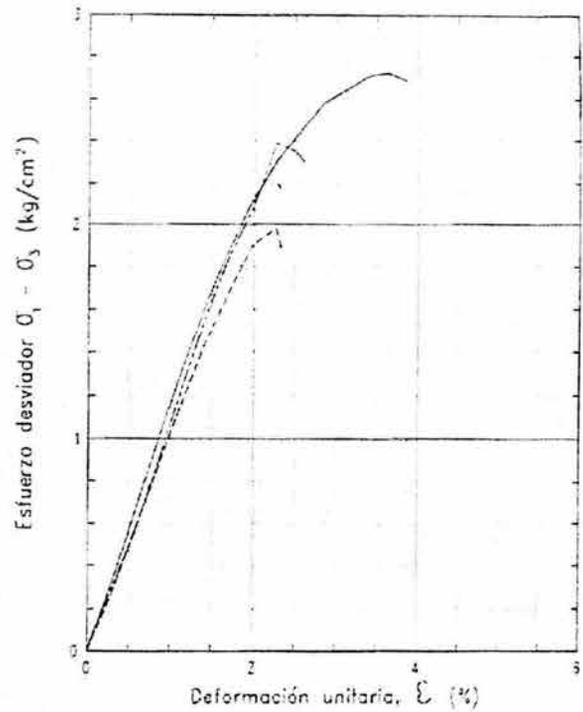


PRUEBA TRIAXIAL UU

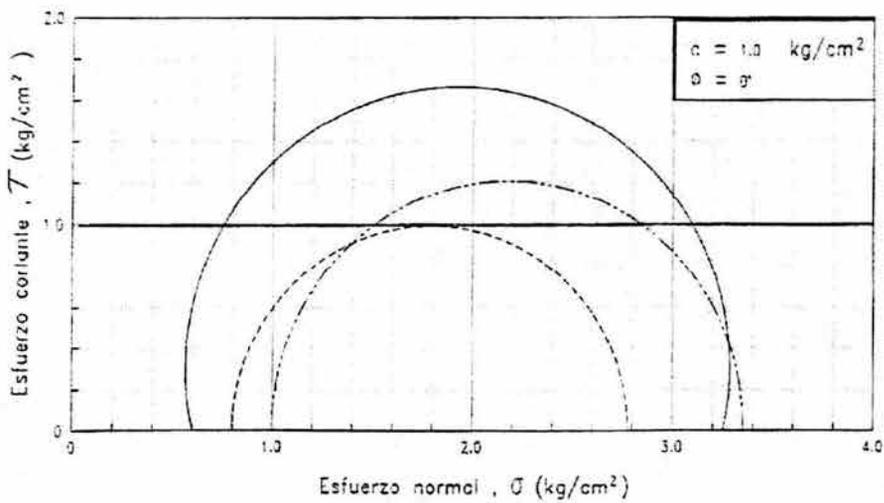
PROYECTO EDIFICIO BELGICA No 216

CLASIFICACION DEL MATERIAL	
(C _u) Arcilla de alta plasticidad color gris-verde, con poca arena fina	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²	CONDICION		NOTAS
			INICIAL	FINAL	
—	0.60	115.58			
- - -	0.80	102.42			
- - -	1.00	108.29			



SONDEO	PROFUNDIDAD m	MUESTRA N ^o	σ_3 kg/cm ²	σ_a kg/cm ²	ω %	ω_i %	S_r	e_i	e_f	G_w %	G_w %	γ_n kg/m ³
SMS-1	17.00 - 17.20	1	0.60	2.72	236.77	236.77	2.30	5.49	5.27	99.08	103.30	1.19
		2	0.80	1.98	238.57	238.57	2.30	5.43	5.43	101.10	101.10	1.21
		3	1.00	2.35	240.36	240.36	2.30	5.56	5.28	99.45	104.69	1.19

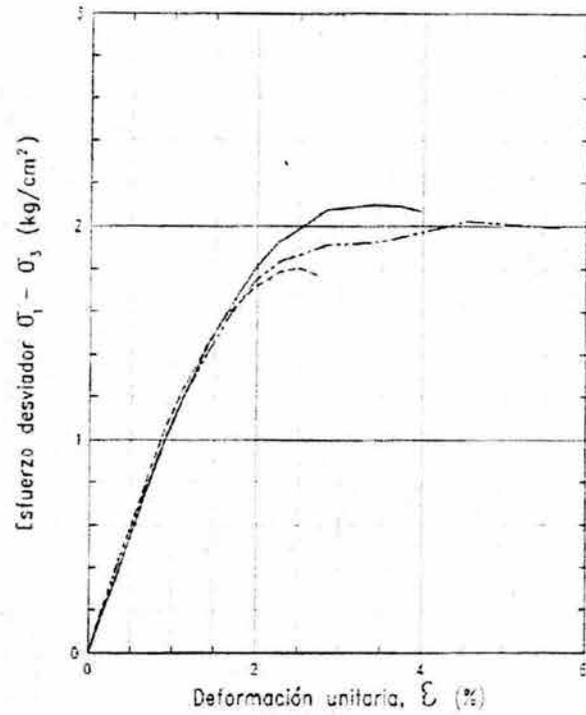


PRUEBA TRIAXIAL UU

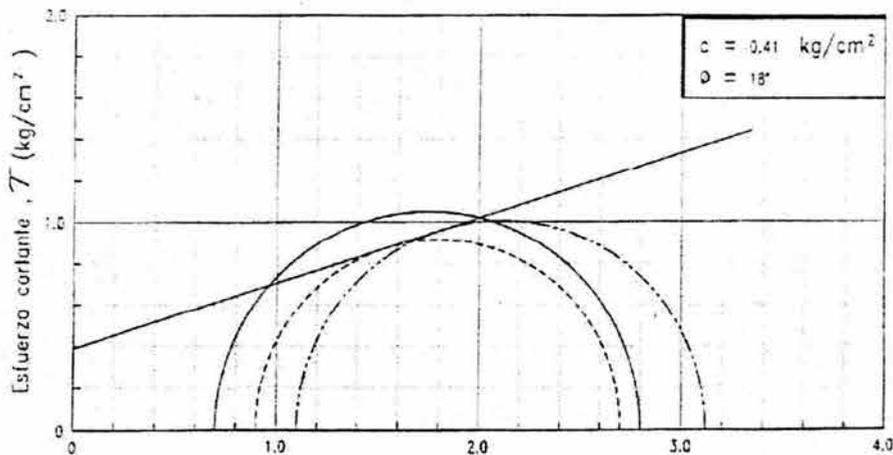
PROYECTO EDIFICIO BELGICA No 210

CLASIFICACION DEL MATERIAL	
(CH) Arcilla de alta plasticidad color gris-verde, con fósiles carbonatados	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²	CONDICION		NOTAS
			INICIAL	FINAL	
—	0.70	105.81			
- - -	0.90	115.86			
- - -	1.10	110.56			



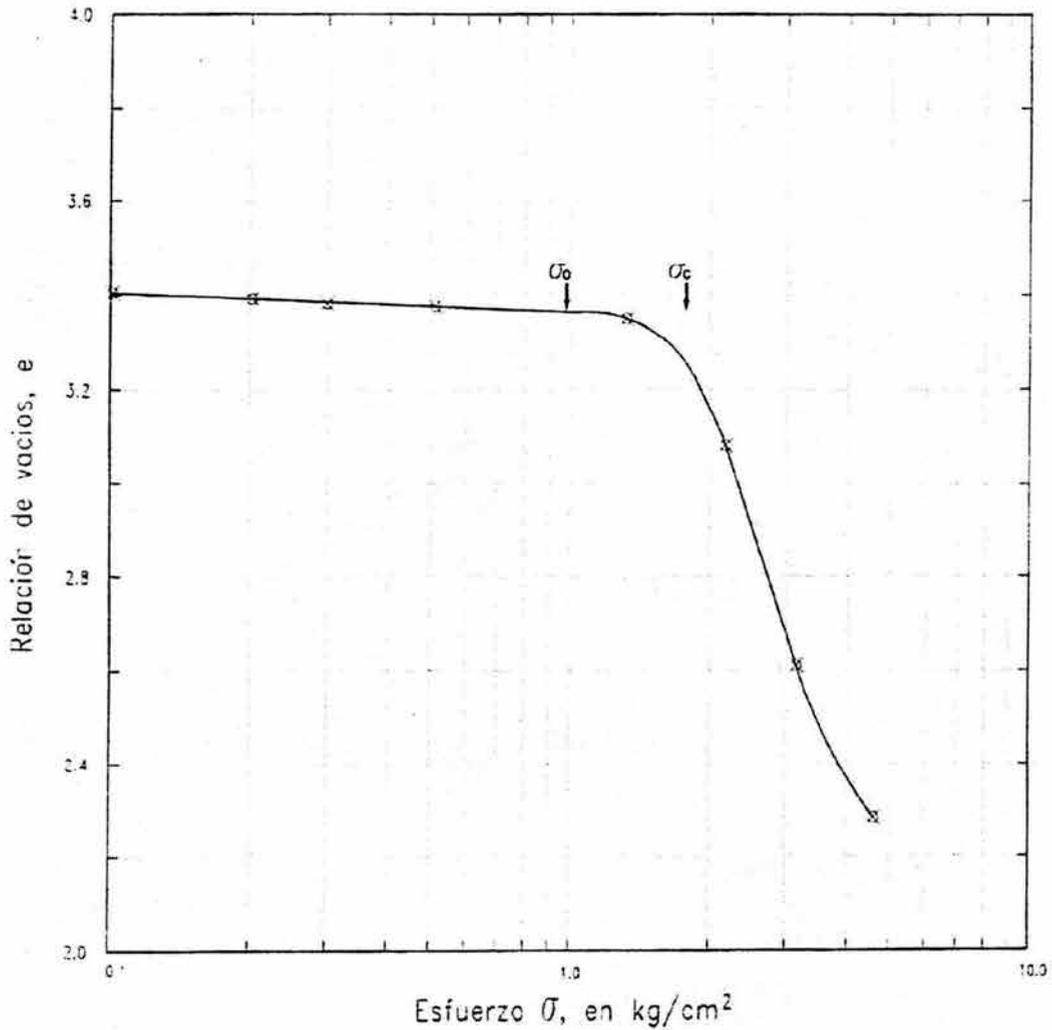
SONDEO	PROFUNDIDAD m	MUESTRA N°	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	W_i %	W_f %	S_r	e_i	e_f	G_w %	G_w %	γ_n kg/m ³
SwS-1	21.70 - 21.90	1	0.70	2.10	274.83	274.83	2.49	6.86	6.63	99.65	103.14	1.19
		2	0.90	1.80	273.73	273.73	2.49	6.76	6.55	100.75	104.10	1.20
		3	1.10	2.02	274.84	274.84	2.49	6.86	6.57	99.72	104.09	1.19



CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

DESCRIPCIÓN DE MATERIAL Arilla de alta plasticidad color gris-verde, con poca arena fina y algunas raíces (CH).	PROYECTO EDIFICIO BELGICA No. 216 LOCALIZACIÓN Bélgica N° 216, Col. Portales
---	---

SONDEO	MUESTRA N°	PROF. (m)	S_s	w_L (%)	w_p (%)	e_i	e_f	U_f (%)	U_f (%)
SMS-1	1 - 3	8.50 - 8.70	2.38	144.22	106.60	3.45	2.45	99.57	103.90

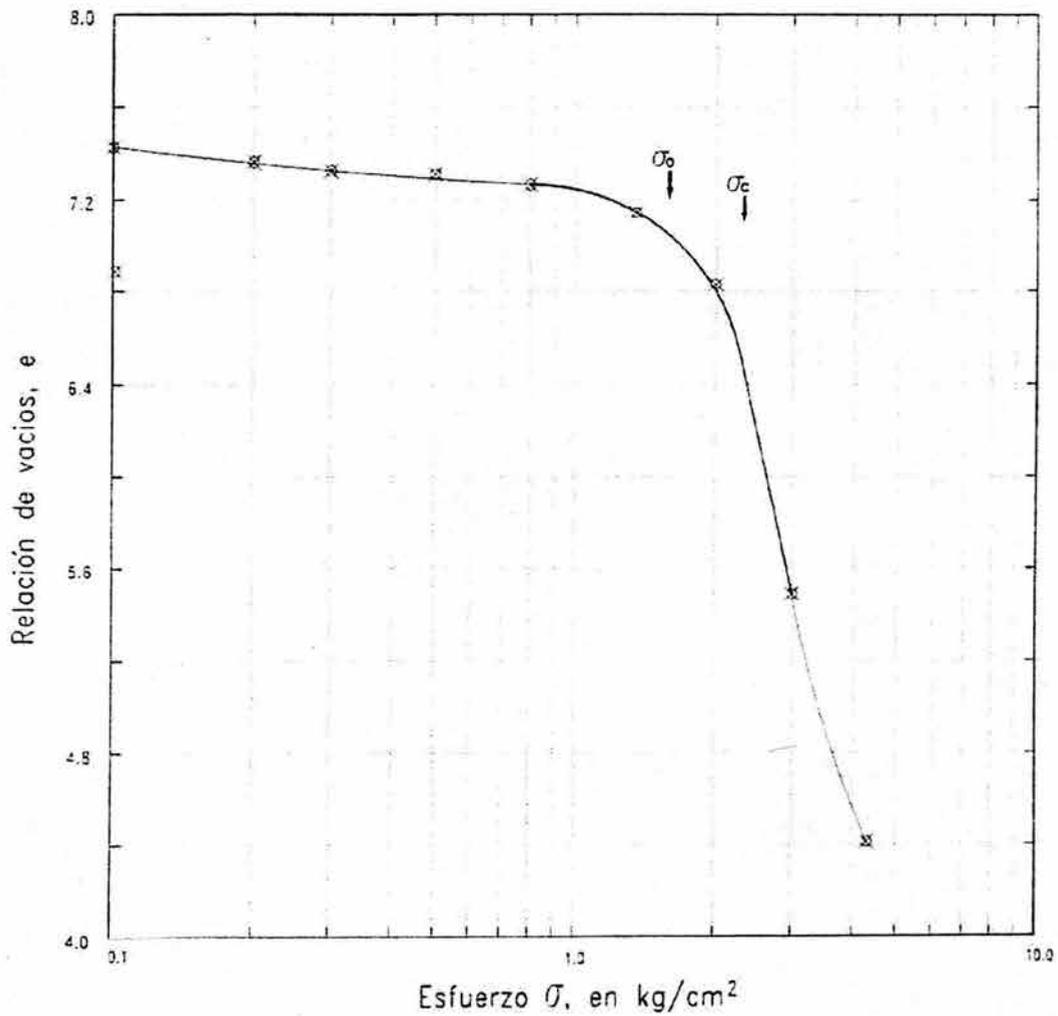


σ_0 = Esfuerzo vertical inicial = 0.98 kg/cm²
 σ_c = Esfuerzo de preconsolidación = 1.85 kg/cm²

CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

DESCRIPCION DE MATERIAL Arcilla de alta plasticidad color gris-verde, con poca arena fina y algunas raices (CH)	PROYECTO EDIFICIO BELGICA No. 216 LOCALIZACION Bélgica N° 216, Col. Portales
---	---

SONDEO	MUESTRA N°	PROF. (m)	S_g	W_L (%)	w_f (%)	e_i	w_f	G_L (%)	G_f (%)
SMS-1	2 - 4	13.50 - 13.70	2.34	312.30	212.51	7.43	4.71	100.25	107.51

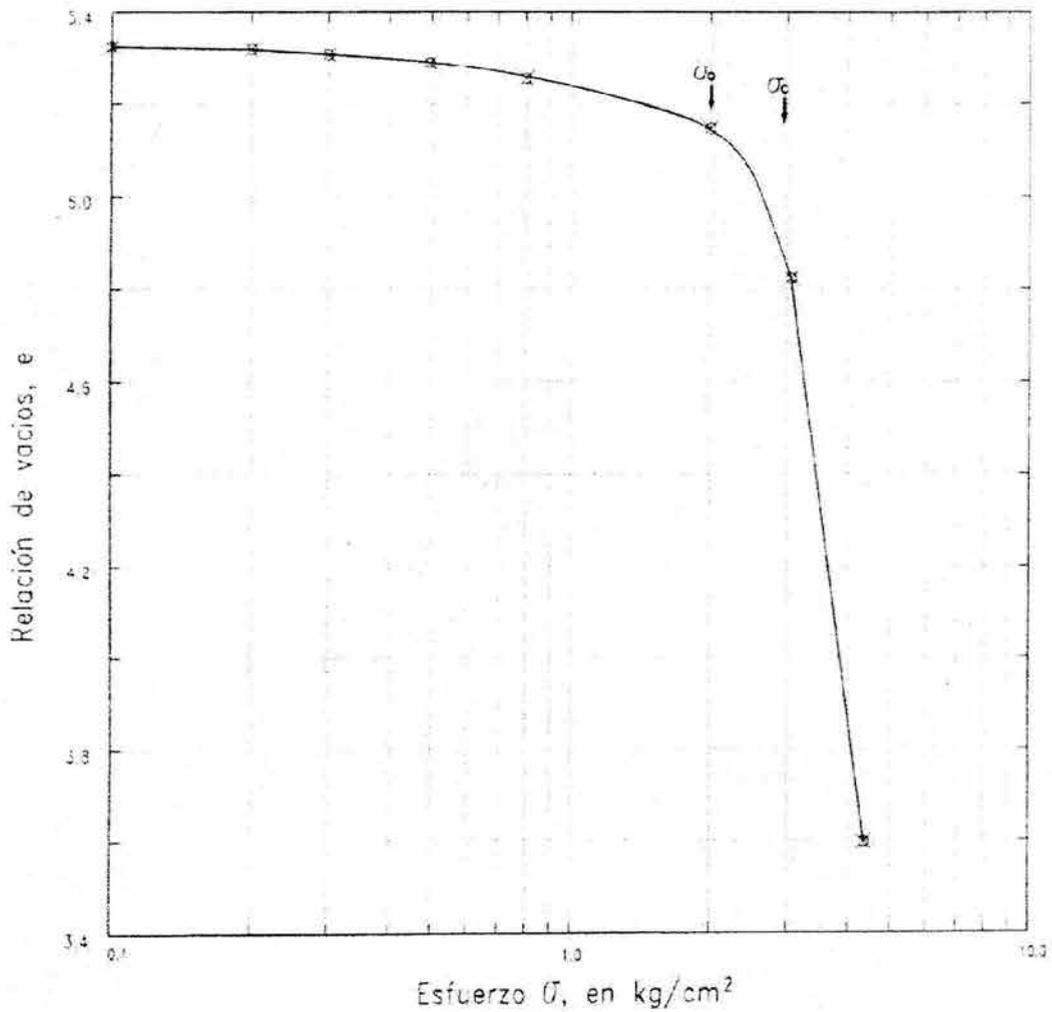


σ_0 = Esfuerzo vertical inicial = 1.50 kg/cm^2
 σ_c = Esfuerzo de preconsolidación = 2.20 kg/cm^2

CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

DESCRIPCION DE MATERIAL Arena de alta plasticidad color gris-verde, con poca arena fina y algunos rafoles (CH)	PROYECTO <u>EDIFICIO BELGICA No. 216</u> LOCALIZACION <u>Bélgica N° 216, Col. Porales</u>
--	--

SONDEO	MUESTRA N°	PROF. (m)	S_s	w_L (%)	w_p (%)	e	e_f	σ_c (kg)	σ_c (X)
S45-1	5 - 4	17.00 - 17.20	2.30	234.82	135.55	5.56	3.96	100.63	107.82

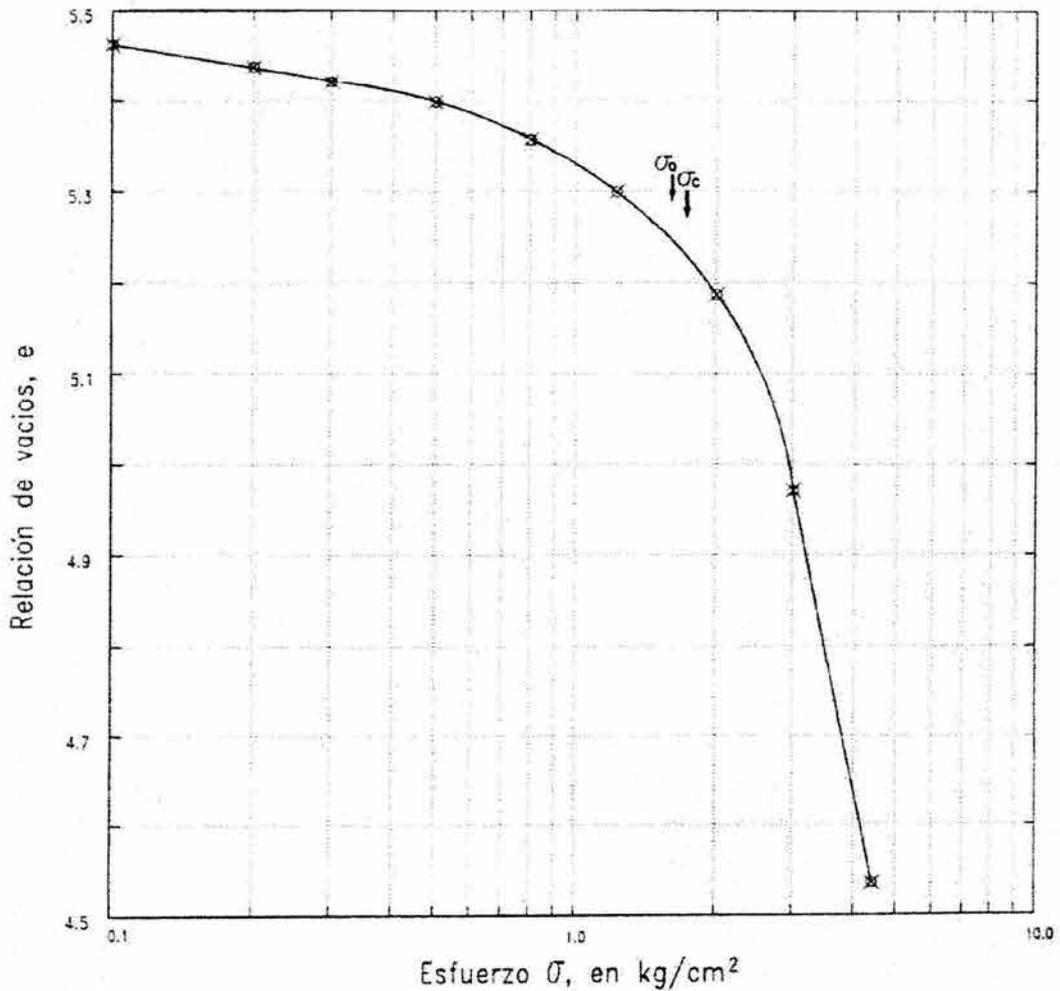


σ_0 = Esfuerzo vertical inicial = 2.04 kg/cm^2
 σ_c = Esfuerzo de preconsolidación = 3.0 kg/cm^2

CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

DESCRIPCIÓN DE MATERIAL Arella de alta plasticidad color gris-verde, con poca arena fina y microfósiles carbonatados (CH)	PROYECTO <u>EDIFICIO BELGICA No. 216</u> LOCALIZACIÓN <u>Bélgica N° 216, Col. Portales</u>
--	---

SONDEO	MUESTRA N°	PROF. (m)	S_s	w_i (%)	w_f (%)	e_i	e_f	G_i (%)	G_f (%)
SMS-1	4 - 4	21.7 - 21.9	2.49	244.70	221.56	5.04	5.21	100.92	105.83

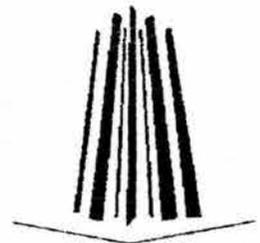


σ_0 = Esfuerzo vertical inicial = 2.58 kg/cm^2
 σ_c = Esfuerzo de preconsolidación = 2.60 kg/cm^2



ANEXO III

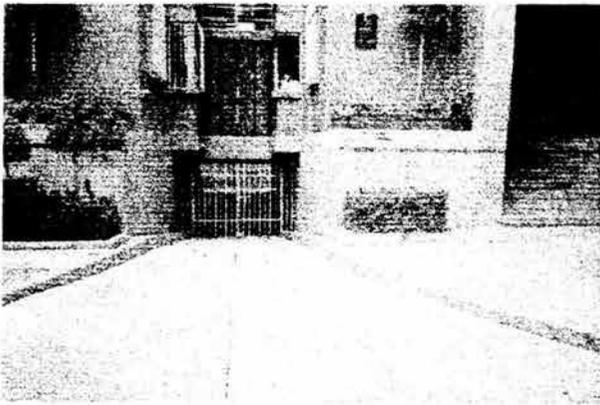
REPORTE FOTOGRAFICO





FOTOGRAFÍA A.III.1

EN ESTA FOTOGRAFÍA SE MUESTRA LA FACHADA PRINCIPAL DEL EDIFICIO, QUE SE ENCUENTRA AL ORIENTE CON LA CALLE DE BÉLGICA NO. 216, Y LAS ESTRUCTURAS DE COLINDANCIA, AL NORTE CON UN EDIFICIO DE PLANTA BAJA Y DOS NIVELES, AL SUR CON UNA CASA DE UN NIVEL.



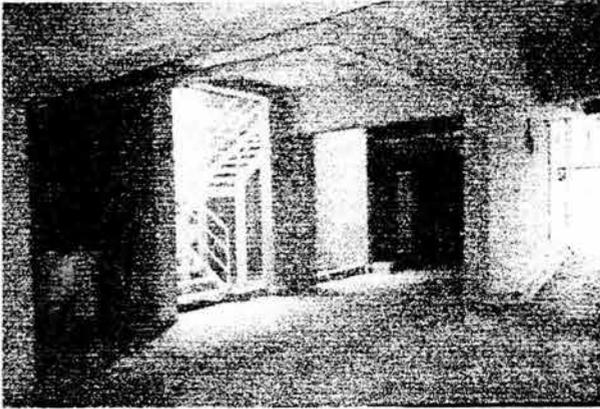
FOTOGRAFÍA A.III.2

EN ESTA FOTOGRAFÍA SE MUESTRA EL ACCESO POR LA CALLE DE BÉLGICA AL SEMISÓTANO (ESTACIONAMIENTO).



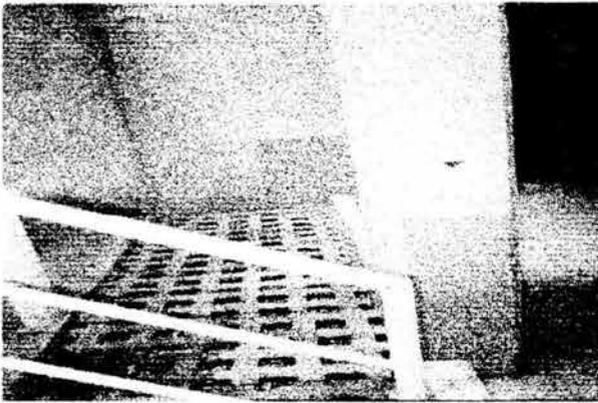
FOTOGRAFÍA A.III.3

EN ESTA FOTOGRAFÍA SE MUESTRA EL ACCESO AL SEMISÓTANO POR LA PARTE INTERIOR DEL EDIFICIO.



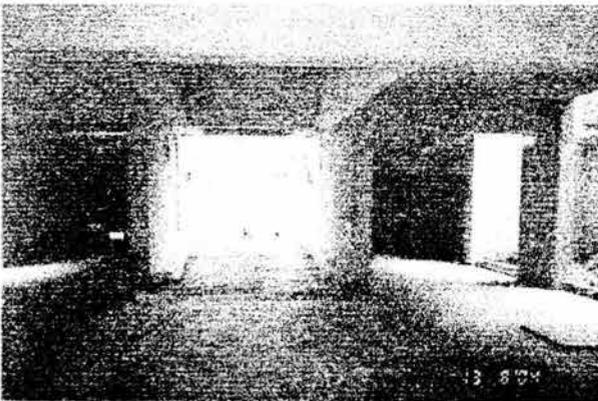
FOTOGRAFÍA A.III.4

EN ESTA FOTOGRAFÍA SE MUESTRAN LAS ESCALERAS QUE DAN ACCESO AL SEMISÓTANO VISTO DESDE EL SEMISÓTANO



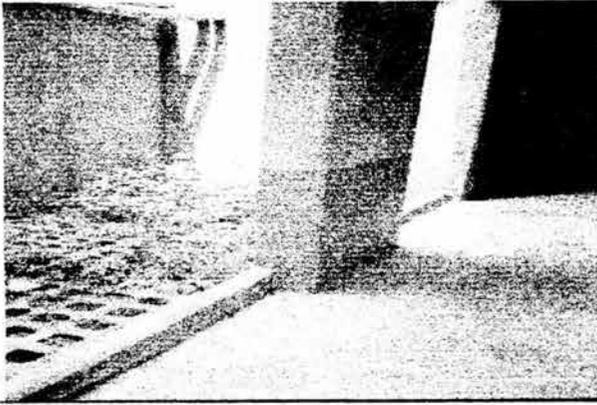
FOTOGRAFÍA A.III.5

EN ESTA FOTOGRAFÍA SE MUESTRA UN ESPACIO QUE SE DEJO AL LADO IZQUIERDO DE LA ESCALERA PARA LA ABSORCIÓN DE AGUA.



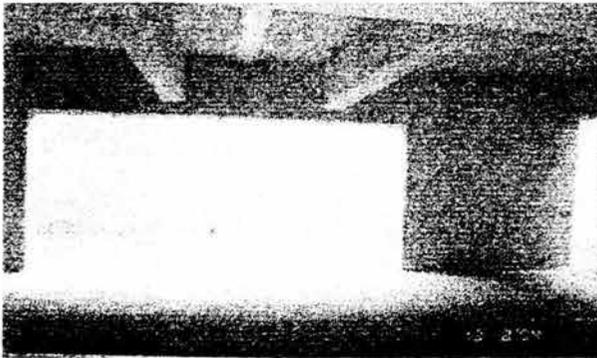
FOTOGRAFÍA A.III.6

EN ESTA OTRA FOTOGRAFÍA SE MUESTRA EL ACCESO AL SEMISÓTANO POR LA CALLE BÉLGICA VISTO DESDE DENTRO DEL SEMISÓTANO.



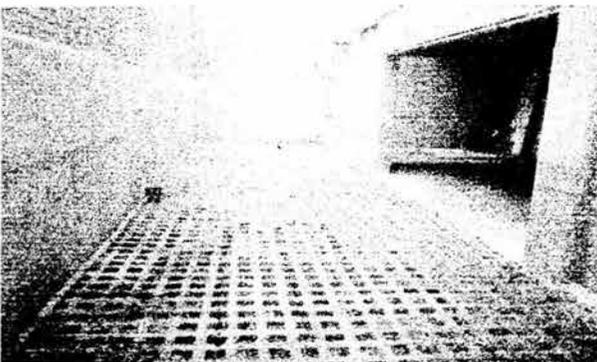
FOTOGRAFÍA A.III.7

EN ESTA FOTOGRAFÍA SE MUESTRA OTRA PARTE DEL SEMISÓTANO DEL LADO NORTE EN LA CUAL SE MUESTRA OTRO ESPACIO PARA LA ABSORCIÓN DE AGUA



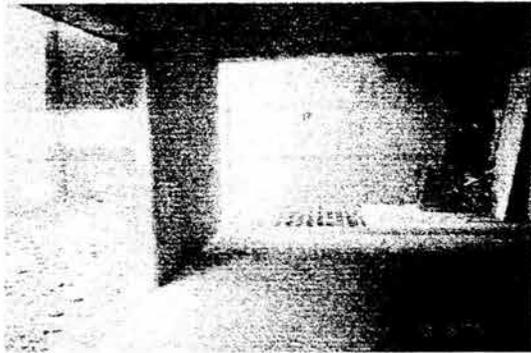
FOTOGRAFÍA A.III.8

EN ESTA FOTOGRAFÍA SE MUESTRA LA ZONA PONEINTE DEL SEMIZOTANO EN LA CUAL SE TIENE UNA COLINDANCIA CON UN PREDIO SIN CONSTRUCCIÓN, ADEMAS SE MUESTRA EL MURO DE CONTENCIÓN

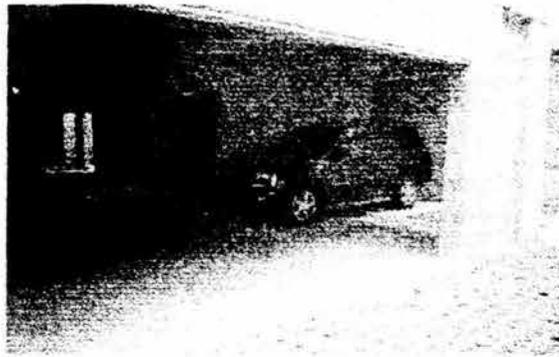


FOTOGRAFÍA A.III.9

EN ESTA FOTOGRAFIA SE MUESTRA EL AREA QUE SE DEJO PARA ABSORCIÓN DE AGUA, ADEMAS DEL MURO DE CONTENCIÓN EN LA ZONA PONIENTE EN DONDE SE LOCALIZA EL PREDIO SIN CONSTRUCCIÓN



FOTOGRAFÍA A.III.10



FOTOGRAFÍA A.III.11

EN LAS FOTOGRAFÍAS A.III.10 Y A.III.11 SE MUESTRAN LOS ESPACIOS QUE SE DEJARON PARA ABSORCIÓN DE AGUA DEL LADO NORTE Y DEL LADO SUR.

BIBLIOGRAFIA

1. NOTAS SOBRE EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES EN EL DISTRITO FEDERAL
RAUL J. MARSAL
C.F.E., MÉXICO 1986
2. MANUAL DE EXPLORACIÓN GEOTECNICA
SECRETARIA GENERAL DE OBRAS
MÉXICO D.F. 1988
3. EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MÉXICO
SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS
MÉXICO 1978.
4. MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES
ING. CARLOS CRESPO VILLALAZ
ED. LIMUSA, CUARTA EDICIÓN, MÉXICO 1995.
5. MECANICA DE SUELOS TOMO I (FUNDAMENTOS DE LA MECÁNICA DE SUELOS)
EULALIO JUÁREZ BADILLO, ALFONSO RICO RODRIGUEZ
ED. LIMUSA. MÉXICO D.F. 2003
6. MECANICA DE SUELOS TOMO II (TEORÍA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS)
EULALIO JUÁREZ BADILLO, ALFONSO RICO RODRIGUEZ
ED. LIMUSA. MÉXICO D.F. 2003
7. NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
GACETA OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
12 DE NOVIEMBRE DE 1987
8. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL, TITULO SEXTO. SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES , CAPITULO VIII. DISEÑO DE CIMENTACIONES
LUIS ARNAL SIMON, MAX BETANCOURT SUÁREZ
TERCERA EDICIÓN, ED. TRILLAS, MÉXICO D.F., 2003