



46

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"

"ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REALIZADO
PARA LA ESCUELA PREPARATORIA QUE FORMARÁ
PARTE DEL CENTRO PARROQUIAL JESÚS DE LA
MISERICORDIA"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:
OFELIA GABRIELA SUÁREZ GARCÍA

DIRECTOR DE TESIS:
ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA

MÉXICO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2002.

1



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

AGRADEZCO

A la suerte que me dio la vida.

A la vida que me a dado a mi mamá y, la capacidad física y mental para alcanzar mis objetivos.

A esa mujer que amo y admiro que es mi madre,

A mi gran madre "Ofelia" que con su llanto, sacrificios y cansancios nos a enseñado el valor de la vida;

que con su gran fuerza es capaz de construir en la nada y de la nada un gran imperio;

que me dio la vida, y con su ternura a aliviado mi dolor y mis tristezas;

a ella que con su experiencia de madre me supo guiar por el camino correcto,

para hacer de mí hoy una mujer y un Ingeniero.

A mi padre que a pesar de su poca presencia forma parte de mi vida y a quien le deseo lo mejor del mundo.

A mis hermanos Eli, Mary, Ale y Richar, y a mis sobrinos Rafa, Memo, Lalo, Monse, Andi y Pame que han colmado mi vida de gratos recuerdos.

A mi novio Osiris que me brinda amor y apoyo, a él, con quien en mis anhelos, comparto los mejores momentos que me faltan por vivir.

A mi maestro y asesor, para mi, bien nombrado Ingeniero Gabriel Alvarez B. por tener la paciencia y el conocimiento para ayudarme a dar este último y muy importante paso, mi Titulación

A todos mis amigos y conocidos, que me desearon el bien y apoyaron sin condiciones para quienes no tengo palabras para expresar mi aprecio.

A aquellos que con sus malos deseos me dieron fuerzas para seguir adelante.

Y a usted que por algún motivo se tomó la molestia de leer mi agradecimiento.

GRACIAS.

CONTENIDO.

PROLOGO.	11
CAPÍTULO I. ANTECEDENTES	
I.1. ASPECTOS TEÓRICOS.	
I.1.1. INTRODUCCIÓN.	19
I.1.2. SUBSUELO DEL LAGO DE TEXCOCO.	19
I.1.3. EXPLORACIONES GEOFÍSICAS.	20
I.1.4. DEPÓSITOS LACUSTRES SUPERIORES.	20
I.1.5. AGUAS INTERSTICIALES.	21
I.1.6. PROPIEDADES ÍNDICE DE LAS ARCILLAS.	22
I.1.7. COMPRESIBILIDAD.	23
I.1.8. RESISTENCIA AL CORTE.	23
I.1.9. ESTUDIOS ESPECIALES.	25
I.1.10. PIEZOMETRÍA Y HUNDIMIENTO EN EL LAGO.	26
I.1.11. RESUMEN DEL SUBSUELO DEL LAGO TEXCOCO.	26
I.2. ANTECEDENTES DEL SITIO DE INTERÉS.	27
CAPÍTULO II. MUESTREO Y EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO-	
II.1. ASPECTOS TEÓRICOS.	
II.1.1. INTRODUCCIÓN	35
II.1.2. EXPLORACIÓN DEL SUELO.	36
II.1.3. MUESTREO DEL SUELO.	36
II.1.4. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN.	37
1. POZOS A CIELO ABIERTO.	38
2. MÉTODO CON TUBO DE PARED DELGADA (TUBO SHELBY)	39
II.2. SONDEO EN EL SITIO DE INTERÉS.	40

CAPÍTULO III. PRUEBAS DE LABORATORIO.**III.1. ASPECTOS TEÓRICOS.**

III.1.1. INTRODUCCIÓN.	49
III.1.2. TIPOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO.	50
1. CLASIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO.	50
2. CONTENIDO NATURAL DE AGUA.	50
3. LIMITES DE CONSISTENCIA.	51
4. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO EN MALLAS.	51
5. DENSIDAD DE SÓLIDOS.	52
6. COMPRESIÓN SIMPLE.	52
7. COMPRESIÓN TRIAXIAL.	53
8. PESO VOLUMÉTRICO NATURAL.	53
9. CIZALLADURA POR MEDIO DE ASPA.	54
10. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.	54
11. PERMEABILIDAD.	55
12. ANÁLISIS QUÍMICO.	56
III.2. PRUEBAS REALIZADAS EN EL SITIO DE INTERÉS.	56

CAPÍTULO IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO.**IV.1. ASPECTOS TEÓRICOS.**

IV.1.1. INTRODUCCIÓN.	159
IV.1.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO.	160
1 PESO VOLUMÉTRICO.	160
2 DENSIDAD.	160
3 ABSORCIÓN.	160
4 GRANULOMETRÍA.	160
5 ESTRUCTURA.	160
IV.1.3. PRINCIPALES Y MÁS COMUNES TIPOS DE SUELOS.	161
6. GRAVAS.	161
7. ARENAS.	161
8. LIMOS.	161
9. ARCILLAS.	161
10. CALICHE.	162
11. LOESS.	162
12. DIATOMITA.	162
13. GUMBO.	162
14. TEPETATE.	162
IV.2. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SITIO DE INTERÉS.	162

CAPÍTULO V. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.**V.1. ASPECTOS TEÓRICOS.**

V.1.1. INTRODUCCIÓN.	169
V.1.2. CIMENTACIONES.	169
1. PARTES DE UNA ESTRUCTURA.	169
2. TIPOS DE CIMENTACIÓN.	169
2.1. CIMENTACIONES DIRECTAS.	170
2.2. CIMENTACIONES INDIRECTAS.	171
3. AGENTES QUE INFLUYEN EN LA ELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN.	171
4. RECOMENDACIONES PARA IDENTIFICAR LA CIMENTACIÓN MÁS ADECUADA.	172
V.1.3. CAJÓN DE CIMENTACIÓN.	172
5. TIPOS DE CAJONES DE CIMENTACIÓN.	174
5.1. CAJÓN CERRADO.	174
5.2. CAJÓN ABIERTO (Y MONOLITOS).	174
5.3. CAJONES NEUMÁTICOS O DE AIRE COMPRIMIDO.	175
V.1.4. TEORÍA DE LOS FACTORES QUE INFLUYEN EN EL ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.	177
6. DEFINICIÓN Y TIPO DE ACCIONES.	177
7. DEFINICIÓN Y FORMA DE OBTENER LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.	178
8. DEFINICIÓN Y CONSECUENCIAS DEL ESTADO LÍMITE DE FALLA.	179
8.1. EN CONDICIONES ESTÁTICAS.	180
(CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN).	
8.2. EN CONDICIONES DINÁMICAS.	181
9. DEFINICIÓN Y CONSECUENCIAS DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.	183
9.1. EXPANSIONES ELÁSTICAS.	184
9.2. ASENTAMIENTOS DIFERIDOS.	186
10. DEFINICIÓN Y TIPOS DE EMPUJES SOBRE MUROS.	187
11. CAUSAS DE LA FALLA DE FONDO.	189
12. DEFINICIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y TIPOS DE FALLAS.	190

V.2. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN PARA EL SITIO DE INTERÉS.

V.2.1. ACCIONES CONSIDERADAS.	194
V.2.2. PROFUNDIDAD DE DESPLANTE NECESARIA.	195
V.2.3. ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS.	196
13. CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN.	196
V.2.4. ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINÁMICAS.	197
V.2.5. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.	199
14. EXPANSIONES ELÁSTICAS.	199
15. ASENTAMIENTOS DIFERIDOS.	200
V.2.6. EMPUJE SOBRE LOS MUROS PERIMETRALES DEL CAJÓN.	214
V.2.7. REVISIÓN DE LA FALLA DE FONDO.	214
V.2.8. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES.	216

CAPÍTULO VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.	
VI.1. ASPECTOS TEÓRICOS.	
VI.1.1. INTRODUCCIÓN.	219
VI.1.2. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE UNA CIMENTACIÓN.	219
VI.1.3. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EXCAVACIONES.	220
1. CONTROL DEL FLUJO DE AGUA.	220
2. TABLETAS Y MUROS COLADOS EN EL LUGAR.	221
3. SECUELA DE CIMENTACIÓN.	221
VI.2. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO REALIZADO EN EL SITIO DE INTERÉS.	222
CAPÍTULO VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	227
BIBLIOGRAFÍA.	231



PRÓLOGO

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

PRÓLOGO.

El instinto de supervivencia a llevado al hombre a crear infinidad de cosas, las cuales al principio eran creadas por necesidad y en la actualidad con el avance de la tecnología y otros aspectos, se realizan cosas para la comodidad de la sociedad. En épocas pasadas algunas de las necesidades primordiales eran tener donde guarecerse y defenderse de lo que podía atacaba al hombre y terminar con la especie, lo que llevo a la construcción de lugares en los que no se corriera peligro, lo que genero que con el paso del tiempo, la civilización, las técnicas y las necesidades actuales, la construcción cambiará.

Con las experiencias adquiridas a través de los problemas presentados en el transcurso de la historia y los descubrimientos que en la actualidad existen se han provocado en las técnicas de construcción un giro positivo, ya que en la actualidad se cuenta con mayores conocimientos y técnicas para el conocimiento del comportamiento de los suelos y de los aspectos a considerar para la realización de un buen proyecto.

Es indispensable no olvidar que un factor importante de las construcciones actuales es el propósito para el cual se requiere construir dichas obras y el tipo de suelo en el que se cimentará, ya que en tiempos antiguos no se construían como en la actualidad, construcciones de grandes magnitudes para trabajo o fabricas en las cuales fueran indispensable enormes estructuras, además de que las técnicas que se empleaban para el conocimiento de las características del suelo no eran del todo eficientes.

Las fallas que se presentaron en las construcciones, llevaron al estudio del porque de sus orígenes, y estas fueron unas de las causas por las que se creo la ingeniería de cimentaciones que es un tema muy extenso y para el cual no se tienen técnicas precisas puesto que para cada construcción de cimentación se requiere de un procedimiento diferente, aunque no se debe descartar que la solución en una obra puede aproximarse al procedimiento o técnica empleado en otra.

En menos de veinte años se han hecho progresos importantísimos en la utilización del suelo en ingeniería civil, habiéndose renovado completamente muchas técnicas de construcción. Una evolución que se quiere que sea menos espectacular, pero cuyas consecuencias son importantes, se ha producido en el estudio de las propiedades físicas y químicas de este material tan complejo como es el suelo. Por otra parte, se prepara un verdadero cambio, debido a los ordenadores, en la utilización de estas propiedades.

En el estudio y concepción de obras, ha parecido que los ingenieros civiles, capaces de efectuar un análisis muy profundo del conocimiento del hormigón armado con una precisión a menudo superior a la de las hipótesis de cálculo, se encontraban desarmados ante los problemas que les planteaban los suelos que soportaban sus obras.

Existía una conformación con las reglas empíricas, creyendo encontrar un elemento sumiso, apto para soportar todas las sollicitaciones cualquiera que pudiera ser su naturaleza, origen o frecuencia, siempre que no sobrepasaran una carga admisible convencional, o bien buscaban el medio de perfeccionar su análisis, quedando desorientados por el aparato matemático necesario para el estudio científico de los fenómenos físicos y por la multiplicidad de los métodos que les eran ofrecidos, demasiado pesados para sus casos particulares.

En el presente trabajo se busca encontrar la solución más conveniente a realizar en la ampliación del Centro Parroquial Jesús de la Misericordia realizando el análisis de la cimentación y los cálculos pertinentes en el cual se realizarán obras para la utilización de una preparatoria, dicho predio se encuentra ubicado en el Barrios Vidrieros, Municipio de Chimalhuacán, Estado de México.

En cada capítulo se ha anexado una introducción donde se manejan los conceptos básicos, principalmente definiciones, e información general para su consulta en caso necesario, y posteriormente el cálculo o la información específica del sitio de interés, considerando todos los aspectos requeridos de acuerdo a la situación del predio.

Considerando que hablamos de un predio localizado en una Zona tipo III, que consta principalmente de arcillas con una alta compresibilidad, que la obra es de gran magnitud y que la obra a realizar es de tipo A, obras que deben tener un grado alto de seguridad, se puede pensar en un tipo de cimentación compensada, a base de pilas o combinado de acuerdo a la mejor solución ya que una obra debe tener la mejor solución al menor costo.

CAPÍTULO I

En el Capítulo I se presentan los *Antecedentes del Subsuelo* del Lago de Texcoco y los estudios que se le han realizado hasta la actualidad en toda la zona donde se ubica la obra; del tipo de suelo, las formaciones del suelo a través del tiempo, las características físicas y mecánicas de estos suelos, los tipos de muestreos y exploraciones (algunas especiales) que se han realizado.

Los antecedentes anteriores nos presentan un panorama general y nos dan la visión de lo que se encontrará en el predio. Al final de dicho Capítulo se presentan los *Antecedentes del Sitio de Interés* en el cual se menciona la ubicación, las condiciones en que se encuentra el lugar (partiendo del hecho de que no es un lote, ya que consta de áreas construidas), las colindantes para analizar el procedimiento constructivo a seguir (pensando en los daños a las estructuras aledañas), y el planteamiento del tipo de superestructura que se proyectará.

CAPÍTULO II.

En la introducción del Capítulo II se cita la importancia y utilidad de realizar el *Muestreo y la Exploración del Suelo*, así como la importancia que representa el conocimiento de la extracción de muestras; ya que en base a su estudio en el laboratorio se pueden determinar e identificar más certeramente sus propiedades índice, mecánicas e hidráulicas, además se hace mención de lo obsoleto de los métodos de exploración usados en la antigüedad y los problemas que estos generaban.

En este capítulo se indican las consideraciones a tomar para la realización de un buen muestreo, los requisitos que debe cumplir dicha muestra, el costo de las muestras (ya que estas pueden llegar a altos precios), los tipos de muestras extraídas (dependiendo de lo que se busque conocer a través de estas), y los tipos de sondeo que existen en la actualidad. Se extiende el tema de los pozos a cielo abierto y los sondeos con el Método del tubo Shelby ya que son los tipos de sondeos seleccionados para el proyecto, de los cuales se explica el procedimiento a seguir en cada uno de estos y el tipo de muestras que se pueden obtener. En la *Exploración del Sitio de Interés* se realizaron nueve pozos a cielo abierto y dos sondeos mixtos con tubo Shelby.

CAPÍTULO III.

Las *Pruebas de Laboratorio* se presentan en el Capítulo III donde se habla de su importancia, ya que estas nos llevan al conocimiento de las características físicas, mecánicas e hidráulicas de los suelos, además de que en las pruebas de laboratorio, a comparación de las realizadas en obra, se pueden controlar las condiciones a las que se podría encontrar la muestra en el sitio de la extracción; se mencionan también las proporciones y las características que debe presentar la muestra a ensayar para los diferentes tipos de pruebas, las pruebas que deben realizarse y el objetivo de cada una de ellas, la diferencia que deben presentar las muestras utilizadas para pruebas que sirven para la determinación de las propiedades índice, de las pruebas para la determinación de las propiedades mecánicas, además de las pruebas importantes para determinar los factores que pueden afectar la cimentación, como lo es la prueba de análisis químico del suelo.

Posteriormente se presentan las *Pruebas* realizadas en la *Obra* y los resultados obtenidos los cuales vienen representados por medio de gráficas.

CAPÍTULO IV.

Como es de gran importancia conocer las *Características Estratigráficas y Físicas del Suelo*, en el Capítulo IV se presentan el grosor que presentan estas capas, de acuerdo al muestreo, y la importancia que pueden representar estos en la cimentación dependiendo de los materiales que en el perfil se encuentren, también se hace hincapié en la definición de lo que es un perfil estratigráfico y porque es útil el conocer el perfil cuando se considera el diseño de una cimentación.

Otros aspectos son: la división del suelo considerando los agentes de intemperismo que pueden afectar a la capa superior y la diferencia con la capa inferior de la corteza terrestre, los tipos de suelos más comunes y sus características (entre los cuales se definen las gravas, suelo, limos, arcillas y tipos de arcillas, caliche, loess, diatomitas, gumbos y tepetates), el conocimiento del perfil estratigráfico y el suelo que lo compone, ya que se puede predecir el comportamiento futuro de los suelos.

Después de esta introducción están las *Características Físicas y Estratigráficas* que se encontraron en el *Sitio de Interés*, donde se muestra la profundidad hasta donde se realizaron los sondeos, la profundidad de la presencia del nivel freático, los diferentes estratos encontrados, el espesor de cada uno y sus características acompañados de sus respectivas gráficas.

CAPÍTULO V.

En la introducción del *Análisis de la Cimentación* presentada en el Capítulo V, se habla de como la necesidad de cimentar viene desde tiempos muy remotos, de los errores que se presentaban debido a su tecnología, la comparación con las técnicas actuales, el porque del origen de las leyes de seguridad, el objetivo por el cual se construye una cimentación, las partes de una estructura, los tipos de cimentación, las definiciones de cimentaciones directas e indirectas, las definiciones de zapatas, cimentaciones continuas, de faja ancha, placas, pilotes, cilindros y cajones, así como algunas recomendaciones y los agentes que influyen en la elección de una cimentación.

Podemos encontrar además, porque la cimentación más adecuada para el proyecto resulta ser un cajón de cimentación, se mencionan las características físicas y los objetivos de cimentar con estos; de los cuales se marcan las diferencias entre las cimentaciones *parcialmente compensada*, *compensada*, o *sobre compensada*, la lógica que lleva a su explicación, su definición, su utilización y la forma geométrica de este tipo de cimentaciones, además de los casos que se deben considerar para llevar a cabo su construcción.

Para el *Cajón de Cimentación* se especifican: los diferentes tipos de cajón de cimentación, la forma de cada uno de estos, las diferencias que se presentan en su forma o construcción, sus ventajas y desventajas, sus características, el proceso constructivo en forma general, el lugar más conveniente para la cimentación con cada uno, los factores que influyen: en su elección, sus necesidades específicas por la profundidad y las condiciones en que se encuentre, la influencia de la densidad y resistencia al corte en los suelos bajo cajones; las circunstancias en las que se considera la adhesión o el rozamiento para la capacidad de carga lateral y basándose en sus diferencias su utilización de acuerdo a la magnitud de la obra.

Entre los *Factores* se presentan:

Las posibles *Acciones* que pueden cambiar las condiciones del estado del suelo en un futuro, la importancia de considerar los factores dependiendo de la zona en la que se vaya a cimentar de acuerdo a lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias, los pesos y las cargas que se proyecten y los tipos de cargas con sus definiciones.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La *Profundidad de Desplante*, su definición, la influencia que genera en el suelo, lo difícil de establecer un criterio base de la profundidad a la que se debe cimentar, las posibles decisiones a considerar en base a las condiciones, la influencia de los sondeos en la determinación de la profundidad, desventajas de una decisión inadecuada, la profundidad mínima recomendable de desplante, inconveniencias de cimentar superficialmente, recomendaciones para cimentar, precauciones y lo inadecuado de desplantarse en tierra vegetal, la presencia de una oquedad o caverna.

El *Estado Limite de Falla* es otro factor del cual se cita su definición, los factores de carga y resistencia relativos a la capacidad de carga que lo afectan, de acuerdo a la zona y el tipo de cimentación, y las condiciones en las que se presentan como son: Condiciones Estáticas (Capacidad de carga) y Condiciones Dinámicas (producidas por sismo o viento).

En *Condiciones Estáticas* se hace referencia a: la capacidad de carga, su definición, las consecuencias de aplicar dicha carga, términos que involucra la capacidad de carga (presión total de sobrecarga, presión efectiva de sobrecarga, presión total de cimentación, presión neta de cimentación, presión efectiva de la cimentación, capacidad final de carga, capacidad de carga máxima y presión de apoyo admisible) y los tipos de falla (falla por corte general, por punzonamiento y de corte local) que provocan las cargas.

En *Condiciones Dinámicas* se señalan: los posibles orígenes de las acciones dinámicas, en que casos este tipo de falla es importante, como influye, de que depende la velocidad de carga y sus rangos, el límite, de desplazamiento dinámico y la aceleración de una cimentación, la importancia del cálculo dinámico y la resonancia, su relación con el amortiguamiento, el porque de evitar asentamientos excesivos, el método de cálculo recomendado, los principios de dimensionamiento de los asentamientos por vibración, y la explicación de como afecta un terremoto.

Del *Estado Limite de Servicio* se cita su definición, los valores que no deben exceder los desplazamientos y que se deben verificar para la revisión del estado límite de desplazamientos y especificaciones a calcular en cimentaciones compensadas (como son los movimientos instantáneos), las deformaciones transmisorias y permanentes, los movimientos diferidos, las especificaciones para evitar la emersión de la cimentación en la zona III y el cálculo de los movimientos instantáneos y por sismo.

En las *Expansiones Elásticas* se observa el tipo de suelo en el que se presentan, los factores que las provocan, consecuencias de las expansiones, clasificación de los suelos expansivos, procedencia del agua que provoca expansión, estructuras a las que afectan este tipo de suelos, pruebas para estudiar su magnitud, precauciones a tomar dependiendo del potencial de expansión y métodos para cambiar la naturaleza de un suelo expansivo.

De los *Asentamientos Diferidos* se incluyen: su definición, la importancia y consecuencia de la presencia de este fenómeno, la influencia de la distribución de cargas que al provocar distorsión dañan la estructura, la utilidad de los asentamientos para determinar las presiones de apoyo, definición de asentamiento innato, asentamiento de consolidación y asentamiento final (es la suma de los anteriores), la diferencia de los asentamientos en suelos arenosos y arcillosos y, las causas que provocan el asentamiento diferencial y sus tolerancias.

Definición de *los Empujes Sobre los Muros*, los factores de los que depende, elementos que se utilizan para soportar la masa de suelo, el interés de conocer los esfuerzos sobre estructuras para lograr el equilibrio, definición de: empuje en reposo, empuje activo y empuje pasivo, y la hipótesis para el cálculo de empujes.

De la *Falla de Fondo* se explica cuando y porque se presenta, consecuencias en los terrenos próximos, tipo de obras en las que se ha presentado, su influencia en el apuntalamiento, como influye la velocidad de excavación y las pruebas para su análisis.

En la *Estabilidad de Taludes* se menciona su definición, los agentes que intervienen, en que consiste la falla, tipos de desplazamiento (lento o rápido, con o sin provocación), origen de los desplazamientos y su posible análisis teórico, tipos de fallas más comunes y mención del método para su cálculo.

En el *Análisis de la Cimentación del Sitio de Interés* se incluyen los ensayos necesarios para determinar las características mecánicas del suelo, se analizaron las condiciones y situación del suelo, la estratigrafía, el espesor de los estratos, la recomendación de la cimentación más adecuada, una recomendación de los materiales y sus consideraciones, los pesos que realmente afectan, el resultado del cálculo del peso unitario de la estructura y el peso unitario del cajón, así, como las restricciones de como evitar las excentricidades para evitar futuros hundimientos diferenciales.

Se presentan las *Acciones Consideradas* y sus valores, las recomendaciones (como el lastre de cierta zona), la distribución adecuada de cargas para evitar excentricidades, los pesos considerando sismo, los factores de carga para cada acción y para prevenir fallas.

Se consideran los factores que se utilizaron para *determinar la Profundidad de Desplante* adecuada, la verificación de los asentamientos admisibles no absorbidos por la compensación del cajón y la profundidad necesaria para compensar la presión unitaria.

Para la *Revisión del Estado Limite de Falla en Condiciones Estáticas* se consideran las cargas con sus factores, y se cumple la desigualdad para su cálculo; factores y criterio utilizado para *determinar la Capacidad de Carga*; la desigualdad que se cumple para la *revisión del Estado Limite de Falla en Condiciones Dinámicas*, para el *Estado Limite de Servicio* se revisan las expansiones elástica y los asentamientos diferidos, de las *expansiones* se mencionan su evaluación, las expansiones consideradas, cuando se producen, fórmula que se emplea, tabla de los módulos de elasticidad y la relación de Poisson; para los *asentamientos diferidos* se incluyen los asentamientos estimados, las acciones tomadas en cuenta, forma de calcular los asentamientos y como influyen en la determinación de la distribución de los esfuerzos y el área de cimentación.

En los *Empujes sobre los Muros* perimetrales del cajón se analiza el tipo de empuje, las presiones ejercidas, acciones de la sobrecarga, la presión hidráulica y sollicitaciones de los muros perimetrales. La *Falla de Fondo* y la *Estabilidad de Taludes* se revisan con el cumplimiento de las desigualdades que se presentan en dicha sección; las cuales deben ser cumplidas.

CAPÍTULO VI.

En la introducción del procedimiento constructivo se indican los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias en las cuales se especifica los aspectos que deben cumplirse y que deben garantizar el procedimiento durante su ejecución, se citan algunos de los efectos perjudiciales de las cimentaciones profundas, los contras de que el proyectista no supervise el procedimiento constructivo, el fin de construir una cimentación, su influencia en el suelo o la roca, los requisitos de una buena cimentación, los posibles cambios naturales o artificiales que deben ser evaluados para escoger la ubicación y la profundidad de la cimentación, la importancia de la evaluación real en campo, recomendaciones y soluciones de construcción, procedimientos especiales en casos especiales de cimentación y aspectos que influyen en la decisión de la forma del cajón de cimentación.

Para el procedimiento constructivo de acuerdo a las Normas las delimitaciones debidas a las colindancias, el análisis de la estabilidad con sus consideraciones a evitar, los sistemas de soporte, el control del flujo de agua, requisitos que llevan a abatir el nivel freático, factores considerados para la elección y capacidad del sistema de bombeo, los cálculos que son necesarios efectuar y el objeto del bombeo.

Para el tablestacado y los muros milan se señala el objetivo de su utilización, la forma de cálculo, los factores que se deben incluir, las opciones para llevar a cabo su ejecución y su función.

Los aspectos que debe cumplir la secuencia de la excavación, el procedimiento de la excavación, las precauciones que hay que tener y posibles soluciones en ciertas situaciones.

Para el sitio de interés, el procedimiento constructivo de acuerdo a las condiciones del terreno se analiza: la profundidad a la que debe desplantarse el cajón, las especificaciones de los taludes perimetrales y de sostenimiento, forma de excavación, indicaciones sobre el tiempo de apertura de la excavación, secuencia a seguir de la construcción, revisión de las condiciones del terreno de desplante y limpieza, tipo de bombeo utilizado, su periodo de utilización, prevenciones y su colocación.

Finalmente en el capítulo de las conclusiones y recomendaciones se hace un resumen de las características arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado, de las características estratigráficas y físicas del subsuelo, de la solución de cimentación más adecuada, de algunos factores considerados, de recomendaciones de materiales a utilizar, del procedimiento, y aspectos que se tomarán durante su construcción.



CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

CAPÍTULO I. ANTECEDENTES.

I.1 ASPECTOS TEÓRICOS.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

I.1.1. INTRODUCCIÓN.

Es de gran importancia conocer las condiciones en las que se encuentra la zona en la cual se realizará el estudio, por lo cual se pueden considerar y utilizar las investigaciones que en la zona de interés fueron realizadas con anterioridad (zona del Lago de Texcoco); esto se hace con el fin de conocer los antecedentes de las formaciones, de los agentes y de los factores que han afectado estos suelos. Por esta razón a continuación se mencionan los antecedentes basándose en los estudios que se tienen hasta la actualidad.

I.1.2. SUBSUELO DEL LAGO DE TEXCOCO.

Al nor-orienté de la Ciudad de México se encuentra localizado el Lago de Texcoco, hoy una extensión seca de aproximadamente 150 km² debida a las obras de desagüe del Valle realizadas en diferentes ocasiones a partir de la época colonial. Esta región desértica se ocupa parcialmente, en la temporada de lluvias, con aguas negras bombeadas y con aguas provenientes de la desviación combinada y los ríos del oriente.

A consecuencia del hundimiento de la Ciudad, el fondo del lago se encuentra hoy 4 m arriba del nivel del terreno en el área urbana antigua. Los bordos Poniente y Xochiaca con alturas variables entre 1.0 y 1.5 m protegen de inundaciones a la ciudad y zonas vecinas, siendo la capacidad actual para este objetivo de 165 millones de metros cúbicos. La naturaleza del suelo hace peligrosa la operación de este vaso de regulación; además, por limitaciones del Gran Canal de Desagüe (100 m³/seg.), en años de precipitación abundante, el vacío se ejecuta en cuestión de 2 o 3 meses constituyendo esa masa de agua una grave amenaza para la parte hundida de la Ciudad.

Durante la época azteca y después, en el primer siglo de la dominación hispana, como no había salida natural hacia otras cuencas, el agua se evaporaba y las protecciones de las áreas urbanas se realizaban mediante diques de tierra.

A raíz de la inundación de la Capital en 1604, Enrico Martínez construyo el túnel de Noshistongo, el cual se transformó años mas tarde en el tajo del mismo nombre a consecuencia de derrumbes que obstruyeron el citado túnel.

A fines del siglo pasado se abrió el túnel de Tequisquiac y el Gran Canal de Desagüe que conecta el drenaje de la Ciudad a la cuenca del río de Moctezuma. Hace dos décadas se puso en operación el segundo túnel de Tequisquiac también alimentado por el Gran Canal, y en el presente se construye el Emisor Profundo, túnel de 48 km de longitud y 200 m³/seg. de capacidad, que conducirá por gravedad las aguas negras y pluviales hacia fuera del Valle. La descripción presente, da idea de la antigüedad y la magnitud del problema, que puede ser en la actualidad de consecuencias catastróficas para el área hundida de la Ciudad.

Al secarse el Lago de Texcoco después de la apertura del Tajo de Nochistongo y de los Túneles de Tequisquiac, se ha convertido en una de las fuentes importantes de tolvaneras en el valle. El polvo unido al humo de industrias y automotores con la posibilidad de inmersiones térmicas en la atmósfera, plantean un serio problema de salubridad y de visibilidad para la navegación aérea.

Los estudios demográficos indican que la Ciudad de México junto con otros centros urbanos e industriales instalados en el Valle sufrirán un crecimiento acelerado, estimándose que la población del conjunto ascenderá a 30 millones de habitantes para el año 2000 por lo que será inevitable la ocupación de la superficie del Lago Texcoco, hecho que ya ha ocurrido al sur del bordo Xochiaca. Para hacer habitable esta zona se requiere programar su desarrollo, construir obras de infraestructura y formular una legislación adecuada.

1.1.3. EXPLORACIONES GEOFÍSICAS.

Como estudios preliminares del subsuelo se hicieron levantamientos gravimétricos y magnetométricos en el área del Lago Texcoco. Debido a la complejidad de los rellenos que se encuentran sobre las formaciones del Cretácico, tanto las anomalías de Bouguer como las magnéticas, no se pudieron interpretar con precisión. Sin embargo, ambas señalan la presencia de un volcán sepultado que aflora en las prominencias de Huatepec y Tepetzingo al noroeste.

La sismología de refracción realizada, según las líneas 1, 2 y 3, permitieron caracterizar cuatro mantos en los que la velocidad de propagación de ondas es aproximadamente constante. El primero de ellos de 600 m/seg. corresponde a las capas superficiales con espesor del orden de 30 m formadas por suelos poco compactos. El segundo manto de 1700 m/seg. incluye también estratos de bajo peso volumétrico con frontera inferior variable entre 150 y 800 m de profundidad, según la línea 2 se encuentra a unos 500 m bajo la superficie con desviaciones poco profundas; en el levantamiento por la línea 3 hacia el norte, el contacto es la falda del volcán sepultado (Huatepec). El tercer manto tiene una velocidad media de propagación de 2900 m/seg. y alcanza profundidades variables entre 1200 y 1800 m excepto en las proximidades de Huatepec, en que se reduce a 600 m. Finalmente, el cuarto manto con velocidad de 4500 a 4600 m/seg. quedó indefinido en cuanto a su espesor.

El levantamiento de resistividad eléctrica paralelo al camino Peñon- Texcoco, se efectuó con objeto de verificar cambios en la salinidad del agua retenida por los estratos de arcilla lacustre hasta una profundidad de 300 m. Los resultados denotan una disminución notable de la concentración de sales en la zona adyacente a las serranías del oriente, la resistividad varió de 30 ohm/cm en el centro del Lago a 2000 ohm/cm en la frontera oriente del mismo.

1.1.4. DEPÓSITOS LACUSTRES SUPERIORES.

A fin de conocer la composición de las formaciones más recientes en la Zona Federal del Lago, se realizaron tres sondeos de 200 m de profundidad, BNP-1, BNP-2 y BNP-3, los cuales se complementaron con otros tres, s-4, s-5 y s-6, que solo se perforaron hasta 80 ó 100 m bajo la superficie. En los primeros sondeos se obtuvieron especímenes inalterados de las capas blandas. La extracción se realizó con un muestreador especial formado por una zapata de acero y camisa de plástico de 10 cm de diámetro interior; la recuperación fue muy cercana al 100 por ciento. Para los estratos duros, se empleó un muestreador Denison de 10 cm de diámetro, con el cual se obtuvieron buenos resultados; excepto en los mantos de arena fina.

En los sondeos BNP-1 y BNP-2 fue necesario usar la barrena tricónica para atravesar capas de elevada dureza localizadas a 140m de profundidad o mayor.

A las muestras de los materiales arcillosos se les determinaron propiedades índice, a saber: contenido de agua natural, densidad de sólidos y límites (líquido y plástico).

Se investigó en forma sistemática la composición química de las aguas intersticiales.

En forma general la estratigrafía superior del Lago Texcoco es:

- Capa Superior. Arcillas afectadas por secado, la profundidad su espesor a la que se registra el nivel freático es de 1.5 m aproximadamente en promedio. Los materiales están surcados por grietas generalmente infiltradas con suelos transportados por el viento.
- Formación Arcillosa Superior. Constituida por arcillas blandas altamente plásticas que tienen contenidos de agua entre 200 y 500 por ciento; el espesor crece de 18m en el Caracol a 40m en el bordo Xochiaca.

La característica más notable es la extraordinaria variación de ciertas propiedades índices (w_i , e_i y w_L), con diferencias pequeñas en la evaluación; este hecho parece estar ligado a la composición química del agua en el momento de sedimentarse las cenizas volcánicas así como también a la alternancia de periodos secos y húmedos que ocurrieran durante el proceso de deposición.

- Capa Dura. Integrada por materiales limo-arenosos ligeramente cementados de profundidad variable entre 2 y 3m. La resistencia a la penetración resulta de 30 a 50 golpes por pie.
- Formación Arcillosa Inferior. A semejanza de la formación superior, es una serie de estratos delgados de arcilla de elevada plasticidad que se diferencian esencialmente por sus contenidos de agua que es en promedio de un 220 por ciento y la relación de vacíos resulta aproximadamente igual a 5. El espesor medio en la zona central del Lago es de 15m pero disminuye hacia el oriente y hacia el norte.
- Depósitos Profundos. Constituidos por limos compactos y arcillas menos plásticas que las superiores interestratificados por capas de arenas finas, algunas de gran dureza por cementación.

I.1.5. AGUAS INTERSTICIALES.

La investigación de la composición química permite concluir que el agua intersticial de las arcillas es fósil, probablemente de origen magmático, mientras que la que fluye por los estratos arenosos profundos es meteórica.

Por otra parte, determinaciones de la concentración salina en diferentes puntos del Lago revelan variación. Las curvas de igual concentración de carbonato de sodio se obtuvieron a partir de aguas bombeadas en pozos, los valores son determinados por análisis del agua intersticial extraída de especímenes muestreados en varios sondeos.

La concentración de carbonato de sodio es máxima e igual a 8 por ciento al sur de El Caracol; la curva de 2 por ciento, localizada en la mitad superior de la Zona Federal del Lago se encierra un área de 9000 Ha (aproximadamente); hacia el sur, parte del oriente y en la Ciudad de México el contenido de carbonatos es menor del 1 por ciento.

El hecho de que la concentración de carbonatos y cloruros disminuye hacia el sur y al oriente del Lago, o sea, de zonas en que existían manantiales potentes alimentados por la precipitación pluvial y la evidencia de que había actividad hidrotermal, surge la idea de que las aguas del Lago formaban una masa heterogénea de líquidos meteóricos y magnéticos, al tiempo que se depositaron las nubes de ceniza volcánica. La evaporación más intensa hacia el norte y la difusión lenta entre los líquidos, pueden explicar las variaciones erráticas reveladas por los análisis químicos.

I.1.6. PROPIEDADES ÍNDICE DE LAS ARCILLAS.

El contenido de agua natural, el límite líquido y el límite plástico resultan menores en Texcoco que los de la Ciudad. La discrepancia más notoria se observa en la densidad de sólidos, el valor medio en el área urbana es de 2.40 mientras que, por ejemplo, en el sondeo BNP-1 resulta de 2.55; pero las diferencias son aun mayores entre los pozos BNP-1 2 y 3; de 2.55 en el primero a 2.75 en BNP-3. Debe agregarse que en algunas capas de arcilla de este último pozo, se registraron densidades mayores que 3. Donde la influencia de las sales en solución contenidas por el agua intersticial, tiene una posible correlación con la densidad de sólidos. El sondeo BNP-1 se encuentra entre las curvas de 3 y 4 por ciento de carbonatos, el BNP-2 pertenece a la zona del 5 por ciento y el pozo BNP-3 próximo a la zona del 6 por ciento.

La explicación de las diferencias tanto en el contenido de agua, los límites de Atterberg, como en la densidad de sólidos, es posible mediante el análisis del efecto de las sales solubles en las determinaciones respectivas.

La concentración de sales es más importante cuanto mayor es el contenido de agua.

Como los límites líquido y plástico no son más que determinaciones del contenido de agua para dos consistencias del suelo, se explica con los mismos razonamientos la diferencia entre los valores de W_L y W_P de las arcillas del Lago y los valores de la Ciudad.

En cuanto a la densidad de sólidos, la correspondencia que existe para un suelo con la misma relación de vacíos, en un caso saturado con agua que tiene una concentración "c" de sales disueltas y en el otro caso con agua destilada, está dada por la fórmula siguiente:

$$s_s = s'_s (1 + cw')$$

en la que s'_s y w' son la densidad de sólidos y la humedad del suelo desprovisto de sales.

Durante el decenio 1948 - 1958 la Ciudad sufría las consecuencias de una explotación exhaustiva de los acuíferos por bombeo, por lo que las arcillas del subsuelo perdían agua de la estructura por consolidación. En pruebas de compresión uniforme efectuadas en el laboratorio se analizó el agua exprimida con lo que se demostró que el pH andaba del orden de 10 cuando se aplicaba el incremento de carga y disminuía a 7 al transcurrir el tiempo; la velocidad de esta reducción aparecía vinculada a la magnitud del incremento y sugería que la cantidad de iones arrastrados por el agua dependía del gradiente hidráulico inducido por consolidación en el espécimen.

Al ser dichos gradientes pequeños en la masa arcillosa del subsuelo bajo la acción del bombeo cabe pensar que no eran lo suficiente elevados para provocar un acarreo notable de sales; de ahí que los iones retenidos por cargas eléctricas presentes en las partículas de arcilla fueron aumentando la concentración salina del agua intersticial lo cual puede tener influencia en otras características de las arcillas. Es oportuno agregar que las variaciones de la concentración "c" no afectan a las determinaciones usuales de la relación de vacíos y al cálculo del grado de saturación se obtiene con la fórmula:

$$G_e = s_s w.$$

El sondeo BNP-1 se encuentra en un sitio que tiene 3.5 por ciento de los carbonatos y la acción del secado se manifiesta por un corrimiento a lo largo de la línea de las arcillas del Valle reduciendo en forma drástica la plasticidad; para el caso se pasa del punto 1 con coordenadas $W_L = 450\%$ y $I_P = 343$, al punto 2 con $W_L = 95\%$ y $I_P = 33$ y finalmente al punto 3, definido por $W_L = 53\%$ y $I_P = 11$, los pares de valores antes indicados correspondientes a los estados naturales, secado al aire y deshidratado en horno, respectivamente.

Los resultados para el pozo BNP-2 con una concentración media de carbonatos de 5 por ciento son semejantes al precedente, excepto que los puntos obtenidos al secar los especímenes al aire guardan una posición intermedia entre los pertenecientes al estado natural y los secados en horno; mientras que los valores del punto $W_L = 60\%$, $I_P = 20$, los correspondientes al estado natural se dispersan en el intervalo $60 \leq W_L \leq 320\%$. El sondeo BNP-3 localizado en una zona que tiene aproximadamente 6 por ciento de carbonato de sodio exhibe una distribución semejante al BNP-1.

I.1.7. COMPRESIBILIDAD.

Con muestras inalteradas de las arcillas del subsuelo obtenidas en los sondeos BNP-1, BNP-2 y BNP-3, hasta una profundidad de 100 m, se realizaron ensayos de consolidación estándar a fin de conocer la variación del coeficiente de compresibilidad con el nivel de esfuerzos principalmente.

A juzgar por los valores del coeficiente de compresibilidad máximo, los asentamientos que pueden ocasionar cargas superficiales relativamente pequeñas son de consideración; en este sentido las consideraciones del subsuelo son más críticas que en la Ciudad de México, pues no existe la capa superior de 3 a 4m formada por depósitos aluviales, en su lugar hay materiales afectados por el secado con espesores de 1 a 2m.

Hay diferencias entre las densidades de sólidos de los tres sondeos y la reducción apreciable en los valores de s_v al aumentar la profundidad particularmente a partir de los 50m. Estos valores son congruentes con el análisis químico del agua intersticial, que también acusa disminución de la concentración salina en esa dirección.

En el punto BNP-1 de 10 a 35m de profundidad las arcillas están normalmente consolidadas, la capa superficial acusa los efectos del secado y debajo de 40m, los suelos se encuentran fuertemente preconsolidados. Las condiciones cambian en el pozo BNP-2; de la superficie hasta 40m, donde los suelos exhiben presiones de consolidación 1.5 a 2 veces superiores a los esfuerzos de peso propio, a mayor profundidad los intervalos de preconsolidación varían erráticamente y en dos casos abarcan a la curva de peso propio. En el terreno no hay construcciones pero en cambio desde hace más de 10 años se han operado pozos de bombeo para extraer agua alcalina con fines industriales. La exploración en el sondeo BNP-3 revela que las arcillas localizadas entre la superficie y 50m están normalmente consolidadas; los estratos profundos acusan desviaciones erráticas respecto a la ley del peso propio. Probablemente las diferencias entre el BNP-2 y BNP-3 se justifiquen por la proximidad del primero a uno de los pozos de agua salada.

I.1.8. RESISTENCIA AL CORTE.

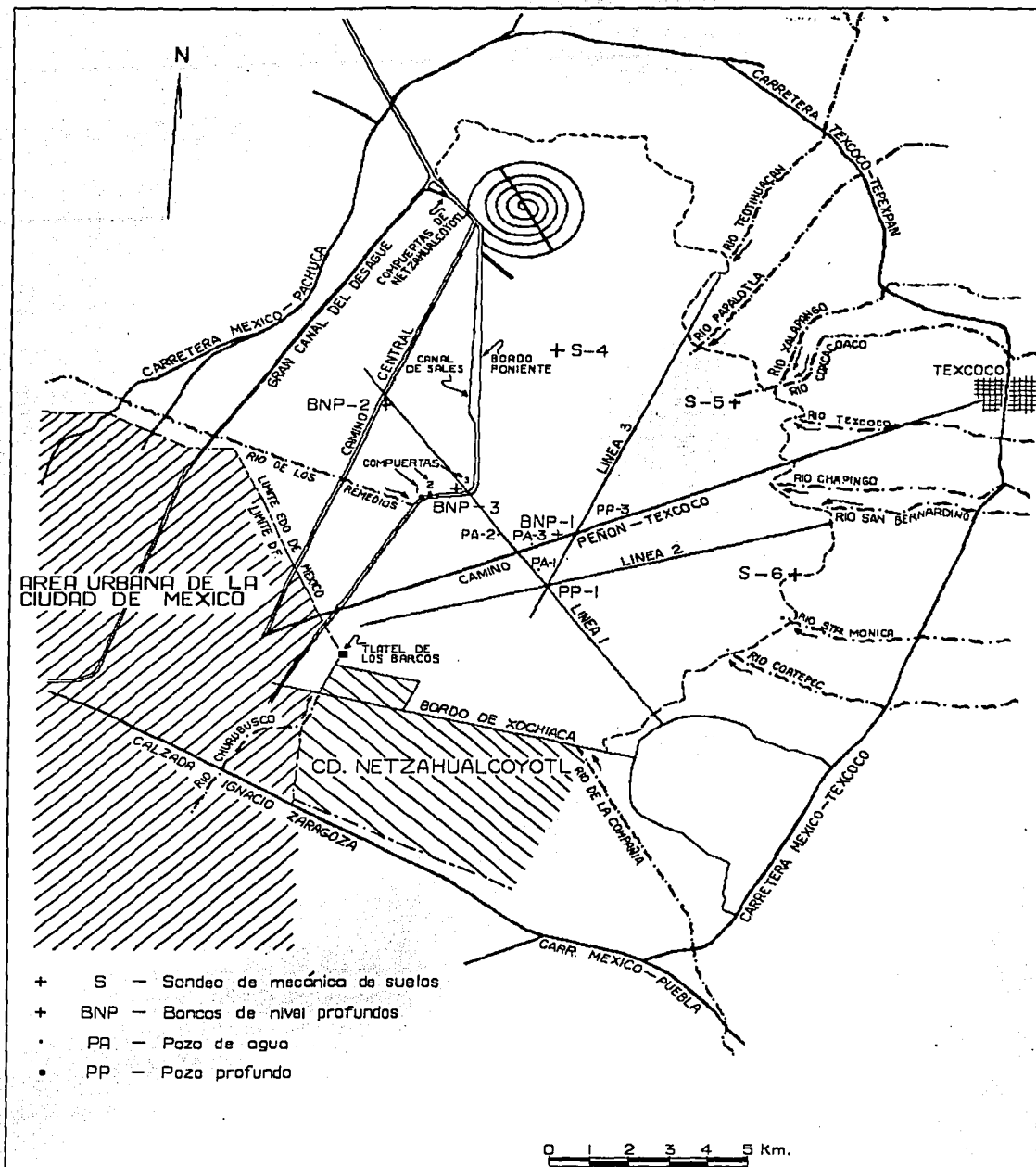
Se realizaron determinaciones sistemáticas con el torcómetro manual complementándolos mediante ensayos triaxiales rápidos (Q) de suelos muestreados a diferentes elevaciones en los pozos BNP-1 2 y 3. Debido a las diferencias encontradas entre los sondeos, refiriéndonos a cargas de preconsolidación, se clasificó en dos grandes grupos: la formación compresible superior y la inferior. Los datos sobre los materiales de la capa dura no son representativos debido a su número reducido.

No son comparables los valores S_T obtenidos con el torcómetro y los S_Q determinados en la cámara triaxial porque en estos últimos hubo una selección de capas. Por otra parte, los primeros tienen las limitaciones propias de la precisión del aparato utilizado. Debe agregarse que las pruebas Q se hicieron aplicando una presión confinante igual al esfuerzo efectivo del espécimen.

Del análisis se concluye:

1. La resistencia S_T del sondeo BNP-2 en la formación superior en promedio es 1.44 y 1.35 veces mayor que en BNP-1 y BNP-3 respectivamente. Estos resultados son concordantes con las observaciones hechas sobre los intervalos de preconsolidación. Los polígonos de regresión estadística, tomando como variable significativa al contenido agua natural, no muestran una tendencia definida posiblemente por el número limitado de valores.

MAPA DEL LAGO TEXCOCO.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

2. En la misma formación compresible superior, las resistencias S_Q medidas de los tres sondeos no guardan la relación antes mencionada y en el BNP-2 resulta menor que S_T , lo cual es contrario a lo esperado. Es conveniente agregar que en las capas superiores, entre 0 y 10m de profundidad, la resistencia al corte es en promedio de 0.17 kg./cm².

3. Los valores de S_T para la formación compresible inferior son aproximadamente 70 por ciento mayores que los promedios encontrados para la formación superior, y del orden de 0.25 P_c en los sondeos BNP-1 y 3; la formación del BNP-2 sobre las presiones de preconsolidación es escasa y errática. Las resistencias medias S_Q varían de 0.41 a 0.58 kg./cm² en BNP-1 y 2, siendo de 0.50 kg./cm² en el punto BNP-3.

4. Las resistencias residuales determinadas mediante el torcómetro manual guardan con los valores máximos de S_T una relación de 5 en la formación compresible superior, y variable entre 2.7 y 8.3 en la inferior.

Pueden anticiparse problemas de estabilidad en excavaciones y cimentaciones superficiales debido a la baja resistencia al corte de los estratos de arcilla superiores.

1.1.9. ESTUDIOS ESPECIALES.

Para conocer varios aspectos del comportamiento de las arcillas se realizaron las siguientes pruebas:

Las pruebas de duración (la duración del ensayo), la frecuencia ejercida, la aceleración aplicada y la resistencia al corte del espécimen al final de cada ensayo.

Comparando el valor s_v dado por la veleta de laboratorio, en el espécimen no sometido a vibración y los correspondientes a distintas frecuencias y tiempos de aplicación se concluye que el tratamiento no es efectivo en este tipo de arcillas; la reducción de s_v es prácticamente nula al pasar de 0 a 140 cps, con un tiempo de vibración de más de 1000 minutos.

Las pruebas de caída libre de especímenes inalterados extraídos de 1.7 a 3.0 m de profundidad, con pesos totales que variaron entre 8 y 20 kg. y alturas de 4.5 a 10m, acusaron valores de la relación s_{vf}/s_{vi} comprendidos de 0.25 a 0.5, siendo s_{vf} la resistencia al corte después del impacto y s_{vi} la inicial.

El ensayo de consolidación por peso propio, con determinaciones de la resistencia al corte durante ese proceso, se efectuó preparando una muestra remoldeada. Se instalaron 4 piezómetros para medir la evolución de la presión del poro a diferentes elevaciones del espécimen. La consolidación fue insignificante y las variaciones de resistencia al corte despreciables, los niveles se estabilizaron a los tres meses en una posición correspondiente a la distribución hidrostática de equilibrio.

Desde un punto de vista práctico, la consolidación de estas arcillas en estado remoldeado es poco efectiva para mejorar el material.

A fin de observar el tiempo requerido para secar las arcillas del Lago Texcoco, se ejecutaron pruebas a temperaturas ambiente, en esta condición más corriente de aire y en horno a 30°C. El secado es más lento en los especímenes remoldeados y el uso de la corriente de aire es el mejor de los métodos ensayados.

1.1.10. PIEZOMETRÍA Y HUNDIMIENTOS EN EL LAGO.

Debido a la importancia que tiene la explotación de agua salada en la parte norte del Lago Texcoco desde 1952 se han efectuado estudios estratigráficos, mediciones de la superficie, en dicha zona. Excepto en algunos puntos de la periferia, la información es escasa para el resto del Lago.

Las mayores perturbaciones de las pérdidas de presión a 50m de profundidad se presentan en las áreas de bombeo de la Urbe, Sosa Texcoco y la zona de Xochimilco; a poca distancia de las mismas, las pérdidas de presión son nulas y en algunos puntos hay artesianismo, evidenciando la mayor potencialidad de los acuíferos hacia al sur y al oriente.

Ciertas nivelaciones demuestran que el fondo del Lago Texcoco no se ha hundido y que esta a 2236m sobre el nivel del mar desde 1862, excepto en zonas en que se bombea agua del subsuelo como El Caracol. Las pruebas informan sobre el desarrollo de asentamientos provocados por la extracción de agua de las arcillas que integran las formaciones comprensibles superior e inferior y sobre la propagación del proceso fuera del área de bombeo.

1.1.11. RESUMEN DEL SUBSUELO DEL LAGO TEXCOCO.

1. El fondo del Lago Texcoco está asentado sobre una gran depresión creada por tectonismo. De acuerdo con el sondeo PP-1 en el centro del Valle, los estratos superiores al Cretácico (Formación Balsas), se encuentran a 2000m de profundidad. Manifestaciones del Terciario afloran en varias zonas y están constituidas por series de andesitas y depósitos de tobas volcánicas (Tarango). Al Cuaternario pertenecen las arcillas lacustres y los derrames basálticos, como el Chichinautzin que cerró la Cuenca de México por el sur.

Las múltiples capas de andesita y basaltos cruzadas con la exploración PP-1, con edades comprendidas entre 13 y 31 millones de años, atestiguan una intensa actividad volcánica del Oligoceno medio al Mioceno. Entre los derrames de lavas se presentan arenas, lutitas, areniscas, calizas lacustres, brechas, conglomerados y tobas líticas. Estos depósitos están cubiertos por potentes estratos de arcilla lacustre de edad menor de 1 millón de años.

2. La información referente a la distribución de álcalis en el agua que se bombea de pozos localizados en diferentes puntos del Lago y las variaciones del contenido de carbonatos y cloruros en el agua intersticial de las arcillas, permite imaginar las condiciones que prevalecían durante la sedimentación de las cenizas volcánicas

Los análisis químicos indican que el agua retenida en los poros de las arcillas lacustres es probablemente de origen magmático mientras que la extraída de los acuíferos más profundos es meteórica. La lenta difusión de ambos líquidos sumados a la evaporación más intensa en la región septentrional, justifican que la concentración salina en el agua intersticial de las arcillas sea 1 por ciento o menor en la zona ocupada por la Ciudad de México y en las regiones adyacentes a las estribaciones del Chichinautzin y la Sierra Nevada, mientras que resulta mayor del 6 por ciento al sur de El Caracol variando en forma gradual hacia la periferia de la Zona Federal del Lago.

Los principales compuestos que se encuentran en el agua intersticial son: bicarbonato de sodio, carbonato sódico y cloruro de sodio.

3. Debido a la presencia de sales en el agua retenida por las arcillas, algunas propiedades índice acusan valores numéricos que difieren apreciablemente de los correspondientes a materiales semejantes muestreados en la Ciudad de México o en ciertas áreas del Lago donde la concentración salina es baja.

Las propiedades de referencia son el contenido de agua natural, los límites de Atterberg y la densidad de sólidos. Esta última puede ser igual a 3.0, en una arcilla que tiene humedad de 300 por ciento y, densidad de 2.4 para los sólidos insolubles cuando la concentración en el agua intersticial es de 8 por ciento. La relación de vacíos y el grado de saturación no son afectados por las sales disueltas.

4. Excepto las áreas afectadas por el bombeo con fines industriales que se han desarrollado en la proximidad de El Caracol, y los suelos sometidos a la acción del secado en un espesor no mayor a 2m, las arcillas de la formación compresible superior están normalmente consolidadas. El coeficiente de compresibilidad máxima alcanza valores comprendidos entre 2 y 10 kg/cm², en los depósitos superiores (profundidad menor que 15m).

La presencia de capas o lentes de arena fina en la masa de arcillas, será el factor significativo en la predicción de asentamientos. Con las salvedades anteriores, la formación proporcionada por ensayos de consolidación en arcillas del Lago, es semejante a la de materiales muestreados de las formaciones compresibles bajo la Ciudad de México.

5. La resistencia al corte (s) de los materiales arcillosos aparece estrechamente ligada a la historia de cargas en el lugar, sean éstas incluidas por el secado superficial o por el bombeo en pozos de explotación de agua alcalina. La influencia de la concentración de sales en el agua intersticial no es apreciable pero amerita una investigación particularmente dirigida con este objetivo.

Debido a que en el fondo del Lago no existe como en la Ciudad de México la capa de 4m de espesor medio, formada por depósitos aluviales arenosos o limosos, la resistencia al corte es crítica a profundidades del orden de 2m en la mayoría de los sitios explorados por Proyecto Texcoco; se encuentran frecuentemente capas de arcilla que tienen valores de s, variables entre 0.10 y 0.15 kg/cm². Esta situación puede agravarse por la presencia de grietas en el lugar y por la producción de otras durante la construcción a consecuencia del secado.

6. Las características del subsuelo en el Lago Texcoco son similares a las que se presentan en la Ciudad de México con excepción de las de la zona de lomas. La zona de transición es tan importante como la de la Capital y es importante ofrecer todas las variantes que se registran en ésta.

La mayor parte del Lago Texcoco exhibe las dos formaciones compresibles separadas por la capa dura como en la metrópoli azteca; sin embargo debe tenerse en cuenta que la historia de cargas (construcciones y bombeo) es muy diferente.

I.2. ANTECEDENTES DEL SITIO DE INTERÉS.

Se proyecta la construcción del Centro Parroquial Jesús de la Misericordia en un predio ubicado en Av. Mariano Riva Palacio esquina con el Organización Popular Colonia Barrio Vidrieros en el Municipio de Chimalhuacán Estado de México.

El Centro Parroquial estará constituido por un edificio de tres niveles y un sótano para una preparatoria, una estructura de doble altura con sótano para la Iglesia, un edificio de tres niveles para un centro clínico, un campanario, tres canchas de fútbol, un atrio y un vivero.

El predio de interés se localiza en la parte oriente de la Ciudad de México dentro de la denominada zona de Lago, caracterizada entre la superficie y 40m de profundidad por la presencia de depósitos arcillosos de alta deformabilidad y baja resistencia. La localización del sitio se muestra en la Fig. 1.

Actualmente el predio de interés se encuentra baldío y perimetralmente se tiene construida una estructura de un nivel. El predio tiene el área que se muestra en la Fig. 2, en la cual se presenta la distribución de las estructuras proyectadas.

Se efectuó un levantamiento del tipo de las estructuras colindantes con el predio de interés; encontrándose colindando al Poniente y al Sur con estructuras de un nivel las cuales tienen una cimentación a base de zapatas desplantadas a 0.3 m de profundidad las cuales tienen castillos; al Oriente colinda con la calle de Organización Popular, al Norte colinda con la Av. Mariano Riva Palacio.

El proyecto arquitectónico de la Preparatoria consiste en completar la construcción de un edificio, construido por sótano, planta baja (donde se tendrá un auditorio), y dos niveles. El sótano será ocupado para alojar criptas; el edificio estará estructurado mediante columnas, traveses y losas de concreto aligerado. En la Fig. 3 se presenta una planta con la distribución de las columnas en las plantas y en las Figs. 4 y 5 se muestra un corte vertical.

CROQUIS DE LOCALIZACIÓN.

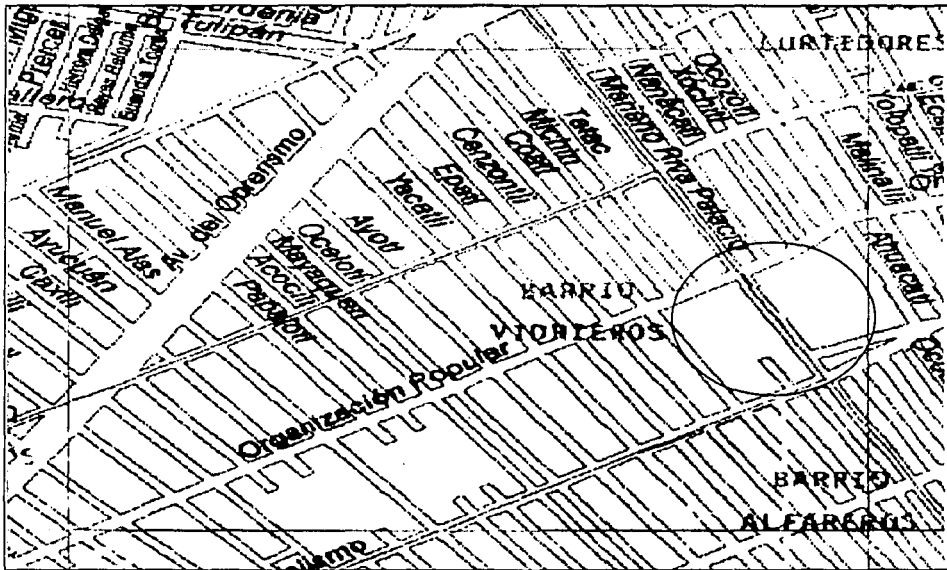


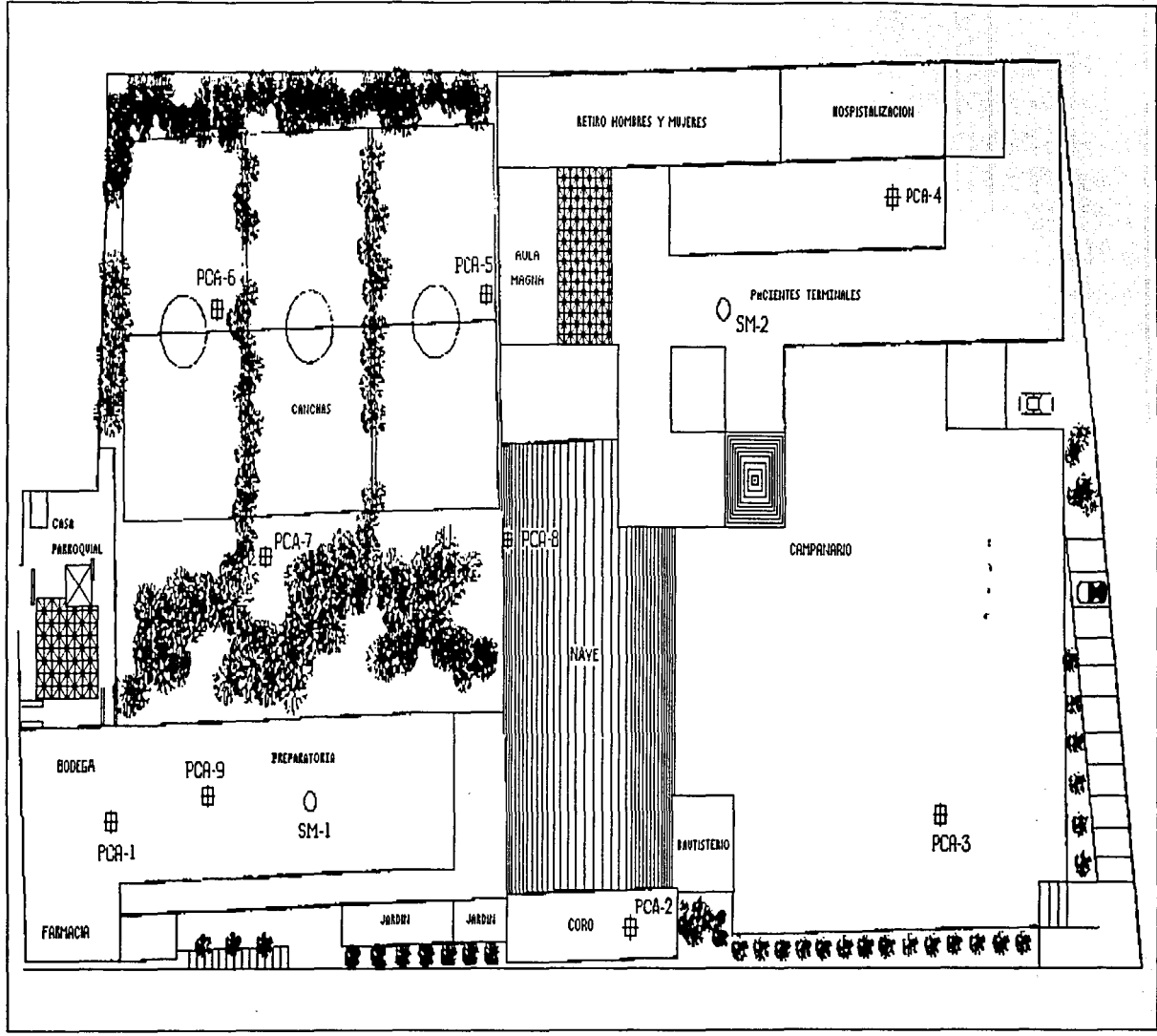
Figura 1.

Con el objeto de determinar el tipo de cimentación más adecuado para el edificio proyectado, se efectuaron diversos análisis de mecánica de suelos basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizados en el predio de interés y en pruebas de laboratorio.

En este informe se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más conveniente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

UBICACIÓN DE SONDEOS.
PLANTA GENERAL DE PROYECTO.



TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

Figura 2.

PLANTA DE COLUMNAS DE LA ESCUELA.

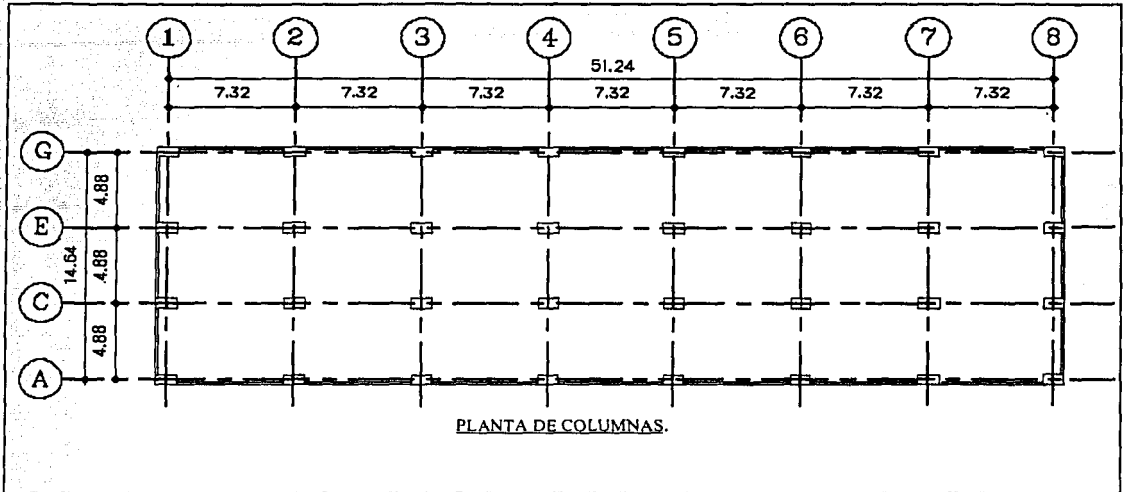


Figura 3.

CORTE GENERAL DE PROYECTO.

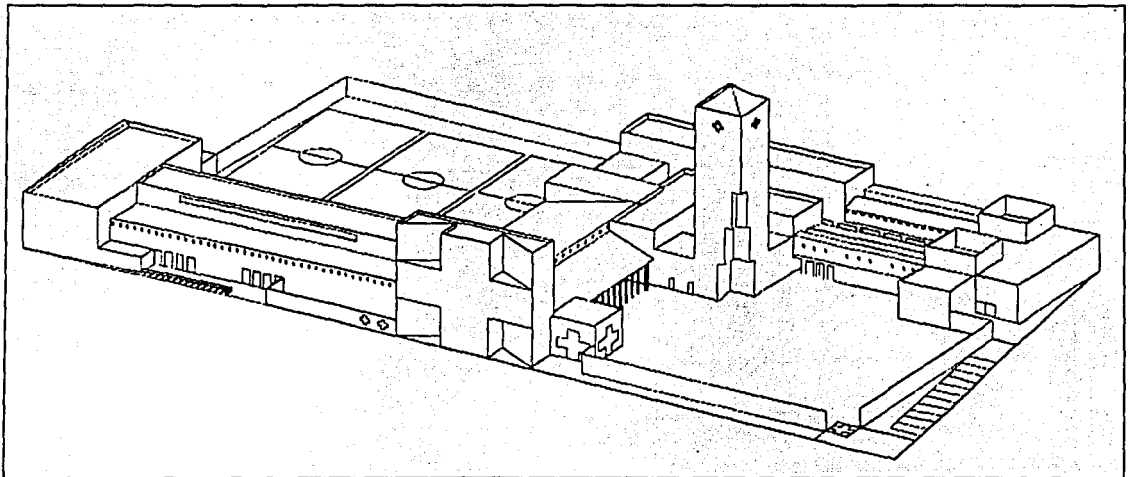


Figura 4.

CORTE ESQUEMÁTICO.

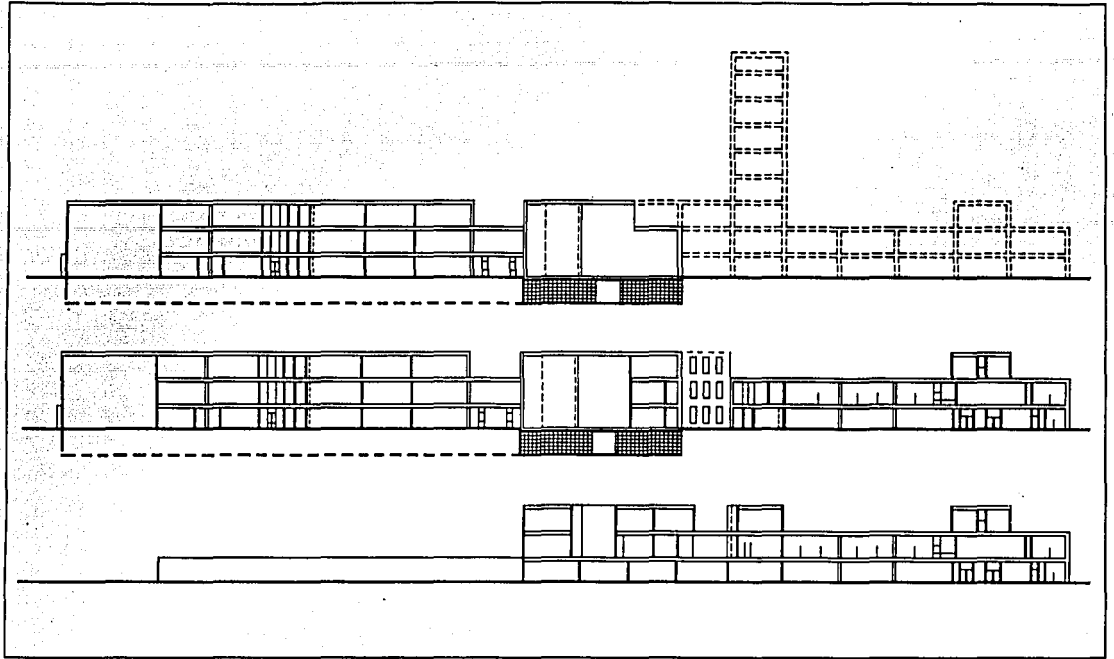


Figura 5.



INFORMACIÓN

DEBIDAS
DE INCI.
F. TERC.

CAPÍTULO II

MUESTREO Y EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO II. MUESTREO Y EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.

II.1. ASPECTOS TEÓRICOS.

II.1.1. INTRODUCCIÓN.

En mecánica de suelos se desprende de una manera obvia la necesidad que se tiene de contar, tanto en la etapa de proyecto como durante la ejecución de la obra de que se trate, con datos firmes, seguros y abundantes del suelo del lugar con el que se está trabajando. El conjunto de estos datos debe llevar al proyectista a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo, las cuales han de ser consideradas en el análisis. Estos resultados se obtienen en el laboratorio pero para llegar a ellos es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: la obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas.

Para la clasificación preliminar de un suelo o para determinar sus propiedades en el laboratorio, es necesario contar con proporciones o muestras del mismo. Respecto al propósito con el que se toman las muestras, éstas se dividen en muestras de inspección y muestras para el laboratorio. De las muestras de inspección solo se requiere que sean representativas. En cambio las muestras destinadas a estudios de laboratorio deben llenar una serie de requisitos con respecto a tamaño, método de obtención, embarque, etc.

Tanto las muestras de inspección como las de laboratorio pueden ser: inalteradas, cuando se toman las precauciones para procurar que la muestra esté en las mismas condiciones en que se encuentra en el terreno del cual procede, y alteradas en el caso contrario.

En la construcción se pueden presentar problemas de cimentación que requieren la extracción de muestras para determinar sus propiedades. Para el muestreo se abre una serie de pozos, zanjas o sondeos en número y disposición tales que las muestras que se obtengan representen en lo posible el material que constituye el sitio. Para un muestreo preliminar, es suficiente abrir pozos a cada 200 o 300 m según sea la extensión, posteriormente si se requiere un estudio más completo, se abren pozos intermedios en número conveniente para limitar y determinar las áreas de los distintos materiales, así como la profundidad media de los mantos y estimar los volúmenes de material utilizable.

Todo pozo de prueba, sondeo o cualquier excavación debe ser registrado y referido de modo que permita su identificar su localización, también debe anotarse la profundidad, clase del material que se encuentre y todas las observaciones que se consideren pertinentes; dichos resultados se vacían en un registro de campo.

Cada muestra debe llevar dos tarjetas de identificación, una sujeta al exterior del envase y otra en su interior, con los siguientes datos bien escritos:

- Nombre y ubicación de la obra.
- Número y coordenadas del pozo o sondeo.
- Profundidad a la que fue tomada la muestra.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para cada pozo excavado y muestreado debe dibujarse su perfil y se debe especificar el número de las distintas capas que puso al descubierto el corte. Los materiales constitutivos de las diferentes capas deben ser clasificados.

II.1.2. EXPLORACIÓN DEL SUELO.

El proyecto de una fundación o cimentación, de un dique de tierra o de un muro de sostenimiento, no puede efectuarse de una manera inteligente y satisfactoria, a menos que el proyectista tenga como mínimo una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que se deben considerar.

Las investigaciones del terreno y las del laboratorio necesarias para obtener esta información esencial, constituyen lo que se denomina: exploración del suelo, reconocimiento del terreno o estudio del subsuelo.

Hasta hace pocas décadas la exploración del suelo era siempre inadecuada e incompleta porque aun no se habían desarrollado métodos racionales para el ensayo de los suelos. Ahora por el contrario, con frecuencia el número de ensayos y los refinamientos empleados en su técnica de realización se encuentran bastante fuera de proporción cuando se les compara con el valor práctico de sus resultados. Con el objetivo de evitar estas condiciones extremas, hay que adaptar el programa de exploración a las condiciones del suelo y al tamaño del proyecto.

La determinación de las propiedades de un suelo se obtienen por medio de pruebas de laboratorio para lo cual es preciso contar con muestras de dicho suelo.

Los métodos para la exploración del subsuelo deben elegirse de acuerdo con el tipo de perfil del subsuelo, en el lugar mismo de la construcción.

En la preparación del programa de exploración del suelo debe considerarse también la magnitud de la construcción. Si la construcción que se propone ejecutar implica solo un gasto ínfimo, el proyectista no debe incluir más que un pequeño número de perforaciones de reconocimiento y unos pocos ensayos de identificación, clasificación y resistencia sobre muestras representativas de los suelos.

II.1.3. MUESTREO DEL SUELO.

Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia pues tiene el mismo valor que el de los ensayos en sí. A menos que la muestra obtenida sea realmente representativa de los materiales que se pretenden usar, cualquier análisis de la muestra sólo será aplicable a la propia muestra y no al material del cual procede, de ahí la imperiosa necesidad de que el muestreo sea efectuado por personal conocedor de su trabajo.

La identificación adecuada de los materiales del subsuelo requiere que las muestras recuperadas contengan todos los elementos constitutivos del material en sus propias proporciones. El gasto de tiempo y de dinero aumentan a medida que las exigencias se hacen más estrictas con respecto al grado de alteración que puede ser tolerado y con el aumento del diámetro de la muestra.

La cantidad de material que constituye una muestra debe ser suficiente para realizar todas las pruebas de laboratorio y aun repetir las incorrectas o aquellas cuyos resultados sean dudosos. En general es conveniente formar muestras de 40 a 50 kg. En caso de que el material contenga grava en un porcentaje mayor al 40%, deberá duplicarse la remesa y cuando se trate de estudios especiales el laboratorio indicará la cantidad necesaria.

Las muestras pueden ser de dos tipos: *alteradas o inalteradas*

Una *muestra alterada* es aquella que no se guarda en las mismas condiciones en las que se encontraba en el terreno de donde procede, y una *muestra inalterada* deben conservar las condiciones del suelo en su estado natural, por lo que su obtención, empaque y transporte requieren cuidados especiales a fin de no alterarlas.

En muestras alteradas el muestreo debe realizarse por capas si la exploración se piensa hacer con escrapas; y en caso de utilizarse palas mecánicas o dragas el muestreo debe ser integral, o sea, abarcando todo el espesor del material utilizable.

La extracción de las muestras se realiza a través de sondeos, los cuales se clasifican en dos:

- Sondeos Preliminares y
- Sondeos Definitivos.

Para la ejecución de cada uno de esos se realizan métodos propios de muestreo, pero debido al costo de los análisis se debe realizar una evaluación de la importancia de la obra y el costo del muestreo, además de la consideración del tiempo y el tipo de obras a realizar. Los sondeos o muestreos varían de acuerdo al tipo de suelo y a su configuración geológica.

II.1.4 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN (TIPOS DE SONDEO).

Toda investigación del subsuelo debería ser precedida de una revisión de la información existente respecto de las condiciones geológicas del terreno en o cerca del lugar. En la mayoría de las veces esta información debe ser suplementada con los resultados de investigaciones más directas. Primero se ejecutan algunos sondeos por un método rápido y obtener muestras intactas. Estos sondeos se conocen como perforaciones exploratorias. Se puede necesitar un muestreo más refinado, ensayos en el terreno o ambos.

Desde hace algunos años los métodos geofísicos se utilizan para obtener datos respecto a la posición del plano de separación entre el suelo y la roca. Si la roca es sana y no muy irregular se puede determinar la posición y la topografía mucho más económica y rápidamente que con perforaciones, pero no son del todo confiables.

Los métodos para obtener muestras se adaptan a los requerimientos de la obra, así como a los procedimientos de perforación, los cuales están determinados por la economía y las condiciones del lugar.

Los métodos de exploración son:

Métodos de Exploración de Carácter Preliminar.

- Pozos a Cielo Abierto, con Muestras Alteradas y/o Inalteradas.
- Perforaciones con Posteadoras, Barrenos Helicoidales o Métodos Similares.
- Método de Lavado.
- Métodos de Penetración Estándar
- Método de Penetración Cónica.
- Perforaciones en Boleos y Gravas (con Barretones, etc.)

Métodos de Sondeo Definitivo

- Pozos a Cielo Abierto con Muestreo Inalterado.
- Método con Tubo de Pared Delgada (Tubo Shelby).
- Métodos Rotatorios para Roca.

Métodos Geofísicos.

- Sísmico.
- De Resistencia Eléctrica.
- Magnético y Gravimétrico.

Los métodos de exploración seleccionados para el estudio de mecánica de suelos de éste trabajo son los sondeos de: Pozos a Cielo Abierto y Método con Tubo de Pared Delgada (Tubo Shelby), por lo cual nos basaremos a una explicación más amplia de estos métodos de exploración.

I. POZOS A CIELO ABIERTO.

Cuando este método sea practicable debe considerársele como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda bajar y examinar directamente los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como para darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático y la estabilidad de las paredes; naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye grandemente en los alcances del método en sí.

Este tipo de sondeo es el más barato de todos si se trata de pequeñas profundidades, pero la excavación se encarece mucho cuando sean necesarios ademes y haya excesivos traspaleos a causa de la profundidad. Una de las ventajas es que no se requiere ningún equipo especial y pueden ser efectuados por cualquier trabajador disponible de la localidad.

En terrenos buenos, los pozos pueden hacerse hasta una profundidad de 1.20 m sin necesidad de entibado y pueden alcanzarse profundidades mayores sin soporte alguno o con solo un entibado nominal.

Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo "in situ" y la misma modificada por la excavación realizada. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve a cabo un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, el registro debe ser realizado por un técnico conocedor. Si se requiere ademe en el pozo puede usarse madera o acero; por lo regular el ademe se hace con tabloncillos horizontales, pero deberán ser verticales y bien hincados si se tuviesen suelos friccionantes situados bajo el nivel freático.

Estos pozos proporcionan un cuadro bastante claro sobre la estratigrafía de los suelos y la presencia de lentes o cavidades de material más débil, asimismo, permiten obtener muestras del suelo cortadas a mano ocasionando apenas alteraciones. Los pozos son especialmente valiosos al investigar la naturaleza del material de relleno, siempre y cuando puedan reconocerse prontamente los vacíos, los estratos depositados sin cohesión, o el material perjudicial.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas y/o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado.

Los pozos a cielo abierto son de 1.50m x 1.50m (aproximadamente) de sección y de la profundidad requerida, este tipo de sondeo se realiza de la forma siguiente:

Ya en el pozo:

Para obtener Muestras Alteradas.

- En la pared del pozo se rebaja la parte seca y suelta de suelo con el propósito de obtener una superficie fresca.
- Se toma una muestra de cada capa en un recipiente y se coloca una tarjeta de identificación
- Las muestras se envían en bolsas al laboratorio.

Para obtener Muestras Inalteradas.

- Se limpia y alisa la superficie del terreno y se marca el contorno del trozo.
- Se excava una zanja alrededor de este.
- Se ahonda la excavación y se cortan los lados del trozo, empleando un cuchillo de hoja delgada.
- Se corta el trozo con el cuchillo y se retira del hoyo.
- La cara del trozo extraído que corresponda al nivel del terreno se marca con una señal cualquiera para conocer la posición que ocupaba en el lugar de origen. Se achaflanan inmediatamente las aristas de la muestra y se aplican tres capas de parafina caliente con una brocha.

- Si la muestra no va a ser usada pronto, necesita una protección adicional a las tres capas de parafina ya indicadas. Esta protección consiste en envolver la muestra con una tela blanda, amarrándola con un cordel. Hecho esto se sumerge la muestra entera en parafina fundida. Sumergiendo la muestra repetidas veces en la parafina fundida puede alcanzar un espesor de unos 3mm (1/8"), suficiente para garantizar su impermeabilidad.

Con las excavaciones de pozos a cielo abierto se puede obtener una información correcta hasta la profundidad que estas se realicen. Sin embargo, la mayoría de las investigaciones del suelo requieren estudios del terreno a mayores profundidades que las que pueden ser alcanzadas con excavaciones de pozo a cielo abierto, ya que no proporcionan el conocimiento de la naturaleza del suelo que quedaría bajo la cimentación a construir.

El conocimiento de las capas inferiores es indispensable ya que son estas las que sostendrán la estructura, y es de la cimentación de la que depende el buen funcionamiento para la cual se proyecta dicha estructura, por lo que para obtener la información requerida para hacer un buen análisis de la cimentación es necesario realizar perforaciones de mayores profundidades.

2. MÉTODO CON TUBO DE PARED DELGADA (TUBO SHELBY)

Este método es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y el que proporciona más información útil en torno al suelo y no sólo en lo referente a descripción. Este método es probablemente también el más ampliamente usado.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos, que es una característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea de la resistencia a la compresión simple. Además, el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

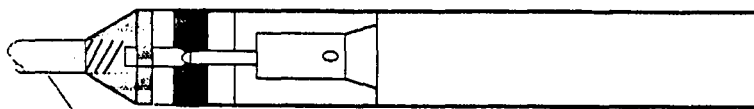
Estas perforaciones pueden hacerse mediante el uso de barrenos hasta llegar al estrato requerido, de ahí sacar con un muestreador especial, como el tubo Shelby, la muestra inalterada.

Los tubos de pared delgada o tubo Shelby, están hechos de acero sin costuras y se usan comúnmente para obtener suelos arcillosos inalterados. Los más comúnmente usados tienen diámetros exteriores de 50.8mm (2") y 76.2mm (3"); su extremo de fondo es afilado.

Los tubos pueden unirse a barras perforadoras que pueden ser de diferentes tipos, la mayoría de ellas son relativamente cortas variando desde unos centímetros hasta medio metro.

Las barras perforadoras se hincan en el suelo por rotación haciendo uso de uno o varios tubos de maneral. El suelo que la barrena va cortando es retenido en la misma la cual se saca del agujero cada vez que se llena. Con el tubo muestreador unido a ella se lleva al fondo del barreno y el tubo muestreador se hincan en el suelo. La muestra de suelo dentro del tubo es entonces extraída. Los dos extremos del muestreador son entonces sellados y la muestra se envía al laboratorio para hacer las pruebas correspondientes.

TUBO SHELBY.



BARRA PERFORADORA

TUBO DE PARED DELGADA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las muestras obtenidas así se usan en pruebas de consolidación o de corte. Un tubo de pared delgada con diámetro exterior de 50.8mm (2") tiene un diámetro interior de aproximadamente 47.63 mm (1 7/8"). Al incrementar el diámetro de las muestras aumenta el costo de obtenerlas.

Otro equipo es la posteadora que se emplea para hacer el agujero. Los bordes cortantes deben mantenerse afilados y limpios. El diámetro de las posteadoras es comúnmente de 10.16cm (4"), pero las hay de diámetros mayores.

Cuando por medio de barrenos o posteadoras se haya llegado a la profundidad requerida, posiblemente uno de los equipos más sencillos y más eficientes para extraer la muestra sea el tubo Shelby. El borde cortante de este *saca muestras* tiene un diámetro ligeramente menor que el interior del tubo garantizando que la muestra pueda deslizarse libremente dentro de él sin fricción.

La profundidad hasta la que se debe extraer un suelo esta basada en el tipo de suelo encontrado y en el tamaño y peso de la estructura que se va a construir, considerando que los esfuerzos desarrollados en el suelo dependen de la carga distribuida en toda el área cargada. Salvo en casos especiales, no es necesario investigar el suelo a profundidades mayores de 1 a 1.5 veces la menor dimensión del área cargada. Llegar a la profundidad de 1.5 veces la menor dimensión del área cargada es muy recomendable en el caso de estructuras muy pesadas como silos y edificios de muchos pisos.

II.2. SONDEO EN EL SITIO DE INTERÉS.

El predio de interés se localiza en la parte oriente de la Ciudad de México, dentro de la denominada zona de Lago, caracterizada entre la superficie y 40 m de profundidad por la presencia de depósitos arcillosos de alta deformabilidad y baja resistencia.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se efectuaron dos sondeos de tipo mixto a 30 m de profundidad denominados SM-1 y SM-2.

El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado (utilizando el muestreador Shelby), con el muestreo alterado mediante la realización de las pruebas de penetración estándar. El muestreador Shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm de diámetro y 1 m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan 80 cm a presión con velocidad constante dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar 60 cm el penetrómetro estándar, de 3.5cm de diámetro interior, por medio de golpes que le proporciona un martinete de 63.5 kg. que cae desde una altura de 76 cm; el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados se mide contando el número de golpes necesarios para avanzar los 30 cm intermedios.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo se realizó mediante la excavación de nueve pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 1.1 y 2.0 m; se inspeccionaron las paredes de cada uno de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

La localización en planta de los sondeos mixtos y los pozos a cielo abierto se muestran en la Fig. 2.

En las Figs 6 a 11 se presentan los registros de campo del sondeo realizado.

REPORTE DE PERFORACIÓN.

OBRA:	BARRIO VIDRIEROS, CHIMALHUACAN	COORDENADAS:	X	Y	Z
LOCALIZACIÓN:	CHIMALHUACAN	FECHA DE INICIO:	14/09/99	Hrs.	
POZO N° :	1	FECHA DE TERMINACIÓN:	15/09/99	Hrs.	
TIPO DE SONDEO:	MIXTO	BOMBA:	MOYNO 3L6		
PERFORADORA:	LONG YEAR 34				

MUESTRA N°	PROFUNDIDAD			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTANDAR			TIPO DE HERRAMIENTA	ADEME AVANCE DIARIO	PRESIÓN kg/cm	CLASIFICACIÓN DE CAMPO Y OBSERVACIONES.	
	INICIAL	FINAL	AVANC	m	%	CR% (DERE)	PESO MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75cm							MUESTREO
							N° DE GOLPES EN							
1	0.00	0.60	0.60	0.25			6	16	12	T.P.		ARCILLA CON POCO LIMO CAFÉ CLARO.		
2	0.60	1.20	0.60	0.35			8	17	7	T.P.		ARCILLA CON POCO LIMO CAFÉ CLARO.		
3	1.20	1.80	0.60	0.55			1	3	2	T.P.		ARCILLA CON LAMINAS DE ARENA FINA, CAFÉ CLARO.		
4	1.80	2.60	0.80	0.58			PRESIÓN			T.sh.		P.S. ARCILLA CAFÉ CLARO; P.I. ARCILLA GRIS VERDOSO.		
5	2.60	3.20	0.60	0.45			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CON DOS TONOS DE COLOR GRIS VERDOSO Y CAFÉ CLARO		
6	3.20	3.80	0.60	0.27			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CON DOS TONOS DE COLOR GRIS VERDOSO Y CAFÉ CLARO		
7	3.80	4.40	0.60	0.30			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA GRIS VERDOSO CON POCA ARENA FINA EN LA ZAPATA		
8	4.40	5.00	0.60	0.40			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA GRIS VERDOSO.		
9	5.00	5.80	0.80	0.66			PRESIÓN			T.sh.		P.S. ARCILLA GRIS VERDOSO; P.I. ARENA FINA NEGRA.		
10	5.80	6.40	0.60	0.45			P.H.	25	12	T.P.		ARENA FINA, NEGRA.		
11	6.40	7.00	0.60	0.45			6	5	1	T.P.		P.S. 25 cm ARENA FINA NEGRA; P.I. 10cm ARCILLA CAFÉ CLARO.		
12	7.00	7.80	0.80	0.65			PRESIÓN			T.sh.		P.S. ARCILLA CAFÉ CLARO; P.I. ARCILLA CAFÉ ROJIZO.		
13	7.80	8.40	0.60	0.35			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO.		
14	8.40	9.00	0.60	0.33			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON LÁMINAS DE ARENA FINA.		
15	9.00	9.80	0.80	0.70			PRESIÓN			T.sh.		ARCILLA GRIS CLARO AMBOS LADOS.		
16	9.80	10.40	0.60	0.33			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA DE VARIOS TONOS Y LÁMINAS DE ARENA FINA.		
17	10.40	11.00	0.60	0.30			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA DE VARIOS TONOS Y LÁMINAS DE ARENA FINA.		
18	11.00	11.60	0.60	0.38			P.H.	2	1	T.P.		IGUAL A LO ANTERIOR Y LIMO GRIS CLARO EN LA ZAPATA		
19	11.60	12.40	0.80	0.65			PRESIÓN			T.sh.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO AMBOS LADOS.		
20	12.40	13.00	0.60	0.35			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO.		
21	13.00	13.60	0.60	0.38			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON LÁMINAS DE ARENA FINA.		

NIVEL FREÁTICO (m):	1.20	TURNO DE :	A:	Hrs.	PROFUNDIDAD DEL PROYECTO:	30,00 m
OBSERVACIONES GENERALES:					PROFUNDIDAD REAL:	29,80 m.
					OPERADOR:	Sr. RAMÓN HERNÁNDEZ
					SUPERVISOR :	Sr. CARLOS REYES
ADEME (m):					FECHA:	15/09/99

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 6.

REGISTROS DE CAMPO DEL SONDEO REALIZADO. Estudio de Mecánica de Suelos.

REPORTE DE PERFORACIÓN.

OBRA:	BARRIO VIDRIEROS, CHIMALHUACAN	COORDENADAS:	X	Y	Z
LOCALIZACIÓN:	CHIMALHUACAN	FECHA DE INCINIO:	15/09/99	Hrs.	
POZO Nº :	1	FECHA DE TERMINACIÓN:	16/09/99	Hrs.	
TIPO DE SONDEO:	MIXTO	BOMBA:	MOYNO 3L6		
PERFORADORA:	LONG YEAR 34				

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTANDAR			TIPO DE HERRAMIENTA	ADEME AVANCE DIARIO	PRESIÓN kg/cm	CLASIFICACIÓN DE CAMPO Y OBSERVACIONES.
	INICIAL	FINAL	AVANC	m	%	CR% (DERE)	PESO MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75cm						
							Nº DE GOLPES EN						
							15cm	30cm	15cm				
22	13.60	14.20	0.60	0.25			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO.	
23	14.20	14.80	0.60	0.50			P.H	P.H	P.H	T.P.		P.S. 30cm ARCILLA CAFÉ ROJIZO; P.I. 20cm ARCILLA GRIS VERDOSO.	
24	14.80	15.60	0.80	0.65			PRESIÓN			T.sh.		ARCILLA GRIS VERDOSO Y LÁMINAS DE ARENA FINA.	
25	15.60	16.20	0.60	0.35			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA GRIS VERDOSO.	
26	16.20	16.80	0.60	0.50			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA GRIS VERDOSO.	
27	16.80	17.40	0.60	0.45			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA GRIS VERDOSO Y CAFÉ ROJIZO CON LÁMINAS DE ARENA FINA.	
28	17.40	18.00	0.60	0.60			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA GRIS VERDOSO Y CAFÉ ROJIZO CON LÁMINAS DE ARENA FINA.	
29	18.00	18.60	0.60	0.45			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA GRIS VERDOSO Y CAFÉ ROJIZO CON LÁMINAS DE ARENA FINA.	
30	18.60	19.20	0.60	0.50			P.H	P.H	P.H	T.P.		IGUAL AL ANTERIOR Y POCA ARENA FINA EN LA ZAPATA.	
31	19.20	19.80	0.60	0.60			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA GRIS VERDOSO CON LÁMINAS DE ARENA FINA.	
32	19.80	20.40	0.60	55.00			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA GRIS VERDOSO CON LÁMINAS DE ARENA FINA.	
33	20.40	21.20	0.80	0.40			PRESIÓN			T.sh.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO Y VERDOSO CON LÁMINAS DE ARENA.	
34	21.20	21.80	0.60	0.35			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO Y VERDOSO CON LÁMINAS DE ARENA.	
35	21.80	22.40	0.60	0.45			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO.	
36	22.40	23.00	0.60	0.45			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO Y GRIS VERDOSO CON LÁMINAS DE ARENA.	
37	23.00	23.60	0.60	0.35			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO Y GRIS VERDOSO CON LÁMINAS DE ARENA.	
38	23.60	24.20	0.60	0.25			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO Y GRIS VERDOSO CON LÁMINAS DE ARENA.	
39	24.20	24.80	0.60	0.20			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ARENA PUMÍTICA EN LA ZAPATA.	
40	24.80	25.40	0.60	0.30			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO Y GRIS VERDOSO.	
41	25.40	26.00	0.60	0.33			P.H	P.H	P.H	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO Y GRIS VERDOSO.	
42	26.00	26.80	0.80	0.40			PRESIÓN			T.sh.		P.S. ARCILLA GRIS VERDOSO; P.I. ARCILLA CAFÉ ROJIZO.	

NIVEL FREÁTICO (m):	1.20	TURNO DE :	A:	Hrs.	PROFUNDIDAD DEL PROYECTO:	30,00 m
OBSERVACIONES GENERALES:					PROFUNDIDAD REAL:	29,80 m.
					OPERADOR:	Sr. RAMÓN HERNÁNDEZ
					SUPERVISOR :	Sr. CARLOS REYES
ADEME (m):					FECHA:	17/09/99

REPORTE DE PERFORACIÓN.

OBRA: <u>BARRIO VIDRIEROS, CHIMALHUACAN</u>	COORDENADAS: <u>X</u> <u>Y</u> <u>Z</u>
LOCALIZACIÓN: <u>CHIMALHUACAN</u>	FECHA DE INICIO: <u>17/09/99</u> Hrs. <u> </u>
POZO N° : <u>2</u>	FECHA DE TERMINACIÓN: <u>18/09/99</u> Hrs. <u> </u>
TIPO DE SONDEO: <u>MIXTO</u>	BOMBA: <u>MOYNO 3L6</u>
PERFORADORA: <u>LONG YEAR 34</u>	

MUESTRA N°	PROFUNDIDAD			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTANDAR. PESO MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75cm				TIPO DE HERRAMIENTA	PRESIÓN kg/cm	CLASIFICACIÓN DE CAMPO Y OBSERVACIONES.
	INICIAL	FINAL	AVANC	m	%	CR% (DERE)	N° DE GOLPES EN				MUESTREO		
							15cm	30cm	15cm	15cm			
1	0.00	0.60	0.60	0.30			5	8	7	6	T.P.		LIMO ARCILLOSO CAFÉ CLARO Y OSCURO.
2	0.60	1.20	0.60	0.32			20	12	5	3	T.P.		ARCILLA ARENOSA CAFÉ OSCURO.
3	1.20	1.80	0.60	0.56			1	2	1	1	T.P.		ARCILLA CAFÉ CLARO Y TONOS GRISÁCEOS.
4	1.80	2.60	0.80	0.46			PRESIÓN				T.sh.		ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO CON ARENA.
5	2.60	3.20	0.60	0.40			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO OSCURO.
6	3.20	3.80	0.60	0.25			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA LIMOSA GRIS OSCURO.
7	3.80	4.40	0.60	0.44			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CAFÉ OSCURO LIMOSA.
8	4.40	5.20	0.80	0.60			PRESIÓN				T.sh.		ARCILLA LIMOSA GRIS OSCURO.
9	5.00	5.80	0.60	0.50			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA LIMOSA GRIS CLARO.
10	5.80	6.40	0.60	0.40			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO LIMOSA.
11	6.40	6.70	0.30	0.30			SHELBY ROTACIÓN				T.sh.		ARENA FINA, LIMOSA, GRIS NEGRUZZO.
12	7.00	7.30	0.60	0.44			6	8	8	7	T.P.		ARENA FINA, LIMOSA, GRIS NEGRUZZO.
13	7.80	7.90	0.60	0.46			3	1	3	1	T.P.		7 cm ARENA FINA; 37cm ARCILLAS LIMOSA CAFÉ GRISÁCEO.
14	8.40	8.50	0.60	0.30			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARENA ARCILLOSA CAFÉ OSCURO.
15	9.00	9.10	0.60	0.45			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO.
16	9.80	9.90	0.80	0.80			PRESIÓN				T.sh.		P.S. ARCILLA CAFÉ ROJIZO; P.I. ARENA ARCILLA, CAFÉ OSCURO
17	10.40	10.50	0.60	0.50			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARENA ARCILLOSA, LIMOSA, CAFÉ GRISÁCEO.
18	11.00	11.10	0.60	0.45			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO OSCURO.
19	11.60	11.70	0.60	0.45			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		40 cm ARCILLA LIMOSA CAFÉ GRISÁCEO; 5 cm CENIZA VOLCÁNICA.
20	12.40	12.50	0.80	0.80			PRESIÓN				T.sh.		P.S. CENIZA VOLCÁNICA LIMOSA; P.I. ARENA.
21	13.00	13.10	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO OSCURO.

NIVEL FREÁTICO (m): 1.20 TURNO DE: A: Hrs.

OBSERVACIONES GENERALES:

ADEME (m):

PROFUNDIDAD DEL PROYECTO: 30,00 m

PROFUNDIDAD REAL: 30,00 m

OPERADOR: Sr. RAMÓN HERNÁNDEZ

SUPERVISOR: Sr. CARLOS REYES

FECHA: 18/09/99

Figura 9.

REPORTE DE PERFORACIÓN.

Suárez G.

REGISTROS DE CAMPO DEL SONDEO REALIZADO.

Estado de Mecánica de Suelos

OBRA: <u>BARRIO VIDRIEROS, CHIMALHUACAN</u>	COORDENADAS: <u>X</u> <u>Y</u> <u>Z</u>
LOCALIZACIÓN: <u>CHIMALHUACAN</u>	FECHA DE INCINIO: <u>17/09/99</u> Hrs. _____
POZO Nº : <u>2</u>	FECHA DE TERMINACIÓN: <u>18/09/99</u> Hrs. _____
TIPO DE SONDEO: <u>MIXTO</u>	
PERFORADORA: <u>LONG YEAR 34</u>	BOMBA: <u>MOYNO 3L6</u>

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTANDAR. PESO MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75cm Nº DE GOLPES EN				TIPO DE HERRAMIENTA	PRESIÓN	CLASIFICACIÓN DE CAMPO Y OBSERVACIONES.
	INICIAL	FINAL	AVANC	m	%	CR% (DERE)	Nº DE GOLPES EN				MUESTREO	kg/cm	
							15cm	30cm	15cm	15cm			
22	13.10	13.70	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO.	
23	13.70	14.30	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO.	
24	14.30	14.90	0.60	0.44			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ ROJIZO.	
25	14.90	15.70	0.80	0.80			PRESIÓN.				T.sh.	P.S. ARCILLA CAFÉ ROJIZO; P.I. ARCILLA LIMOSA GRIS CLARO.	
26	15.70	16.30	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO OSCURO.	
27	16.30	16.90	0.60	0.25			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA GRIS OSCURO.	
28	16.90	17.50	0.60	0.50			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA GRIS OSCURO.	
29	17.50	18.10	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO.	
30	18.10	18.70	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO.	
31	18.70	19.30	0.60	0.50			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO.	
32	19.30	20.10	0.80	0.60			PRESIÓN.				T.sh.	P.S. ARCILLA LIMOSA; P.I. ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO.	
33	20.10	20.70	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO.	
34	20.70	21.30	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO.	
35	21.30	21.90	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO.	
36	21.90	22.50	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO.	
37	22.50	23.10	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO.	
38	23.10	23.70	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO.	
39	23.70	24.30	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO.	
40	24.30	24.90	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO.	
41	24.90	25.50	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO.	
42	25.50	26.10	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO.	

NIVEL FREÁTICO (m): <u>1.20</u>	TURNO DE : <u>A</u> Hrs. _____	PROFUNDIDAD DEL PROYECTO: <u>30,00 m</u>
OBSERVACIONES GENERALES: _____		PROFUNDIDAD REAL: <u>30,00 m</u>
		OPERADOR: <u>Sr. RAMÓN HERNÁNDEZ</u>
		SUPERVISOR : <u>Sr. CARLOS REYES</u>
ADEME (m): _____		FECHA: <u>18/09/99</u>

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 10.

REPORTE DE PERFORACIÓN.

OBRA:	BARRIO VIDRIEROS, CHIMALHUACAN	COORDENADAS:	X	Y	Z
LOCALIZACIÓN:	CHIMALHUACAN	FECHA DE INCINIO:	17/09/99	Hrs.	
POZO N° :	2	FECHA DE TERMINACIÓN:	18/09/99	Hrs.	
TIPO DE SONDEO:	MIXTO				
PERFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	MOYNO 3L6		

MUESTRA N°	PROFUNDIDAD			RECUPERACIÓN				PENETRACIÓN ESTANDAR				TIPO DE HERRAMIENTA	PRESIÓN	CLASIFICACIÓN DE CAMPO Y OBSERVACIONES.
	INICIAL	FINAL	AVANC	m	%	CR% (DERE)	PIESO MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75cm				MUESTREO	kg/cm		
							N° DE GOLPES EN							
							15cm	30cm	15cm	15cm				
43	26.10	26.70	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CAFÉ OSCURO.	
44	26.70	27.30	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CAFÉ OSCURO.	
45	27.30	27.90	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO.	
46	27.90	28.50	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CAFÉ ROJIZO.	
47	28.50	29.00	0.50	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO OSCURO.	
48	29.00	29.50	0.50	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA GRIS OSCURO.	
49	29.50	30.00	0.50	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.		ARCILLA GRIS OSCURO.	

NIVEL FREÁTICO (m): 1.20 TURNO DE: A: Hrs.

OBSERVACIONES GENERALES:

ADEME (m):

PROFUNDIDAD DEL PROYECTO: 30.00 m

PROFUNDIDAD REAL: 30.00 m.

OPERADOR: Sr. RAMÓN HERNÁNDEZ

SUPERVISOR: Sr. CARLOS REYES

FECHA: 18/09/99

Figura 11.



CAPÍTULO III

PRUEBAS DE LABORATORIO

CAPÍTULO III. PRUEBAS DE LABORATORIO.**III.1. ASPECTOS TEÓRICOS.****III.1.1. INTRODUCCIÓN.**

Las características físicas de los suelos pueden medirse por medio de pruebas de laboratorio con muestras extraídas de los sondeos o pozos de ensayo. Los resultados de los ensayos de resistencia al corte o cizalladura pueden utilizarse para calcular la máxima capacidad de carga de los suelos o la estabilidad de las laderas en excavaciones de cimentación y en malecones o terraplenes. Además, los ensayos del laboratorio proporcionan datos para calcular la cantidad de agua que habrá de bombearse en las excavaciones, y permiten clasificar los suelos para predecir su comportamiento bajo diferentes cargas de cimentación y decidir cuál es el tratamiento más efectivo para salvar las dificultades en las excavaciones o desagües. En realidad, es en el laboratorio de mecánica de suelos donde el proyectista ha de obtener los datos definitivos para su trabajo.

Es importante no olvidar que los depósitos naturales del suelo varían en su composición y grado de consolidación; por consiguiente, es necesario usar un juicio considerable, basado en el sentido común y en la experiencia práctica para valorar los resultados de los ensayos y así saber cuando se puede confiar en los datos obtenidos, y cuando han de ser descartados.

Es peligroso poner una fe ciega en las pruebas del laboratorio, sobre todo cuando su número es escaso. Los datos de los ensayos han de estudiarse junto con los informes de los sondeos y otras observaciones del terreno, debiendo comprobarse en lo posible cualquier estimación de las cargas u otros datos del proyecto obtenidos a partir de ellas, teniendo en cuenta las condiciones conocidas y las experiencias pasadas.

Las pruebas de laboratorio han de ser tan sencillas como sea posible. Los ensayos que precisan de equipos complicados consumen bastante tiempo y son consiguientemente costosos, estando sujetos a serios errores a menos que se lleven a cabo cuidadosa y concienzudamente por técnicos con experiencia. Tales métodos pueden ser injustificados si las muestras son escasas y si su corte, en relación con el costo del proyecto, es elevado. Los ensayos complicados y costosos están justificados únicamente con la creciente exactitud o al eliminar el riesgo de una falla costosa.

El hacer ensayos en el laboratorio se tiene la ventaja de que el medio ambiente, incluyendo los esfuerzos, se pueden variar a voluntad para representar los cambios producidos por la construcción y por la futura estructura. Además, las pruebas de laboratorio permiten medir casi todas las propiedades del suelo que son necesarias; sin embargo, los resultados dependen de la calidad de las muestras del suelo, que están afectadas por las alteraciones o perturbaciones que sufren durante la toma de muestras y del grado en que éstas representan la totalidad del estrato.

Las pruebas en el lugar evalúan el comportamiento del suelo en el medio ambiente que lo rodea. En ellas se pueden integrar los efectos de muchas variables que son difíciles o imposibles de representar en el laboratorio y, además, las perturbaciones están limitadas a las producidas por la ejecución del ensayo.

El material obtenido en un muestreo está formado generalmente por gravas y grumos de tierra. Las pruebas como densidad, compactación, límites de consistencia, etc.; se realizan con la porción de la muestra que pasa por el tamiz N° 4. El material que queda retenido en él se desecha para la mayoría de las pruebas.

Al preparar la muestra para su ensaye es necesario desmoronar las partículas por medio de un pisón de madera, pero sin romper las partículas o fragmentos de roca. Igualmente al operar debe evitarse que se pierda el material más fino por lo que debe trabajarse con sumo cuidado.

Las pruebas de laboratorio son indispensables para el conocimiento de las características del suelo; las propiedades índice, las propiedades mecánicas y las propiedades hidráulicas.

Las muestras alteradas se utilizan para conocer las propiedades índice.

Las muestras inalteradas se utilizan para conocer las propiedades índice y las propiedades mecánicas.

III.1.2. TIPOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO.

1. *CLASIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO*, en Húmedo y Seco. Al ser realizadas en el laboratorio sirven para apreciar el color, textura y consistencia de las muestras alteradas o inalteradas del lugar investigado. Esto suele realizarse como un control rutinario de las descripciones del terreno. Un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos con suficiente experiencia, puede llegar a adquirir la habilidad para estimar los límites de Atterberg de un suelo. Sin embargo, se han encontrado tres sencillas pruebas manuales para la identificación y clasificación de los suelos finos en el campo y así determinar si la fracción fina del suelo es limosa o arcillosa sin que requiera la estimación de los límites de Atterberg.

Estas pruebas manuales que formaran parte de los procedimientos de campo en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos son:

- Movilidad del agua de los poros (reacción al agitado).
- Quebrantamiento (resistencia en seco).
- Tenacidad (consistencia cerca del límite plástico).

2. *CONTENIDO NATURAL DE AGUA*. Se designa por w al contenido de agua y se conoce como la relación entre el peso del agua comprendida entre las partículas sólidas de una muestra y el peso de los materiales secos. En ésta relación no se incluye el agua de composición de las partículas sólidas. La realización de ésta prueba es importante considerando que el agua sirve para la determinación de diferentes propiedades en un suelo ya que cambian las características del suelo de acuerdo al contenido de agua. La comparación de los resultados y al relacionarlos con los límites líquido y plástico de los correspondientes tipos de suelo, es posible organizar el programa de ensayos de resistencia a corte o cizalladura y asegurarse de que los ensayos en los suelo más blandos no sean omitidos. Generalmente no tiene objeto hacer ensayos del contenido de humedad con muestras alteradas, puesto que los resultados pueden no ser representativos del lugar.

El contenido natural de humedad se halla más íntimamente relacionado con la compresibilidad de las distintas partes de un estrato de arcilla que con cualquier otra de las propiedades índice. Si el contenido de humedad del suelo en el terreno es mayor que el óptimo, debe permitirse que se seque en el lugar de almacenamiento, o bien proceder a su desparramo para este efecto. Si dicho contenido es menor, el agua debe agregarse en el propio préstamo o por aspersión antes de iniciar su compactación. Con cuidado razonable resulta generalmente posible mantener el contenido de humedad dentro del 2 ó 3% del valor óptimo. Sin embargo, para suelos uniformes no plásticos ligeramente cohesivos, se necesita un acercamiento mayor al contenido óptimo de humedad.

El contenido de humedad al cual se compacta un suelo tiene cierto efecto sobre las propiedades físicas del material obtenido, incluyendo la permeabilidad. La experiencia indica que el aumento en el contenido inicial de humedad a partir de un valor algo menor que el óptimo hasta alcanzar un valor algo mayor puede causar una gran disminución en el coeficiente de permeabilidad.

Expresando el contenido de agua como una ecuación, obtenemos la relación:

$$\frac{\text{Peso humedo con cápsula} - \text{Peso seco con cápsula}}{\text{Peso seco con cápsula} - \text{Peso de cápsula}} \times 100$$

3. **LÍMITES DE CONSISTENCIA.** Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, como una arcilla no estructurada, dependen en gran parte de la humedad. El agua forma una película alrededor de los granos y su espesor puede ser determinante de diferentes comportamientos del material.

Cuando del contenido de agua es muy elevado en realidad se tiene una suspensión muy concentrada sin resistencia estática al esfuerzo cortante; al perder agua va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en el cual el material es fácilmente moldeable; si el secado continúa, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, logrando resistir esfuerzos de compresión y tensión considerables.

Los límites de Atterberg sirven para conocer los estados de consistencia de los suelos cohesivos, estos límites son:

- **Límite Líquido (L.L.)** que es el contenido de humedad expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia de estado líquido a plástico; se determina por medio de la copa de Casagrande.
- **Límite Plástico (L.P.)** es el contenido de humedad expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico; se determina con el agrietamiento de rollitos del material del suelo.
Índice de plasticidad (I.P.) es la diferencia numérica entre el límite líquido y el plástico, e indica el margen de humedades dentro del cual se encuentra en estado plástico.
Índice de liquidez es el indicativo de la historia de los esfuerzos a que ha estado sometido el suelo.
- **Límite de Contracción** es el por ciento de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual la reducción de agua no ocasiona ya disminución en el volumen del suelo. La diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción se llama *índice de contracción (I.C.)* y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semisólida.
- **La Contracción Lineal (C.L.)** se define como el por ciento de contracción respecto a la dimensión original que sufre una barra al secarse al horno, de una humedad equivalente a la humedad del límite líquido hasta el límite de contracción.

4. **ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO EN MALLAS.** A partir de la distribución de los granos en un suelo, es posible formarse un criterio más amplio de otras propiedades del mismo, el análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaño los granos que lo componen basándose en su distribución granulométrica. Según su composición, la granulometría puede determinarse por: medio de mallas, por el método del hidrómetro, o bien, combinando ambas.

El análisis mecánico se concreta al segregar el suelo por medio de una serie de mallas que definen el tamaño de la partícula, este análisis se efectúa con la muestra íntegra.

El método del hidrómetro se basa en la aplicación de la ley de Stokes a una esfera que cae libremente en un líquido. Este método es el más usado para hacer la determinación indirecta de los diámetros d y las fracciones N de partículas finas. Por medio de este aparato es posible conocer la ley de Stokes, los diámetros equivalentes de las partículas que al sedimentarse pasan a la altura del centro de carena del hidrómetro.

El análisis combinado o total consiste en la aplicación de los métodos antes citados, a las porciones gruesas y finas de un mismo material; este es el caso que comúnmente se presenta en las tierras que se emplean en la construcción de presas de tierra.

Para la prueba en suelos de grano grueso se hace el análisis granulométrico por mallas, mientras que para suelos de grano fino la distribución granulométrica se obtiene por medio de análisis granulométrico con el hidrómetro.

5. DENSIDAD DE SÓLIDOS. Se define como densidad de un suelo la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que desalojan. Tratándose de gravas y piedras, se determina la densidad con relación al agua limpia a la temperatura ambiente, estando el material saturado. El valor de la densidad, que queda expresado por un número abstracto, además de servir para fines de clasificación, interviene en la mayor parte de los cálculos de Mecánica de Suelos.

La densidad de un material pétreo está relacionada con la prueba de absorción y presenta un panorama general de la calidad del material pétreo, se puede decir que a densidades altas y adsorciones bajas corresponden materiales compactos y resistentes.

Para su determinación se pueden usar los matraces calibrados a distintas temperaturas.

6. COMPRESIÓN SIMPLE. La compresión es una presión que tiende a causar una reducción en el volumen. Esta prueba se parece a una prueba rápida aún cuando no lo es. Los esfuerzos efectivos no son bien definidos al principio de la prueba puesto que son nulos, pero existen en las estructuras del suelo, esfuerzos efectivos no muy concretos, debido a tensiones capilares en el agua intersticial.

El ensayo de compresión simple se utiliza ampliamente porque constituye un método rápido y económico de obtener la resistencia al corte de un suelo cohesivo. Este ensayo sirve para comprender la respuesta de los materiales sólidos a fuerzas externas. Los resultados de resistencia al corte obtenidos de este ensayo son confiables siempre y cuando se interpreten adecuadamente y si se reconoce que la prueba tiene ciertas deficiencias.

Este método se utiliza únicamente para suelos cohesivos o rocosos en los que es posible realizar el ensayo de compresión simple que es mucho más rápido y fácil de realizar que una investigación completa de las características mecánicas, y puede hacerse con muestras más imperfectas.

Esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente solo existe la etapa de carga que conduce al suelo a la falla, sin embargo, en vías de simplificación podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores.

En la primera etapa los esfuerzos son nulos y el agua adquiere una tensión de magnitud igual (teóricamente) a la presión de preconsolidación (γz) que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua transmite a la estructura sólida, los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa la muestra se ensaya hasta llegar a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 .

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha utilizado como una medida de la sensibilidad a la deformación en la estructura de un suelo comparando el valor q_u de un mismo suelo en los estados inalterado y remoldeado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada.

Dicha prueba puede efectuarse controlando la deformación unitaria o el esfuerzo.

- La prueba realizada con el control de la deformación unitaria es utilizada casi universalmente, pues consiste en una simple cuestión de acoplar una relación de engranaje adecuada a un motor y controlar la velocidad de avance de la plataforma de carga.
- Al realizar la prueba con el esfuerzo controlado se requieren cambios en los incrementos de carga y puede causar una respuesta errática en deformaciones unitarias y/o la resistencia última cayente entre dos incrementos de esfuerzo. Las cargas se aplican a través de un yunque de carga muerta y la carga real se puede obtener por adición de agua a un recipiente o por almacenamiento de pesas en un soporte colgante.

Ambos métodos producen una *carga de impacto* a la muestra.

7. COMPRESIÓN TRIAXIAL Es un ensayo de resistencia al corte o cizalladura mucho más complicado y puede aplicarse a una mayor variedad de suelos, que el ensayo de compresión sin límite, en este tipo de pruebas se pueden variar las condiciones de los ensayos y las observaciones de acuerdo con una extensa gama de problemas técnicos. Se usa para determinar la cohesión (c) y el ángulo de resistencia al desplazamiento (ϕ) de un suelo utilizando la ecuación de Coulomb – Mohr.

Los tres tipos principales de ensayos son:

- *Ensayo sin drenaje o rápido* Es el ensayo donde no se permite el drenaje de la muestra mientras se realiza la aplicación de la presión total, o bien, durante el tiempo de aplicación de la carga desviada, y de este modo la presión en los poros no puede disiparse en ninguna fase del ensayo.
- *Por consolidación y sin drenaje o rápido y con consolidación.* Es el ensayo que consiste en dejar que la muestra drene durante la aplicación de la carga total permitiendo así que la muestra se consolide enteramente en esta fase del ensayo. Al aplicar la carga lateral no se permite drenaje alguno en la muestra.
- *Ensayo con drenaje o lento.* Es el ensayo donde se permite que el agua drene hacia fuera de los poros de la muestra, tanto durante la fase de consolidación bajo la carga aplicada, como durante la aplicación de la carga lateral. El tiempo dedicado a la consolidación bajo la carga aplicada (verticalmente) y el tiempo al cual la muestra esta bajo la carga lateral, han de ser lo suficientemente amplios para asegurarse que no se obture ningún poro en cualquier fase del ensayo.

Los ensayos de compresión triaxial están limitados a materiales como: las arcillas, los limos, las turbas y rocas blandas, excepto las arenas y las gravas.

8. PESO VOLUMÉTRICO NATURAL. Uno de los problemas que con frecuencia se presentan al trabajar con suelos es la propiedad que tienen de sufrir abundamiento. Para conocer el factor de abundamiento entre un banco de material o corte, y el material suelto (dentro de los camiones) es necesario determinar el peso volumétrico tanto en el banco de material como después de extraído.

Esta es una de las pruebas de control más importante. Su objetivo es determinar el grado de compactación alcanzado en el material con el equipo y los procedimientos adecuados. Con este fin se obtiene el peso seco del material y se compara con el mismo material ensayado en laboratorio por el procedimiento Proctor. La relación de los dos pesos secos se expresa como un porcentaje el cual no debe ser menor de 95%. La prueba consiste en excavar una cala (pozo) en el suelo y obtener el peso de los sólidos secos contenidos en ella, determinándose al mismo tiempo la humedad del material.

El peso volumétrico seco determinado en una muestra inalterada, es el peso del material seco en la unidad de volumen considerando los huecos que dejan las partículas entre sí. Esta prueba se aplica únicamente en suelos finos y plásticos de los que puedan labrarse especímenes. El peso volumétrico seco se calcula dividiendo el peso de los sólidos secos contenidos en la cala, entre el volumen de la misma.

El volumen del material excavado se puede medir por varios métodos, uno de los procedimientos más antiguos y más usados consiste en medir el volumen de un hoyo lleno con arena seca (en estado suelto) de la que se conoce el peso unitario en estado suelo. La arena se vuelca desde un recipiente previamente pesado y se llena el hoyo.

9. PRUEBA "IN SITU" POR MEDIO DE LA VELETA. También es conocida como prueba de *cizalladura por medio de aspa*. La prueba de la veleta se usa durante la operación de barrenado para determinar *in situ*, la resistencia cortante no drenada de suelos arcillosos, particularmente de arcillas blandas.

La prueba es una contribución moderna del estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos". Éste ensayo es más factible en el terreno que en el laboratorio, sin embargo, en el laboratorio tiene una aplicación útil cuando se han obtenido muestras inalteradas satisfactorias de limos y arcillas muy blandas. También es viable cuando de los tubos es imposible obtener las muestras blandas para poder ensayarlas y determinar su resistencia al corte o cizalladura con la utilización del aparato de compresión triaxial o de compresión simple.

La prueba presenta en principio una ventaja considerable, la de realizarse directamente sobre los suelos "in situ", es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar que se depositaron en la naturaleza. Sin embargo, la alteración de los suelos sujetos a la prueba esta lejos de ser nula pues la veleta ha de hincarse en el estrato, en el que se vayan a realizar las determinaciones, y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda similitud, desde un punto de vista interpretativo de sus resultados, con la prueba directa de resistencia ya mencionada y está afectada por algunas de sus limitaciones.

Las pruebas de corte con veleta en campo son moderadamente rápidas y económicas y se usan ampliamente en programas de exploración de suelos en campo. Causas de errores en la prueba de corte con veleta en campo son: una mala calibración del par de torsión aplicado y veletas dañadas, otros errores se cometen si la velocidad de rotación de las paletas no es debidamente controlada.

Para fines de diseño, los valores de la resistencia cortante no drenada obtenidos de pruebas de corte con veletas en campo son muy altos y se recomienda que sean corregidos. La resistencia cortante por veleta en campo también se correlaciona con el esfuerzo de preconsolidación y la tasa de sobreconsolidación de la arcilla.

El aparato consta de un vástago desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, generalmente de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago. La altura de la veleta es dos veces su diámetro, y su forma puede ser rectangular o trapezoidal.

10. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL. Esta prueba también se conoce con el nombre de prueba edométrica, prueba de compresión unidimensional o prueba de compresión confinada. La lógica a seguir es que si la presión que actúa sobre un sedimento de suelo poroso saturado compresible, como la arcilla, aumenta por la adición de nuevos sedimentos o por la aplicación de una carga externa, el contenido de agua del sedimento disminuye provocando que las partículas se vean forzadas a aproximarse entre sí; es entonces cuando se dice que el suelo se consolida.

La deformación de la mayoría de los suelos, aun bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además, esa deformación no se produce, usualmente, en forma simultánea a la aplicación de carga sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo.

Este efecto se realiza muy lentamente debido al ajuste gradual en la posición de los granos; se produce tanto en las arcillas como en las arenas, pero en las arcillas la causa principal es la muy baja permeabilidad que estos suelos poseen, por lo cual se requiere de tiempo para que el aumento de presiones drene al agua y se restablezca el equilibrio.

Los materiales utilizados en ingeniería, al aplicarles fuerzas exteriores, sufren deformaciones conforme a una relación esfuerzo - deformación. A un suelo saturado al que se le aplican fuerzas exteriores se le provocó una deformación que no es instantánea. En este caso, se produce un retraso de la deformación con respecto al esfuerzo, y por lo tanto se tiene una relación esfuerzo - deformación - tiempo.

Cuando un suelo saturado se somete a un incremento de carga, la acción de ésta se transmite primeramente al agua que llena los poros del material por ser el líquido incompresible comparado con la estructura que forman las partículas sólidas del suelo. Debido a la presión que de este modo se induce en el agua, ésta fluye hacia las fronteras en las cuales la presión se disipa. Con esta expulsión se producen variaciones en el volumen del material y la transferencia de la carga a la estructura sólida. La velocidad con que se produce este fenómeno, conocido en la Mecánica de Suelos con el nombre de consolidación, depende de la permeabilidad del suelo al igual que de otras condiciones geométricas y de frontera (drenes).

En las arcillas francas que representan un caso límite, el proceso es muy lento mientras que en una capa de arena limpia, que resulta ser el límite opuesto, el retardo hidrodinámico con que se transfieren los esfuerzos aplicados a la estructura sólida, es muy pequeño. Tratándose de grandes masas de arena y de cargas aplicadas rápidamente, el fenómeno debe tomarse en consideración; es el caso de una presa construida con arena, saturada por filtración y sujeta a efectos de sismo.

En la prueba de consolidación estándar se comprime verticalmente un espécimen del material que se estudia, esto se realiza siguiendo una secuela de cargas establecidas anticipadamente. El espécimen se encuentra confinado en un anillo rígido con el cual se impide la deformación horizontal.

En todos los casos y para cada incremento de carga, el espécimen sufre una primera deformación correspondiente al retraso hidrodinámico que se llama consolidación primaria, y también sufre una deformación adicional, debida a un fenómeno secundario, que en las arcillas se llama retraso plástico y en las arenas retraso friccional.

En general el suelo se deformará siempre una cantidad mayor que la cantidad correspondiente al retraso hidrodinámico exclusivamente. Sin embargo, el retraso hidrodinámico es el único que toma en cuenta la teoría de la consolidación. Según la teoría, solo es posible un fenómeno de consolidación cuando existe escape de agua hacia el exterior de la masa de suelo. En la práctica se admite que también se genera un proceso similar en masas de suelo que no están 100% saturadas. En estos casos se aplica también la teoría de la consolidación, teniendo presente que se trata solo de una interpretación aproximada.

11. PERMEABILIDAD. Los espacios vacíos y poros entre los granos del suelo permiten que el agua fluya a través de ellos. En mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones se debe saber cuanta agua fluye a través del suelo en un tiempo unitario. Este conocimiento se requiere para diseñar presas de tierra, determinar la cantidad de infiltración bajo estructuras hidráulicas y para desaguar antes y durante la construcción de cimentaciones. El coeficiente de permeabilidad de un suelo es un dato cuya determinación correcta es de fundamental importancia para que el proyectista se forme un criterio en algunos problemas de mecánica de suelos y en casos de la elaboración de sus cálculos.

El coeficiente de permeabilidad k tiene las dimensiones de la velocidad y puede expresarse en centímetros por segundo o en metros por segundo.

Hay diferentes procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos: unos "directos", así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la edición de tal coeficiente, y otros "indirectos", proporcionados, en forma secundaria, por pruebas y técnicas que primariamente persiguen otros fines.

Estos métodos son:

- a) Directos:
 - Permeámetro de carga constante.
 - Permeámetro de carga variable.
 - Prueba directa de los suelos en el lugar.
- b) Indirectos:
 - Cálculo a partir de la curva granulométrica.
 - Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
 - Cálculo con la prueba de capilaridad.

La prueba de permeabilidad puede realizarse en el laboratorio con muestras inalteradas de limos y arcillas, o arenas y gravas; estas son compactadas en moldes cilíndricos hasta alcanzar una densidad igual a la que poseen en su estado natural. Los dos tipos de ensayo de permeabilidad más corrientes son el de carga constante y el de carga variable.

Las pruebas en el laboratorio son susceptibles de errores debido a la circulación de agua entre la muestra y la pared del sacatestigos y debido también a las burbujas de aire alojadas en la muestra. Los resultados de las pruebas del laboratorio son de valor dudoso al determinar la permeabilidad por lo que es preferible determinar la permeabilidad del suelo en un sitio dado, por medio de pruebas de bombeo en el propio terreno.

12. ANÁLISIS QUÍMICO. El análisis químico del suelo y del agua freática se utilizan para fijar la posibilidad de deterioro de estructuras de cimentaciones de hormigón y acero. En el caso de estructuras de acero, tales como pilotajes de acero laminado, es suficiente determinar el pH y el contenido de cloruro de cal del suelo y del agua del terreno. Para estructuras de hormigón lo único que se suele determinar es el contenido de sulfatos, aunque si se sospecha de un elevado contenido de materias orgánicas es aconsejable determinar también el porcentaje de materia orgánica y el factor pH.

En casos en que el terreno esté contaminado por productos químicos de desecho puede ser necesario realizar análisis químicos más completos.

III. 2. PRUEBAS REALIZADAS EN EL SITIO DE INTERÉS.

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 determinó también su contenido natural de agua. En las Figs. 12 a 16 se presentan los registros de laboratorio con los resultados de estos trabajos.

En los estratos representativos se hicieron límites de consistencia o se determinó el porcentaje de finos, según se tratara de suelos finos o gruesos, se obtuvieron en ambos la densidad de sólidos. En las Figs. 17 a 39 se presentan los resultados de las pruebas para determinar los límites de consistencia, y los porcentajes de finos.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, en muestras inalteradas se efectuaron ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial *no consolidada - no drenada (pruebas UU)*. En las Figs. 40 a 45 se presentan los registros de laboratorio y las gráficas 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), se presentan de la Fig. 46 a la 84.

Los parámetros de compresibilidad del suelo se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar. En las Figs. 85 a 96 se presentan las curvas de compresibilidad y los registros de laboratorio de las pruebas de consolidación realizadas.

En las Figs. 97 a 100 se presentan en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de los sondeos de tipo mixto, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados se presentan en las Figs. 108 a 116.

CLASIFICACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA.

OBRA : BARRIO VIDRIEROS. FECHA : 20/SEPT./1999
 LOCALIZACIÓN: CHIMALHUACAN
 SONDEO: SM-1

MUESTRA	PROFUNDIDAD	Tara	Tara	Wh+t	Ws+t	W	TORC	CLASIFICACIÓN.
Nº	M	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
1	0.00-0.60	148	23.10	99.50	77.90	39.42		ARCILLA ARENOSA CAFÉ OSCURO.
2	0.60-1.20	113	22.18	86.60	63.30	56.66		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA, CAFÉ CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO.
3	1.20-1.80	126	22.80	74.40	45.30	129.33		ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA.
4-1	2.03-2.22	4	12.13	64.00	23.40	365.77		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA.
4-2	2.22-2.41	21	23.30	81.70	42.10	210.64		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA.
4-3	2.41-2.60	175	21.20	96.60	62.20	83.90		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
5	2.60-3.20	146	23.40	67.40	37.40	214.29		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA Y MANCHAS CAFÉ ROJIZO.
6	3.20-3.80	175	21.20	67.20	34.40	248.48		ARCILLA CAFÉ VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLO ROSA.
7	3.80-4.40	125	24.70	65.50	34.80	303.96		ARCILLA CAFÉ VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
8	4.40-5.00	162	27.20	75.00	38.30	330.63		ARCILLA CAFÉ VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
9-1	5.17-5.38	151	24.60	73.50	35.10	365.71		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
9-2	5.38-5.59	28	12.30	74.20	28.80	275.15		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
9-3	5.59-5.80	123	20.40	83.10	32.10	435.90		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
10	5.80-6.40	131	23.30	130.60	100.80	38.45		ARENA FINA, GRIS OSCURO NEGRUZCO CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO.
11	6.40	37	20.30	100.20	82.80	27.84		ARENA FINA, GRIS OSCURO NEGRUZCO CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO.
11	7.00	173	23.50	63.10	33.00	316.84		ARCILLA CAFÉ VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
12-1	7.17-7.38	41	2.80	84.50	363.00	310.97		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
12-2	7.38-7.59	196	17.10	861.00	32.60	345.16		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
12-3	7.59-7.80	24	11.80	73.00	25.20	356.72		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA Y FISURAS NATURALES.
13	7.80-8.40	209	23.50	68.10	32.40	401.12		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLO ROSA Y ESCASA ARENA FINA.
14	8.40-9.00	88	18.20	59.50	26.60	391.67		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLO ROSA Y ESCASA ARENA FINA.
15-1	9.00-9.20	102	22.20	78.20	33.80	382.76		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
15-2	9.40-9.40	177	28.10	110.40	62.80	137.18		ARCILLA ARENOSA, FINA, GRIS OSCURO.
15-3	9.40-9.60	91	22.80	95.60	35.90	455.73		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
15-4	9.60-9.80	200	24.30	85.90	35.80	435.65		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
16	9.80-10.40	111	21.30	61.80	35.10	193.48		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA Y MANCHAS CAFÉ ROJIZO.
17	10.40-11.00	57	22.10	64.40	33.40	274.34		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA Y MANCHAS CAFÉ ROJIZO.
18	11.00-11.60	157	18.50	59.80	29.50	275.45		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLO ROSA Y ESCASA ARENA FINA.
19-1	11.68-11.86	67	24.00	103.60	46.40	255.36		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLO ROSA Y MANCHAS CAFÉ ROJIZO.
19-2	11.86-12.04	171	21.80	112.60	89.20	34.72		ARENA FINA GRIS OSCURO CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO.
19-3	12.04-12.22	72	23.50	91.20	42.30	260.11		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLO ROSA.
19-4	12.22-12.40	94	26.90	95.40	44.10	298.26		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLO ROSA.

Figura 12.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Suñer G.

CAPÍTULO III. PRUEBAS DE LABORATORIO.

Estudio de Mecánica de Suelos

CLASIFICACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA.

OBRA : BARRIO VIDRIEROS. FECHA : 20/SEPT./1999
 LOCALIZACIÓN: CHIMALHUACAN
 SONDEO: SM-1

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD M	Tara Nº	Tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	W %	TORC kg/cm ²	CLASIFICACIÓN.
20	12.40-13.00	1	1.80	53.50	21.40	334.38		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOROSA Y ESCASA ARENA FINA.
21	13.00-13.60	183	22.50	69.00	33.40	326.61		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOROSA Y ESCASA ARENA FINA.
22	13.60-14.20	3	12.40	63.90	24.30	332.77		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOROSA Y ESCASA ARENA FINA.
23	14.20-14.80	191	26.80	71.40	35.50	412.64		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOROSA Y MANCHAS CAFÉ ROJIZO.
24-1	14.88-15.06	21	13.40	86.40	47.10	116.62		ARCILLA ARENOSA FINA, GRIS OSCURO.
24-2	15.06-15.24	191	26.80	96.00	49.30	207.56		ARCILLA GRIS VERDOSO CON POCA ARENA FINA.
24-3	15.24-15.42	120	22.70	86.80	36.00	381.95		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
24-4	15.42-15.60	162	27.20	100.30	46.40	280.73		ARCILLA GRIS VERDOSO CON PEQUEÑAS LENTES DE LIMO GRIS CLARO.
25	15.60-16.20	33	19.70	75.10	33.30	307.35		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOROSA Y ESCASA ARENA FINA.
26	16.20-16.80	69	25.50	84.10	43.10	232.95		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOROSA Y ESCASA ARENA FINA.
27	16.80-17.40	12	12.10	52.70	2.90	275.93		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOROSA Y MANCHAS CAFÉ ROJIZO.
28	17.40-18.00	38	20.40	71.60	32.00	341.38		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOROSA Y MANCHAS CAFÉ ROJIZO.
29	18.00-18.60	198	18.50	80.70	35.40	268.05		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOROSA Y MANCHAS GRIS VERDOSO
30	18.60-19.20	94	26.90	110.20	52.90	220.38		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOROSA Y MANCHAS CAFÉ ROJIZO.
31	19.20-19.80	92	19.90	86.20	43.90	176.25		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
32	19.80-20.40	102	22.20	78.10	33.70	386.09		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
33-1	20.82-21.01	157	18.50	82.60	36.00	266.29		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
33-2	21.01-21.2	38	20.40	86.10	48.30	135.48		ARCILLA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA.
34	20.40-21.20	3	12.40	63.90	24.30	332.77		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
35	21.80-22.40	80	23.20	85.50	42.80	217.86		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
36	22.40-23.00	206	23.20	80.20	38.00	285.14		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOROSA Y PEQUEÑAS LENTE DE LIMO GRIS CLARO.
37	23.00-23.60	60	22.60	85.80	54.40	98.74		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOROSA Y PEQUEÑAS LENTE DE LIMO GRIS CLARO.
38	23.60-24.20	2	13.30	64.30	24.80	343.48		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
39	24.20-24.80	75	17.10	75.40	32.40	281.05		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOROSA Y PEQUEÑAS LENTE DE LIMO GRIS CLARO.
40	24.80-25.40	123	20.40	75.20	33.40	321.54		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
41	25.40-26.00	42	19.60	77.70	33.90	306.29		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
42-1	26.38-26.59	62	26.60	99.00	47.20	251.46		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
42-2	26.59-26.80	2	13.30	80.00	32.30	251.05		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
43	26.80-27.40	30	12.10	64.60	34.90	130.26		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
44	27.40-28.00	185	23.10	81.40	40.40	236.99		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
45	28.00-28.60	151	24.60	97.00	54.80	139.74		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
46	28.60-29.20	177	28.10	90.70	45.90	251.69		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
47	29.20-29.80	67	24.00	77.30	37.40	297.76		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 13.

CLASIFICACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA.

OBRA : BARRIO VIDRIEROS. FECHA : 20/SEPT/1999
 LOCALIZACIÓN: CHIMALHUACAN
 SONDEO: SM-2

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD M	Tara Nº	Tara gr.	Wn+t gr.	Ws+t gr.	W %	TORC kg/cm ²	CLASIFICACIÓN.
1	0.00-0.60	38	20.40	63.40	54.00	27.98		LIMO POCO ARCILLOSO, CAFÉ CON POCA ARENA FINA.
2	0.60-1.20	183	22.50	77.50	57.00	59.42		LIMO ARENOSO, FINO, GRIS OSCURO.
3	1.20-1.80	57	22.10	66.60	46.20	84.65		ARCILLA GRIS CON ESCASA ARENA FINA.
4-1	2.18-2.39	234	24.00	75.50	56.10	60.44		LIMO GRIS CON POCA ARENA FINA.
4-2	2.39-2.60	215	24.70	68.90	41.80	158.48		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
5	2.60-3.20	97	23.20	77.50	48.80	112.11		ARCILLA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
6	3.20-3.80	178	16.90	47.60	25.50	256.98		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
7	3.80-4.40	60	22.60	60.90	31.30	340.23		ARCILLA CAFÉ VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA Y ESCASA ARENA FINA.
8-1	4.60-4.80	172	17.30	66.00	29.10	312.71		ARCILLA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
8-2	4.80-5.00	158	20.70	6.80	31.60	267.89		ARCILLA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
8-3	5.00-5.20	205	21.70	74.80	35.20	293.33		ARCILLA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
9	5.20-5.80	139	26.30	72.60	35.70	392.55		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.
10	5.80-6.40	33	19.70	74.60	29.90	438.24		ARCILLA GRIS VERDOSO CON MANCHAS CAFÉ ROJIZO.
11	6.43-6.70	225	24.30	89.20	60.90	77.32		LIMO ARENOSO, FINO GRIS OSCURO.
12		72	23.50	80.50	65.00	37.35		ARENA FINA GRIS OSCURO NEGRUZZO CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO.
13	7.30-7.90	96	22.80	77.60	64.20	32.37		LIMO GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA.
		28	13.30	82.80	56.70	60.14		ARCILLA GRIS OSCURO CON MANCHAS CAFÉ CLARO.
14	7.90-8.50	191	26.80	74.20	38.00	323.21		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA.
15	8.50-9.10	122	23.40	67.80	36.40	241.54		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA Y ESCASA ARENA FINA.
16-1	9.10-9.30	29	11.80	66.00	22.00	431.37		ARCILLA CAFÉ OSCURO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.
16-2	9.30-9.50	81	22.90	65.50	30.50	460.53		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.
16-3	9.50-9.70	220	24.50	72.00	33.70	416.30		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.
16-4	9.70-9.90	53	23.50	77.40	36.50	314.62		ARCILLA CAFÉ OSCURO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA Y ESCASA ARENA FINA.
17	9.90-10.50	125	24.70	79.70	34.90	439.22		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.
18	10.50-11.10	157	18.50	63.80	29.50	311.82		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA Y ESCASA ARENA FINA.
19	11.10-11.70	174	17.40	71.40	41.00	128.81		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.
		149	25.70	45.70	38.90	51.52		LIMO GRIS CLARO.
20-1	11.72-11.92	24	11.80	72.10	41.50	103.03		LIMO GRIS CLARO CON POCA ARENA FINA.
20-2	11.92-12.12	124	29.10	81.20	43.70	256.85		ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA Y ESCASA ARENA FINA.
20-3	12.12-12.31	98	16.70	82.70	45.20	131.58		LIMO GRIS CON POCA ARENA FINA.
20-4	12.31-12.50	117	26.10	61.60	36.30	248.04		ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.
21	12.60-13.10	187	22.60	70.30	36.00	255.97		ARCILLA GRIS OSCURO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.

Figura 14.

CLASIFICACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA.

OBRA : BARRIO VIDRIEROS. FECHA : 20/SEPT./1999
 LOCALIZACIÓN: CHIMALHUACAN
 SONDEO: SM-2

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD M	Tara Nº	Tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	W %	TORC kg/cm ²	CLASIFICACIÓN.
22	13.10-13.70	141	17.70	62.80	27.60	355.56		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.
23	13.70-14.30	27	12.50	52.80	21.60	342.86		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.
24	14.30-14.90	99	21.00	68.40	31.10	369.31		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.
25-1	14.98-15.16	145	17.50	67.20	27.80	382.52		ARCILLA CAFÉ OSCURO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA Y ESCASA ARENA FINA.
25-2	15.16-15.34	63	22.30	72.40	31.70	432.98		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
25-3	15.34-15.52	166	23.10	70.20	32.30	411.96		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
25-4	15.52-15.70	4	12.30	64.00	22.90	287.74		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
26	15.70-16.30	391	21.60	62.20	31.00	331.91		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
27	16.30-16.90	148	23.10	53.90	31.70	258.14		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
28	16.90-17.50	203	19.40	74.50	35.70	238.04		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
29	17.50-18.10	91	22.80	70.80	35.80	269.23		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
30	18.10-18.70	42	19.60	73.20	45.30	108.56		ARCILLA GRIS VERDOSO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA Y MANCHAS CAFÉ ROJIZO.
31	18.70-19.30	92	19.90	80.50	36.90	256.47		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.
32-1	19.55-19.74	35	20.70	65.50	42.50	105.50		ARCILLA CAFÉ OSCURO CON FÓSILES, MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA Y POCA ARENA FINO.
32-2	19.74-19.92	26	12.20	43.30	20.30	283.95		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO.
32-3	19.92-20.10	204	17.40	65.20	28.00	350.94		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.

CLASIFICACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA.

MUESTRA		PROFUNDIDAD	Tara	Tara	Wh+t	Ws+t	W	TORC	CLASIFICACIÓN.
Nº	M	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²		
PCA-2	0.60								
CÚBICA	0.80	101	24.10	84.40	60.40	66.12			LIMO POCO ARCILLOSO, GRIS OSCURO.
PCA-4	0.50								
CÚBICA	0.80	24	11.80	68.90	49.80	50.26			ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ, CON POCA ARENA FINA.
PCA-5	0.60								
CÚBICA	0.80	41	20.80	73.20	53.90	58.31			ARCILLA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA.
PCA-8	0.50								
CÚBICA	0.80	147	23.70	76.50	61.00	41.55			ARCILLA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA.
PCA-9	0.50								
CÚBICA	0.80	83	22.40	111.70	77.90	60.90			LIMO ARENOSO, FINO, GRIS.

TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN

Figura 16

PORCENTAJE DE FINOS.

PROCEDENCIA: BARRIO VIDRIEROS.

LOCALIZACION: CHIMALHUACAN

SONDEO: SM-1

MUESTRA	PROFUNDIDAD (M)	Ws. + TARA gr.	Ws. LAVADO + TARA	W.TARA gr.	W TOTAL DEL MATERIAL	W FINOS	% FINOS
4-2	2,22-2,41	42.10	26.00	23.30	18.80	16.10	85.64
9-2	5,38-5,59	28.80	15.00	12.30	16.50	13.80	83.64
12-2	7,38-7,59	32.60	17.80	17.10	15.50	14.80	95.48
15-3	9,40-9,60	35.90	23.20	22.80	13.10	12.70	96.95
19-3	12,04-12,22	42.30	27.70	23.50	18.80	14.80	77.66
24-3	15,24-15,42	36.00	22.80	22.70	13.30	13.20	99.25
33-1	20,82-21,01	30.75	17.20	17.10	13.65	13.55	99.27
42-1	26,38-26,59	47.20	27.00	26.60	20.60	20.20	98.06

FECHA: 21 SEP 1999.

Figura 17.

PORCENTAJE DE FINOS.

PROCEDENCIA:	<u>BARRIO VIDRIEROS.</u>
LOCALIZACIÓN:	<u>CHIMALHUACAN</u>
SONDEO:	<u>SM-2</u>

MUESTRA	PROFUNDIDAD (M)	Ws. + TARA gr.	Ws. LAVADO + TARA	W.TARA gr.	W TOTAL DEL MATERIAL	W FINOS	% FINOS
					—		
4-2	2,39-2,60	33.86	15.90	12.50	21.36	17.96	84.08
8-3	5,00-5,20	42.23	26.90	26.90	15.33	15.33	100.00
11	6,43-6,70	60.79	43.60	16.80	43.99	17.19	39.08
16-2	9,30-9,50	37.17	23.70	23.00	14.17	13.47	95.06
20-4	12,31-12,50	33.76	17.90	17.90	15.86	15.86	100.00
25-3	15,16-15,34	36.28	25.80	25.50	10.78	10.48	97.22
32-2	19,74-19,92	28.83	13.90	13.20	15.63	14.93	95.52

FECHA: 24 SEP 1999.

PORCENTAJE DE FINOS.

PROCEDENCIA:	<u>BARRIO VIDRIEROS.</u>
LOCALIZACION:	<u>CHIMALHUACAN</u>
SONDEO:	<u>PCA's</u>

MUESTRA	PROFUNDIDAD (M)	Ws. + TARA gr.	Ws. LAVADO + TARA	W.TARA gr.	W TOTAL DEL MATERIAL	W FINOS	% FINOS
PCA-2	0,60-0,80	60.40	28.30	24.10	36.30	32.10	88.43
PCA-4	0,50-0,80	49.80	18.30	11.80	38.00	31.50	82.89
PCA-5	0,60-0,80	53.90	30.10	20.80	33.10	23.80	71.90
PCA-8	0,50-0,80	61.00	41.10	23.70	37.30	19.90	53.35
PCA-9	0,50-0,80	77.90	38.50	22.40	55.50	39.40	70.99

FECHA: 21 SEP 1999,

LÍMITES DE CONSISTENCIA,

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO Nº: SM-1 MUESTRA: 4-2 PROFUNDIDAD 2,22-2,41 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ CLARO

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
49	377	16.90	13.60	12.40	275.00
37	403	16.67	12.50	11.00	278.00
23	310	19.10	14.30	12.60	282.35
9	357	17.50	13.50	12.10	285.71

LIMITE PLASTICO

	440	11.60	10.20	7.60	53.85
	449	11.80	10.40	7.70	51.85

CONTRACCIÓN LINEAL

barra nº	lec. inic.	lec. final	C.L. %

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
281.80	52.85	228.95	CH

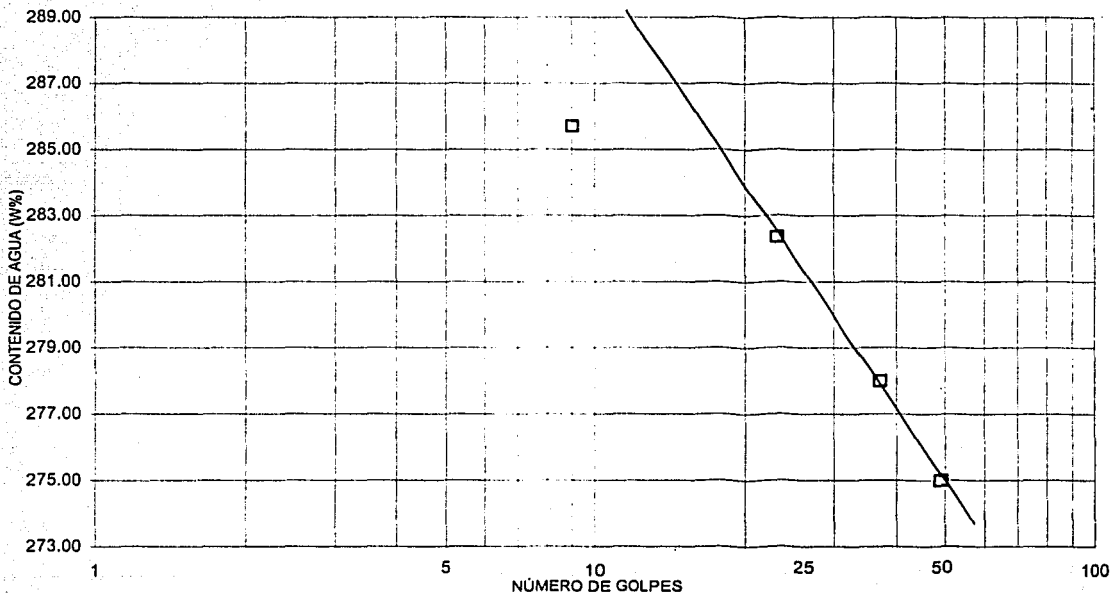


Figura 20.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.

SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 9-2 PROFUNDIDAD 5,38-5,59 m.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO.

LÍMITE LÍQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
42	351	18.30	13.10	11.80	400.00
33	318	19.26	13.50	12.10	411.43
21	409	17.00	11.80	10.60	433.33
9	384	19.10	13.70	12.50	450.00

LÍMITE PLÁSTICO

16	12.60	11.60	9.70	52.63
9	12.90	11.90	10.00	52.63

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. %

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
425.00	52.63	372.37	CH

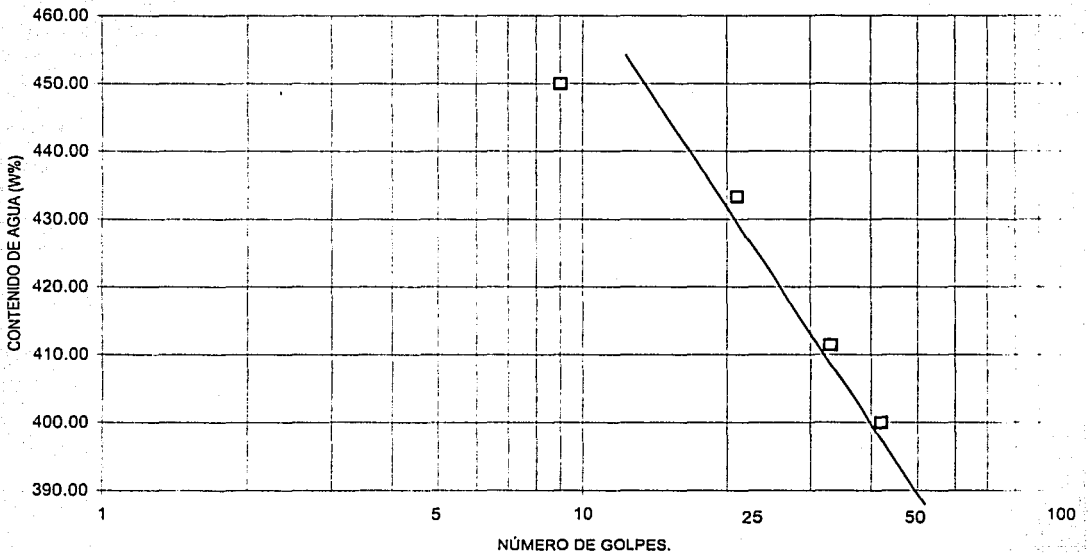


Figura 21.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.

SONDEO Nº: SM-1 MUESTRA: 12-2 PROFUNDIDAD 7,38-7,59 m.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO.

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
49	355	18.30	13.80	12.70	409.09
33	305	17.70	12.30	11.00	415.38
20	416	16.20	11.00	9.80	433.33
10	408	15.30	10.70	9.70	460.00

LIMITE PLASTICO

435	11.00	9.90	7.70	50.00
426	11.10	10.00	7.80	50.00

CONTRACCIÓN LINEAL

barra nº	lec. inic.	lec. final	C.L. %

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
426.00	50.00	376.00	CH

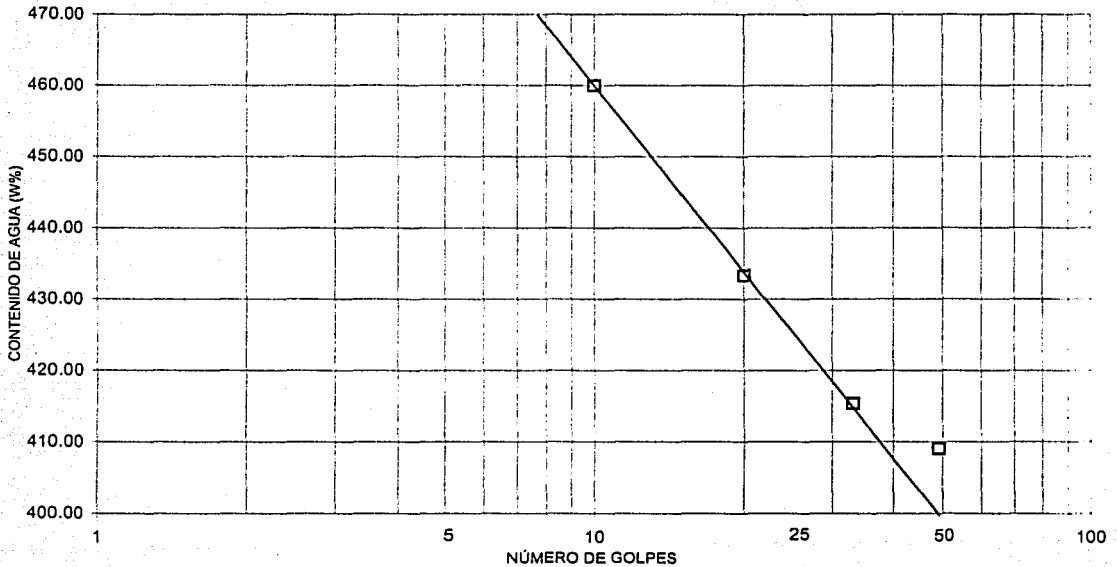


Figura 22.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA: BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 15-3 PROFUNDIDAD 9,40-9,60 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO.

LÍMITE LÍQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
49	381	17.40	12.50	11.50	490.00
37	384	17.30	13.30	12.50	500.00
17	314	16.40	11.30	10.30	510.00
7	320	18.90	13.10	12.00	527.27

LÍMITE PLÁSTICO

29	13.30	12.00	10.00	65.00
17	13.40	12.20	10.10	57.14

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. %

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
497.50	61.07	436.43	CH

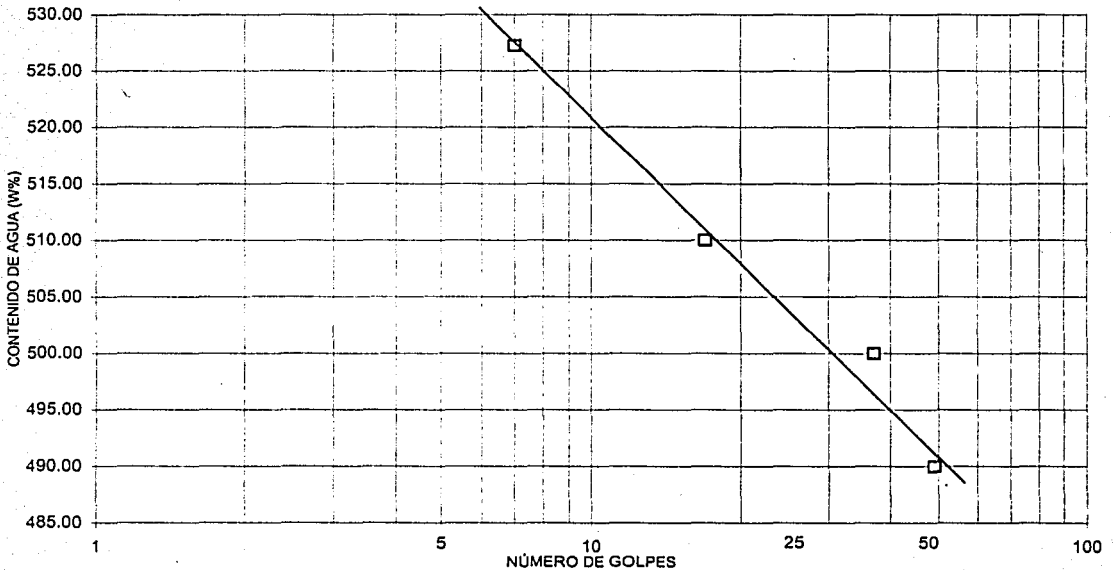


Figura 23.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 19-3 PROFUNDIDAD 12.04-12.22 m.
 DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFE ROJIZO.

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
46	394	16.80	13.00	11.70	292.31
33	332	17.80	13.60	12.20	300.00
21	385	20.00	14.20	12.30	305.26
9	420	18.60	14.30	13.00	330.77

LIMITE PLASTICO

441	11.60	10.30	7.60	48.15
439	11.80	10.50	7.90	50.00

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inc.	lec. final	C.L. %
L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
306.50	49.07	257.43	CH

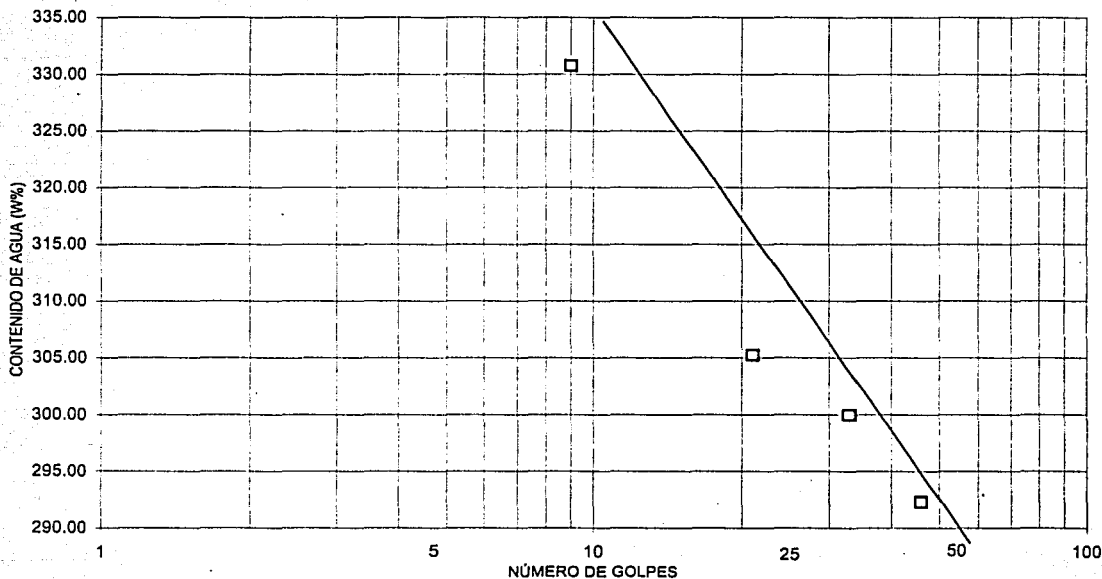


Figura 24.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 24-3 PROFUNDIDAD 15,24-15,42 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO.

LÍMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
49	326	16.80	13.70	12.90	387.50
34	407	15.00	11.10	10.10	390.00
22	368	16.55	13.00	12.10	394.44
9	362	18.78	13.60	12.30	398.46

LÍMITE PLASTICO

21	12.70	11.50	10.00	80.00
18	12.90	11.70	10.20	80.00

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. %
L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
391.90	80.00	311.90	CH

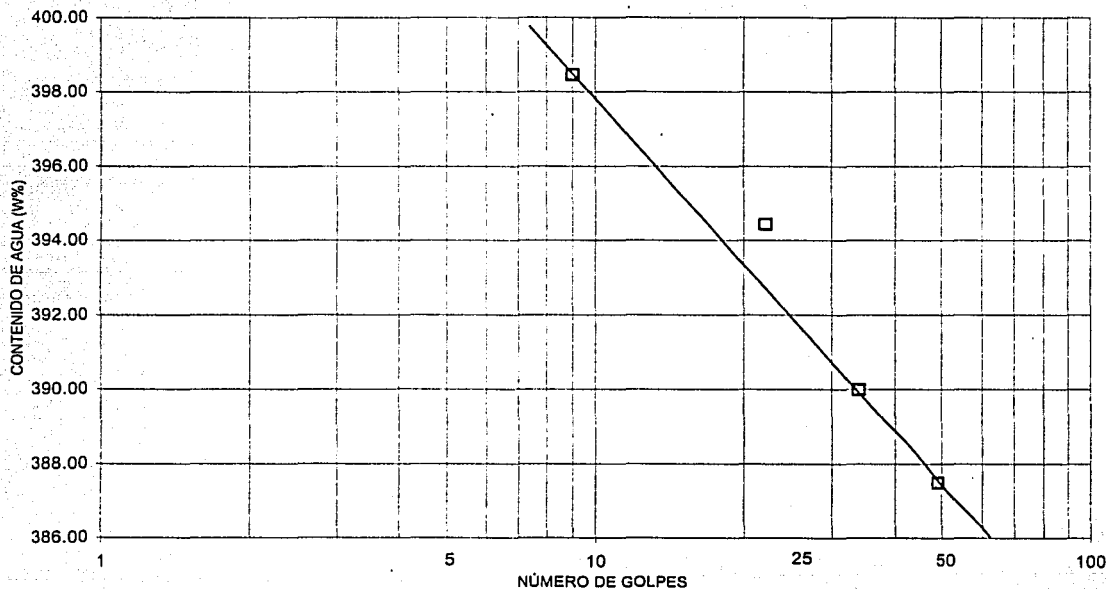


Figura 25.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO Nº: SM-1 MUESTRA: 33-1 PROFUNDIDAD 20,82-21,01 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO.

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
40	392	17.05	13.00	12.00	405.00
28	351	19.00	13.20	11.80	414.29
18	353	19.10	13.60	12.30	423.08
10	315	18.30	13.10	11.90	433.33

LIMITE PLASTICO

	438	11.10	9.70	7.70	70.00
	430	11.20	9.80	7.70	66.67

CONTRACCIÓN LINEAL

barra nº	lec. inic.	lec. final	C.L. %

LL	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
417.00	68.33	348.67	CH

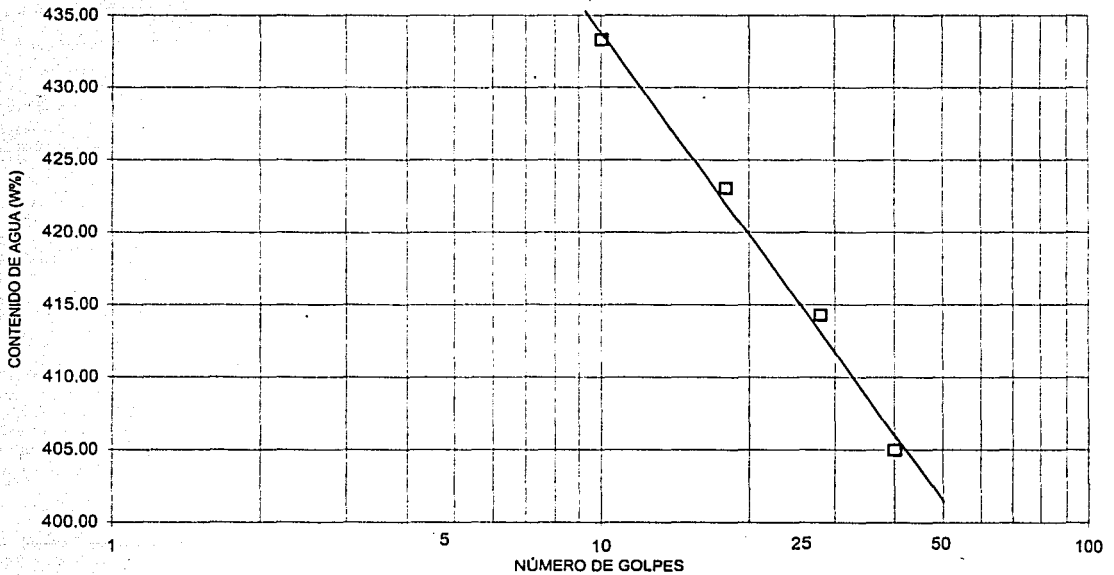


Figura 26.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 42-1 PROFUNDIDAD 26.38-26.59 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO.

LÍMITE LÍQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
42	354	17.10	13.00	11.70	315.38
32	380	16.32	12.70	11.60	329.09
20	406	18.70	14.10	12.80	353.85
7	373	17.30	12.60	11.30	361.54

LÍMITE PLÁSTICO

	457	12.10	10.50	7.60	55.17
	421	12.30	10.70	7.90	57.14

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. %

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
341.00	56.16	284.84	CH

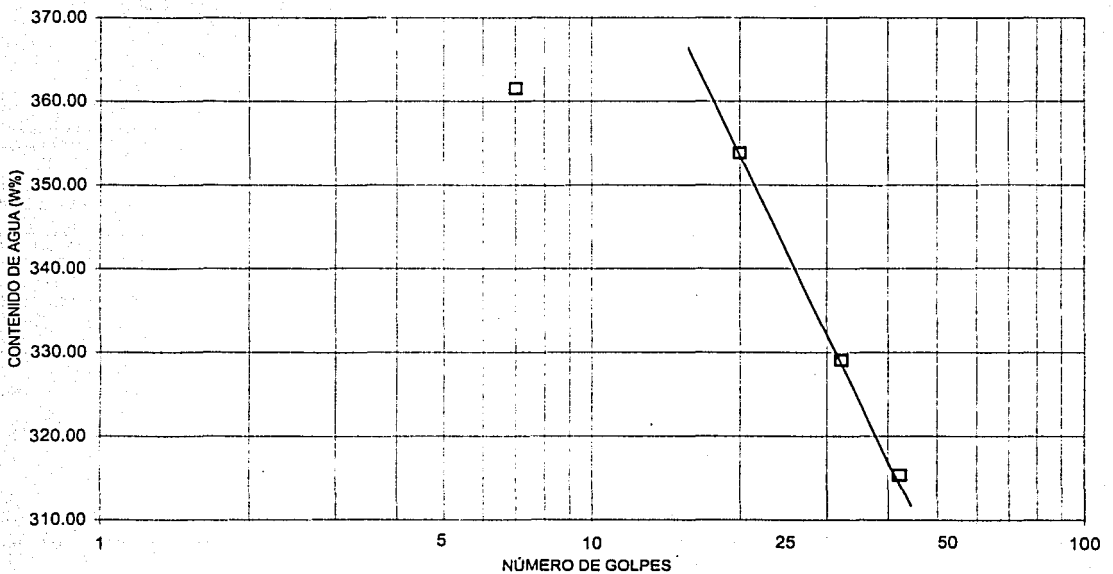


Figura 27.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 4-2 PROFUNDIDAD 2.39-2.60 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ VERDOSO.

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
48	389	18.50	13.90	12.40	306.67
30	357	17.10	13.30	12.10	316.67
19	411	17.20	12.30	10.80	326.67
7	396	18.40	13.30	11.80	340.00

LIMITE PLASTICO

436	12.00	10.30	7.60	62.96
430	12.20	10.50	7.70	60.71

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. %
L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
320.80	61.84	258.96	CH

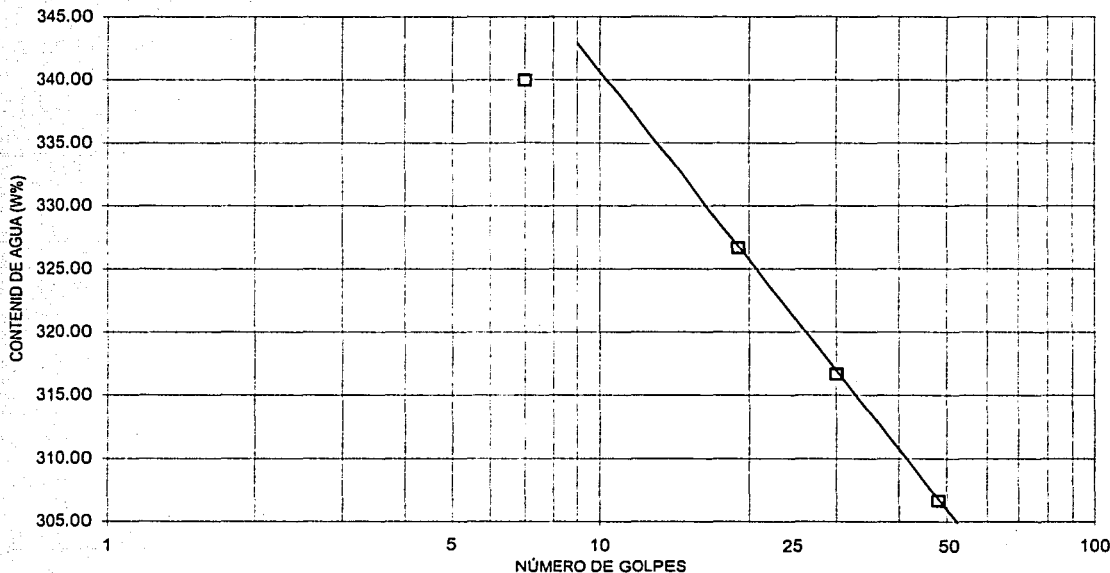


Figura 28.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 8-3 PROFUNDIDAD 5,00-5,20 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ ORCURO.

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
49	405	18.80	14.10	12.90	391.67
37	384	17.00	13.40	12.50	400.00
22	397	16.70	11.30	10.00	415.38
10	373	17.60	12.40	11.30	472.73

LIMITE PLASTICO

	3	12.60	11.50	9.70	61.11
	21	12.90	11.80	10.00	61.11

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. %	
	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
	411.00	61.11	349.89	CH

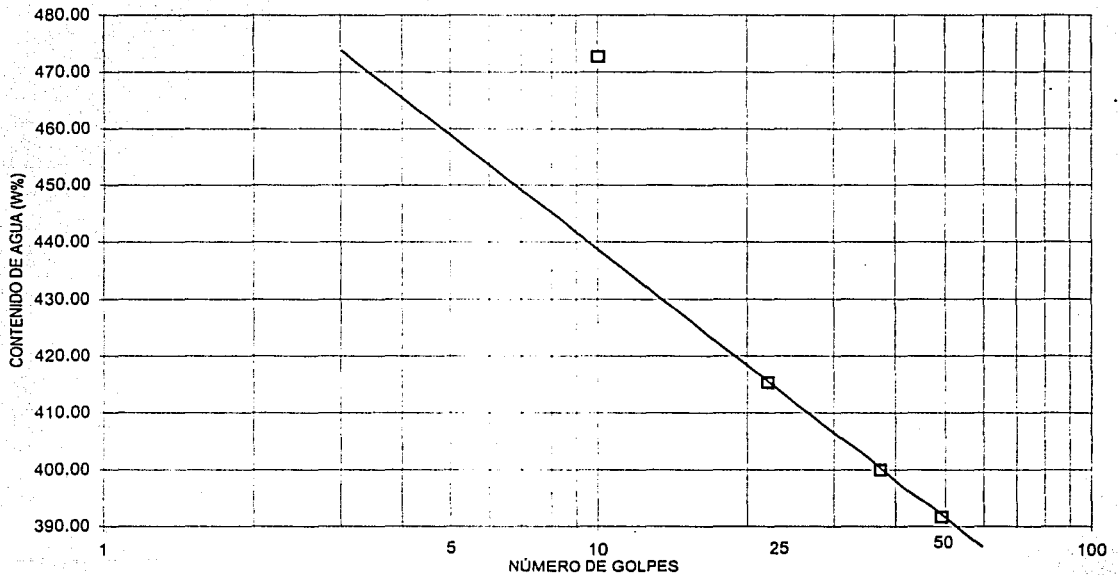


Figura 29.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 11 PROFUNDIDAD 6.43-6.70 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: LIMO CON ARENA FINA, GRIS OSCURO.

LÍMITE LÍQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
40	328	19.00	17.80	12.40	22.22
29	380	18.01	16.80	11.60	23.27
17	398	19.00	17.20	10.50	26.87
8	318	21.30	19.30	12.10	27.78

LÍMITE PLÁSTICO

441	14.50	13.40	7.60	18.97
453	14.60	13.50	7.70	18.97

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. %

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
23.90	18.97	4.93	CL-ML

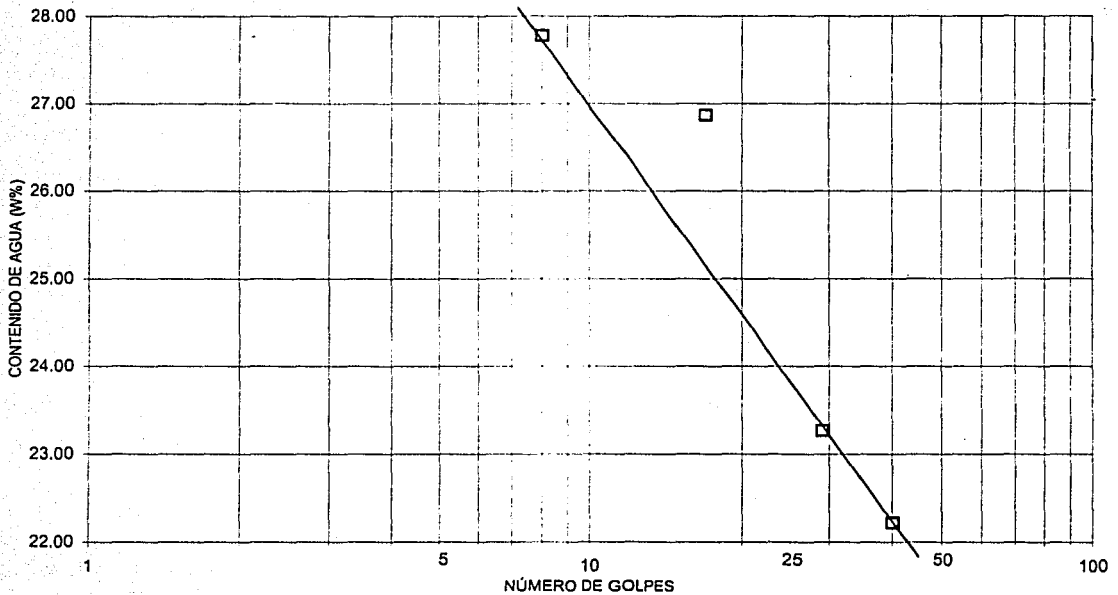


Figura 30.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 16-2 PROFUNDIDAD : 9.30-950 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO.

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
43	356	15.30	11.40	10.60	487.50
30	394	18.35	12.80	11.70	504.55
20	362	17.90	13.20	12.30	522.22
9	354	17.80	12.60	11.70	577.78

LIMITE PLASTICO

	7	14.40	12.80	10.00	57.14
	17	14.50	13.00	10.10	51.72

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. %

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
512.00	54.43	457.57	CH

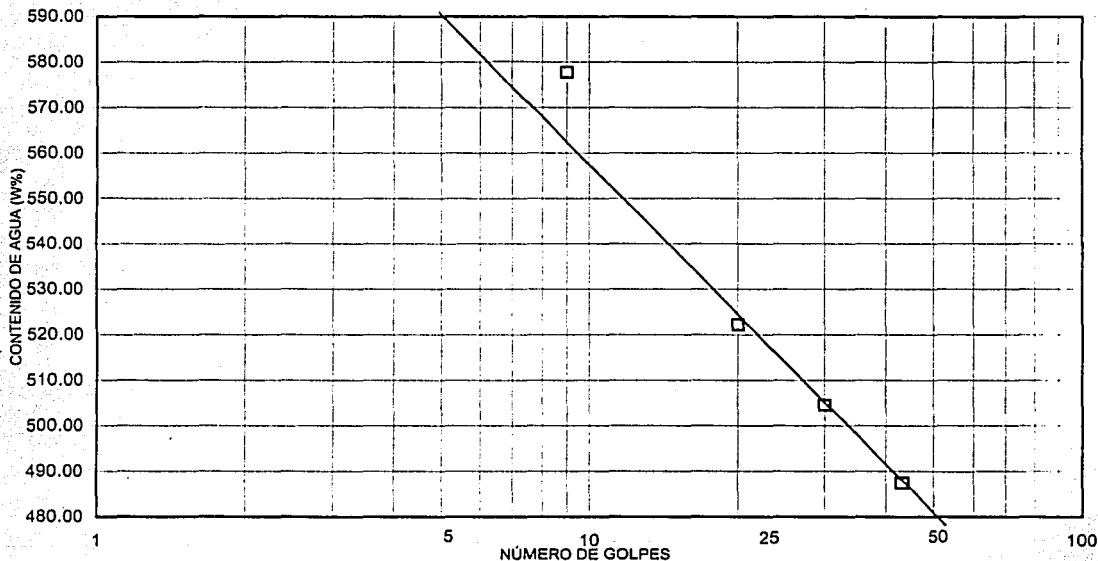


Figura 31.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO Nº: SM-2 MUESTRA: 20.4 PROFUNDIDAD 12.31-12.50 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO.

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
44	351	18.00	13.90	11.80	195.24
33	340	17.70	13.90	12.00	200.00
23	377	18.60	14.40	12.40	210.00
8	322	19.80	14.30	11.90	229.17

LIMITE PLASTICO

440	11.10	9.90	7.60	52.17
422	11.20	10.00	7.80	54.55

CONTRACCIÓN LINEAL

barra nº	lec. inc.	lec. final	C.L. %

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
206.00	53.36	152.64	CH

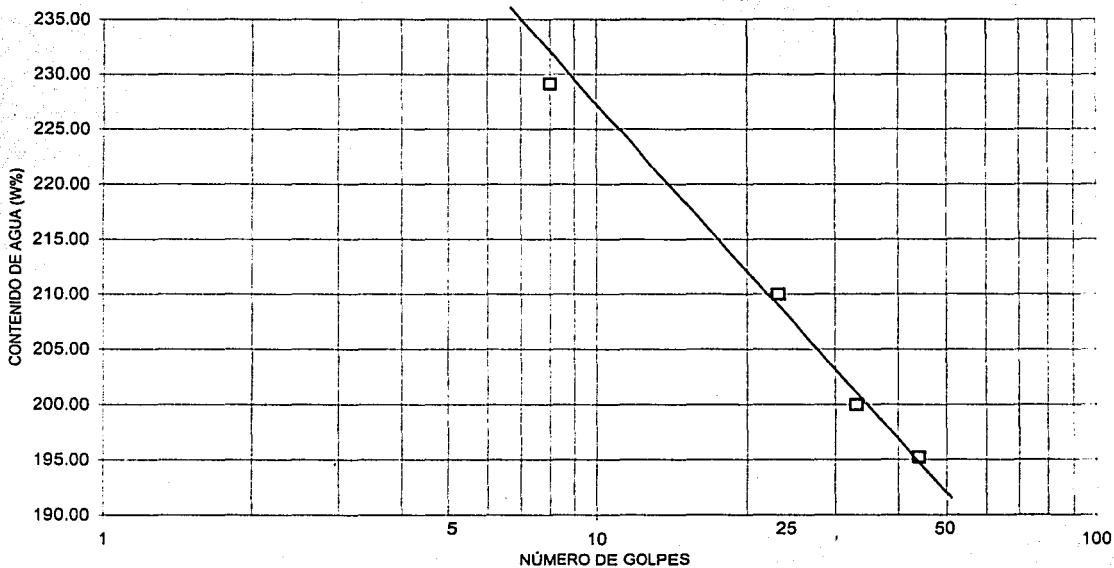


Figura 32.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 25-3 PROFUNDIDAD 15.34-15.52 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO.

LÍMITE LÍQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wn+T	Ws+t	Wt	W%
43	320	16.70	12.80	12.00	487.50
33	403	19.60	12.43	11.00	501.40
21	381	18.25	12.60	11.50	513.64
7	355	19.70	13.80	12.70	536.36

LÍMITE PLÁSTICO

16	12.80	11.60	9.70	63.16
29	13.10	12.10	10.00	47.62

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inc.	lec. final	C.L. %

LL	LP	LP	S.U.C.S.
509.50	55.39	454.11	CH

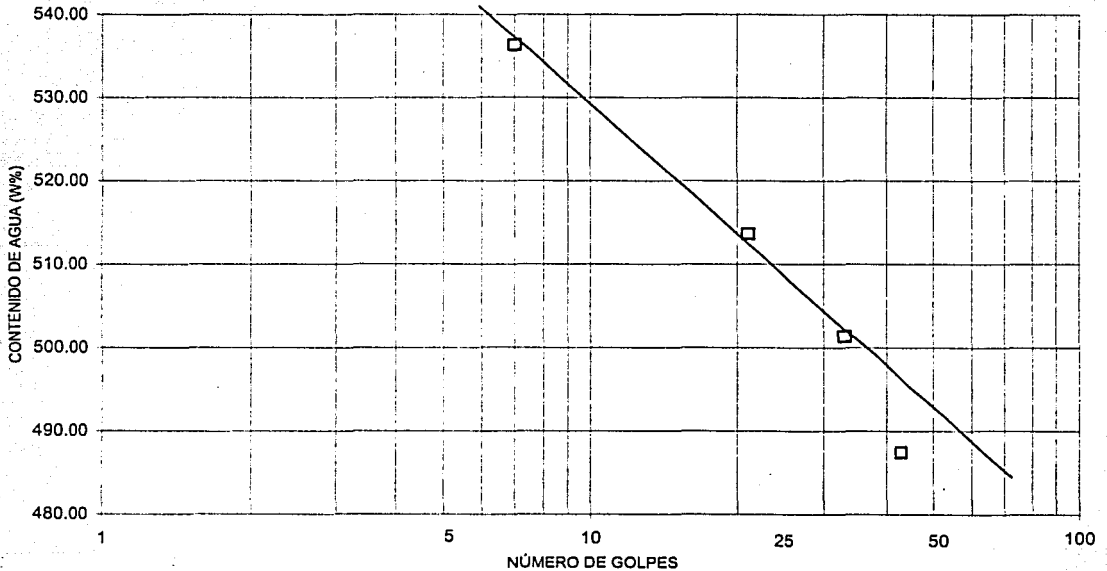


Figura 33.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO Nº: SM-2 MUESTRA: 32.2 PROFUNDIDAD 19.74-19.92 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ ROJIZO.

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
42	330	17.70	13.20	12.20	450.00
29	358	18.20	13.00	11.90	472.73
20	317	17.83	13.00	12.00	483.00
7	363	17.70	12.10	11.00	509.09

LIMITE PLASTICO

9	13.80	12.20	10.00	72.73
18	14.00	12.40	10.20	72.73

CONTRACCIÓN LINEAL

barra nº	lec. inic.	lec. final	C.L. %
LL	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
478.00	72.73	405.27	CH

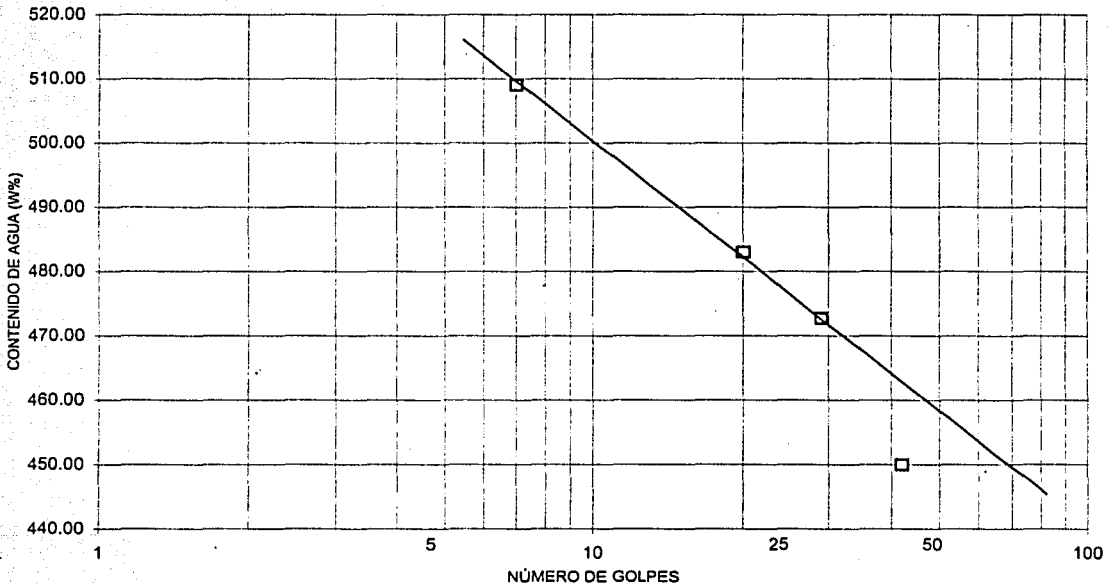


Figura 34.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARPIO VIDRIEROS.
 SONDEO N°: PCA-2 MUESTRA: _____ PROFUNDIDAD 0.60-0.80 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CON LIMO CAFÉ OSCURO.

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
45	396	17.70	15.00	11.80	84.38
32	324	17.65	14.70	11.30	86.76
21	402	20.70	17.20	13.20	87.50
8	401	19.10	15.90	12.30	88.89

LIMITE PLASTICO

436	11.30	10.00	7.60	54.17
422	11.50	10.20	7.80	54.17

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. %
L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
87.25	54.17	33.08	OH-MH

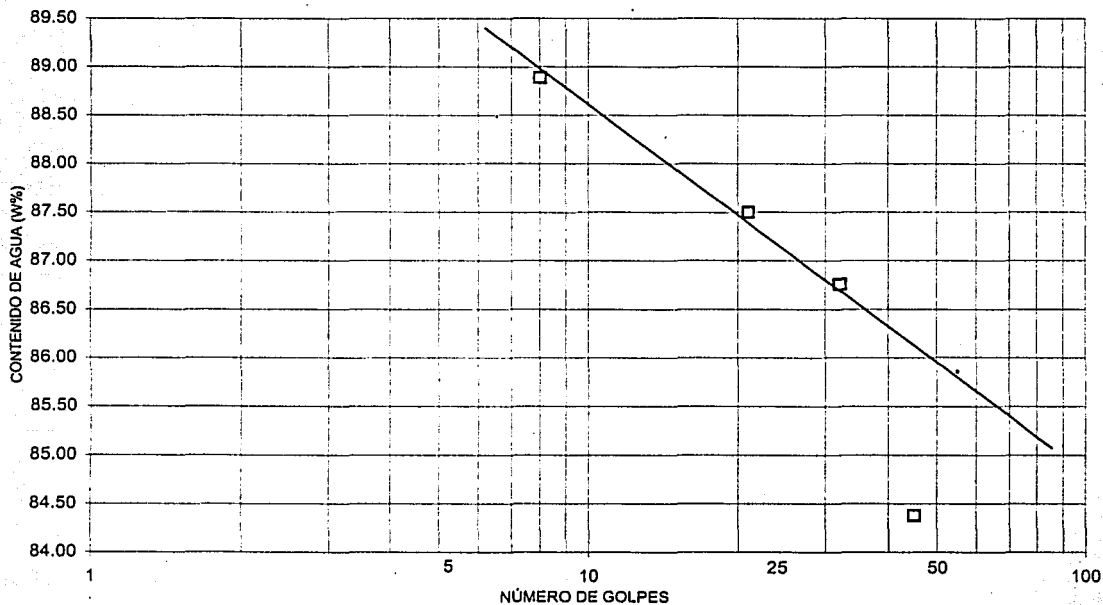


Figura 35.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.

SONDEO N°: PCA-4 MUESTRA: _____ PROFUNDIDAD 0,50-0,80 m.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CON POCO LIMO CAFÉ OSCURO.

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
49	380	17.50	15.10	11.60	68.57
34	397	17.13	14.20	10.00	69.76
22	366	15.30	13.10	10.10	73.33
8	386	20.10	15.90	10.30	75.00

LIMITE PLASTICO

0	15.00	13.40	9.80	44.44
7	15.20	13.60	10.00	44.44

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. %

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
70.98	44.44	26.54	OH-MH

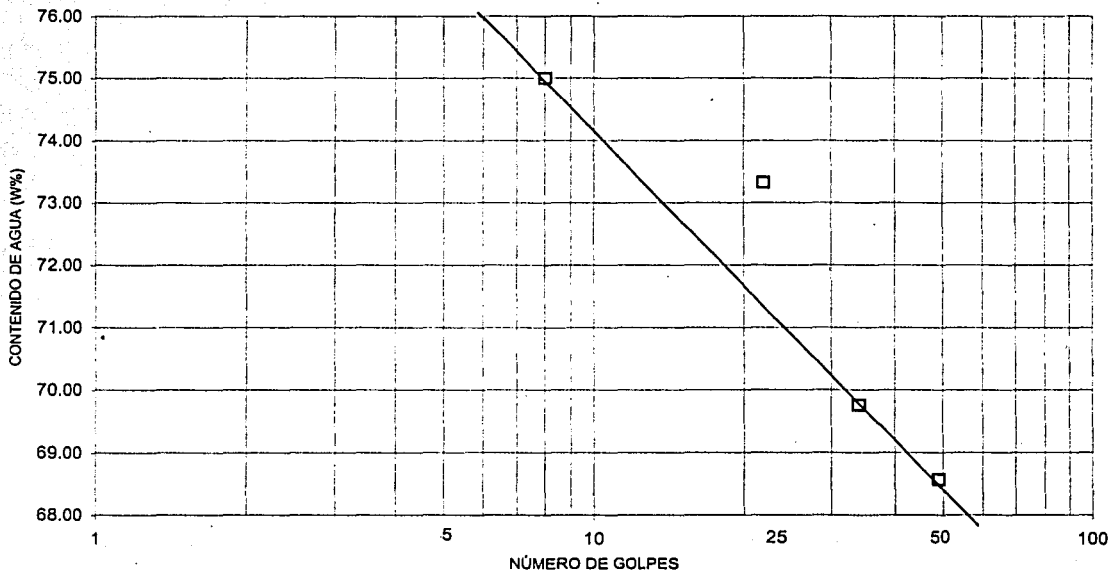


Figura 36.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO N°: PCA-5 MUESTRA: _____ PROFUNDIDAD 0.60-0.80 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CON POCO LIMO CAFÉ OSCURO.

		LÍMITE LIQUIDO			
N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
49	381	18.50	15.60	11.50	70.73
26	420	20.60	17.40	13.00	72.73
16	373	17.93	15.10	11.30	74.47
9	399	21.40	17.80	13.10	76.50

		LÍMITE PLASTICO			
N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
456		11.80	10.40	7.70	51.35
453		12.00	10.60	7.90	51.35

CONTRACCIÓN LINEAL				
barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. %	
	LL	LP	I.P.	S.U.C.S.
	72.98	51.85	21.13	OH-MH

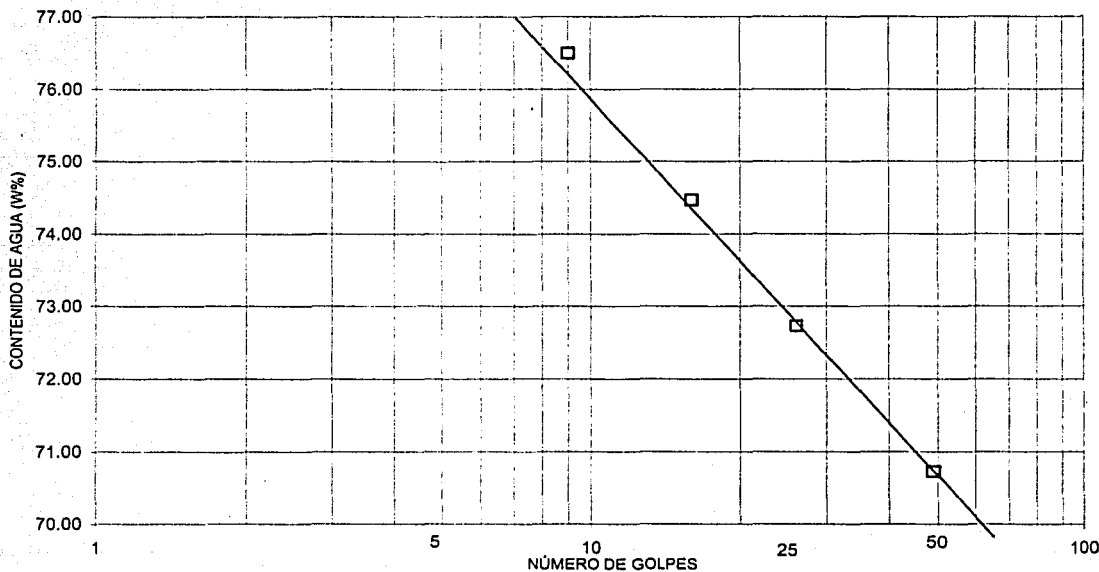


Figura 37.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 33-1 PROFUNDIDAD 20.82-21.01 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO.

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
40	392	17.05	13.00	12.00	405.00
28	351	19.00	13.20	11.80	414.29
18	353	19.10	13.60	12.30	423.08
10	315	18.30	13.10	11.90	433.33

LIMITE PLASTICO

438	11.10	9.70	7.70	70.00
430	11.20	9.80	7.70	66.67

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inc.	lec. final	C.L. %
LL.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
417.00	68.33	348.67	CH

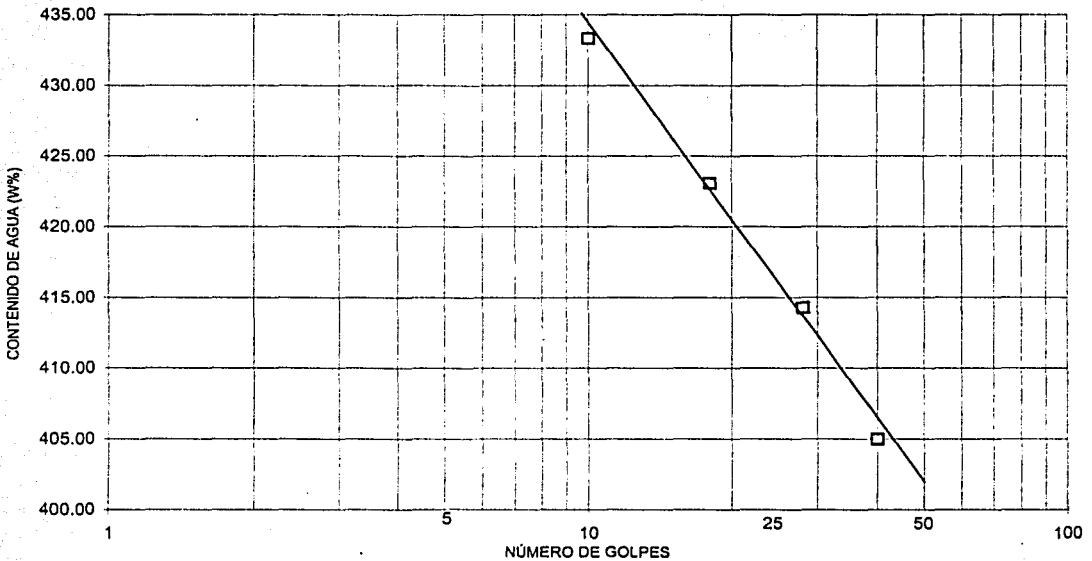


Figura 38.

LÍMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA : BARRIO VIDRIEROS.
 SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 42-1 PROFUNDIDAD 26,38-26,59 m.
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO.

LÍMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
42	354	17.10	13.00	11.70	315.38
32	380	16.32	12.70	11.60	329.09
20	406	18.70	14.10	12.80	353.85
7	373	17.30	12.60	11.30	361.54

LÍMITE PLASTICO

	457	12.10	10.50	7.60	55.17
	421	12.30	10.70	7.90	57.14

CONTRACCIÓN LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. %

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
	341.00	56.16	284.84	CH

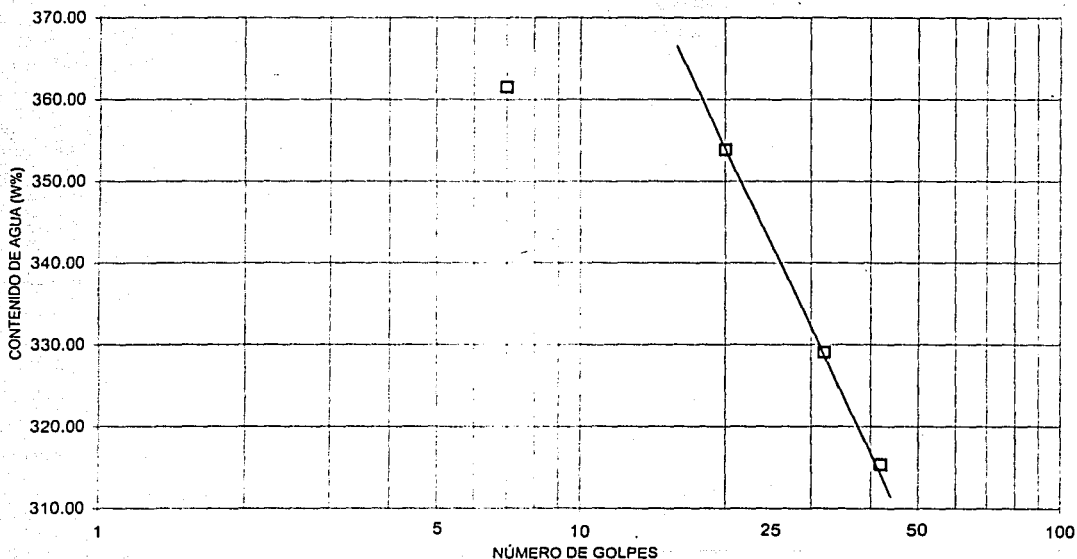


Figura 39.

COMPRESIÓN SIMPLE.

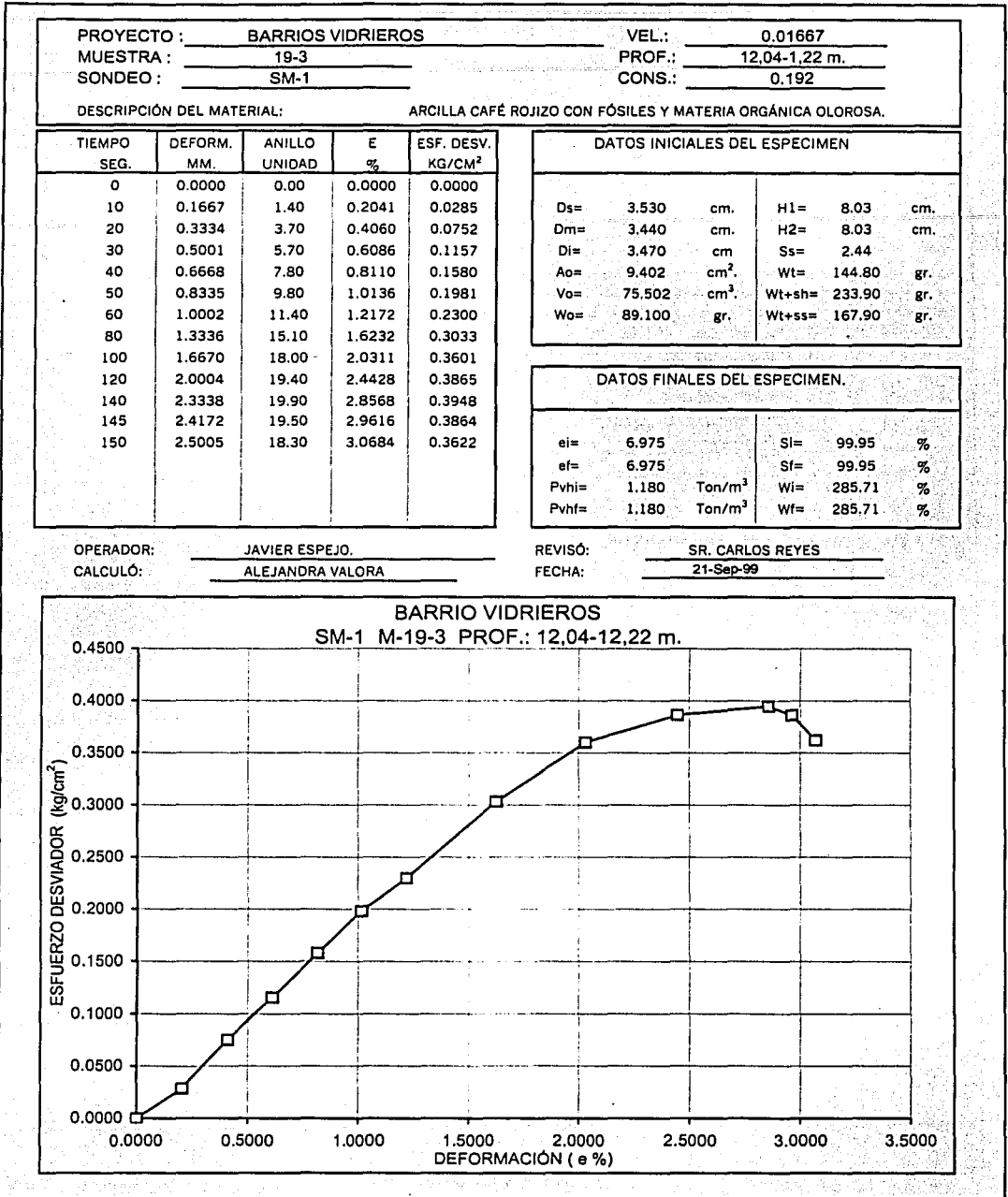


Figura 40.

COMPRESIÓN SIMPLE.

PROYECTO : <u>BARRIOS VIDRIEROS</u>	VEL.: <u>0.01667</u>
MUESTRA : <u>24-3</u>	PROF.: <u>15.24-15.42 m.</u>
SONDEO : <u>SM-1</u>	CONS.: <u>0.192</u>
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: <u>ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.</u>	

TIEMPO SEG.	DEFORM. MM.	ANILLO UNIDAD	E %	ESF. DESV. KG/CM ²
0	0.0000	0.00	0.0000	0.0000
10	0.1667	0.80	0.2043	0.0162
20	0.3334	2.20	0.4072	0.0444
30	0.5001	3.90	0.6093	0.0786
40	0.6668	5.70	0.8111	0.1147
50	0.8335	7.30	1.0135	0.1466
60	1.0002	8.80	1.2161	0.1763
80	1.3336	11.90	1.6210	0.2375
100	1.6670	14.70	2.0267	0.2921
120	2.0004	16.90	2.4339	0.3344
150	2.5005	19.10	3.0474	0.3756
155	2.5839	18.60	3.1518	0.3654
160	2.6672	17.20	3.2584	0.3375

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN			
Ds=	3.490	cm.	H1= 8.08 cm.
Dm=	3.470	cm.	H2= 8.08 cm.
Di=	3.460	cm	Ss= 2.38
Ao=	9.466	cm ² .	Wt= 103.60 gr.
Vo=	76.485	cm ³ .	Wt+sh= 191.20 gr.
Wo=	87.650	gr.	Wt+ss= 122.90 gr.

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN.			
ei=	8.432		Si= 99.96 %
ef=	8.432		Sf= 99.89 %
Pvhi=	1.146	Ton/m ³	Wi= 354.15 %
Pvhf=	1.145	Ton/m ³	Wf= 353.89 %

OPERADOR: JAVIER ESPEJO.
 CALCULÓ: ALEJANDRA VALORA

REVISÓ: SR. CARLOS REYES
 FECHA: 28-Sep-99

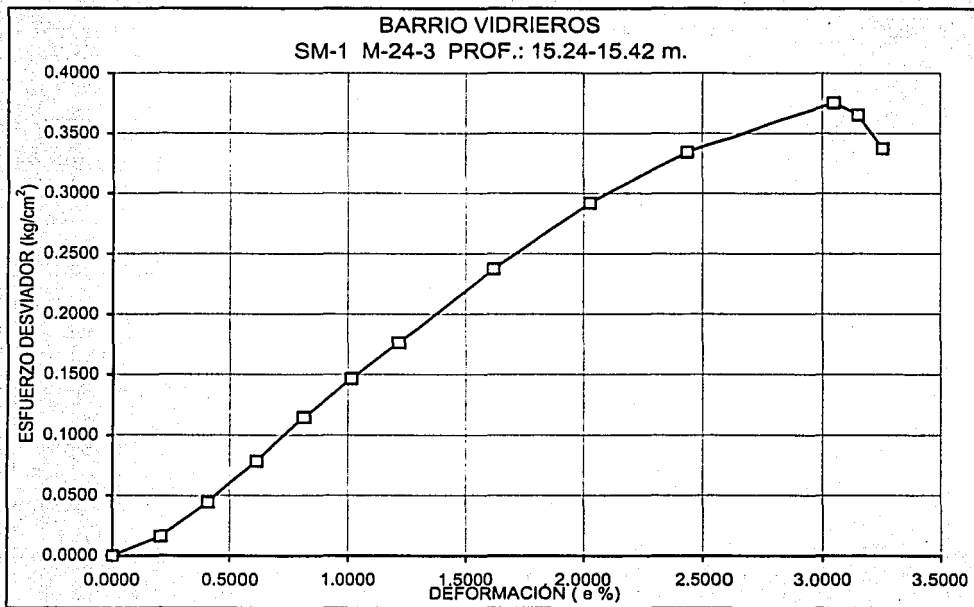


Figura 41.

COMPRESIÓN SIMPLE.

PROYECTO : BARRIOS VIDRIEROS VEL.: 0.01667
 MUESTRA : 42-1 PROF.: 26,38-26,59 m.
 SONDEO : SM-1 CONS.: 0.192

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOSOSA.

TIEMPO SEG.	DEFORM. MM.	ANILLO UNIDAD	E %	ESF. DESV. KG/CM ²
0	0.0000	0.00	0.0000	0.0000
10	0.1667	0.30	0.2068	0.0062
20	0.3334	0.70	0.4134	0.0143
30	0.5001	1.10	0.6200	0.0225
40	0.6668	1.70	0.8262	0.0347
50	0.8335	2.20	1.0325	0.0448
60	1.0002	2.60	1.2391	0.0528
80	1.3336	3.40	1.6523	0.0687
100	1.6670	4.20	2.0655	0.0846
120	2.0004	4.90	2.4790	0.0982
150	2.5005	6.00	3.0990	0.1195
180	3.0006	6.70	3.7200	0.1326
240	4.0008	7.60	4.9634	0.1485
300	5.0010	8.10	6.2077	0.1562
360	6.0012	8.50	7.4523	0.1617
420	7.0014	8.90	8.6969	0.1671
480	8.0016	9.10	9.9420	0.1685
540	9.0018	9.30	11.1870	0.1698
590	9.8353	9.10	12.2255	0.1642
595	9.9187	8.70	12.3303	0.1568

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN			
Ds=	3.530	cm.	H1= 8.03 cm.
Dm=	3.430	cm.	H2= 8.03 cm.
Di=	3.440	cm	Ss= 2.40
Ao=	9.339	cm ² .	Wt= 29.40 gr.
Vo=	74.994	cm ³ .	Wt+sh= 115.50 gr.
Wo=	86.200	gr.	Wt+ss= 48.70 gr.

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN.			
ei=	8.326		Si= 99.92 %
ef=	8.326		Sf= 99.77 %
Pvhi=	1.149	Ton/m ³	Wi= 346.63 %
Pvhf=	1.148	Ton/m ³	Wf= 346.11 %

OPERADOR: JAVIER ESPEJO.
 CALCULÓ: ALEJANDRA VALORA
 REVISÓ: SR. CARLOS REYES
 FECHA: 21-Sep-99

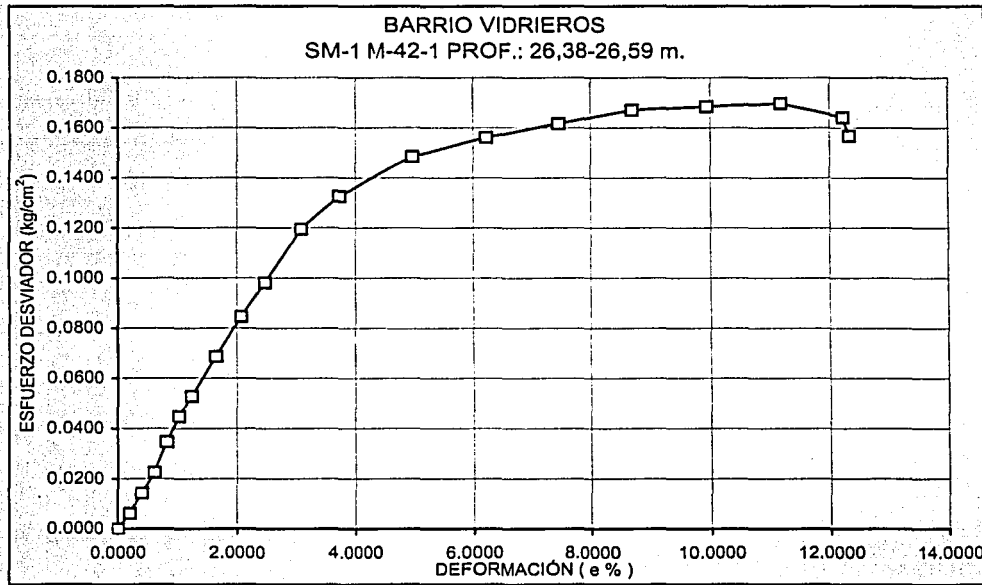


Figura 42.

COMPRESIÓN SIMPLE.

PROYECTO : <u>BARRIOS VIDRIEROS</u>	VEL.: <u>5.01667</u>
MUESTRA : <u>20-4</u>	PROF.: <u>12.31-12.50 m.</u>
SONDEO : <u>SM-2</u>	CONS.: <u>0.192</u>
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: <u>ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.</u>	

TIEMPO SEG.	DEFORM. MM.	ANILLO UNIDAD	E %	ESF. DESV. KG/CM ²
0	0.0000	0.00	0.0000	0.0000
10	0.1667	1.90	0.1994	0.0384
20	0.3334	3.70	0.3990	0.0745
30	0.5001	5.20	0.5994	0.1045
40	0.6668	7.10	0.7988	0.1424
50	0.8335	9.00	0.9982	0.1802
60	1.0002	10.80	1.1978	0.2158
80	1.3336	14.40	1.5971	0.2866
100	1.6670	17.30	1.9980	0.3429
120	2.0004	19.00	2.4020	0.3750
150	2.5005	19.60	3.0126	0.3845
170	2.8339	19.00	3.4222	0.3711
180	3.0006	18.00	3.6286	0.3508

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN					
Ds=	3.500	cm.	H1=	8.17	cm.
Dm=	3.470	cm.	H2=	8.17	cm.
Di=	3.480	cm	Ss=	2.41	
Ao=	9.493	cm ² .	Wt=	67.50	gr.
Vo=	77.560	cm ³ .	Wt+sh=	166.00	gr.
Wo=	98.600	gr.	Wt+ss=	103.50	gr.

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN.					
ei=	4.192		Si=	99.96	%
ef=	4.192		Sf=	99.80	%
Pvhi=	1.271	Ton/m ³	Wi=	173.89	%
Pvhf=	1.270	Ton/m ³	Wf=	173.61	%

OPERADOR: JAVIER ESPEJO.
 CALCULÓ: ALEJANDRA VALORA

REVISÓ: SR. CARLOS REYES
 FECHA: #####

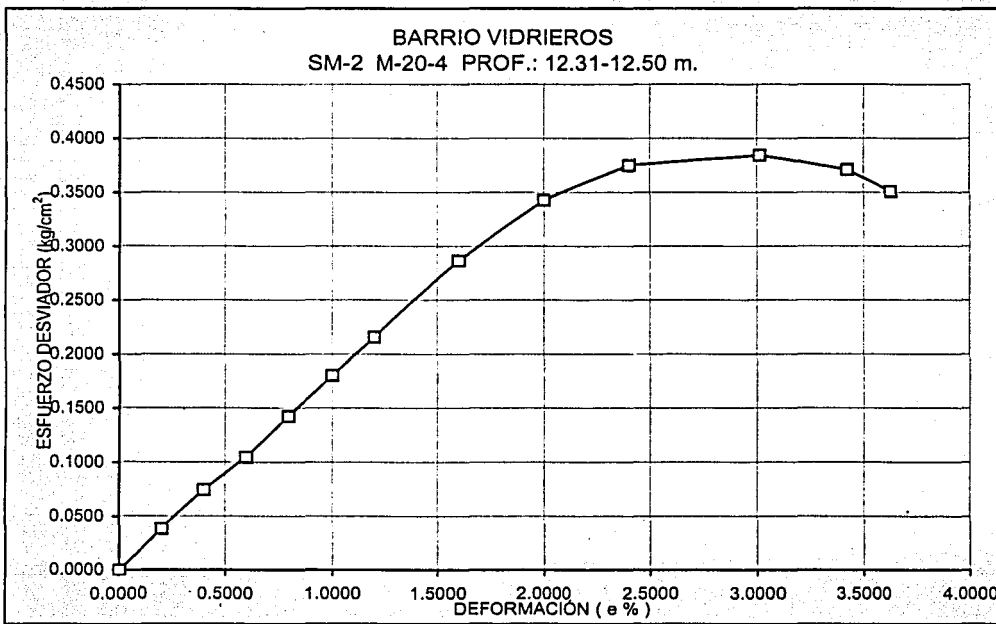


Figura 43.

COMPRESIÓN SIMPLE.

PROYECTO : BARRIOS VIDRIEROS VEL.: 0.0166Z
 MUESTRA : 25-3 PROF.: 15.34-15.52 m.
 SONDEO : SM-2 CONS.: 0.192

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.

TIEMPO SEG.	DEFORM. MM.	ANILLO UNIDAD	E %	ESF. DESV. KG/CM ²
0	0.0000	0.00	0.0000	0.0000
10	0.1667	2.00	0.2036	0.0401
20	0.3334	4.00	0.4073	0.0800
30	0.5001	6.00	0.6109	0.1198
40	0.6668	8.00	0.8145	0.1594
50	0.8335	10.00	1.0181	0.1989
60	1.0002	11.70	1.2225	0.2322
80	1.3336	14.30	1.6333	0.2826
100	1.6670	15.00	2.0488	0.2952
105	1.7504	14.00	2.1556	0.2752
110	1.8337	12.00	2.2650	0.2356

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN

Ds=	3.500	cm.	H1=	7.99	cm.
Dm=	3.450	cm.	H2=	7.99	cm.
Di=	3.470	cm	Ss=	2.42	
Ao=	9.557	cm ² .	Wt=	63.30	gr.
Vo=	76.361	cm ³ .	Wt+sh=	147.90	gr.
Wo=	84.700	gr.	Wt+ss=	78.40	gr.

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN.

ei=	11.238		Si=	99.26	%
ef=	11.238		Sf=	99.11	%
Pyhj=	1.109	Ton/m ³	Wl=	460.93	%
Pyhf=	1.108	Ton/m ³	Wf=	460.26	%

OPERADOR: JAVIER ESPEJO.
 CALCULÓ: ALEJANDRA VALORA

REVISÓ: SR. CARLOS REYES
 FECHA: 21-Sep-99

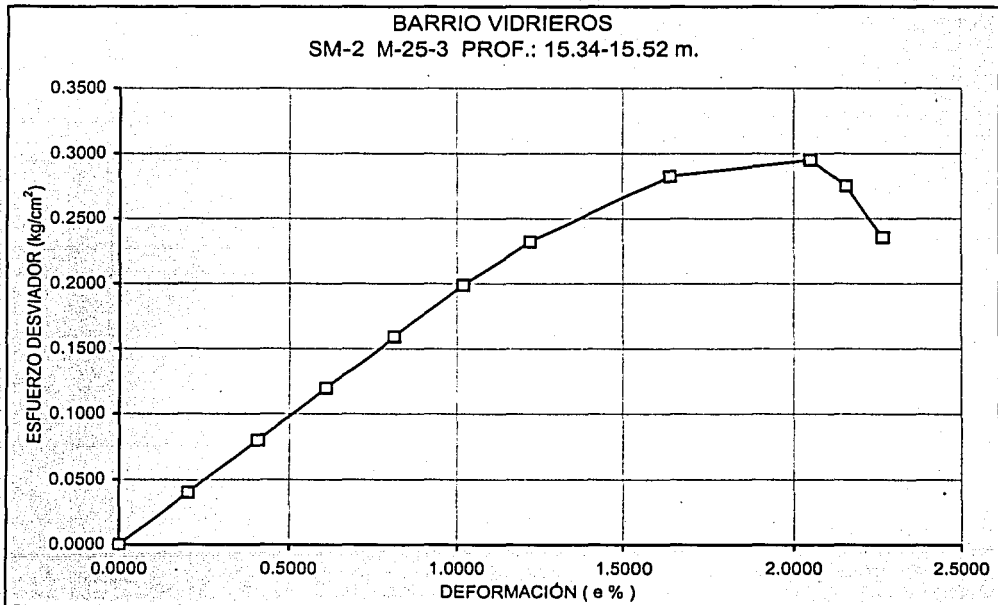


Figura 44.

COMPRESIÓN SIMPLE.

Suárez G.

Estudio de Mecánica de Suelos

COMPRESIÓN SIMPLE.

PROYECTO : <u>BARRIOS VIDRIEROS</u>	VEL.: <u>0.01667</u>
MUESTRA : <u>32-2</u>	PROF.: <u>19.74-19.92 m.</u>
SONDEO : <u>SM-2</u>	CONS.: <u>0.192</u>
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: <u>ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.</u>	

TIEMPO SEG.	DEFORM. MM.	ANILLO UNIDAD	E %	ESF. DESV. KG/CM ²
0	0.0000	0.00	0.0000	0.0000
10	0.1667	2.20	0.1892	0.0437
20	0.3334	5.10	0.3767	0.1012
30	0.5001	8.20	0.5638	0.1624
40	0.6668	11.00	0.7515	0.2175
50	0.8335	13.00	0.9411	0.2565
60	1.0002	15.30	1.1301	0.3013
80	1.3336	20.00	1.5077	0.3924
100	1.6670	23.10	1.8890	0.4514
120	2.0004	25.00	2.2732	0.4866
130	2.1671	24.00	2.4698	0.4662
135	2.2505	23.00	2.5693	0.4463
150				

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN					
Ds=	3.520	cm.	H1=	8.58	cm.
Dm=	3.500	cm.	H2=	8.58	cm.
Di=	3.500	cm	Ss=	2.37	
Ao=	9.639	cm ² .	Wt=	69.50	gr.
Vo=	82.707	cm ³	Wt+sh=	161.70	gr.
Wo=	92.400	gr.	Wt+ss=	90.00	gr.

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN.					
ei=	8.562		Si=	97.09	%
ef=	8.562		Sf=	96.82	%
Pvhi=	1.117	Ton/m ³	Wi=	350.73	%
Pvhf=	14.115	Ton/m ³	Wf=	349.76	%

OPERADOR: JAVIER ESPEJO.
 CALCULÓ: ALEJANDRA VALORA

REVISÓ: SR. CARLOS REYES
 FECHA: 28-Sep-99

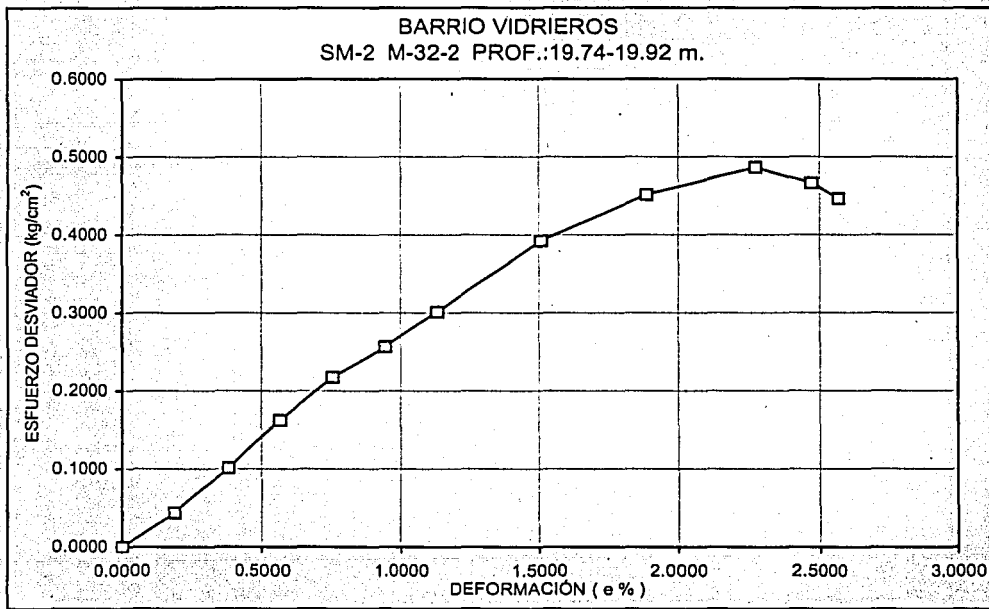


Figura 45.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA.

PROYECTO: <u>BARRIO VIDRIEROS.</u>		FECHA: <u>20/09/99</u>			
SONDEO: <u>SM-1</u>		CONSTANTE: <u>0.192</u>			
MUESTRA: <u>4-2</u>		OPERADOR: <u>F.O.</u>			
PROFUNDIDAD: <u>2.22-2.41</u> m.		VELOCIDAD: <u>0.01667</u>			
PRESIÓN: <u>0.25</u> kg/cm ² .					
ds=	3.58	cm.	Wo=	90.80	gr.
dm=	3.53	cm.	Wt=	60.60	gr.
dj=	3.48	cm.	Wt+sh=	151.30	gr.
d prom.=	3.53	cm.	Wt+ss=	86.90	gr.
h1=	8.13	cm.	Ss=	2.41	
h2=	8.13	cm.	W (%)=	244.87	
h prom.=	8.13	cm.	pvh=	1.141	ton/m ³ .
Ao=	9.797	cm ² .	pvhf=	1.140	ton/m ³ .
Vo=	79.566	cm ³ .	pvs=	0.331	ton/m ³ .
ei=	6.283		Gi=	93.92	(%)
ef=	6.291		Wi=	245.25	(%)
si=	93.950	(%)	Wf=	244.87	(%)
sf=	93.804	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.7868	0.0000
10	3.90	0.7488	0.1667	9.8031	0.0764
20	8.20	1.5744	0.3334	9.8195	0.1603
30	11.20	2.1504	0.5001	9.8360	0.2186
40	11.80	2.2656	0.6668	9.8525	0.2300
45	11.10	2.1312	0.7502	9.8607	0.2161
50	7.90	1.5168	0.8335	9.8690	0.1537

0.2300

SONDEO: <u>SM -1</u>		PRESIÓN: <u>0.50</u> kg/cm ² .			
ds=	3.540	cm.	Wo=	91.20	gr.
dm=	3.470	cm.	Wt=	63.30	gr.
dj=	3.520	cm.	Wt+sh=	154.50	gr.
d prom.=	3.490	cm.	Wt+ss=	91.00	gr.
h1=	8.040	cm.	Ss=	2.41	
h2=	8.040	cm.	W (%)=	229.24	
h prom.=	8.040	cm.	pvh=	1.186	ton/m ³ .
Ao=	9.566	cm ² .	pvhf=	1.186	ton/m ³ .
Vo=	76.912	cm ³ .	pvs=	0.360	ton/m ³ .
ei=	5.692		Gi=	97.07	(%)
ef=	5.692		Wi=	229.24	(%)
si=	97.067	(%)	Wf=	229.24	(%)
sf=	97.067	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.5662	0.0000
10	4.80	0.9216	0.1667	9.5822	0.0962
20	8.20	1.5744	0.3334	9.5982	0.1640
30	11.80	2.2656	0.5001	9.6143	0.2356
40	14.70	2.8224	0.6668	9.6304	0.2931
50	17.20	3.3024	0.8335	9.6466	0.3423
60	18.10	3.4752	1.0002	9.6629	0.3596
75	17.90	3.4368	1.2503	9.6873	0.3548
80	17.70	3.3984	1.3336	9.6955	0.3505
85	16.40	3.1488	1.4170	9.7037	0.3245

0.3596

Figura 46.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		PROFUND:	2,22-2,41 m.	
SONDEO :	SM -1		PRESIÓN:	1.00 kg/cm ² .	
MUESTRA:	4-2		FECHA:	20/09/99	
ds=	3.54	cm.	Wo=	91.80	gr.
dm=	3.44	cm.	Wt=	22.20	gr.
di=	3.47	cm.	Wt+sh=	113.90	gr.
d prom.=	3.46	cm.	Wt+ss=	50.00	gr.
h1=	8.08	cm.	Ss=	2.41	
h2=	8.08	cm.	W (%)=	229.86	
h prom.=	8.08	cm.	pvhi=	1.207	ton/m ³ .
Ao=	9.412	cm ² .	pvhf=	1.206	ton/m ³ .
Vo=	76.045	cm ³ .	pvs=	0.366	ton/m ³ .
ei=	5.585		Gi=	99.18	(%)
ef=	5.592		Wi=	230.22	(%)
si=	99.210	(%)	Wf=	229.86	(%)
sf=	99.055	(%)			
TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.4115	0.0000
10	3.70	0.7104	0.1667	9.4272	0.0754
20	7.70	1.4784	0.3334	9.4430	0.1566
30	12.30	2.3616	0.5001	9.4588	0.2497
40	17.20	3.3024	0.6668	9.4747	0.3485
50	21.70	4.1664	0.8335	9.4906	0.4390
60	25.20	4.8384	1.0002	9.5066	0.5090
80	26.80	5.1456	1.3336	9.5387	0.5394
85	25.40	4.8768	1.4170	9.5468	0.5108
90	20.10	3.8592	1.5003	9.5549	0.4039

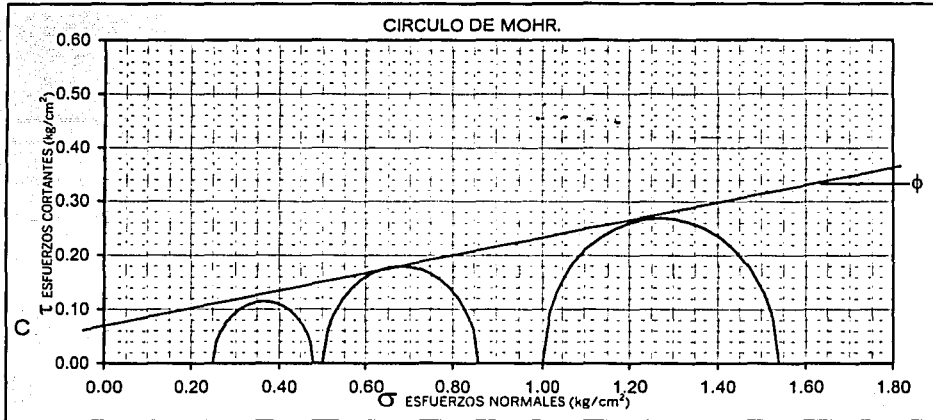
0.5394

ENSAYO Nº	PRESIÓN CONF. (kg/cm ²).	ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²).	PESO VOLUMET. NATURAL. (ton/m ³).	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wi=
1	0.25	0.23	1.141	93.9	6.283	wf=	234.90 %
2	0.50	0.36	1.186	97.1	5.692	Gw=	234.65 %
3	1.00	0.54	1.207	99.2	5.585	Gwf=	96.72 %
DATOS FINALES						PVN=	96.64 %
		ef	Gwf	wf	pvhf	PVF=	1.178 (ton/m ³).
1	0.25	6.291	93.804	244.87	1.140	ei=	1.177 (ton/m ³).
2	0.50	5.692	97.067	229.24	1.186	ef=	5.85
3	1.00	5.592	99.055	229.86	1.206		5.86

Figura 47.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

OBRA:	<u>BARRIO VIDRIEROS.</u>	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	<u>ARCILLA</u>
SONDEO:	<u>SM-1</u>		<u>GRIS VERDOSO CLARO CON</u>
MUESTRA:	<u>4-2</u>		<u>ESCASA ARENA FINA.</u>
PROFUNDID.:	<u>2.22-2.41</u> m.		



C =	<u>0.07</u>	kg/cm ² ,	E =	<u> </u>	kg/cm ² ,
φ =	<u>12.5</u>	grados.	μ =	<u>0.45</u>	

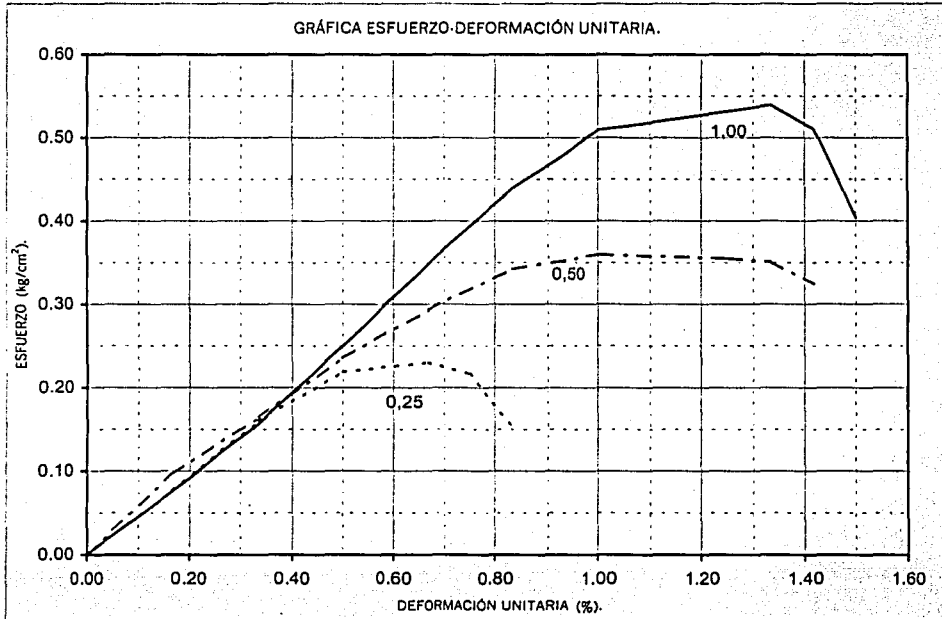


Figura 48.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.

TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.4569	0.0000
10	1.90	0.3648	0.1667	9.4727	0.0385
20	4.70	0.9024	0.3334	9.4885	0.0951
30	6.80	1.3056	0.5001	9.5044	0.1374
40	8.80	1.6896	0.6668	9.5204	0.1775
50	10.50	2.0160	0.8335	9.5364	0.2114
60	11.20	2.1504	1.0002	9.5524	0.2251
65	10.90	2.0928	1.0836	9.5605	0.2189
70	9.20	1.7664	1.1669	9.5686	0.1846

0.2251

TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.4751	0.0000
10	1.80	0.3456	0.1667	9.4909	0.0364
20	3.80	0.7296	0.3334	9.5068	0.0767
30	5.80	1.1136	0.5001	9.5227	0.1169
40	7.60	1.4592	0.6668	9.5387	0.1530
50	9.10	1.7472	0.8335	9.5547	0.1829
60	10.20	1.9584	1.0002	9.5708	0.2046
80	12.00	2.304	1.3336	9.6031	0.2399
100	12.10	2.3232	1.667	9.6357	0.2410
105	11.70	2.2464	1.7504	9.6439	0.2329
110	10.20	1.9584	1.8337	9.6521	0.2029

0.2410

Figura 49.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		PROFUND:	5.38-5.59	m.
SONDEO:	SM-1		PRESIÓN:	1.00	kg/cm ² .
MUESTRA:	9-2		FECHA:	20/09/99	
ds=	3.49	cm.	Wo=	85.50	gr.
dm=	3.46	cm.	Wt=	38.10	gr.
dj=	3.47	cm.	Wt+sh=	121.60	gr.
d prom.=	3.47	cm.	Wt+ss=	52.20	gr.
h1=	8.07	cm.	Ss=	2.37	
h2=	8.07	cm.	W (%)=	431.06	
h prom.=	8.07	cm.	pvh=	1.122	ton/m ³ .
Ao=	9.439	cm ² .	pvhf=	1.122	ton/m ³ .
Vo=	76.171	cm ³ .	pvs=	0.211	ton/m ³ .
ei=	10.213		Gj=	100.03	(%)
ef=	10.213		Wi=	431.06	(%)
si=	100.033	(%)	Wf=	431.06	(%)
sf=	100.033	(%)			
TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.4387	0.0000
10	2.00	0.3840	0.1667	9.4545	0.0406
20	4.20	0.8064	0.3334	9.4703	0.0852
30	6.60	1.2672	0.5001	9.4862	0.1336
40	8.60	1.6512	0.6668	9.5021	0.1738
50	10.40	1.9968	0.8335	9.5181	0.2098
60	12.10	2.3232	1.0002	9.5341	0.2437
80	14.30	2.7456	1.3336	9.5683	0.2870
90	14.70	2.8224	1.5003	9.5825	0.2945
95	14.20	2.7264	1.5837	9.5906	0.2843
100	12.40	2.3808	1.6670	9.5988	0.2480

0.2945

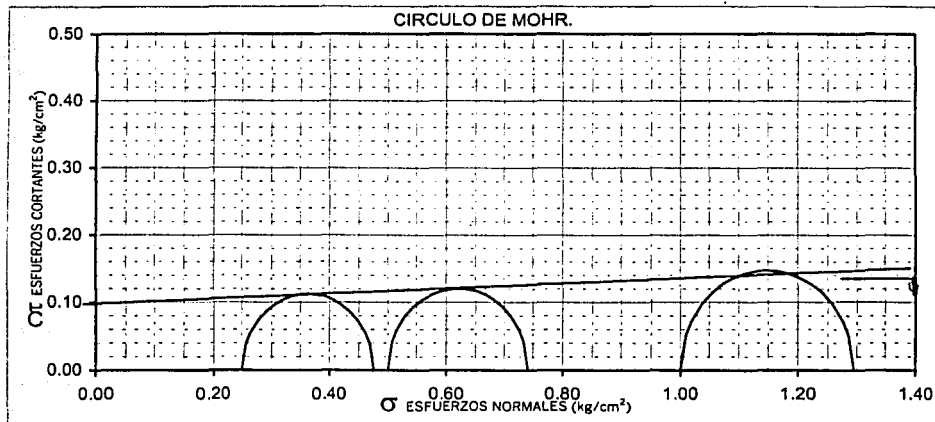
ENSAYO Nº	PRESIÓN CONF. (kg/cm ²)	ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUMET. NATURAL. (ton/m ³)	Gwl (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wl=
1	0.25	0.23	1.122	99.9	10.165	2.37	437.29 %
2	0.50	0.24	1.117	99.9	10.702	wf=	436.98 %
3	1.00	0.29	1.122	100.0	10.213	Gw=	99.96 %
DATOS FINALES						PVN=	99.90 %
						PVF=	1.120 (ton/m ³)
						ei=	1.120 (ton/m ³)
						ef=	10.36
1	0.25	10.179	99.789	428.57	1.121		10.37
2	0.50	10.709	99.875	451.30	1.116		
3	1.00	10.213	100.033	431.06	1.122		

Figura 50.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

OBRA:	<u>BARRIO VIDRIEROS.</u>	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	<u>ARCILLA</u>
SONDEO:	<u>SM-1</u>		<u>GRIS VERDOSO CON ESCASA</u>
MUESTRA:	<u>9-2</u>		<u>ARENA FINA.</u>
PROFUNDID.:	<u>5.38-5.59</u> m.		



$c =$	<u>0.10</u>	kg/cm ² ,	$E =$	<u> </u>	kg/cm ² ,
$\phi =$	<u>2.50</u>	grados.	$\mu =$	<u>0.45</u>	

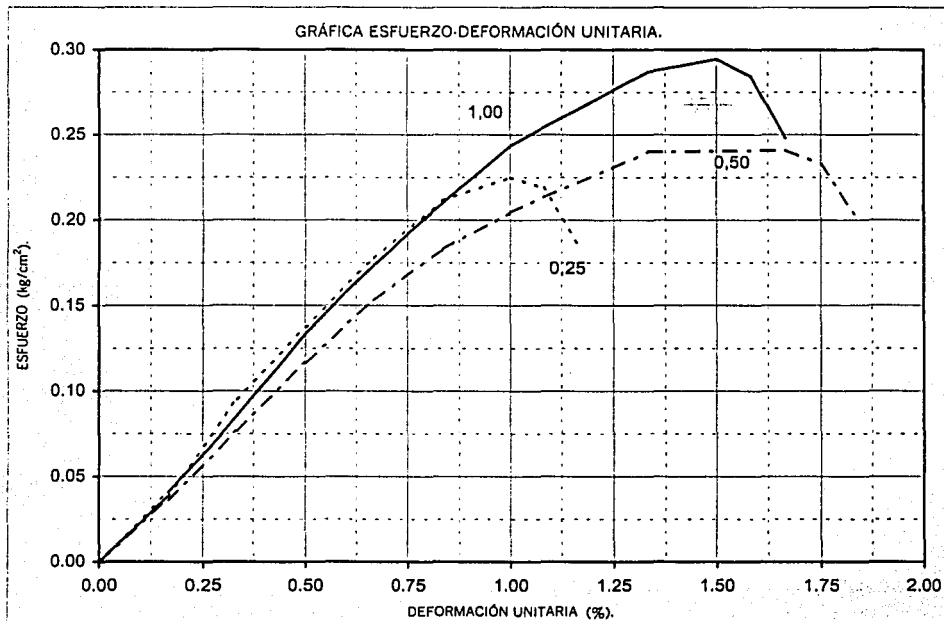


Figura 51.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.

PROYECTO: <u>BARRIO VIDRIEROS.</u>		FECHA: <u>20/09/99</u>			
SONDEO: <u>SM-1</u>		CONSTANTE: <u>0.192</u>			
MUESTRA: <u>12-2</u>		OPERADOR: <u>F.O.</u>			
PROFUNDIDAD: <u>7.38-7.59</u> m.		VELOCIDAD: <u>0.01667</u>			
PRESIÓN: <u>0.25</u> kg/cm ² .					
ds=	<u>3.54</u> cm.	Wo=	<u>88.80</u> gr.		
dm=	<u>3.53</u> cm.	Wt=	<u>67.50</u> gr.		
dl=	<u>3.48</u> cm.	Wt+sh=	<u>156.20</u> gr.		
d prom.=	<u>3.52</u> cm.	Wt+ss=	<u>85.80</u> gr.		
h1=	<u>8.07</u> cm.	Ss=	<u>2.42</u>		
h2=	<u>8.07</u> cm.	W (%)=	<u>384.70</u>		
h prom.=	<u>8.07</u> cm.	pvhl=	<u>1.129</u> ton/m ² .		
Aq=	<u>9.750</u> cm ² .	pvhf=	<u>1.127</u> ton/m ² .		
Vo=	<u>78.681</u> cm ³ .	pvs=	<u>0.233</u> ton/m ² .		
ei=	<u>9.393</u>	Gj=	<u>99.11</u> (%)		
ef=	<u>9.405</u>	Wj=	<u>385.25</u> (%)		
si=	<u>99.129</u> (%)	Wf=	<u>384.70</u> (%)		
sf=	<u>98.989</u> (%)				
TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.7498	0.0000
10	1.80	0.3456	0.1667	9.7661	0.0354
20	3.80	0.7296	0.3334	9.7825	0.0746
30	5.70	1.0944	0.5001	9.7988	0.1117
40	7.30	1.4016	0.6668	9.8153	0.1428
50	9.10	1.7472	0.8335	9.8318	0.1777
60	10.10	1.9392	1.0002	9.8483	0.1969
80	10.50	2.0160	1.3336	9.8810	0.2040
100	10.80	2.0736	1.6670	9.9151	0.2091
120	11.10	2.1312	2.0004	9.9489	0.2142
150	10.90	2.0928	2.5005	9.9999	0.2093
155	10.00	1.9200	2.5839	10.0084	0.1918

0.2142

SONDEO: <u>SM-1</u>		PRESIÓN: <u>0.50</u> kg/cm ² .			
ds=	<u>3.57</u> cm.	Wo=	<u>88.50</u> gr.		
dm=	<u>3.49</u> cm.	Wt=	<u>102.90</u> gr.		
dl=	<u>3.48</u> cm.	Wt+sh=	<u>191.30</u> gr.		
d prom.=	<u>3.50</u> cm.	Wt+ss=	<u>120.80</u> gr.		
h1=	<u>8.14</u> cm.	Ss=	<u>2.42</u>		
h2=	<u>8.14</u> cm.	W (%)=	<u>393.85</u>		
h prom.=	<u>8.14</u> cm.	pvhl=	<u>1.129</u> ton/m ² .		
Ao=	<u>9.630</u> cm ² .	pvhf=	<u>1.128</u> ton/m ² .		
Vo=	<u>78.391</u> cm ³ .	pvs=	<u>0.229</u> ton/m ² .		
ei=	<u>9.586</u>	Gj=	<u>99.43</u> (%)		
ef=	<u>9.598</u>	Wj=	<u>394.41</u> (%)		
si=	<u>99.445</u> (%)	Wf=	<u>393.85</u> (%)		
sf=	<u>99.304</u> (%)				
TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.6303	0.0000
10	2.80	0.5376	0.1667	9.6464	0.0557
20	5.20	0.9984	0.3334	9.6625	0.1033
30	8.00	1.5360	0.5001	9.6787	0.1587
40	9.80	1.8816	0.6668	9.6949	0.1941
50	11.80	2.2656	0.8335	9.7112	0.2333
60	12.20	2.3424	1.0002	9.7276	0.2408
80	13.20	2.5344	1.3336	9.7605	0.2597
100	14.10	2.7072	1.6670	9.7936	0.2764
110	14.40	2.7648	1.8337	9.8102	0.2818
115	14.20	2.7264	1.9171	9.8185	0.2777
120	13.80	2.6496	2.0004	9.8269	0.2698

0.2818

Figura 52.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		PROFUND:	7.38-7.59 m.	
SONDEO:	SM-1		PRESIÓN:	1.00 kg/cm ² .	
MUESTRA:	12-2		FECHA:	20/09/99	
ds=	3.52	cm.	Wo=	85.40	gr.
dm=	3.39	cm.	Wl=	65.30	gr.
di=	3.48	cm.	Wt+sh=	150.70	gr.
d prom.=	3.43	cm.	Wt+ss=	84.10	gr.
h1=	8.07	cm.	Ss=	2.42	
h2=	8.07	cm.	W (%)=	354.26	
h prom.=	8.07	cm.	pvh1=	1.147	ton/m ³ .
Ao=	9.222	cm ² .	pvhf=	1.147	ton/m ³ .
Vo=	74.423	cm ³ .	pvs=	0.253	ton/m ³ .
e1=	8.580		Gi=	99.92	(%)
ef=	8.580		Wi=	354.26	(%)
si=	99.918	(%)	Wf=	354.26	(%)
sf=	99.918	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ²	kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.2222	0.0000
10	1.80	0.3456	0.1667	9.2376	0.0374
20	3.90	0.7488	0.3334	9.2530	0.0809
30	6.30	1.2096	0.5001	9.2685	0.1305
40	8.70	1.6704	0.6668	9.2841	0.1799
50	10.30	1.9776	0.8335	9.2997	0.2127
60	12.80	2.4576	1.0002	9.3154	0.2638
80	14.80	2.8416	1.3336	9.3468	0.3040
100	16.70	3.2064	1.6670	9.3785	0.3419
120	17.20	3.3024	2.0004	9.4104	0.3509
140	17.30	3.3216	2.3338	9.4426	0.3518
145	14.70	2.8224	2.4172	9.4506	0.2986

0.3518

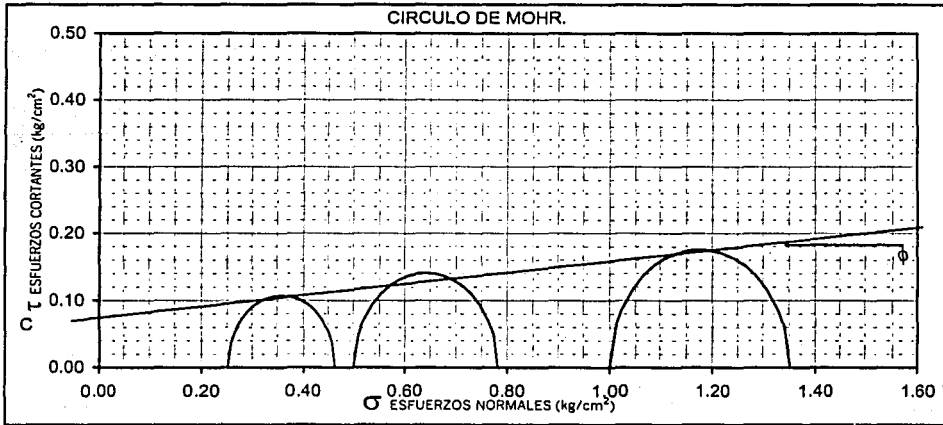
ENSAYO Nº	PRESIÓN CONF. (kg/cm ²).	ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²).	PESO VOLUMET. NATURAL. (ton/m ³).	Gwl (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	2.42
1	0.25	0.21	1.129	99.1	9.393	wl=	377.97 %
2	0.50	0.28	1.129	99.4	9.586	wf=	377.60 %
3	1.00	0.35	1.147	99.9	8.580	Gw=	99.49 %
						PVN=	99.40 %
DATOS FINALES						PVF=	1.135 (ton/m ³).
						e1=	1.134 (ton/m ³).
						ef=	9.19
1	0.25	9.405	98.989	384.70	1.127		
2	0.50	9.598	99.304	393.85	1.128		
3	1.00	8.580	99.918	354.26	1.147		

Figura 53.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

OBRA:	<u>BARRIO VIDRIEROS.</u>	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	<u>ARCILLA</u>
SONDEO:	<u>SM-1</u>		<u>GRIS VERDOSO CON ESCASA</u>
MUESTRA:	<u>12-2</u>		<u>ARENA FINA.</u>
PROFUNDIDAD.:	<u>7,38-7,59</u> m.		



$c =$	<u>0.08</u>	$\text{kg/cm}^2,$	$E =$	<u> </u>	$\text{kg/cm}^2,$
$\phi =$	<u>7.00</u>	grados.	$\mu =$	<u>0.45</u>	

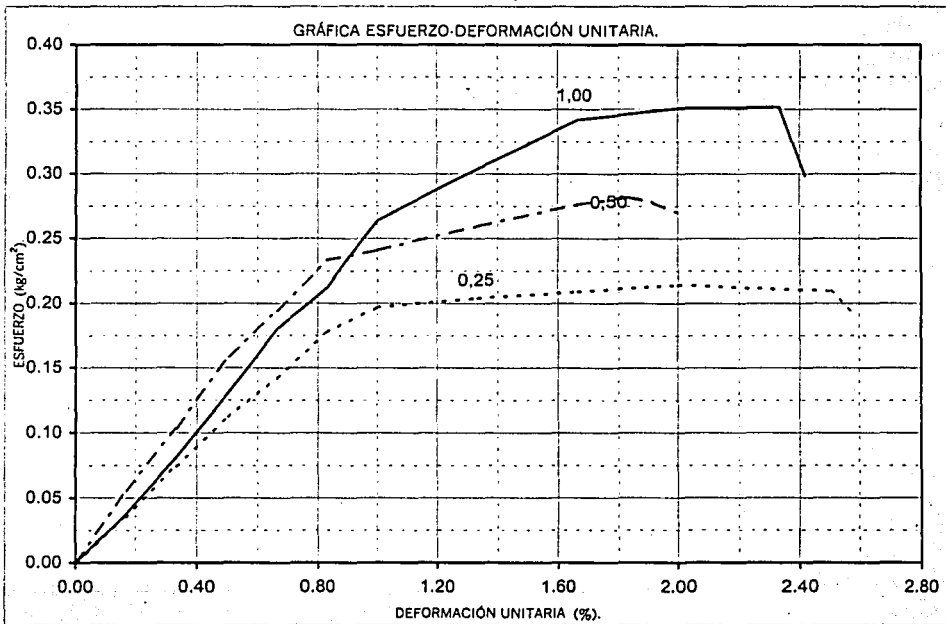


Figura 54.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.

PROYECTO: BARRIO VIDRIEROS.		FECHA: 20/09/99			
SONDEO: SM-1		CONSTANTE: 0.192			
MUESTRA: 15.3		OPERADOR: F.O.			
PROFUNDIDAD: 9.40-9.60 m.		VELOCIDAD: 0.01667			
PRESIÓN: 0.25 kg/cm ² .					
ds=	3.54	cm.	Wo=	84.80	gr.
dm=	3.50	cm.	Wt=	64.90	gr.
di=	3.48	cm.	Wt+sh=	149.70	gr.
d prom.=	3.50	cm.	Wt+ss=	79.50	gr.
h1=	7.96	cm.	Ss=	2.39	
h2=	7.96	cm.	W (%)=	480.82	
h prom.=	7.96	cm.	pvh=	1.105	ton/m ² .
Ao=	9.639	cm ² .	pvhf=	1.105	ton/m ² .
Vo=	76.730	cm ³ .	pvs=	0.190	ton/m ² .
ei=	11.561		Gi=	99.40	(%)
ef=	11.561		Wi=	480.82	(%)
si=	99.403	(%)	Wf=	480.82	(%)
sf=	99.403	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.6395	0.0000
10	1.80	0.3456	0.1667	9.6556	0.0358
20	3.90	0.7488	0.3334	9.6717	0.0774
30	6.00	1.1520	0.5001	9.6879	0.1189
40	8.10	1.5552	0.6668	9.7042	0.1603
50	10.00	1.9200	0.8335	9.7205	0.1975
60	11.80	2.2656	1.0002	9.7369	0.2327
80	15.20	2.9184	1.3336	9.7698	0.2987
100	18.70	3.5904	1.6670	9.8029	0.3663
120	20.00	3.8400	2.0004	9.8362	0.3904
125	20.10	3.8592	2.0838	9.8446	0.3920
130	15.00	2.8800	2.1671	9.8530	0.2923

0.3920

SONDEO: SM-1		PRESIÓN: 0.50 kg/cm ² .			
ds=	3.54	cm.	Wo=	84.80	gr.
dm=	3.52	cm.	Wt=	103.60	gr.
di=	3.51	cm.	Wt+sh=	188.40	gr.
d prom.=	3.52	cm.	Wt+ss=	118.30	gr.
h1=	7.97	cm.	Ss=	2.39	
h2=	7.97	cm.	W (%)=	476.87	
h prom.=	7.97	cm.	pvh=	1.092	ton/m ² .
Ao=	9.741	cm ² .	pvhf=	1.092	ton/m ² .
Vo=	77.633	cm ³ .	pvs=	0.189	ton/m ² .
ei=	11.622		Gi=	98.07	(%)
ef=	11.622		Wi=	476.87	(%)
si=	98.067	(%)	Wf=	476.87	(%)
sf=	98.067	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.7406	0.0000
10	2.00	0.3840	0.1667	9.7569	0.0394
20	4.10	0.7872	0.3334	9.7732	0.0805
30	6.10	1.1712	0.5001	9.7896	0.1196
40	7.90	1.5168	0.6668	9.8060	0.1547
50	9.80	1.8816	0.8335	9.8225	0.1916
60	11.60	2.2272	1.0002	9.8390	0.2264
80	15.10	2.8992	1.3336	9.8723	0.2937
100	18.70	3.5904	1.6670	9.9057	0.3625
120	20.70	3.9744	2.0004	9.9394	0.3999
140	21.60	4.1472	2.3338	9.9734	0.4158
145	13.30	2.5536	2.4172	9.9819	0.2558

0.4158

Figura 55.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		PROFUND:	9.40-9.60	m.
SONDEO :	SM-1		PRESIÓN:	1.00	kg/cm ² .
MUESTRA:	15-3		FECHA:	20/09/99	
ds=	3.57	cm.	W _o =	85.40	gr.
dm=	3.53	cm.	W _l =	65.00	gr.
di=	3.52	cm.	W _{t+sh} =	150.30	gr.
d prom.=	3.54	cm.	W _{t+ss} =	79.70	gr.
h1=	7.94	cm.	S _s =	2.39	
h2=	7.94	cm.	W (%)=	480.27	
h prom.=	7.94	cm.	pv _{hi} =	1.096	ton/m ³ .
A _o =	9.815	cm ² .	pv _{hf} =	1.095	ton/m ³ .
V _o =	77.927	cm ³ .	pvs=	0.189	ton/m ³ .
e _l =	11.655		G _i =	98.49	(%)
e _f =	11.670		W _i =	480.95	(%)
s _i =	98.500	(%)	W _f =	480.27	(%)
s _f =	98.361	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.8145	0.0000
10	2.20	0.4224	0.1667	9.8309	0.0430
20	4.20	0.8064	0.3334	9.8473	0.0819
30	6.30	1.2096	0.5001	9.8638	0.1226
40	8.40	1.6128	0.6668	9.8804	0.1632
50	10.20	1.9584	0.8335	9.8970	0.1979
60	12.30	2.3616	1.0002	9.9137	0.2382
80	16.70	3.2064	1.3336	9.9472	0.3223
100	20.00	3.8400	1.6670	9.9809	0.3847
120	22.70	4.3584	2.0004	10.0148	0.4352
135	22.90	4.3968	2.2505	10.0405	0.4379
140	15.20	2.9184	2.3338	10.0490	0.2904

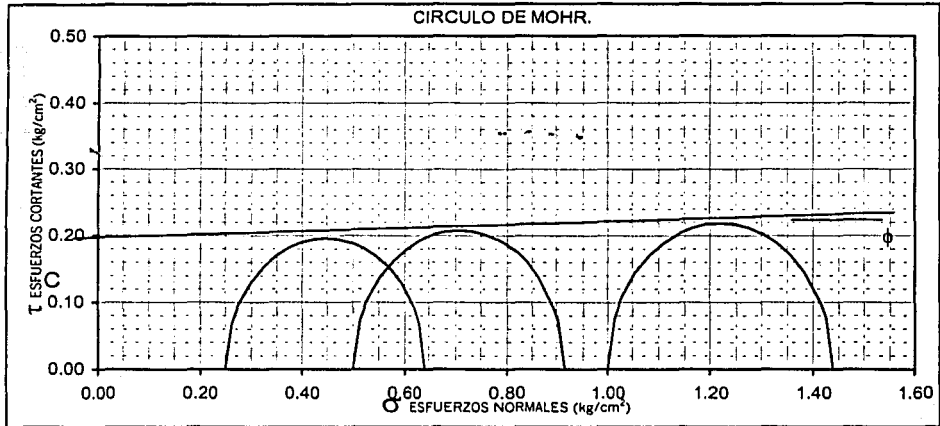
0.4379

ENSAYO	PRESIÓN CONF.	ESFUERZO A LA FALLA	PESO VOLUMET. NATURAL.	G _{wi}	e _l	VALORES PROMEDIO	
						S _s =	w _i =
Nº	(kg/cm ²).	(kg/cm ²).	(ton/m ³).	(%)		w _f =	
1	0.25	0.39	1.105	99.4	11.561	G _w =	479.55 %
2	0.50	0.42	1.092	98.1	11.622	G _{wf} =	479.32 %
3	1.00	0.44	1.096	98.5	11.655	PVN=	98.65 %
DATOS FINALES						PVF=	98.61 %
		e _f	G _{wf}	w _f	pv _{hf}	e _i =	1.098 (ton/m ³).
1	0.25	11.561	99.403	480.82	1.105	e _l =	1.097 (ton/m ³).
2	0.50	11.622	98.067	476.87	1.092		11.61
3	1.00	11.670	98.361	480.27	1.095		11.62

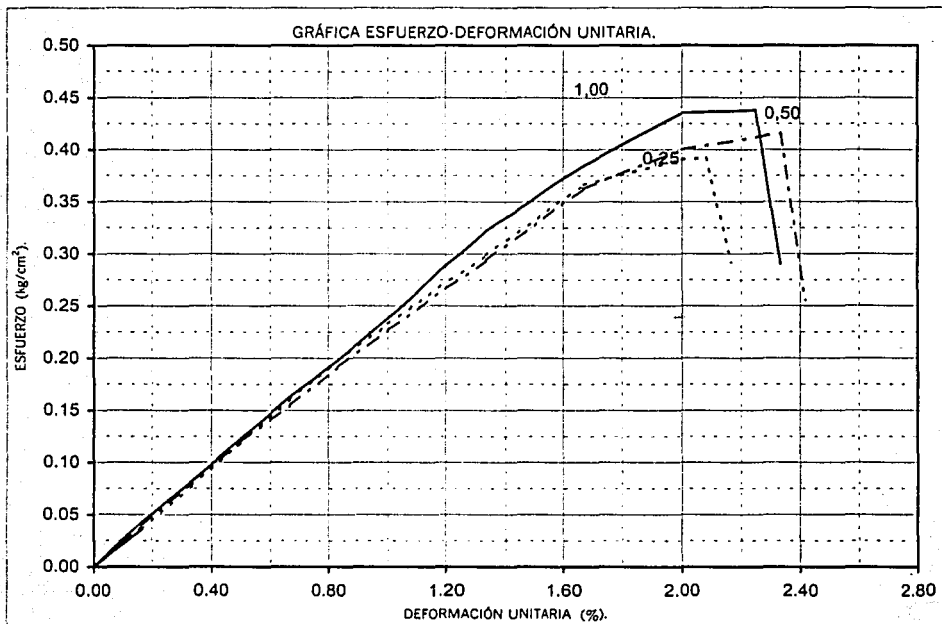
Figura 56.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

OBRA:	BARRIO VIDRIEROS.	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	ARCILLA
SONDEO:	SM-1		GRIS VERDOSO CON ESCASA
MUESTRA:	15-3		ARENA FINA.
PROFUNDID.:	9.40-9.60 m.		



$c =$	0.19	kg/cm ² ,	$E =$		kg/cm ² ,
$\phi =$	2.50	grados.	$\mu =$	0.45	



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Figura 57.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.

PROYECTO: <u>BARRIO VIDRIEROS.</u>		FECHA: <u>28/09/99</u>			
SONDEO: <u>SM-2</u>		CONSTANTE: <u>0.192</u>			
MUESTRA: <u>4-2</u>		OPERADOR: <u>F.O.</u>			
PROFUNDIDAD: <u>2.39-2.60</u> m.		VELOCIDAD: <u>0.01667</u>			
PRESIÓN: <u>0.25</u> kg/cm ² .					
ds=	<u>3.57</u> cm.	Wo=	<u>97.00</u> gr.		
dm=	<u>3.51</u> cm.	Wt=	<u>102.80</u> gr.		
dl=	<u>3.52</u> cm.	Wt+sh=	<u>199.80</u> gr.		
d prom.=	<u>3.52</u> cm.	Wt+ss=	<u>132.60</u> gr.		
h1=	<u>8.39</u> cm.	Ss=	<u>2.40</u>		
h2=	<u>8.39</u> cm.	W (%)=	<u>225.50</u>		
h prom.=	<u>8.39</u> cm.	pvhi=	<u>1.187</u> ton/m ² .		
Ao=	<u>9.741</u> cm ² .	pvhf=	<u>1.187</u> ton/m ² .		
Vo=	<u>81.724</u> cm ² .	pvs=	<u>0.365</u> ton/m ² .		
ei=	<u>5.582</u>	Gi=	<u>96.96</u> (%)		
ef=	<u>5.582</u>	Wl=	<u>225.50</u> (%)		
si=	<u>96.960</u> (%)	Wf=	<u>225.50</u> (%)		
sf=	<u>96.960</u> (%)				
TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.7406	0.0000
10	2.20	0.4224	0.1667	9.7569	0.0433
20	5.20	0.9984	0.3334	9.7732	0.1022
30	8.00	1.5360	0.5001	9.7896	0.1569
40	10.30	1.9776	0.6668	9.8060	0.2017
50	12.60	2.4192	0.8335	9.8225	0.2463
60	15.00	2.8800	1.0002	9.8390	0.2927
70	17.00	3.2640	1.1669	9.8556	0.3312
75	16.00	3.0720	1.2503	9.8639	0.3114
80	15.00	2.8800	1.3336	9.8723	0.2917

0.3312

SONDEO: <u>SM-2</u>		PRESIÓN: <u>0.50</u> kg/cm ² .			
ds=	<u>3.51</u> cm.	Wo=	<u>94.00</u> gr.		
dm=	<u>3.49</u> cm.	Wl=	<u>69.50</u> gr.		
dl=	<u>3.49</u> cm.	Wt+sh=	<u>163.40</u> gr.		
d prom.=	<u>3.49</u> cm.	Wt+ss=	<u>98.40</u> gr.		
h1=	<u>8.36</u> cm.	Ss=	<u>2.40</u>		
h2=	<u>8.36</u> cm.	W (%)=	<u>224.91</u>		
h prom.=	<u>8.36</u> cm.	pvhi=	<u>1.173</u> ton/m ² .		
Ao=	<u>9.585</u> cm ² .	pvhf=	<u>1.172</u> ton/m ² .		
Vo=	<u>80.127</u> cm ² .	pvs=	<u>0.361</u> ton/m ² .		
ei=	<u>5.647</u>	Gi=	<u>95.59</u> (%)		
ef=	<u>5.654</u>	Wl=	<u>225.26</u> (%)		
si=	<u>95.616</u> (%)	Wf=	<u>224.91</u> (%)		
sf=	<u>95.469</u> (%)				
TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.5845	0.0000
10	4.00	0.7880	0.1667	9.6005	0.0800
20	7.20	1.3824	0.3334	9.6166	0.1438
30	11.00	2.1120	0.5001	9.6327	0.2193
40	14.60	2.8032	0.6668	9.6488	0.2905
50	17.00	3.2640	0.8335	9.6651	0.3377
60	17.70	3.3984	1.0002	9.6813	0.3510
75	16.00	3.0720	1.2503	9.7059	0.3165
80	15.00	2.8800	1.3336	9.7141	0.2965

0.3510

Figura 58.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		PROFUND:	2.39-2.60	m.
SONDEO:	SM-2		PRESIÓN:	1.00	kg/cm ² .
MUESTRA:	4-2		FECHA:	28/09/99	
ds=	3.63	cm.	Wo=	100.10	gr.
dm=	3.52	cm.	Wl=	103.60	gr.
di=	3.57	cm.	Wl+sh=	203.60	gr.
d prom.=	3.55	cm.	Wl+ss=	135.40	gr.
h1=	8.40	cm.	Ss=	2.40	
h2=	8.40	cm.	W (%)=	214.47	
h prom.=	8.40	cm.	pvhl=	1.205	ton/m ³ .
Ao=	9.879	cm ² .	pvhf=	1.205	ton/m ³ .
Vo=	82.987	cm ³ .	pvs=	0.384	ton/m ³ .
ei=	5.257		Gl=	97.91	(%)
ef=	5.263		Wl=	214.78	(%)
si=	97.939	(%)	Wf=	214.47	(%)
sf=	97.796	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.8794	0.0000
10	4.00	0.7680	0.1667	9.8959	0.0776
20	7.80	1.4976	0.3334	9.9124	0.1511
30	11.80	2.2656	0.5001	9.9291	0.2282
40	15.20	2.9184	0.6668	9.9457	0.2934
50	18.80	3.6096	0.8335	9.9624	0.3623
60	21.10	4.0512	1.0002	9.9792	0.4060
80	23.00	4.4160	1.3336	10.0129	0.4410
100	22.80	4.3776	1.6670	10.0469	0.4357
105	21.00	4.0320	1.7504	10.0554	0.4010

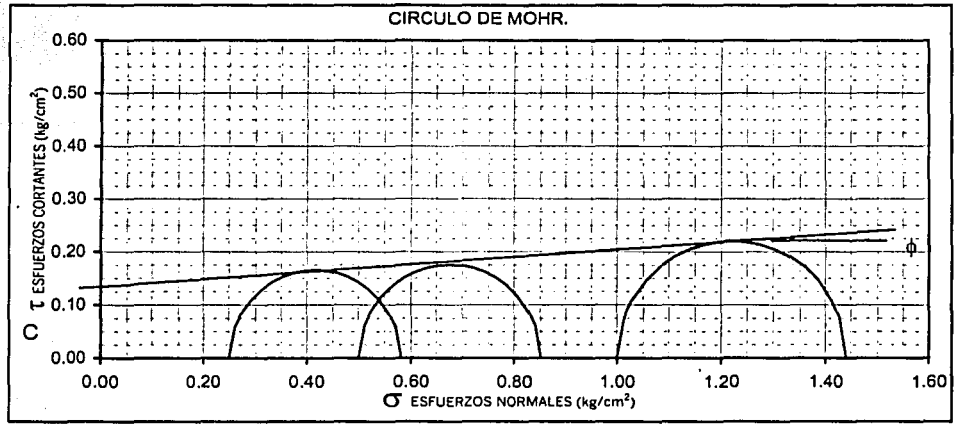
0.4410

ENSAYO Nº	PRESIÓN CONF. (kg/cm ²).	ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²).	PESO VOLUMET. NATURAL. (ton/m ³).	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	2.40
1	0.25	0.33	1.187	97.0	5.582	wl=	221.85 %
2	0.50	0.35	1.173	95.6	5.647	wf=	221.63 %
3	1.00	0.44	1.206	97.9	5.257	Gw=	96.82 %
						PVN=	96.74 %
DATOS			FINALES			PVF=	1.189 (ton/m ³).
		ef	Gwf	wf	pvhf	ei=	1.188 (ton/m ³).
1	0.25	5.582	96.960	225.50	1.187	ef=	5.50
2	0.50	5.654	95.469	224.91	1.172		5.50
3	1.00	6.263	97.796	214.47	1.205		

Figura 59.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

OBRA:	<u>BARRIO VIDRIEROS.</u>	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	<u>ARCILLA</u>
SONDEO:	<u>SM-2</u>		<u>GRIS VERDOSO CON ESCASA</u>
MUESTRA:	<u>4-2</u>		<u>ARENA FINA.</u>
PROFUNDID.:	<u>2.39-2.80</u> m.		



$c =$	<u>0.13</u>	$\text{kg/cm}^2,$	$E =$	<u> </u>	$\text{kg/cm}^2,$
$\phi =$	<u>4.50</u>	grados.	$\mu =$	<u>0.45</u>	

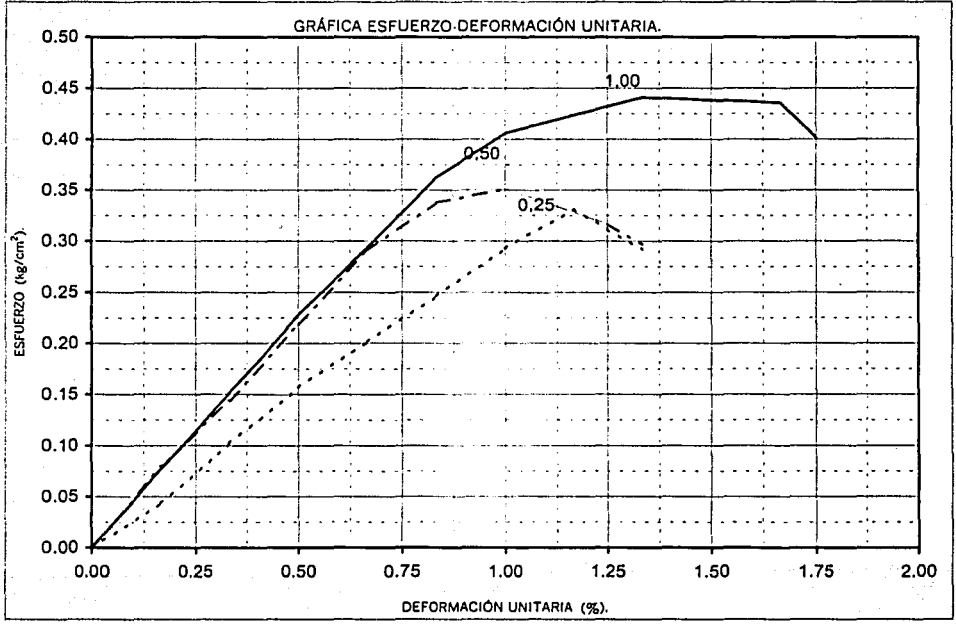


Figura 60.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : ARCILLA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		FECHA:	28/09/99	
SONDEO :	SM-2		CONSTANTE:	0.192	
MUESTRA:	8-3		OPERADOR:	F.O.	
PROFUNDIDAD:	5.00-5.20	m.	VELOCIDAD:	0.01667	
PRESIÓN:	0.25	kg/cm ² .	Wo=	87.00	gr.
ds=	3.57	cm.	Wl=	66.70	gr.
dm=	3.50	cm.	Wl+sh=	153.70	gr.
dl=	3.48	cm.	Wl+ss=	85.60	gr.
d prom.=	3.51	cm.	Ss=	2.40	
h1=	7.89	cm.	W (%)=	360.32	
h2=	7.89	cm.	pvhl=	1.141	ton/m ² .
h prom.=	7.89	cm.	pvhf=	1.141	ton/m ² .
Ao=	9.667	cm ² .	pvs=	0.248	ton/m ² .
Vo=	76.273	cm ³ .	Gl=	99.56	(%)
ei=	8.685		Wl=	360.32	(%)
ef=	8.685		Wf=	360.32	(%)
si=	99.565	(%)			
sf=	99.565	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.6670	0.0000
10	1.00	0.1920	0.1667	9.6831	0.0198
20	2.00	0.3840	0.3334	9.6993	0.0396
30	3.00	0.5760	0.5001	9.7156	0.0593
40	4.00	0.7680	0.6668	9.7319	0.0789
50	4.20	0.8064	0.8335	9.7482	0.0827
60	4.20	0.8064	1.0002	9.7647	0.0826
70	3.00	0.5760	1.1669	9.7811	0.0589
75	1.60	0.3072	1.2503	9.7894	0.0314

0.0827

SONDEO :	SM-2		PRESIÓN:	0.50 kg/cm ² .	
ds=	3.52	cm.	Wo=	85.70	gr.
dm=	3.50	cm.	Wl=	67.40	gr.
dl=	3.48	cm.	Wl+sh=	152.90	gr.
d prom.=	3.50	cm.	Wl+ss=	86.10	gr.
h1=	7.89	cm.	Ss=	2.40	
h2=	7.89	cm.	W (%)=	357.22	
h prom.=	7.89	cm.	pvhl=	1.129	ton/m ² .
Ao=	9.621	cm ² .	pvhf=	1.126	ton/m ² .
Vo=	75.911	cm ³ .	pvs=	0.247	ton/m ² .
ei=	8.720		Gl=	98.32	(%)
ef=	8.743		Wl=	358.29	(%)
si=	98.357	(%)	Wf=	357.22	(%)
sf=	98.064	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.6211	0.0000
10	1.40	0.2688	0.1667	9.6372	0.0279
20	3.00	0.5760	0.3334	9.6533	0.0597
30	4.20	0.8064	0.5001	9.6695	0.0834
40	5.70	1.0944	0.6668	9.6857	0.1130
50	6.90	1.3248	0.8335	9.7020	0.1365
60	7.10	1.3632	1.0002	9.7183	0.1403
80	10.20	1.9584	1.3336	9.7512	0.2008
100	12.10	2.3232	1.6670	9.7842	0.2374
120	13.10	2.5152	2.0004	9.8175	0.2562
150	13.90	2.6688	2.5005	9.8679	0.2705
180	13.90	2.6688	3.0006	9.9187	0.2691
190	13.00	2.4960	3.1673	9.9358	0.2512
195	12.00	2.3040	3.2507	9.9444	0.2317

0.2705

Figura 61.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		PROFUND:	5.00-5.20	m.
SONDEO :	SM-2		PRESIÓN:	1.00	kg/cm ² .
MUESTRA:	8-3		FECHA:	28/09/99	
ds=	3.55	cm.	Wo=	86.40	gr.
dm=	3.50	cm.	Wt=	101.10	gr.
di=	3.48	cm.	Wt+sh=	187.30	gr.
d prom.=	3.51	cm.	Wt+ss=	121.10	gr.
h1=	7.89	cm.	Ss=	2.40	
h2=	7.89	cm.	W (%)=	331.00	
h prom.=	7.89	cm.	pvhi=	1.135	ton/m ³ .
Ao=	9.649	cm ² .	pvhf=	1.132	ton/m ³ .
Vo=	76.128	cm ³ .	pvs=	0.263	ton/m ³ .
ei=	8.114		Gi=	97.90	(%)
ef=	8.135		Wi=	332.00	(%)
si=	97.943	(%)	Wf=	331.00	(%)
sf=	97.648	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.6486	0.0000
10	2.00	0.3840	0.1667	9.6647	0.0397
20	4.00	0.7680	0.3334	9.6809	0.0793
30	5.70	1.0944	0.5001	9.6871	0.1129
40	7.00	1.3440	0.6668	9.7134	0.1384
50	8.70	1.6704	0.8335	9.7297	0.1717
60	10.10	1.9392	1.0002	9.7461	0.1990
80	12.80	2.4576	1.3336	9.7790	0.2513
100	15.30	2.9376	1.6670	9.8122	0.2994
120	18.00	3.4560	2.0004	9.8456	0.3510
145	18.00	3.4560	2.4172	9.8876	0.3495
150	17.00	3.2640	2.5005	9.8961	0.3298
155	16.00	3.0720	2.5839	9.9046	0.3102

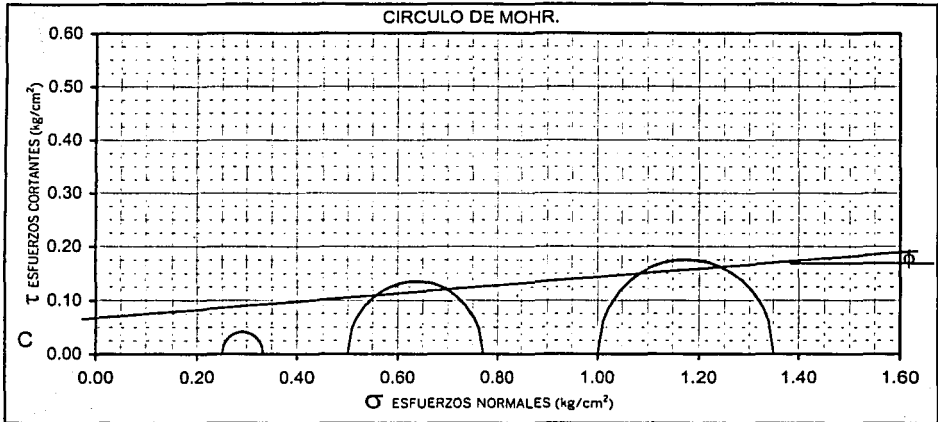
0.3510

ENSAYO Nº	PRESIÓN CONF. (kg/cm ²).	ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²).	PESO VOLUMET. NATURAL. (ton/m ³).	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wi=
1	0.25	0.08	1.141	99.6	8.685	350.20	%
2	0.50	0.27	1.129	98.3	8.720	349.51	%
3	1.00	0.35	1.135	97.9	8.114	98.60	%
DATOS FINALES						PVN=	98.43 %
						PVF=	1.135 (ton/m ³).
						ei=	1.133 (ton/m ³).
						ef=	8.51
		ef	Gwf	wf	pvhf		
1	0.25	8.685	99.565	360.32	1.141		
2	0.50	8.743	98.064	357.22	1.126		
3	1.00	8.135	97.648	331.00	1.132		

Figura 62.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

OBRA:	<u>BARRIO VIDRIEROS.</u>	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	<u>ARCILLA</u>
SONDEO:	<u>SM-2</u>		<u>GRIS OSCURO CON ESCASA</u>
MUESTRA:	<u>8-3</u>		<u>ARENA FINA.</u>
PROFUNDID.:	<u>5.00-5.20</u> m.		



$c =$	<u>0.10</u>	kg/cm ² ,	$E =$	<u> </u>	kg/cm ² ,
$\phi =$	<u>5.00</u>	grados.	$\mu =$	<u>0.45</u>	

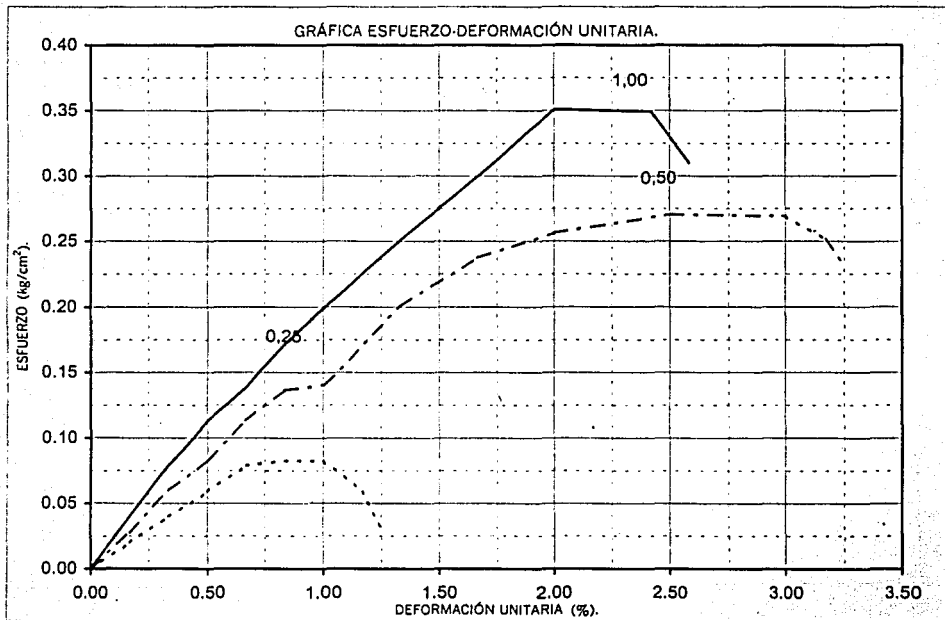


Figura 63.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : LIMO ARENOSO FINO,GRIS OSCURO.

PROYECTO: BARRIO VIDRIEROS.		FECHA: 28/09/99			
SONDEO :	SM-2	CONSTANTE:	0.192		
MUESTRA:	11	OPERADOR	F.O.		
PROFUNDIDAD:	6.43-6.70 m.	VELOCIDAD:	0.01667		
PRESIÓN:	0.25 kg/cm ² .				
ds=	3.93 cm.	Wo=	188.84 gr.		
dm=	4.08 cm.	Wt=	65.30 gr.		
dj=	4.11 cm.	Wt+sh=	254.10 gr.		
d prom.=	4.06 cm.	Wt+ss=	207.50 gr.		
h1=	7.98 cm.	Ss=	2.51		
h2=	7.98 cm.	W (%)=	32.77		
h prom.=	7.98 cm.	pvhi=	1.828 ton/m ³ .		
Ao=	12.946 cm ² .	pvhf=	1.827 ton/m ³ .		
Vo=	103.311 cm ³ .	pvs=	1.377 ton/m ³ .		
ei=	0.823	Gi=	99.92 (%)		
ef=	0.824	Wi=	32.80 (%)		
si=	99.963 (%)	Wf=	32.77 (%)		
sf=	99.877 (%)				
TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.9462	0.0000
10	3.00	0.5760	0.1667	12.9678	0.0444
20	4.80	0.9216	0.3334	12.9895	0.0709
30	6.70	1.2864	0.5001	13.0113	0.0989
40	8.60	1.6512	0.6668	13.0331	0.1267
50	10.30	1.9776	0.8335	13.0550	0.1515
60	12.10	2.3232	1.0002	13.0770	0.1777
80	14.90	2.8608	1.3336	13.1212	0.2180
100	16.70	3.2064	1.6670	13.1657	0.2435
120	17.20	3.3024	2.0004	13.2105	0.2500
150	17.00	3.2640	2.5005	13.2782	0.2458
160	16.00	3.0720	2.6672	13.3010	0.2310

0.2500

SONDEO : SM-2		PRESIÓN: 0.50 kg/cm ² .			
ds=	4.08 cm.	Wo=	190.35 gr.		
dm=	4.08 cm.	Wt=	148.40 gr.		
dj=	4.03 cm.	Wt+sh=	338.70 gr.		
d prom.=	4.07 cm.	Wt+ss=	293.40 gr.		
h1=	7.92 cm.	Ss=	2.51		
h2=	7.92 cm.	W (%)=	31.24		
h prom.=	7.92 cm.	pvhi=	1.846 ton/m ³ .		
Ao=	13.021 cm ² .	pvhf=	1.845 ton/m ³ .		
Vo=	103.124 cm ³ .	pvs=	1.406 ton/m ³ .		
ei=	0.785	Gi=	99.94 (%)		
ef=	0.785	Wi=	31.28 (%)		
si=	99.989 (%)	Wf=	31.24 (%)		
sf=	99.879 (%)				
TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.0207	0.0000
10	4.80	0.9216	0.1667	13.0424	0.0707
20	8.80	1.6896	0.3334	13.0643	0.1293
30	12.80	2.4576	0.5001	13.0861	0.1878
40	16.00	3.0720	0.6668	13.1081	0.2344
50	19.00	3.6480	0.8335	13.1301	0.2778
60	21.30	4.0896	1.0002	13.1522	0.3109
80	22.90	4.3968	1.3336	13.1967	0.3332
100	22.60	4.3392	1.6670	13.2414	0.3277
115	21.00	4.0320	1.9171	13.2752	0.3037

0.3332

Figura 64.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		PROFUND:	6.43-6.70	m.
SONDEO:	SM-2		PRESIÓN:	1.00	kg/cm ² .
MUESTRA:	11		FECHA:	28/09/99	
ds=	4.10	cm.	Wo=	191.65	gr.
dm=	4.10	cm.	Wt=	65.00	gr.
di=	4.03	cm.	Wt+sh=	256.60	gr.
d prom.=	4.09	cm.	Wt+ss=	210.80	gr.
h1=	7.92	cm.	Ss=	2.51	
h2=	7.92	cm.	W (%)=	31.41	
h prom.=	7.92	cm.	pvh=	1.843	ton/m ³ .
Ao=	13.128	cm ² .	pvhf=	0.843	ton/m ³ .
Vo=	103.970	cm ³ .	pvs=	1.403	ton/m ³ .
ei=	0.789		Gi=	99.88	(%)
ef=	0.790		Wi=	31.45	(%)
si=	99.930	(%)	Wf=	31.41	(%)
sf=	99.821	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.1275	0.0000
10	5.20	0.9984	0.1667	13.1494	0.0759
20	8.20	1.5744	0.3334	13.1714	0.1195
30	12.00	2.3040	0.5001	13.1935	0.1746
40	15.00	2.8800	0.6668	13.2156	0.2179
50	17.70	3.3984	0.8335	13.2379	0.2567
60	20.00	3.8400	1.0002	13.2601	0.2896
80	23.20	4.4544	1.3336	13.3049	0.3348
90	23.00	4.4160	1.5003	13.3275	0.3313
100	21.00	4.0320	1.6670	13.3501	0.3020

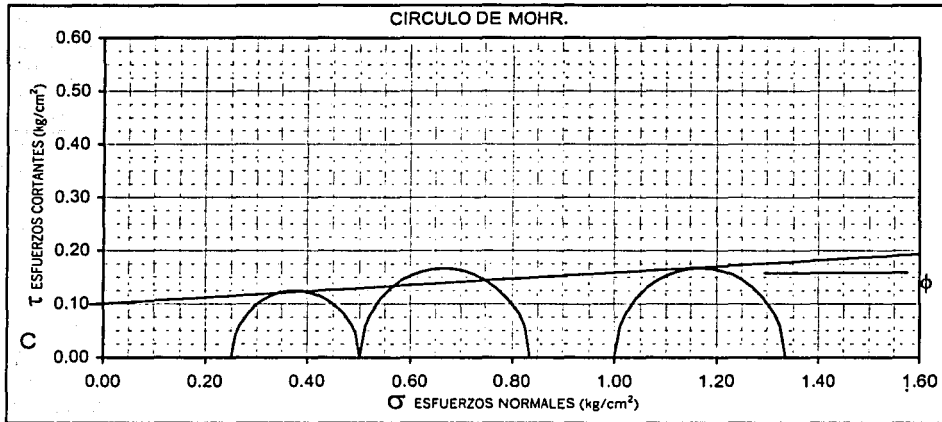
0.3348

ENSAYO N°	PRESIÓN CONF. (kg/cm ²).	ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²).	PESO VOLUMET. NATURAL. (ton/m ³).	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wf=
1	0.25	0.25	1.828	99.9	0.823	2.51	31.84 %
2	0.50	0.33	1.846	99.9	0.785	wf=	31.81 %
3	1.00	0.33	1.843	99.9	0.789	Gw=	99.91 %
DATOS FINALES						Gwf=	99.86 %
						PVN=	99.86 %
						PVF=	1.839 (ton/m ³).
						ei=	1.839 (ton/m ³).
						ef=	0.80
1	0.25	0.824	99.877	32.77	1.827		
2	0.50	0.785	99.879	31.24	1.845		
3	1.00	0.790	99.821	31.41	1.843		

Figura 65.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

OBRA:	BARRIO VIDRIEROS.	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	LIMO
SONDEO:	SM-2		ARENOSO FINO GRIS OSCURO.
MUESTRA:	11		
PROFUNDID.:	6.43-6.70 m.		



$C =$	0.10	kg/cm^2 ,	$E =$		kg/cm^2 ,
$\phi =$	4.00	grados.	$\mu =$	0.45	

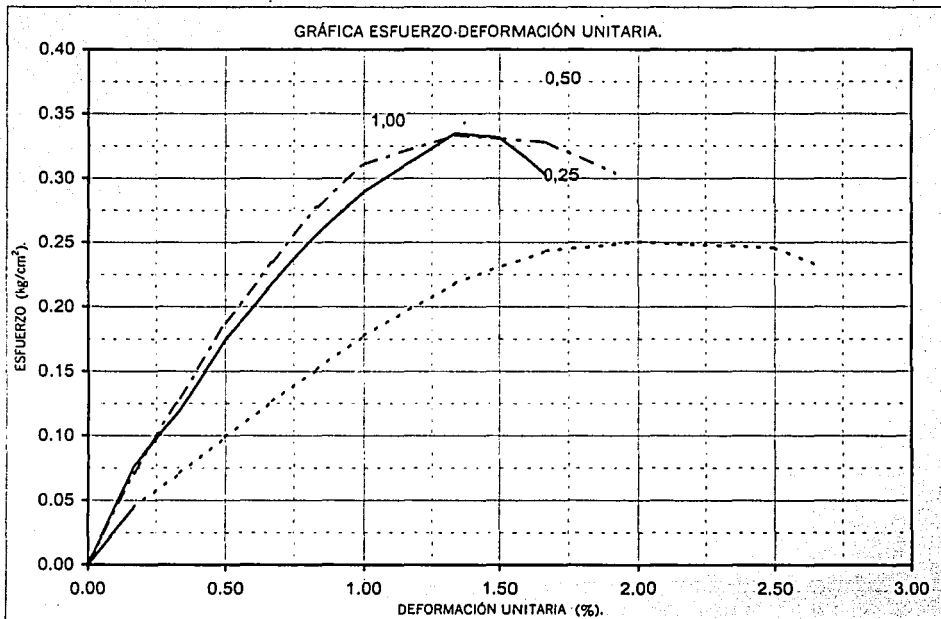


Figura 66.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON FÓSILES Y MATERIA ORGÁNICA

PROYECTO: BARRIO VIDRIEROS.		FECHA: 28/09/99			
SONDEO:	SM-2	CONSTANTE:	0.192		
MUESTRA:	16-2	OPERADOR:	F.O.		
PROFUNDIDAD:	9.30-9.50 m.	VELOCIDAD:	0.01667		
PRESIÓN:	0.25 kg/cm ² .				
ds=	3.50 cm.	Wo=	91.70 gr.		
dm=	3.50 cm.	Wt=	67.50 gr.		
di=	3.50 cm.	Wt+sh=	158.80 gr.		
d prom.=	3.50 cm.	Wt+ss=	83.90 gr.		
h1=	8.58 cm.	Ss=	2.44		
h2=	8.58 cm.	W (%)=	456.71		
h prom.=	8.58 cm.	pvhi=	1.111 ton/m ² .		
Ao=	9.621 cm ² .	pvhf=	1.106 ton/m ² .		
Vo=	82.549 cm ³ .	pvs=	0.200 ton/m ² .		
ei=	11.228	Gi=	99.25 (%)		
ef=	11.282	Wj=	459.15 (%)		
si=	99.304 (%)	Wf=	456.71 (%)		
sf=	98.776 (%)				
TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.6211	0.0000
10	2.20	0.4224	0.1667	9.6372	0.0438
20	4.60	0.8832	0.3334	9.6533	0.0915
30	6.70	1.2864	0.5001	9.6695	0.1300
40	8.80	1.6896	0.6668	9.6857	0.1744
50	10.90	2.0928	0.8335	9.7020	0.2157
60	13.00	2.4960	1.0002	9.7183	0.2568
80	17.20	3.3024	1.3336	9.7512	0.3387
100	20.80	3.9936	1.6670	9.7842	0.4082
120	23.20	4.4544	2.0004	9.8175	0.4537
140	24.60	4.7332	2.3338	9.8510	0.4795
145	23.00	4.4160	2.4172	9.8594	0.4479
150	22.00	4.2240	2.5005	9.8679	0.4281

0.4795

SONDEO: SM-2		PRESIÓN: 0.50 kg/cm ² .			
ds=	3.50 cm.	Wo=	91.40 gr.		
dm=	3.49 cm.	Wt=	105.50 gr.		
di=	3.49 cm.	Wt+sh=	196.80 gr.		
d prom.=	3.49 cm.	Wt+ss=	121.70 gr.		
h1=	8.58 cm.	Ss=	2.44		
h2=	8.58 cm.	W (%)=	463.58		
h prom.=	8.58 cm.	pvhi=	1.113 ton/m ² .		
Ao=	9.575 cm ² .	pvhf=	1.111 ton/m ² .		
Vo=	82.157 cm ³ .	pvs=	0.197 ton/m ² .		
ei=	11.361	Gi=	99.57 (%)		
ef=	11.374	Wj=	464.20 (%)		
si=	99.580 (%)	Wf=	463.58 (%)		
sf=	99.447 (%)				
TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.5754	0.0000
10	3.20	0.6144	0.1667	9.5914	0.0641
20	5.70	1.0944	0.3334	9.6074	0.1139
30	7.80	1.4976	0.5001	9.6235	0.1556
40	9.10	1.7472	0.6668	9.6396	0.1813
50	11.60	2.2272	0.8335	9.6558	0.2307
60	13.70	2.6304	1.0002	9.6721	0.2720
80	17.30	3.3216	1.3336	9.7048	0.3423
100	21.20	4.0704	1.6670	9.7377	0.4180
120	24.00	4.6080	2.0004	9.7708	0.4716
140	25.20	4.8384	2.3338	9.8042	0.4935
145	23.00	4.4160	2.4172	9.8126	0.4500
150	22.00	4.2240	2.5005	9.8209	0.4301

0.4935

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		PROFUND:	9.30-9.50 m.	
SONDEO :	SM-2		PRESIÓN:	1.00 kg/cm ² .	
MUESTRA:	16-2		FECHA:	28/09/99	
ds=	3.49	cm.	Wo=	91.30	gr.
dm=	3.49	cm.	Wt=	72.00	gr.
di=	3.49	cm.	Wt+sh=	183.20	gr.
d prom.=	3.49	cm.	Wt+ss=	88.30	gr.
h1=	8.58	cm.	Ss=	2.44	
h2=	8.58	cm.	W (%)=	459.51	
h prom.=	8.58	cm.	pvhi=	1.112	ton/m ³ .
Ac=	9.566	cm ² .	pvhf=	1.111	ton/m ³ .
Vo=	82.078	cm ³ .	pvs=	0.199	ton/m ³ .
ei=	11.273		Gi=	99.46	(%)
ef=	11.287		Wi=	460.12	(%)
si=	99.472	(%)	Wf=	459.51	(%)
sf=	99.340	(%)			
TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.5662	0.0000
10	2.20	0.4224	0.1667	9.5822	0.0441
20	4.20	0.8064	0.3334	9.5982	0.0840
30	6.20	1.1904	0.5001	9.6143	0.1238
40	8.20	1.5744	0.6668	9.6304	0.1635
50	10.20	1.9584	0.8335	9.6466	0.2030
60	12.90	2.4768	1.0002	9.6629	0.2563
80	16.80	3.2256	1.3336	9.6955	0.3327
100	20.10	3.8592	1.6670	9.7284	0.3967
120	23.00	4.4160	2.0004	9.7615	0.4524
150	26.30	5.0496	2.5005	9.8116	0.5147
155	26.00	4.9920	2.5839	9.8200	0.5084
160	25.00	4.8000	2.6872	9.8284	0.4884

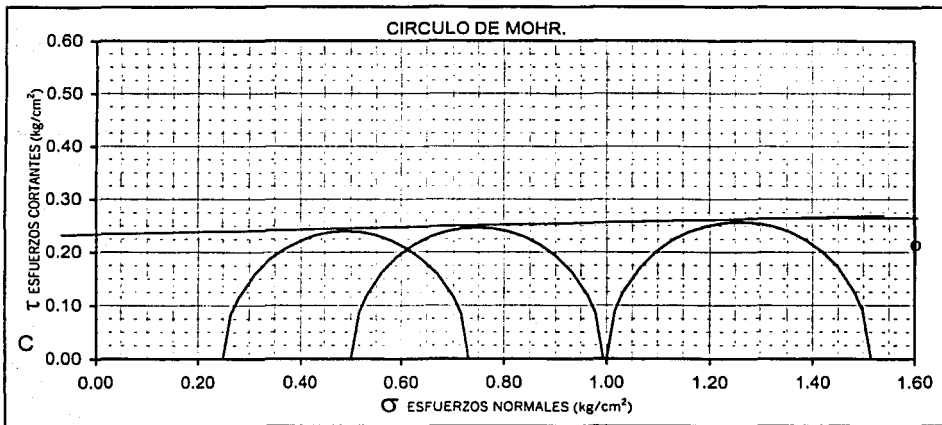
0.5147

ENSAYO Nº	PRESIÓN CONF. (kg/cm ²)	ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUMET. NATURAL. (ton/m ³)	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	2.44
1	0.25	0.48	1.111	99.2	11.228	wi=	461.16 %
2	0.50	0.49	1.113	99.6	11.361	wf=	459.93 %
3	1.00	0.51	1.112	99.5	11.273	Gw=	99.42 %
						PVN=	99.19 %
DATOS FINALES						PVF=	1.112 (ton/m ³)
						ei=	1.109 (ton/m ³)
						ei=	11.29
1	0.25	11.282	99.776	456.71	1.106		11.31
2	0.50	11.374	99.447	463.58	1.111		
3	1.00	11.287	99.340	459.51	1.111		

Figura 68.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

OBRA:	BARRIO VIDRIEROS.	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	ARCILLA GRIS
SONDEO:	SM-2		VERDOSO OSCURO CON FÓSILES
MUESTRA:	16-2		Y MATERIA ORGÁNICA OLOROSA.
PROFUNDID.:	9.30-9.50 m.		



$c =$	0.22	kg/cm ² ,	$E =$		kg/cm ² ,
$\phi =$		grados.	$\mu =$	0.45	

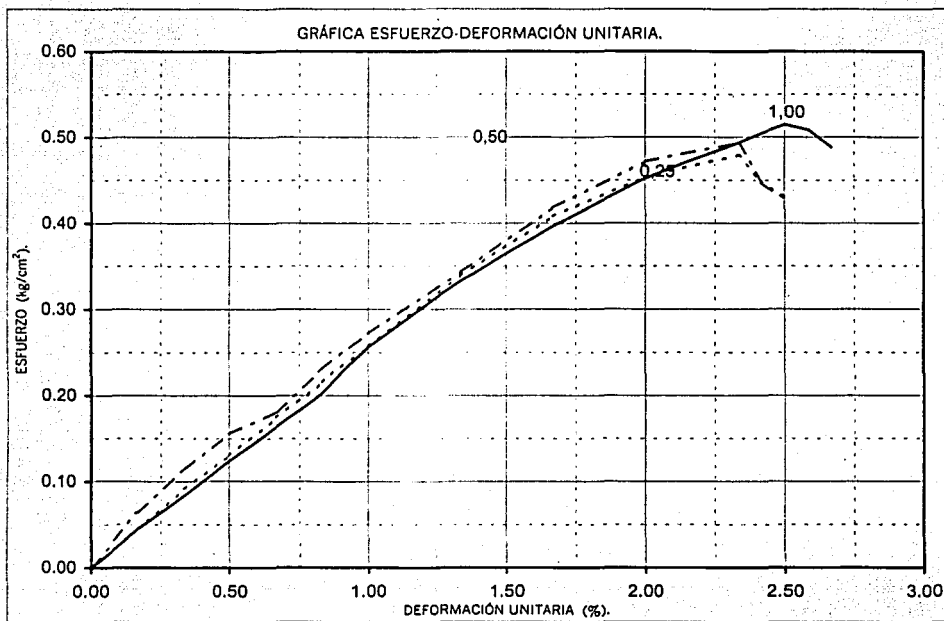


Figura 69.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : LIMO POCO ARCILLOSO, GRIS OSCURO.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		FECHA:	20/09/99	
SONDEO:	PCA-2.		CONSTANTE:	0.192	
MUESTRA:	CUBICA		OPERADOR:	F.O	
PROFUNDIDAD:	0.60-0.80 m.		VELOCIDAD:	0.01667	
PRESIÓN:	0.25 kg/cm ² .				
ds=	3.53	cm.	Wo=	100.00	gr.
dm=	3.48	cm.	Wt=	69.50	gr.
dj=	3.50	cm.	Wt+sh=	169.40	gr.
d prom.=	3.49	cm.	Wt+ss=	129.80	gr.
h1=	7.93	cm.	Ss=	2.56	
h2=	7.93	cm.	W (%)=	65.67	
h prom.=	7.93	cm.	pvh=	1.317	ton/m ² .
Ao=	9.575	cm ² .	pvhf=	1.316	ton/m ² .
Vo=	75.933	cm ³ .	pvs=	0.795	ton/m ² .
ei=	2.220		Gi=	75.71	(%)
ef=	2.224		Wi=	65.84	(%)
si=	75.795	(%)	Wf=	65.67	(%)
sf=	75.604	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.5754	0.0000
10	10.00	1.9200	0.1667	9.5914	0.2002
20	25.00	4.8000	0.3334	9.6074	0.4996
30	39.00	7.4880	0.5001	9.6235	0.7781
40	41.00	7.8720	0.6668	9.6396	0.8166
45	39.00	7.4880	0.7502	9.6477	0.7761
50	31.00	5.9520	0.8335	9.6558	0.6164
55	18.00	3.4560	0.9169	9.6640	0.3576

0.8166

SONDEO:	PCA-2.		PRESIÓN:	0.50 kg/cm ² .	
ds=	3.43	cm.	Wo=	99.10	gr.
dm=	3.39	cm.	Wt=	64.90	gr.
dj=	3.49	cm.	Wt+sh=	164.00	gr.
d prom.=	3.41	cm.	Wt+ss=	123.70	gr.
h1=	7.91	cm.	Ss=	2.56	
h2=	7.91	cm.	W (%)=	68.54	
h prom.=	7.91	cm.	pvh=	1.369	ton/m ² .
Ao=	9.151	cm ² .	pvhf=	1.369	ton/m ² .
Vo=	72.381	cm ³ .	pvs=	0.812	ton/m ² .
ei=	2.151		Gi=	81.56	(%)
ef=	2.151		Wi=	68.54	(%)
si=	81.559	(%)	Wf=	68.54	(%)
sf=	81.559	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.1506	0.0000
10	10.00	1.9200	0.1667	9.1658	0.2095
20	25.00	4.8000	0.3334	9.1812	0.5228
30	42.00	8.0640	0.5001	9.1965	0.8769
40	61.00	11.7120	0.6668	9.2120	1.2714
50	70.00	13.4400	0.8335	9.2275	1.4565
55	66.00	12.6720	0.9190	9.2352	1.3721
60	48.00	9.2160	1.0002	9.2430	0.9971

1.4565

Figura 70.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		PROFUND:	0.60-0.80	m.
SONDEO :	PCA-2		PRESIÓN:	1.00	kg/cm ² .
MUESTRA:	CUBICA		FECHA:	20/09/99	
ds=	3.44	cm.	Wo=	99.40	gr.
dm=	3.30	cm.	Wl=	63.30	gr.
dj=	3.42	cm.	Wt+sh=	162.60	gr.
d prom.=	3.34	cm.	Wt+ss=	124.70	gr.
h1=	7.91	cm.	Ss=	2.56	
h2=	7.91	cm.	W (%)=	61.73	
h prom.=	7.91	cm.	pvhf=	1.431	ton/m ³ .
Ao=	8.779	cm ² .	pvhf=	1.430	ton/m ³ .
Vo=	69.443	cm ³ .	pvs=	0.885	ton/m ³ .
ei=	1.892		Gl=	83.50	(%)
ef=	1.895		Wl=	61.89	(%)
sf=	83.593	(%)	Wf=	61.73	(%)
sf=	83.373	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	8.7791	0.0000
10	14.00	2.6880	0.1667	8.7937	0.3057
20	28.00	5.3760	0.3334	8.8085	0.6103
30	39.50	7.5840	0.5001	8.8232	0.8596
40	51.00	9.7920	0.6668	8.8380	1.1079
50	62.50	12.0000	0.8335	8.8529	1.3555
60	74.00	14.2080	1.0002	-8.8678	1.6022
70	83.00	15.9360	1.1669	8.8827	1.7940
80	85.00	16.3200	1.3336	8.8977	1.8342
85	83.00	15.9360	1.4170	8.9053	1.7895
90	76.00	14.5920	1.5003	8.9128	1.6372

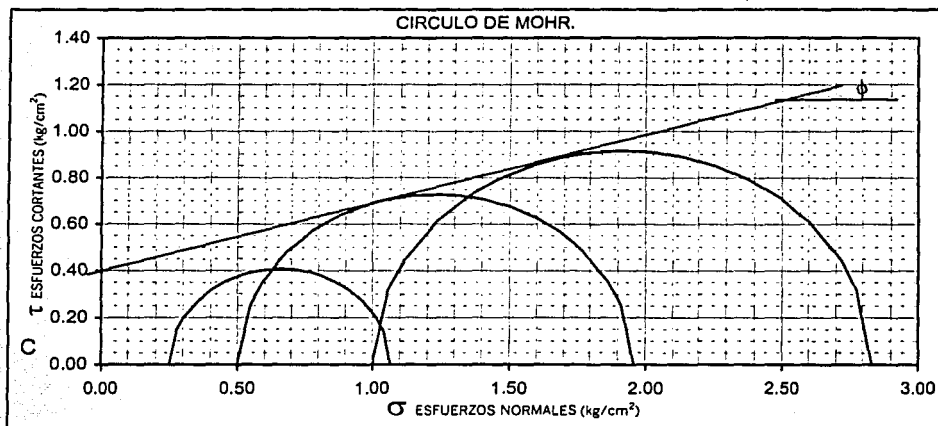
1.8342

ENSAYO Nº	PRESIÓN CONF. (kg/cm ²).	ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²).	PESO VOLUMET. NATURAL. (ton/m ³).	Gwl (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wl=
1	0.25	0.82	1.317	75.7	2.220	2.56	65.42 %
2	0.50	1.46	1.369	81.6	2.151	65.31 %	65.31 %
3	1.00	1.83	1.431	83.5	1.892	80.26 %	80.26 %
DATOS						80.18 %	
FINALES						1.373 (ton/m ³).	
		ef	Gwf	wf	pvhf	1.372 (ton/m ³).	
1	0.25	2.224	75.604	65.67	1.316	2.09	
2	0.50	2.151	81.559	68.54	1.369	2.09	
3	1.00	1.895	83.373	61.73	1.430		

Figura 71.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

OBRA:	BARRIO VIDRIEROS.	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	LIMO POCO
SONDEO:	PCA-2		
MUESTRA:	CUBICA		ARCILLOSO, GRIS OSCURO.
PROFUNDID.:	0.60-0.80 m.		



C =	0.40	kg/cm ² ,	E =		kg/cm ² ,
φ =		grados.	μ =	0.45	

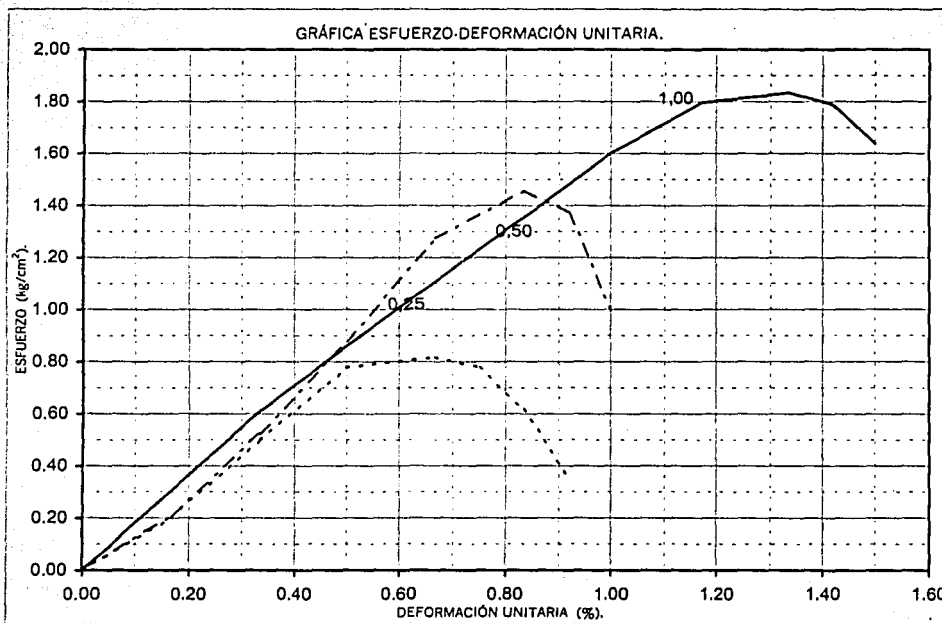


Figura 72.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ CON POCA ARENA FINA.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		FECHA:	20/09/99	
SONDEO :	PCA-4.		CONSTANTE:	0.192	
MUESTRA:	CÚBICA		OPERADOR:	F.O.	
PROFUNDIDAD:	0.50-0.80 m.		VELOCIDAD:	0.01667	
PRESIÓN:	0.25 kg/cm ² .				
ds=	3.97	cm.	Wo=	154.10	gr.
dm=	4.00	cm.	Wt=	29.60	gr.
di=	3.97	cm.	Wt+sh=	183.60	gr.
d prom.=	3.99	cm.	Wt+ss=	133.00	gr.
h1=	8.00	cm.	Ss=	2.44	
h2=	8.00	cm.	W (%)=	48.94	
h prom.=	8.00	cm.	pvhI=	1.541	ton/m ³ .
Ao=	12.504	cm ² .	pvhf=	1.540	ton/m ³ .
Vo=	100.029	cm ³ .	pvs=	1.034	ton/m ³ .
ei=	1.359		Gi=	87.87	(%)
ef=	1.360		Wi=	49.03	(%)
si=	87.942	(%)	Wf=	48.94	(%)
sf=	87.768	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.5036	0.0000
10	20.00	3.8400	0.1667	12.5245	0.3066
20	41.00	7.8720	0.3334	12.5454	0.8275
30	71.00	13.6320	0.5001	12.5665	1.0848
40	106.00	20.3520	0.6668	12.5876	1.6168
50	145.00	27.8400	0.8335	12.6087	2.2080
60	186.00	35.7120	1.0002	12.6299	2.8276
80	271.00	52.0320	1.3336	12.6726	4.1059
100	319.00	61.2480	1.6670	12.7156	4.8168
105	318.00	61.0560	1.7504	12.7264	4.7976
110	314.00	60.2880	1.8337	12.7372	4.7332

4.8168

SONDEO :	PCA-4.		PRESIÓN:	0.50 kg/cm ² .	
ds=	3.92	cm.	Wo=	153.60	gr.
dm=	4.00	cm.	Wt=	29.40	gr.
di=	3.97	cm.	Wt+sh=	183.00	gr.
d prom.=	3.98	cm.	Wt+ss=	133.40	gr.
h1=	8.00	cm.	Ss=	2.44	
h2=	8.00	cm.	W (%)=	47.69	
h prom.=	8.00	cm.	pvhI=	1.542	ton/m ³ .
Ao=	12.451	cm ² .	pvhf=	1.542	ton/m ³ .
Vo=	99.612	cm ³ .	pvs=	1.044	ton/m ³ .
ei=	1.337		Gi=	87.03	(%)
ef=	1.337		Wi=	47.69	(%)
si=	87.035	(%)	Wf=	47.69	(%)
sf=	87.035	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.4514	0.0000
10	13.00	2.4960	0.1667	12.4722	0.2001
20	27.00	5.1840	0.3334	12.4931	0.4149
30	47.00	9.0240	0.5001	12.5140	0.7211
40	72.00	13.8240	0.6668	12.5350	1.1028
50	105.00	20.1600	0.8335	12.5561	1.6056
60	145.00	27.8400	1.0002	12.5772	2.2135
80	230.00	44.1600	1.3336	12.6197	3.4993
100	318.00	61.0560	1.6670	12.6625	4.8218
120	368.00	70.6560	2.0004	12.7056	5.5610
125	367.00	70.4640	2.0838	12.7164	5.5412
130	363.00	69.6960	2.1671	12.7273	5.4761

5.5610

Figura 73.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		PROFUND:	0.50-0.80 m.	
SONDEO :	PCA-4.		PRESIÓN:	1.00 kg/cm ² .	
MUESTRA:	CUBICA		FECHA:	20/09/99	
ds=	4.00	cm.	Wo=	156.70	gr.
dm=	4.00	cm.	Wl=	29.30	gr.
dl=	4.00	cm.	Wt+sh=	185.70	gr.
d prom.=	4.00	cm.	Wt+ss=	135.60	gr.
h1=	8.01	cm.	Ss=	2.44	
h2=	8.01	cm.	W (%)=	47.13	
h prom.=	8.01	cm.	pvhi=	1.557	ton/m ³ .
Ao=	12.566	cm ² .	pvhf=	1.554	ton/m ³ .
Vo=	100.657	cm ³ .	pvs=	1.058	ton/m ³ .
ei=	1.306		Gi=	88.05	(%)
ef=	1.310		Wi=	47.41	(%)
si=	88.280	(%)	Wf=	47.13	(%)
sf=	87.755	(%)			
TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DÉFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.5664	0.0000
10	11.00	2.1120	0.1667	12.5874	0.1678
20	33.00	6.3360	0.3334	12.6084	0.5025
30	63.00	12.0960	0.5001	12.6295	0.9578
40	101.00	19.3920	0.6668	12.6507	1.5329
50	147.00	28.2240	0.8335	12.6720	2.2273
60	198.00	38.0160	1.0002	12.6933	2.9950
80	305.00	58.5600	1.3336	12.7362	4.5979
100	413.00	79.2960	1.6670	12.7794	6.2050
120	518.00	99.4560	2.0004	12.8229	7.7561
130	555.00	106.5600	2.1671	12.8447	8.2960
135	549.00	105.4080	2.2505	12.8557	8.1993

8.2960

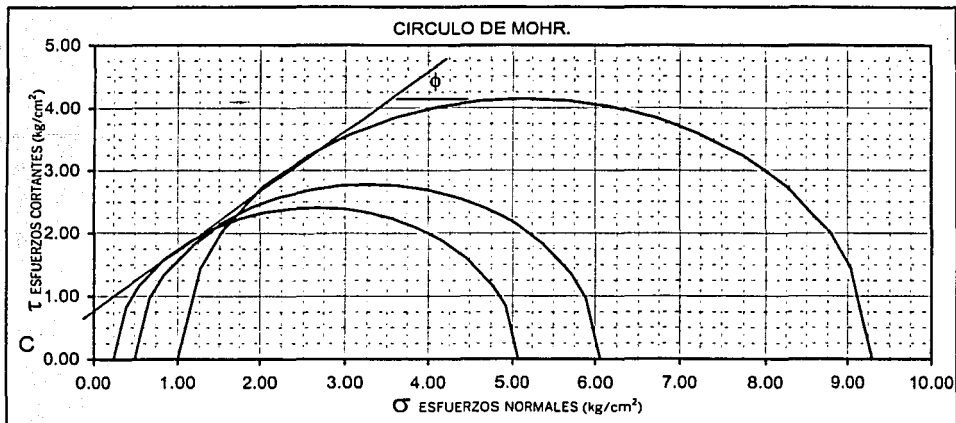
ENSAYO Nº	PRESIÓN CONF. (kg/cm ²)	ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUMET. NATURAL. (ton/m ³)	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss= 2.44	wl= 48.05 %
1	0.25	4.82	1.541	87.9	1.359	wf= 47.92 %	Gw= 87.65 %
2	0.50	5.56	1.542	87.0	1.337	Gwf= 87.52 %	PVN= 87.52 %
3	1.00	8.30	1.557	88.1	1.306	PVF= 1.546 (ton/m ³).	ei= 1.545 (ton/m ³).
		DATOS		FINALES		ei= 1.33	
		ef	Gwf	wf	pvhf		
1	0.25	1.360	87.768	48.94	1.540		
2	0.50	1.337	87.035	47.69	1.542		
3	1.00	1.310	87.755	47.13	1.554		1.34

Figura 74.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

OBRA:	<u>BARRIO VIDRIEROS.</u>	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	<u>ARCILLA POCO</u>
SONDEO:	<u>PCA-4.</u>		<u>LIMOSA CAFE, CON POCÁ ARENA</u>
MUESTRA:	<u>CUBICA</u>		<u>FINA.</u>
PROFUNDID.:	<u>0.50-0.80 m.</u>		



$c =$	<u>0.08</u>	kg/cm ² ,	$E =$	<u> </u>	kg/cm ² ,
$\phi =$	<u> </u>	grados.	$\mu =$	<u>0.45</u>	

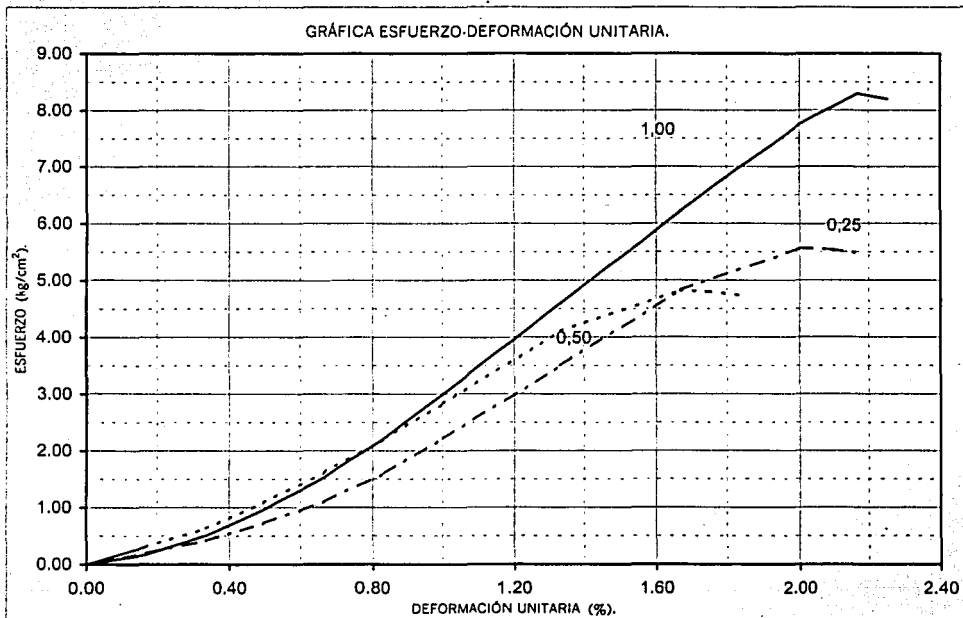


Figura 75.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : ARCILLA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA.

PROYECTO: <u>BARRIO VIDRIEROS.</u>		FECHA: <u>20/09/99</u>			
SONDEO: <u>PCA-5</u>		CONSTANTE: <u>0.192</u>			
MUESTRA: <u>CÚBICA</u>		OPERADOR: <u>F.O.</u>			
PROFUNDIDAD: <u>0.60-0.80</u> m.		VELOCIDAD: <u>0.01667</u>			
PRESIÓN: <u>0.25</u> kg/cm ² .					
ds=	<u>3.47</u> cm.	Wo=	<u>102.00</u> gr.		
dm=	<u>3.43</u> cm.	Wl=	<u>60.60</u> gr.		
dl=	<u>3.46</u> cm.	Wt+sh=	<u>162.40</u> gr.		
d prom.=	<u>3.44</u> cm.	Wt+ss=	<u>123.00</u> gr.		
h1=	<u>7.90</u> cm.	Ss=	<u>2.40</u>		
h2=	<u>7.90</u> cm.	W (%)=	<u>63.14</u>		
h prom.=	<u>7.90</u> cm.	pvh1=	<u>1.388</u> ton/m ² .		
Ao=	<u>9.303</u> cm ² .	pvhf=	<u>1.385</u> ton/m ² .		
Vo=	<u>73.494</u> cm ³ .	pvs=	<u>0.851</u> ton/m ² .		
ei=	<u>1.821</u>	Gi=	<u>83.21</u> (%)		
ef=	<u>1.827</u>	Wi=	<u>63.46</u> (%)		
si=	<u>83.378</u> (%)	Wf=	<u>63.14</u> (%)		
sf=	<u>82.957</u> (%)				
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.3031	0.0000
10	10.00	1.9200	0.1667	9.3186	0.2060
20	27.00	5.1840	0.3334	9.3342	0.5554
30	51.00	9.7920	0.5001	9.3499	1.0473
40	78.00	14.9760	0.6668	9.3655	1.5991
50	101.00	19.3920	0.8335	9.3813	2.0671
60	104.00	19.9680	1.0002	9.3971	2.1249
65	100.00	19.2000	1.0836	9.4050	2.0415
70	88.00	16.8960	1.1669	9.4129	1.7950

2.1249

SONDEO: <u>PCA-5</u>		PRESIÓN: <u>0.50</u> kg/cm ² .			
ds=	<u>3.51</u> cm.	Wo=	<u>108.30</u> gr.		
dm=	<u>3.52</u> cm.	Wl=	<u>65.30</u> gr.		
dl=	<u>3.48</u> cm.	Wt+sh=	<u>173.60</u> gr.		
d prom.=	<u>3.51</u> cm.	Wt+ss=	<u>135.50</u> gr.		
h1=	<u>7.97</u> cm.	Ss=	<u>2.40</u>		
h2=	<u>7.97</u> cm.	W (%)=	<u>54.27</u>		
h prom.=	<u>7.97</u> cm.	pvh1=	<u>1.403</u> ton/m ² .		
Ao=	<u>9.685</u> cm ² .	pvhf=	<u>1.403</u> ton/m ² .		
Vo=	<u>77.192</u> cm ³ .	pvs=	<u>0.909</u> ton/m ² .		
ei=	<u>1.639</u>	Gi=	<u>79.47</u> (%)		
ef=	<u>1.639</u>	Wi=	<u>54.27</u> (%)		
si=	<u>79.470</u> (%)	Wf=	<u>54.27</u> (%)		
sf=	<u>79.470</u> (%)				
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.6854	0.0000
10	16.00	3.0720	0.1667	9.7015	0.3167
20	42.00	8.0640	0.3334	9.7178	0.8298
30	73.00	14.0160	0.5001	9.7341	1.4399
40	103.00	19.7760	0.6668	9.7504	2.0282
50	130.00	24.9600	0.8335	9.7668	2.5556
60	140.50	26.9760	1.0002	9.7832	2.7574
65	137.00	26.3040	1.0836	9.7915	2.6864
70	118.00	22.6560	1.1669	9.7997	2.3119

2.7574

Figura 76.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		PROFUND:	0.60-0.80	m.
SONDEO:	PCA-5.		PRESIÓN:	1.00	kg/cm ² .
MUESTRA:	CÚBICA		FECHA:	20/09/99	
ds=	3.45	cm.	Wo=	103.10	gr.
dm=	3.40	cm.	Wt=	65.10	gr.
di=	3.46	cm.	Wt+sh=	168.20	gr.
d prom.=	3.42	cm.	Wt+ss=	126.10	gr.
h1=	7.96	cm.	Ss=	2.40	
h2=	7.96	cm.	W (%)=	69.02	
h prom.=	7.96	cm.	pvhi=	1.411	ton/m ³ .
Ao=	9.177	cm ² .	pvhf=	1.411	ton/m ³ .
Vo=	73.052	cm ³ .	pvs=	835.000	ton/m ³ .
ei=	1.874		Gi=	88.38	(%)
ef=	1.874		Wi=	69.02	(%)
si=	88.380	(%)	Wf=	69.02	(%)
sf=	88.380	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.1774	0.0000
10	14.00	2.6880	0.1667	9.1927	0.2924
20	36.00	6.9120	0.3334	9.2081	0.7506
30	71.00	13.6320	0.5001	9.2235	1.4780
40	109.00	20.9280	0.6668	9.2390	2.2652
50	147.00	28.2240	0.8335	9.2545	3.0498
60	178.00	34.1760	1.0002	9.2701	3.6867
80	213.00	40.8960	1.3336	9.3014	4.3967
85	210.00	40.3200	1.4170	9.3093	4.3312
90	191.00	36.6720	1.5003	9.3172	3.9360

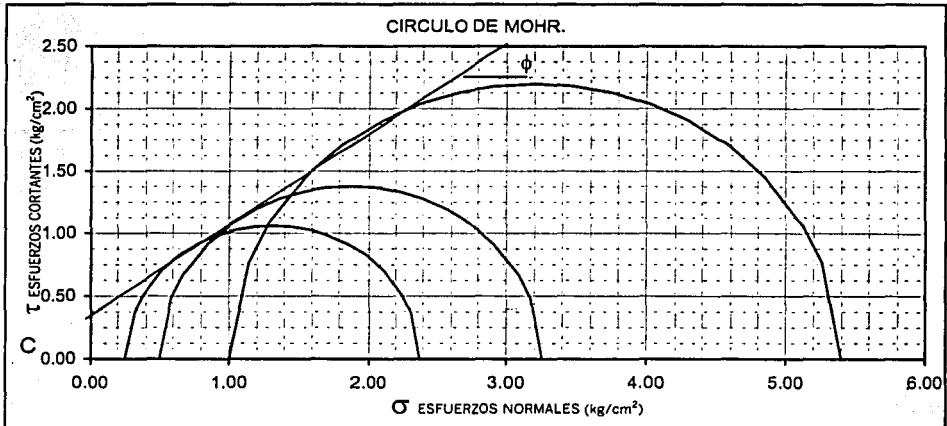
4.3967

ENSAYO Nº	PRESIÓN CONF. (kg/cm ²).	ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²).	PESO VOLUMET. NATURAL. (ton/m ³).	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	2.40
1	0.25	2.76	1.388	83.2	1.821	wi=	62.25 %
2	0.50	2.12	1.403	79.5	1.639	wf=	62.14 %
3	1.00	4.40	1.411	88.4	1.874	Gw=	83.69 %
DATOS FINALES						PVN=	83.60 %
						PVF=	1.401 (ton/m ³).
						ei=	1.400 (ton/m ³).
						ef=	1.78
1	0.25	1.827	82.957	63.14	1.385		1.78
2	0.50	1.639	79.470	54.27	1.403		
3	1.00	1.874	88.380	69.02	1.411		

Figura 77.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

OBRA:	BARRIO VIDRIEROS.	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	ARCILLA CAFÉ
SONDEO:	PCA-5.		OSCURO CON POCA ARENA FINA.
MUESTRA:	CUBICA		
PROFUNDID.:	0.60-0.80 m.		



C =	0.38	kg/cm ² ,	E =		kg/cm ² ,
φ =	37.50	grados.	μ =	0.45	

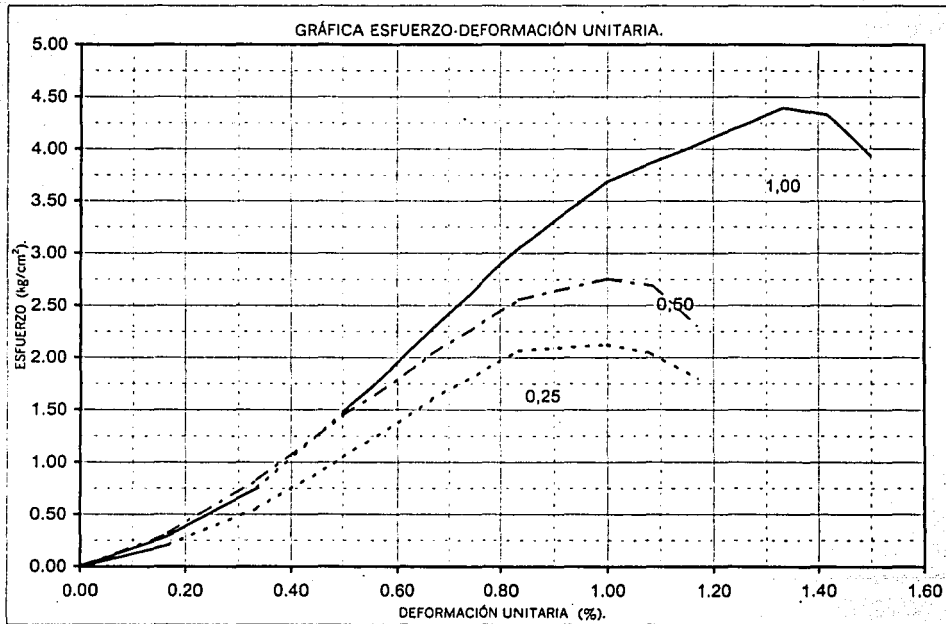


Figura 78.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : ARCILLA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA.

PROYECTO: BARRIO VIDRIEROS.		FECHA: 20/09/99			
SONDEO: PCA-8		CONSTANTE: 0.192			
MUESTRA: CUBICA		OPERADOR: F.O.			
PROFUNDIDAD: 0.50-0.80 m.		VELOCIDAD: 0.01667			
PRESIÓN: 0.25 kg/cm ² .					
ds=	4.00	cm.	Wo=	150.70	gr.
dm=	3.99	cm.	Wt=	61.40	gr.
dl=	4.01	cm.	Wt+sh=	212.10	gr.
d prom.=	4.00	cm.	Wt+ss=	165.70	gr.
h1=	8.02	cm.	Ss=	2.37	
h2=	8.02	cm.	W (%)=	44.49	
h prom.=	8.02	cm.	pvhi=	1.499	ton/m ² .
Ao=	12.535	cm ² .	pvhf=	1.499	ton/m ² .
Vo=	100.530	cm ² .	pvs=	1.037	ton/m ² .
ei=	1.284		Gi=	82.09	(%)
ef=	1.284		Wi=	44.49	(%)
si=	82.092	(%)	Wf=	44.49	(%)
sf=	82.092	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.5350	0.0000
10	4.00	0.7680	0.1667	12.5559	0.0612
20	8.00	1.5360	0.3334	12.5769	0.1221
30	11.50	2.2080	0.5001	12.5980	0.1753
40	15.00	2.8800	0.6668	12.6191	0.2282
50	18.50	3.5520	0.8335	12.6403	0.2810
60	22.00	4.2240	1.0002	12.6616	0.3336
80	21.50	4.1280	1.3336	12.7044	0.3249
90	17.00	3.2640	1.5003	12.7259	0.2565
100	13.00	2.4960	1.6670	12.7475	0.1958

0.3336

SONDEO: PCA-8		PRESIÓN: 0.50 kg/cm ² .			
ds=	4.07	cm.	Wo=	160.70	gr.
dm=	4.06	cm.	Wt=	45.60	gr.
dl=	4.07	cm.	Wt+sh=	206.20	gr.
d prom.=	4.06	cm.	Wt+ss=	160.90	gr.
h1=	8.06	cm.	Ss=	2.37	
h2=	8.06	cm.	W (%)=	39.29	
h prom.=	8.06	cm.	pvhi=	1.538	ton/m ² .
Ao=	12.967	cm ² .	pvhf=	1.537	ton/m ² .
Vo=	104.518	cm ² .	pvs=	1.104	ton/m ² .
ei=	1.147		Gi=	81.18	(%)
ef=	1.148		Wi=	39.38	(%)
si=	81.263	(%)	Wf=	39.29	(%)
sf=	81.084	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.9675	0.0000
10	6.00	1.1520	0.1667	12.9891	0.0887
20	11.00	2.1120	0.3334	13.0108	0.1623
30	16.00	3.0720	0.5001	13.0326	0.2357
40	21.50	4.1280	0.6668	13.0545	0.3162
50	26.00	4.9920	0.8335	13.0764	0.3818
60	29.50	5.6640	1.0002	13.0985	0.4324
70	30.00	5.7600	1.1669	13.1206	0.4390
80	28.00	5.3760	1.3336	13.1427	0.4090

0.4390

Figura 79.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.	PROFUND:	0.50-0.80 m.
SONDEO :	PCA-8	PRESIÓN:	1.00 kg/cm ² .
MUESTRA:	CÚBICA	FECHA:	20/09/99
ds=	4.09 cm.	Wo=	173.80 gr.
dm=	4.04 cm.	Wt=	36.10 gr.
dj=	4.08 cm.	Wt+sh=	204.80 gr.
d prom.=	4.06 cm.	Wt+es=	164.80 gr.
h1=	8.02 cm.	Ss=	2.37
h2=	8.02 cm.	W (%)=	31.08
h prom.=	8.02 cm.	pvhj=	1.678 ton/m ³ .
Ao=	12.914 cm ² .	pvhf=	1.629 ton/m ³ .
Vo=	103.573 cm ³ .	pvs=	1.280 ton/m ³ .
ei=	0.851	Gi=	86.52 (%)
ef=	0.907	Wi=	35.04 (%)
si=	91.538 (%)	Wf=	31.08 (%)
sf=	81.187 (%)		

TIEMPO mm.	ANILLO mm.	F kg.	DEFORM. %	Ac cm ² .	ESFUERZO kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.9143	0.0000
10	6.00	1.1520	0.1667	12.9359	0.0891
20	10.00	1.9200	0.3334	12.9575	0.1482
30	16.00	3.0720	0.5001	12.9792	0.2367
40	22.00	4.2240	0.6668	13.0010	0.3249
50	29.00	5.5680	0.8335	13.0229	0.4276
60	36.00	6.9120	1.0002	13.0448	0.5299
70	40.00	7.6800	1.1669	13.0668	0.5877
80	44.00	8.4480	1.3336	13.0889	0.6454
90	46.00	8.8320	1.5003	13.1110	0.6736
95	47.00	9.0240	1.5837	13.1221	0.6877
100	46.00	8.8320	1.6670	13.1333	0.6725
105	45.00	8.6400	1.7504	13.1444	0.6573
110	44.00	8.4480	1.8337	13.1556	0.6422

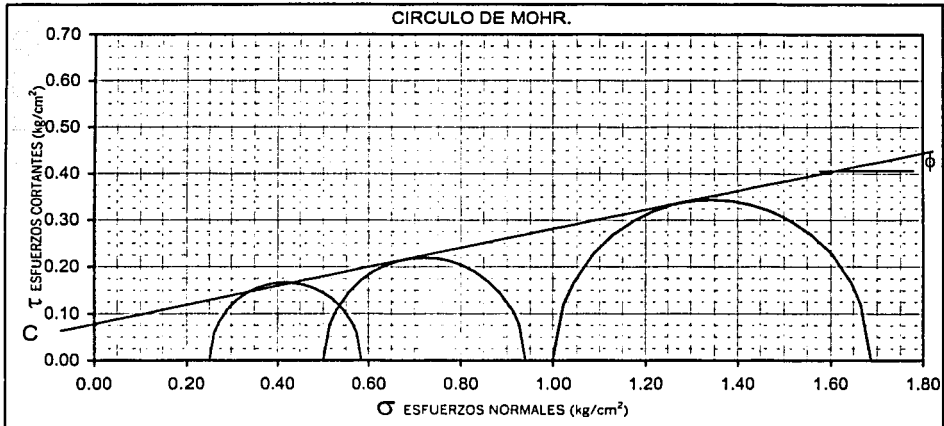
0.6877

ENSAYO Nº	PRESIÓN CONF. (kg/cm ²).	ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²).	PESO VOLUMET. NATURAL. (ton/m ³).	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO		
						Ss=	wf=	Gw=
1	0.25	0.33	1.499	82.1	1.284	2.37	39.64 %	
2	0.50	0.44	1.538	81.2	1.147	38.29 %		
3	1.00	0.69	1.678	86.5	0.851	83.26 %		
DATOS FINALES						PVN=	81.45 %	
		ef	Gwf	wf	pvhf	PVF=	1.572 (ton/m ³).	
1	0.25	1.284	82.092	44.49	1.499	ei=	1.555 (ton/m ³).	
2	0.50	1.148	81.084	39.29	1.537	ef=	1.09	
3	1.00	0.907	81.187	31.08	1.629			

Figura 80.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

OBRA:	<u>BARRIO VIDRIEROS</u>	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	<u>ARCILLA CAFÉ</u>
SONDEO:	<u>PCA-8</u>		<u>OSCURO CON POCA ARENA</u>
MUESTRA:	<u>CUBICA</u>		<u>FINA.</u>
PROFUNDIDAD:	<u>0,50-0,80</u> m.		



$c =$	<u>0.08</u>	$\text{kg/cm}^2,$	$E =$	<u> </u>	$\text{kg/cm}^2,$
$\phi =$	<u>13.00</u>	grados.	$\mu =$	<u>0.45</u>	

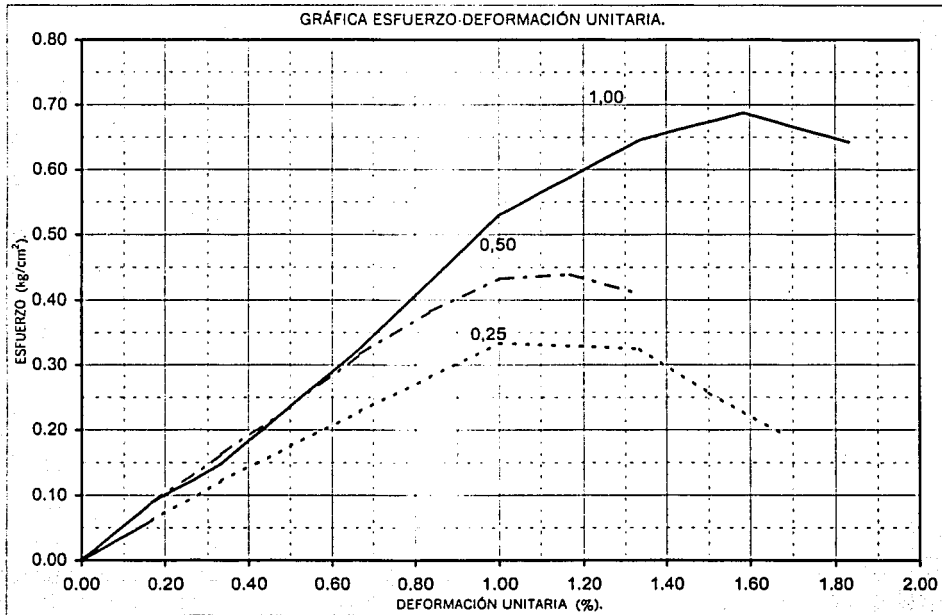


Figura 81.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : LIMO ARENOSO FINO GRIS.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		FECHA:	20/09/99	
SONDEO:	PCA-9.		CONSTANTE:	0.192	
MUESTRA:	CUBICA		OPERADOR:	F.O.	
PROFUNDIDAD:	0.50-0.80 m.		VELOCIDAD:	0.01667	
PRESIÓN:	0.25 kg/cm ² .				
ds=	3.99	cm.	Wo=	143.80	gr.
dm=	3.89	cm.	Wt=	36.10	gr.
di=	3.94	cm.	Wt+sh=	179.70	gr.
d prom.=	3.91	cm.	Wt+ss=	125.30	gr.
h1=	8.40	cm.	Ss=	2.55	
h2=	8.40	cm.	W (%)=	60.99	
h prom.=	8.40	cm.	pvh=	1.425	ton/m ² .
Ao=	12.017	cm ² .	pvhf=	1.423	ton/m ² .
Vo=	100.947	cm ³ .	pvs=	0.885	ton/m ² .
ei=	1.882		Gi=	82.64	(%)
ef=	1.886		Wi=	61.21	(%)
si=	82.769	(%)	Wf=	60.99	(%)
sf=	82.466	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.0175	0.0000
10	24.00	4.6080	0.1667	12.0376	0.3828
20	52.00	9.9840	0.3334	12.0577	0.8280
30	81.00	15.5520	0.5001	12.0779	1.2876
40	108.00	20.7360	0.6668	12.0982	1.7140
50	136.00	26.1120	0.8335	12.1185	2.1547
60	163.00	31.2960	1.0002	12.1389	2.5782
70	185.00	36.5200	1.1669	12.1594	2.9212
80	193.00	37.0560	1.3336	12.1799	3.0424
85	192.00	36.8640	1.4170	12.1902	3.0241
90	180.00	34.5600	1.5003	12.2005	2.8327

3.0424

SONDEO:	PCA-9.		PRESIÓN:	0.50 kg/cm ² .	
ds=	3.91	cm.	Wo=	141.60	gr.
dm=	3.97	cm.	Wt=	22.20	gr.
di=	3.91	cm.	Wt+sh=	163.60	gr.
d prom.=	3.95	cm.	Wt+ss=	110.30	gr.
h1=	8.43	cm.	Ss=	2.55	
h2=	8.43	cm.	W (%)=	60.50	
h prom.=	8.43	cm.	pvh=	1.371	ton/m ² .
Ao=	12.254	cm ² .	pvhf=	1.369	ton/m ² .
Vo=	103.303	cm ³ .	pvs=	0.854	ton/m ² .
ei=	1.986		Gi=	77.69	(%)
ef=	1.990		Wi=	60.73	(%)
si=	77.814	(%)	Wf=	60.50	(%)
sf=	77.523	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.2542	0.0000
5	7.00	1.3440	0.0834	12.2644	0.1096
10	14.00	2.6880	0.1667	12.2746	0.2190
15	25.00	4.8000	0.2501	12.2849	0.3907
20	39.00	7.4880	0.3334	12.2952	0.6090
30	68.00	13.0560	0.5001	12.3158	1.0601
40	100.00	19.2000	0.6668	12.3364	1.5564
50	137.00	26.3040	0.8335	12.3572	2.1286
60	173.00	33.2160	1.0002	12.3780	2.6835
70	207.00	39.7440	1.1669	12.3989	3.2055
80	237.00	45.5040	1.3336	12.4198	3.6638
90	255.00	48.9600	1.5003	12.4408	3.9354
95	254.00	48.7680	1.5837	12.4514	3.9167
100	246.00	47.2320	1.6670	12.4619	3.7901

3.9354

Figura 82.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS.		PROFUND:	0.50-0.80	m.
SONDEO :	PCA-9		PRESIÓN:	1.00	kg/cm ² .
MUESTRA:	CUBICA		FECHA:	20/09/99	
ds=	3.57	cm.	Wo=	104.20	gr.
dm=	3.43	cm.	Wt=	36.00	gr.
di=	3.45	cm.	Wt+sh=	140.00	gr.
d prom.=	3.45	cm.	Wt+ss=	101.10	gr.
h1=	7.96	cm.	Ss=	2.55	
h2=	7.96	cm.	W (%)=	59.75	
h prom.=	7.96	cm.	pvh=	1.398	ton/m ³ .
Ao=	9.362	cm ² .	pvhf=	1.396	ton/m ³ .
Vo=	74.520	cm ³ .	pvs=	0.875	ton/m ³ .
ei=	1.913		Gi=	79.64	(%)
ef=	1.919		Wi=	60.06	(%)
si=	79.812	(%)	Wf=	59.75	(%)
sf=	79.404	(%)			
TIEMPO	ANILLO	F	DEFORM.	Ac	ESFUERZO
mm.	mm.	kg.	%	cm ² .	kg/cm ² .
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.3618	0.0000
10	22.00	4.2240	0.1667	9.3774	0.4504
20	56.00	10.7520	0.3334	9.3931	1.1447
30	93.00	17.8560	0.5001	9.4088	1.8978
40	132.00	25.3440	0.6668	9.4246	2.6891
50	170.00	32.6400	0.8335	9.4404	3.4575
60	208.00	39.9360	1.0002	9.4563	4.2232
70	242.00	46.4640	1.1669	9.4723	4.9053
80	258.00	49.5360	1.3336	9.4883	5.2208
85	243.00	46.6560	1.4170	9.4963	4.9131
90	230.00	44.1600	1.5003	9.5043	4.6463

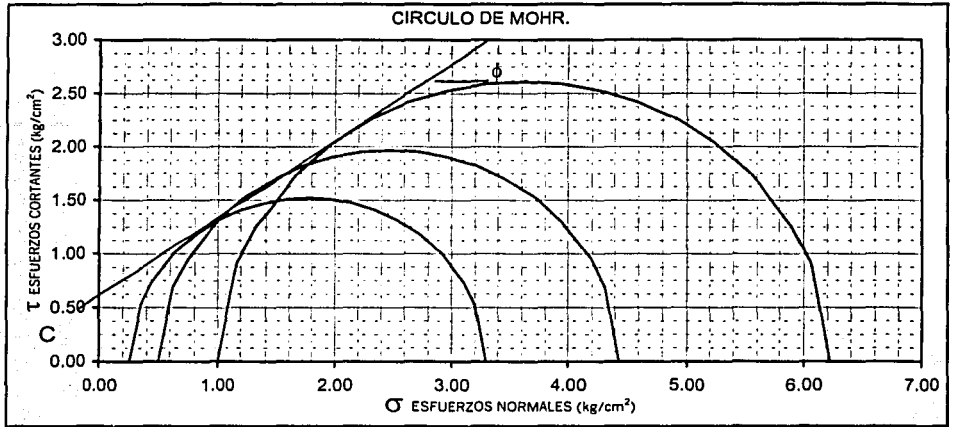
5.2208

ENSAYO Nº	PRESIÓN CONF. (kg/cm ²).	ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²).	PESO VOLUMET. NATURAL. (ton/m ³).	Gwl (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wf=
1	0.25	3.04	1.425	82.6	1.882	2.55	60.67 %
2	0.50	3.94	1.371	77.7	1.986	60.41 %	60.41 %
3	1.00	5.22	1.398	79.6	1.913	79.99 %	79.99 %
DATOS FINALES						PVN=	79.80 %
						PVF=	1.398 (ton/m ³).
						ei=	1.396 (ton/m ³).
						ef=	1.93
		ef	Gwf	wf	pvhf		
1	0.25	1.886	82.466	60.99	1.423		
2	0.50	1.990	77.523	60.50	1.369		
3	1.00	1.919	79.404	59.75	1.396		

Figura 83.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

OBRA:	BARRIO VIDRIEROS.	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	LIMO
SONDEO:	PCA-9.		ARENOSO FINO GRIS.
MUESTRA:	CUBICA		
PROFUNDID.:	0,50-0,80 m.		



$c =$	0,63	kg/cm ² ,	$E =$		kg/cm ² ,
$\phi =$		grados.	$\mu =$	0,45	

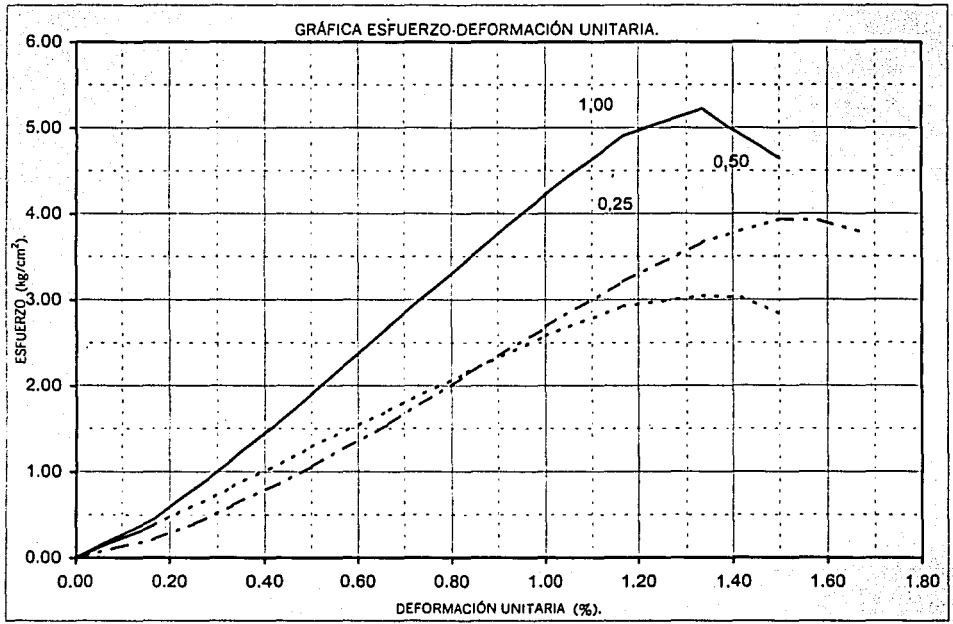


Figura 84.

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

PROYECTO :	BARRIO VIDRIEROS		SONDEO:	SM-1
ANILLO N°.	3G		MUESTRA:	4-2
D. ANILLO:	7.990	cm.	PROFUND.:	2,22-2,41 m.
H. ANILLO:	1.990	cm.	CONS. N°	3G
A. ANILLO:	50.140	cm ² .	Ss =	2,41
W. ANILLO:	153.190	Gr	FECHA:	28/09/99

DATOS INICIALES			DATOS FINALES		
Wh+A:	271.80	gr.	Wh+A+T	266.50	gr.
W TARA:	29.40	gr.	Ws+A+T	217.59	gr.
Ws=	35.000	gr.	Whi=	118.610	gr.
Wwi=	83.610	gr.	Whf=	83.910	gr.
Wwf=	48.910	gr.	Vi=	99.779	cm ³ .
Vf=	63.427	cm ³ .	Vs=	14.523	cm ³ .
Vv=	85.256	cm ³ .	Vw=	83.610	cm ³ .
Pvhi=	1.189	ton/m ³ .	Pvhf=	1.323	ton/m ³ .
Wi=	238.886	%	Si=	98.07	%
Wf=	139.743	%	Sf=	100.01	%
ei=	5.870		ef=	3.367	

PRESIÓN kg/cm ² .	MICRO mm.	CORRECC.DE AREA mm.	DIAM.CORREG. AREA mm.	DEFOR. VOLUM. %	e	Vf cm ³ .
Lec. Inic.=	15.900					
0.125	15.697	0.000	0.2030	1.0201	5.8004	98.7607
0.250	15.579	0.000	0.3210	1.6131	5.7598	98.1690
0.500	15.368	0.000	0.5320	2.6734	5.6868	97.1111
1.000	14.900	0.000	1.0000	5.0251	5.5252	94.7645
2.000	10.883	0.000	5.0170	25.2111	4.1383	74.6233
4.000	7.140	0.000	8.7600	44.0201	2.8481	55.8559
2.000	7.250	0.000	8.6500	43.4673	2.8841	56.4075
1.000	7.461	0.000	8.4390	42.4070	2.9569	57.4654
0.500	7.698	0.000	8.2020	41.2161	3.0387	58.6537
0.250	7.950	0.000	7.9500	39.9497	3.1257	59.9173
0.125	8.211	0.000	7.6890	38.6382	3.2158	61.2259
0.000	8.650	0.000	7.2500	36.4322	3.3674	63.4271

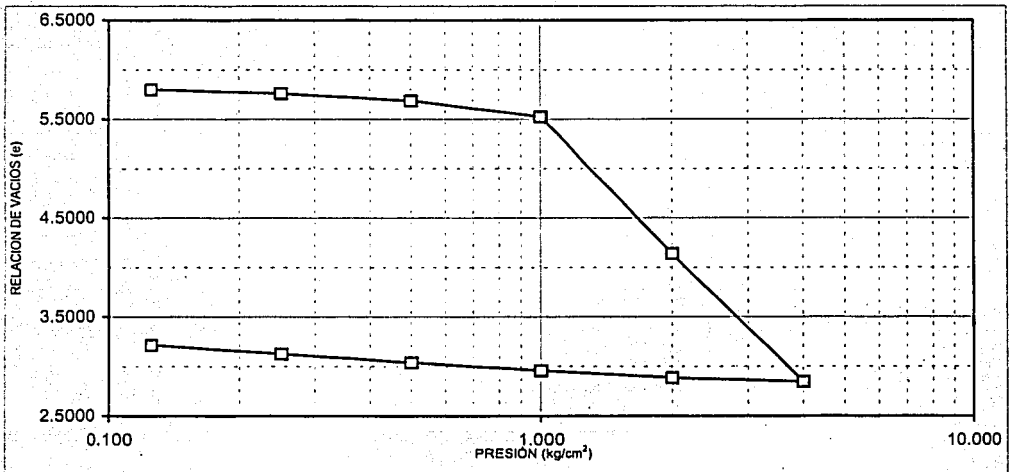


Figura 85.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

PROYECTO :	BARRIO VIDRIEROS		SONDEO:	SM-1
ANILLO N°:	1G		MUESTRA:	9-2
D. ANILLO:	7.990	cm.	PROFUND.:	5.38-5.59 m.
H. ANILLO:	1.990	cm.	CONS. N°	1G
A. ANILLO:	50.140	cm ² .	Ss =	2.37
W. ANILLO:	159.650	Gr	FECHA:	28/09/99

DATOS INICIALES			DATOS FINALES		
Wh+A:	273.00	gr.	Wh+A+T	247.60	gr.
W TARA:	29.40	gr.	Ws+A+T	212.25	gr.
Ws=	23.200	gr.	Whf=	113.350	gr.
Wwi=	90.150	gr.	Whf=	58.550	gr.
Wwf=	35.350	gr.	Vi=	99.779	cm ³ .
Vf=	45.126	cm ³ .	Vs=	9.789	cm ³ .
Vv=	89.990	cm ³ .	Vw=	90.150	cm ³ .
Pvhi=	1.136	ton/m ³ .	Pvhf=	1.297	ton/m ³ .
Wi=	388.371	%	Si=	100.18	%
Wf=	152.371	%	Sf=	100.04	%
ei=	9.193		ef=	3.610	

PRESIÓN kg/cm ² .	MICRO mm.	CORRECC.DE AREA mm.	DIAM.CORREG. AREA mm.	DEFOR. VOLUM. %	e	Vf cm ³ .
Lec. Inic.=	22.680					
0.125	22.436	0.000	0.2440	1.2261	9.0679	98.5551
0.250	21.959	0.000	0.7210	3.6231	8.8236	98.1634
0.500	18.181	0.000	4.4990	22.6080	6.8885	77.2206
1.000	15.558	0.000	7.1220	35.7889	5.5450	64.0688
2.000	12.911	0.000	9.7690	49.0905	4.1892	50.7968
4.000	10.840	0.000	11.8400	59.4975	3.1284	40.4128
2.000	10.930	0.000	11.7500	59.0452	3.1745	40.8641
1.000	11.053	0.000	11.6270	58.4271	3.2375	41.4808
0.500	11.200	0.000	11.4800	57.6884	3.3128	42.2179
0.250	11.370	0.000	11.3100	56.8342	3.3998	43.0702
0.125	11.557	0.000	11.1230	55.8945	3.4956	44.0078
0.000	11.780	0.000	10.9000	54.7739	3.6099	45.1260

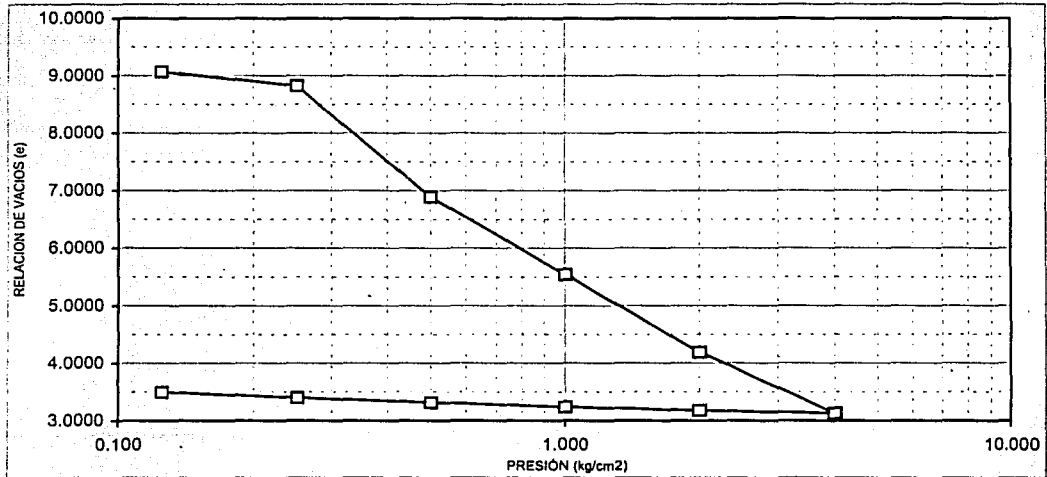


Figura 86.

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

PROYECTO :	<u>BARRIO VIDRIEROS</u>	SONDEO:	<u>SM-1</u>
ANILLO N°:	<u>4G</u>	MUESTRA:	<u>12-2</u>
D. ANILLO:	<u>7.990</u> cm.	PROFUND.:	<u>7.38-7.59</u> m.
H. ANILLO:	<u>2.010</u> cm.	CONS. N°	<u>4G</u>
A. ANILLO:	<u>50.140</u> cm ² .	Ss =	<u>2.42</u>
W. ANILLO:	<u>178.050</u> Gr	FECHA:	<u>28/09/99</u>

DATOS INICIALES			DATOS FINALES		
Wh+A:	<u>290.30</u>	gr.	Wh+A+T	<u>258.70</u>	gr.
W TARA:	<u>29.20</u>	gr.	Ws+A+T	<u>229.70</u>	gr.
Ws=	<u>22.450</u>	gr.	Whi=	<u>112.250</u>	gr.
Wwi=	<u>89.800</u>	gr.	Whf=	<u>51.450</u>	gr.
Wwf=	<u>29.000</u>	gr.	Vi=	<u>100.781</u>	cm ³ .
Vf=	<u>38.257</u>	cm ³ .	Vs=	<u>9.277</u>	cm ³ .
Vv=	<u>91.504</u>	cm ³ .	Vw=	<u>89.800</u>	cm ³ .
Pvhi=	<u>1.114</u>	ton/m ³ .	Pvhf=	<u>1.345</u>	ton/m ³ .
Wi=	<u>400.000</u>	%	Si=	<u>98.14</u>	%
Wf=	<u>129.176</u>	%	Sf=	<u>100.07</u>	%
ei=	<u>9.864</u>		ef=	<u>3.124</u>	

PRESIÓN kg/cm ² .	MICRO mm.	CORRECC.DE AREA mm.	DIAM.CORREG. AREA mm.	DEFOR. VOLUM. %	e	Vf cm ³ .
Lec. Inic.=	20.430					
0.125	20.139	0.000	0.2910	1.4478	9.7065	99.3223
0.250	19.320	0.000	1.1100	5.5224	9.2638	95.2158
0.500	15.123	0.000	5.3070	26.4030	6.9954	74.1721
1.000	11.391	0.000	9.0390	44.9701	4.9783	55.4598
2.000	8.900	0.000	11.5300	57.3632	3.6320	42.9700
4.000	6.849	0.000	13.5810	67.5672	2.5234	32.6862
2.000	6.990	0.000	13.4400	66.8657	2.5996	33.3932
1.000	7.178	0.000	13.2520	65.9303	2.7012	34.3358
0.500	7.390	0.000	13.0400	64.8756	2.8158	35.3988
0.250	7.548	0.000	12.8820	64.0896	2.9012	36.1910
0.125	7.750	0.000	12.6800	63.0846	3.0104	37.2039
0.000	7.960	0.000	12.4700	62.0398	3.1239	38.2568

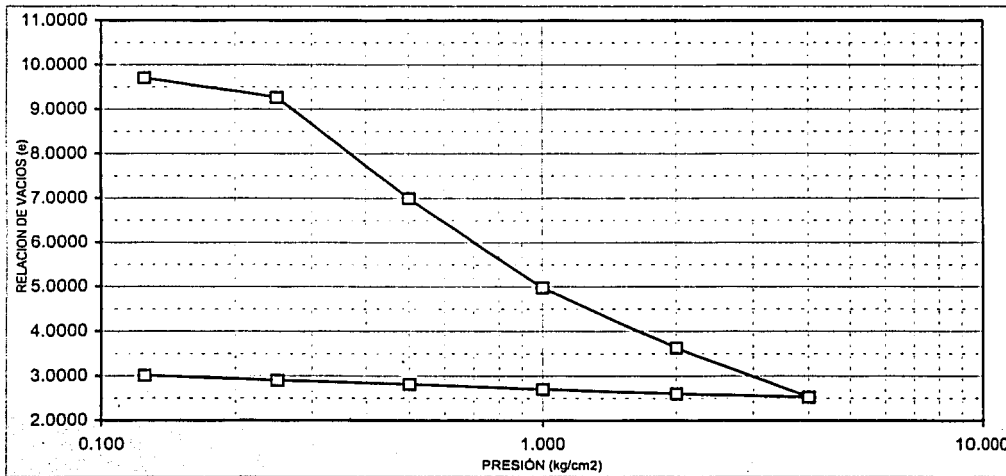


Figura 87.

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

PROYECTO :	BARRIO VIDRIEROS	SONDEO:	SM-1
ANILLO N°:	2G	MUESTRA:	15-3
D. ANILLO:	7.990 cm.	PROFUND.:	9.40-9.60 m.
H. ANILLO:	2.010 cm.	CONS. N°	2G
A. ANILLO:	50.140 cm ² .	Ss =	2.39
W. ANILLO:	158.680 Gr	FECHA:	30/09/99

DATOS INICIALES			DATOS FINALES		
Wh+A:	270.80	gr.	Wh+A+T	362.68	gr.
W TARA:	148.50	gr.	Ws+A+T	327.68	gr.
Ws=	20.500	gr.	Whi=	112.120	gr.
Wwi=	91.620	gr.	Whf=	55.500	gr.
Wwf=	35.000	gr.	Vi=	100.781	cm ³ .
Vf=	51.935	cm ³ .	Vs=	8.577	cm ³ .
Vv=	92.204	cm ³ .	Vw=	91.620	cm ³ .
Pvhi=	1.113	ton/m ³ .	Pvhf=	1.069	ton/m ³ .
Wj=	446.927	%	Si=	99.37	%
Wf=	170.732	%	Sf=	80.72	%
ei=	10.750		ef=	5.055	

PRESIÓN kg/cm ² .	MICRO mm.	CORRECC.DE AREA mm.	DIAM.CORREG. AREA mm.	DEFOR. VOLUM. %	e	Vf cm ³ .
Lec. Inic.=	20.250					
0.125	19.901	0.000	0.3490	1.7363	10.5456	99.0314
0.250	18.983	0.000	1.2670	6.3035	10.0090	94.4286
0.500	16.750	0.000	3.5000	17.4129	8.7037	83.2323
1.000	14.273	0.000	5.9770	29.7363	7.2557	70.8127
2.000	11.500	0.000	8.7500	43.5323	5.6347	58.9089
4.000	9.293	0.000	10.9570	54.5124	4.3446	45.8430
2.000	9.441	0.000	10.8090	53.7761	4.4311	46.5850
1.000	9.608	0.000	10.6420	52.9453	4.5288	47.4224
0.500	9.807	0.000	10.4430	51.9552	4.6451	48.4202
0.250	10.020	0.000	10.2300	50.8955	4.7696	49.4881
0.125	10.301	0.000	9.9490	49.4975	4.9339	50.8971
0.000	10.508	0.000	9.7420	48.4677	5.0549	51.9350

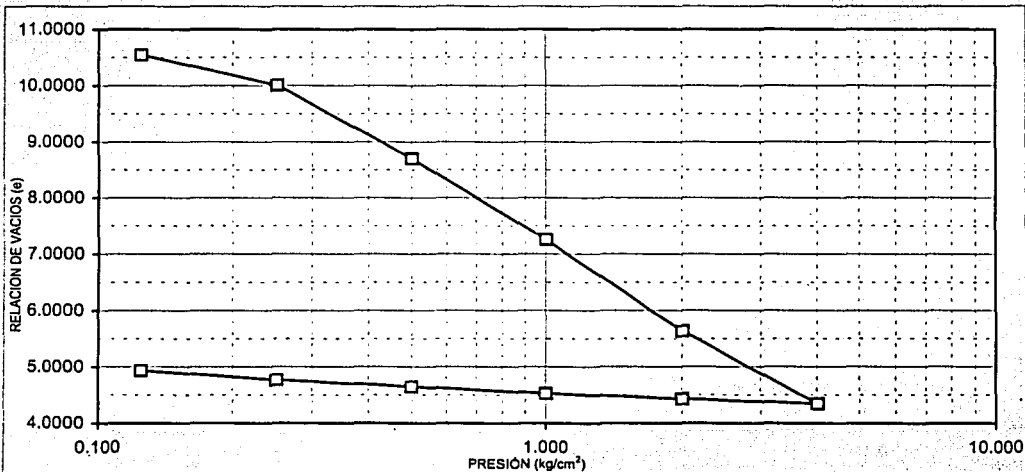


Figura 88.

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

PROYECTO:	BARRIO VIDRIEROS	SONDEO:	SM-1
ANILLO N°:	1r	MUESTRA:	19-3
D. ANILLO:	7.970 cm.	PROFUND.:	12,00-12,22 m.
H. ANILLO:	2,000 cm.	CONS. N°	1r
A. ANILLO:	49.889 cm ² .	Ss =	2.44
W. ANILLO:	395.200 Gr	FECHA:	30/09/99

DATOS INICIALES			DATOS FINALES		
Wh+A:	509.00	gr.	Wh+A+T	464.00	gr.
W TARA:		gr.	Ws+A+T	418.35	gr.
Ws=	23.150	gr.	Whl=	113.800	gr.
Wwi=	90.650	gr.	Whf=	68.800	gr.
Wwf=	45.650	gr.	Vi=	99.779	cm ³ .
Vf=	55.073	cm ³ .	Vs=	9.488	cm ³ .
Vv=	90.291	cm ³ .	Vw=	90.650	cm ³ .
Pvhi=	1.141	ton/m ² .	Pvhi=	1.249	ton/m ² .
Wi=	391.577	%	Si=	100.40	%
Wf=	197.192	%	Sf=	100.14	%
ei=	9.571		ef=	4.805	

PRESIÓN kg/cm ² .	MICRO mm.	CORRECC.DE AREA mm.	DIAM.CORREG. AREA mm.	DEFOR. VOLUM. %	e	Vf cm ³ .
Lec. Inic.=	14.812					
0.125	14.680	0.000	0.1320	0.6600	9.4472	99.1200
0.125	14.848	0.000	-0.0360	-0.1800	9.5355	99.9581
0.250	14.712	0.000	0.1000	0.5000	9.4640	99.2796
0.500	14.370	0.000	0.4420	2.2100	9.2842	97.5734
1.000	13.325	0.000	1.4870	7.4350	8.7347	92.3600
2.000	10.380	0.000	4.4320	22.1600	7.1861	77.6676
4.000	4.982	0.000	9.8300	49.1500	4.3477	50.7374
2.000	5.109	0.000	9.7030	48.5150	4.4145	51.3710
1.000	5.239	0.000	9.5730	47.8650	4.4828	52.0195
0.500	5.364	0.000	9.4480	47.2400	4.5486	52.6432
0.250	5.493	0.000	9.3190	46.5950	4.6164	53.2867
0.125	5.632	0.000	9.1800	45.9000	4.6895	53.9802
0.000	5.851	0.000	8.9610	44.8050	4.8046	55.0728

saturation.

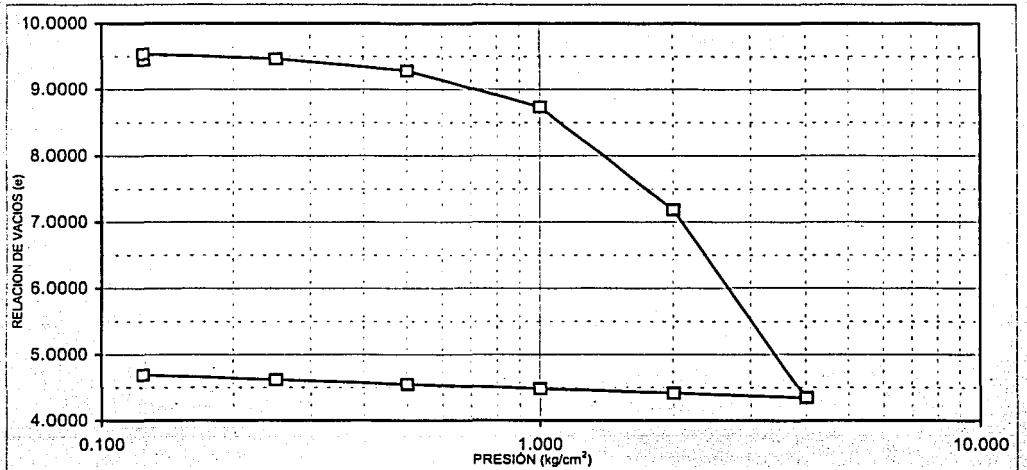


Figura 89.

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

PROYECTO :	BARRIO VIDRIEROS		SONDEO:	SM-1
ANILLO Nº:	3r		MUESTRA:	24-3
D. ANILLO:	7.970	cm.	PROFUND.:	15,24-15,42 m.
H. ANILLO:	2.000	cm.	CONS. Nº	3r
A. ANILLO:	49.889	cm ² .	Ss =	2.38
W. ANILLO:	404.000	Gr	FECHA:	30/09/99

DATOS INICIALES			DATOS FINALES		
Wh+A:	520.00	gr.	Wh+A+T	479.40	gr.
W TARA:		gr.	Ws+A+T	434.27	gr.
Ws=	30.270	gr.	-Whj=	116.000	gr.
Wwi=	85.730	gr.	Whf=	75.400	gr.
Wwf=	45.130	gr.	Vi=	99.779	cm ³ .
Vf=	57.802	cm ³ .	Vs=	12.718	cm ³ .
Vv=	87.060	cm ³ .	Vw=	85.730	cm ³ .
Pvhi=	1.163	ton/m ³ .	Pvhf=	1.304	ton/m ³ .
Wi=	283.218	%	Si=	98.47	%
Wf=	149.092	%	Sf=	100.10	%
ei=	6.845		ef=	3.545	

PRESIÓN kg/cm ² .	MICRO mm.	CORRECC.DE AREA mm.	DIAM.CORREG. AREA mm.	DEFOR. VOLUM. %	e	Vf cm ³ .
Lec. Inic.=	15.296					
0.125	15.058	0.000	0.2380	1.1900	6.7518	98.5912
0.125	15.211	0.000	0.0850	0.4250	6.8118	99.3545
0.250	14.969	0.000	0.3270	1.6350	6.7169	98.1472
0.500	14.244	0.000	1.0520	5.2600	6.4325	94.5302
1.000	12.297	0.000	2.9990	14.9950	5.6688	84.8167
2.000	9.091	0.000	6.2050	31.0250	4.4112	68.8222
4.000	5.982	0.000	9.3140	46.5700	3.1917	53.3117
2.000	6.084	0.000	9.2120	46.0600	3.2317	53.8205
1.000	6.207	0.000	9.0890	45.4450	3.2799	54.4342
0.500	6.345	0.000	8.9510	44.7550	3.3341	55.1227
0.250	6.501	0.000	8.7950	43.9750	3.3952	55.9009
0.125	6.674	0.000	8.6220	43.1100	3.4631	56.7640
0.000	6.882	0.000	8.4140	42.0700	3.5447	57.8017

saturación.

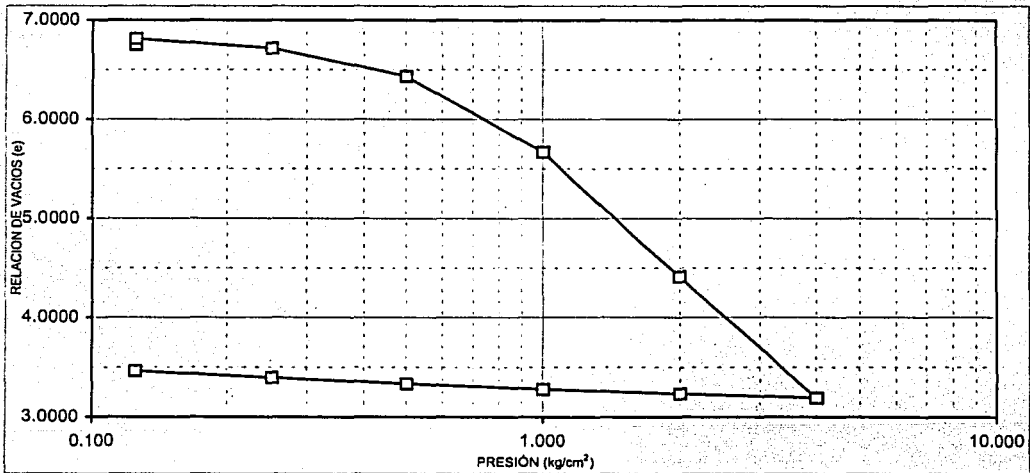


Figura 90.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

PROYECTO :	BARRIO VIDRIEROS		SONDEO:	SM-1
ANILLO N°.	2		MUESTRA:	.3-1
D. ANILLO:	7.970	cm.	PROFUND.:	20.82-21.01 m.
H. ANILLO:	2.000	cm.	CONS. N°	2r
A. ANILLO:	49.889	cm ² .	Ss =	2.39
W. ANILLO:	168.890	Gr	FECHA:	30/09/99

DATOS INICIALES			DATOS FINALES		
Wh+A:	281.60	gr.	Wh+A+T	229.00	gr.
W TARA:		gr.	Ws+A+T	191.36	gr.
Ws=	22.470	gr.	WhI=	112.710	gr.
Wwi=	90.240	gr.	Whf=	60.110	gr.
Wwf=	37.640	gr.	Vi=	99.779	cm ³ .
Vf=	48.083	cm ³ .	Vs=	9.402	cm ³ .
Vv=	90.377	cm ³ .	Vw=	90.240	cm ³ .
Pvhi=	1.130	ton/m ³ .	Pvhf=	1.250	ton/m ³ .
Wi=	401.602	%	Si=	99.85	%
Wf=	167.512	%	Sf=	97.31	%
ei=	9.613		ef=	4.114	

PRESIÓN kg/cm ² .	MICRO mm.	CORRECC.DE AREA mm.	DIAM.CORREG. AREA mm.	DEFOR. VOLUM. %	e	Vf cm ³ .
Lec. Inic.=	18.340					
0.125	18.327	0.000	0.0130	0.0650	9.6059	99.7137
0.125	18.398	0.000	-0.0580	-0.2900	9.6436	100.0679
0.250	18.053	0.000	0.2870	1.4350	9.4606	98.3467
0.500	17.339	0.000	1.0010	5.0050	9.0817	94.7846
1.000	15.970	0.000	2.3700	11.8500	8.3552	87.9548
2.000	13.321	0.000	5.0190	25.0950	6.9496	74.7391
4.000	7.083	0.000	11.2570	56.2850	3.6394	43.6182
2.000	7.201	0.000	11.1390	55.6950	3.7020	44.2069
1.000	7.330	0.000	11.0100	55.0500	3.7705	44.8505
0.500	7.467	0.000	10.8730	54.3650	3.8432	45.5339
0.250	7.619	0.000	10.7210	53.6050	3.9238	46.2923
0.125	7.762	0.000	10.5780	52.8900	3.9997	47.0057
0.000	7.978	0.000	10.3620	51.8100	4.1143	48.0833

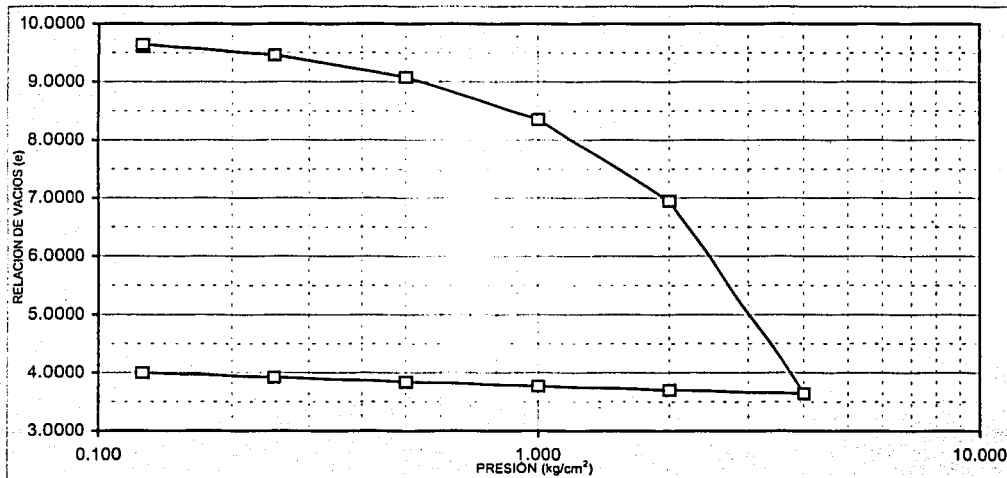


Figura 91.

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

PROYECTO :	BARRIO VIDRIEROS		SONDEO:	SM-1
ANILLO Nº:	4r		MUESTRA:	42-1
D. ANILLO:	7.970	cm.	PROFUND.:	26.38-26.59 m.
H. ANILLO:	2.000	cm.	CONS. Nº	4r
A. ANILLO:	49.889	cm ² .	Ss =	2.40
W. ANILLO:	169.300	Gr	FECHA:	30/09/99

DATOS INICIALES			DATOS FINALES		
Wh+A:	285.70	gr.	Wh+A+T	224.82	gr.
W TARA:		gr.	Ws+A+T	197.64	gr.
Ws=	28.340	gr.	Whi=	116.400	gr.
Wwi=	88.060	gr.	Whf=	55.520	gr.
Wwf=	27.180	gr.	Vi=	99.770	cm ³ .
Vf=	41.413	cm ³ .	Vs=	11.808	cm ³ .
Vv=	87.970	cm ³ .	Vw=	88.060	cm ³ .
Pvhi=	1.167	ton/m ³ .	Pvhf=	1.341	ton/m ³ .
Wi=	310.727	%	Si=	100.1	%
Wf=	95.907	%	Sf=	91.81	%
ei=	7.450		ef=	2.507	

PRESIÓN kg/cm ² .	MICRO mm.	CORRECC.DE AREA mm.	DIAM.CORREG. AREA mm.	DEFOR. VOLUM. %	e	Vf cm ³ .
Lec. Inic.=	22.643					
0.125	22.490	0.000	0.1530	0.7650	7.3852	99.0152
0.125	22.656	0.000	-0.0130	-0.0650	7.4553	99.8434
0.250	22.337	0.000	0.3060	1.5300	7.3206	98.2519
0.500	21.540	0.000	1.1030	5.5150	6.9838	94.2757
1.000	18.593	0.000	4.0500	20.2500	5.7387	79.5734
2.000	15.536	0.000	7.1070	35.5350	4.4472	64.3222
4.000	10.096	0.000	12.5470	62.7350	2.1488	37.1825
2.000	10.222	0.000	12.4210	62.1050	2.2021	37.8111
1.000	10.369	0.000	12.2740	61.3700	2.2642	38.5444
0.500	10.498	0.000	12.1450	60.7250	2.3187	39.1880
0.250	10.616	0.000	12.0270	60.1350	2.3685	39.7767
0.125	10.752	0.000	11.8910	59.4550	2.4260	40.4552
0.000	10.944	0.000	11.6990	58.4950	2.5071	41.4131

saturation.

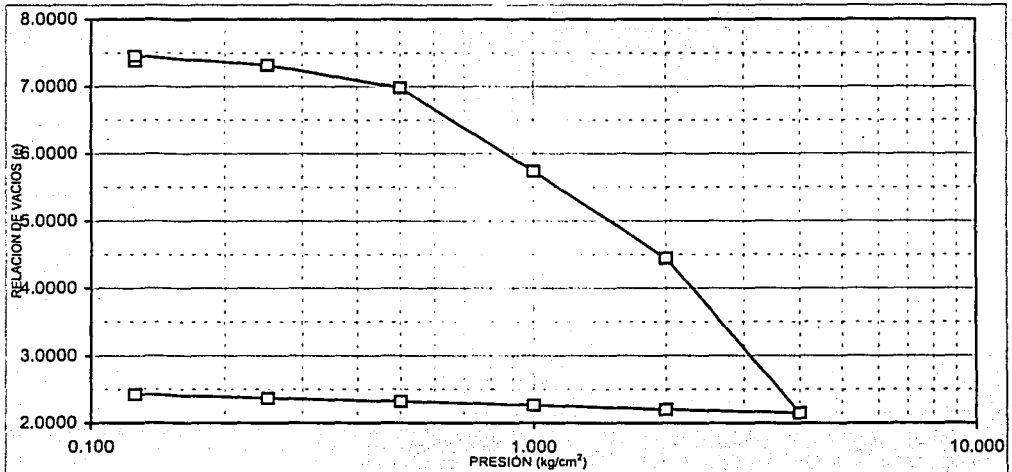


Figura 92.

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

PROYECTO :	BARRIO VIDRIEROS		SONDEO:	SM-2
ANILLO N°:	11		MUESTRA:	4-2
D. ANILLO:	8.090	cm.	PROFUND.:	2,39-2,60 m.
H. ANILLO:	2.000	cm.	CONS. N°	6
A. ANILLO:	51.403	cm ² .	S _s =	2.40
W. ANILLO:	164.700	Gr	FECHA:	30/09/99

DATOS INICIALES			DATOS FINALES		
Wh+A:	288.40	gr.	Wh+A+T	302.50	gr.
W TARA:	29.30	gr.	Ws+A+T	230.30	gr.
Ws=	36.300	gr.	Whl=	123.700	gr.
Wwl=	87.400	gr.	Whf=	108.500	gr.
Wwf=	72.200	gr.	Vi=	102.806	cm ³ .
Vf=	87.128	cm ³ .	Vs=	15.125	cm ³ .
Vv=	87.681	cm ³ .	Vw=	87.400	cm ³ .
Pvhl=	1.203	ton/m ³ .	Pvhf=	1.245	ton/m ³ .
Wl=	240.771	%	Sl=	99.68	%
Wf=	198.898	%	Sf=	100.27	%
ei=	5.797		ef=	4.761	

PRESIÓN kg/cm ²	MICRO mm.	CORRECC.DE AREA mm.	DIAM.CORREG. AREA mm.	DEFOR. VOLUM. %	e	Vf cm ³
Lec. Inic.=	12.890					
0.125	12.800	0.000	0.0710	0.3550	5.7729	102.4408
0.250	12.639	0.000	0.2140	1.0700	5.7243	101.7058
0.500	12.512	0.000	0.3090	1.5450	5.6921	101.2174
1.000	12.220	0.000	0.5470	2.7350	5.6112	99.9940
2.000	11.421	0.000	1.2540	6.2700	5.3709	96.3599
4.000	8.152	0.000	4.4660	22.3300	4.2793	79.8492
2.000	8.320	0.000	4.3260	21.6300	4.3269	80.5689
1.000	8.563	0.000	4.1760	20.8800	4.3778	81.3399
0.500	8.887	0.000	3.9210	19.6050	4.4645	82.6507
0.250	9.182	0.000	3.6430	18.2150	4.5590	84.0797
0.125	9.530	0.000	3.3150	16.5750	4.6705	85.7657
0.000	9.840	0.000	3.0500	15.2500	4.7605	87.1279

* saturación.

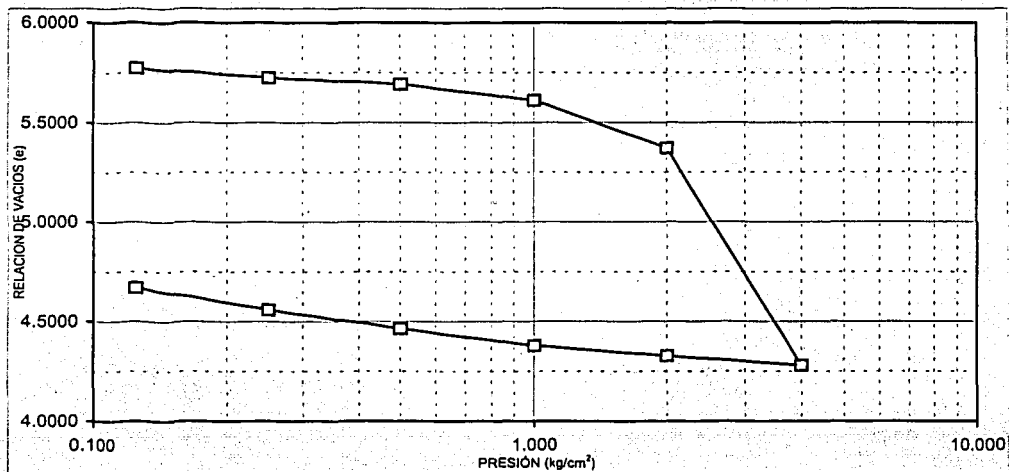


Figura 93.

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

PROYECTO :	BARRIO VIDRIEROS		SONDEO:	SM-2
ANILLO N°.	13		MUESTRA:	8-3
D. ANILLO:	8.080	cm.	PROFUND.:	5,00-5,20 m.
H. ANILLO:	2.000	cm.	CONS. N°	8
A. ANILLO:	51.276	cm ² .	S _s =	2.40
W. ANILLO:	168.320	Gr	FECHA:	30/09/99

DATOS INICIALES			DATOS FINALES		
Wh+A:	284.70	gr.	Wh+A+T	334.00	gr.
W TARA:	105.60	gr.	Ws+A+T	298.22	gr.
Ws=	24.300	gr.	Whi=	116.380	gr.
Wwi=	92.080	gr.	Whf=	60.080	gr.
Wwf=	35.780	gr.	Vi=	102.552	cm ³ .
Vf=	45.767	cm ³ .	Vs=	10.125	cm ³ .
Vv=	92.427	cm ³ .	Vw=	92.080	cm ³ .
Pvhi=	1.135	ton/m ³ .	Pvhf=	1.313	ton/m ³ .
Wi=	378.930	%	Si=	99.62	%
Wf=	147.243	%	Sf=	100.39	%
ei=	9.129		ef=	3.520	

PRESIÓN kg/cm ² .	MICRO mm.	CORRECC.DE AREA mm.	DIAM.CORREG. AREA mm.	DEFOR. VOLUM. %	e	Vf cm ³ .
Lec. Inic.=	9.610					
0.125	9.550	0.000	0.1454	0.7270	9.0549	101.8062
0.250	9.453	0.000	0.3868	1.9339	8.9327	100.5685
0.500	9.012	0.000	1.4969	7.4846	8.3705	94.8762
1.000	7.331	0.000	5.7547	28.7733	6.2142	73.0442
2.000	5.774	0.000	9.6954	48.4772	4.2185	52.8375
4.000	4.830	0.000	12.0832	60.4160	3.0093	40.5941
2.000	4.881	0.000	11.9487	59.7433	3.0774	41.2840
1.000	4.940	0.000	11.8088	59.0440	3.1483	42.0011
0.500	5.011	0.000	11.6385	58.1923	3.2345	42.8745
0.250	5.087	0.000	11.4534	57.2671	3.3282	43.8233
0.125	5.188	0.000	11.2059	56.0294	3.4536	45.0926
0.000	5.250	0.000	11.0744	55.3720	3.5202	45.7668

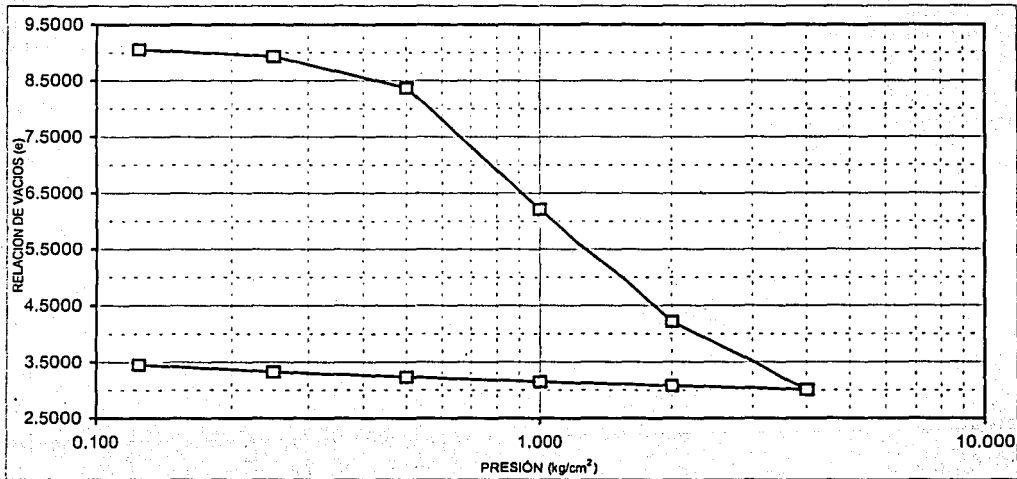


Figura 94.

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

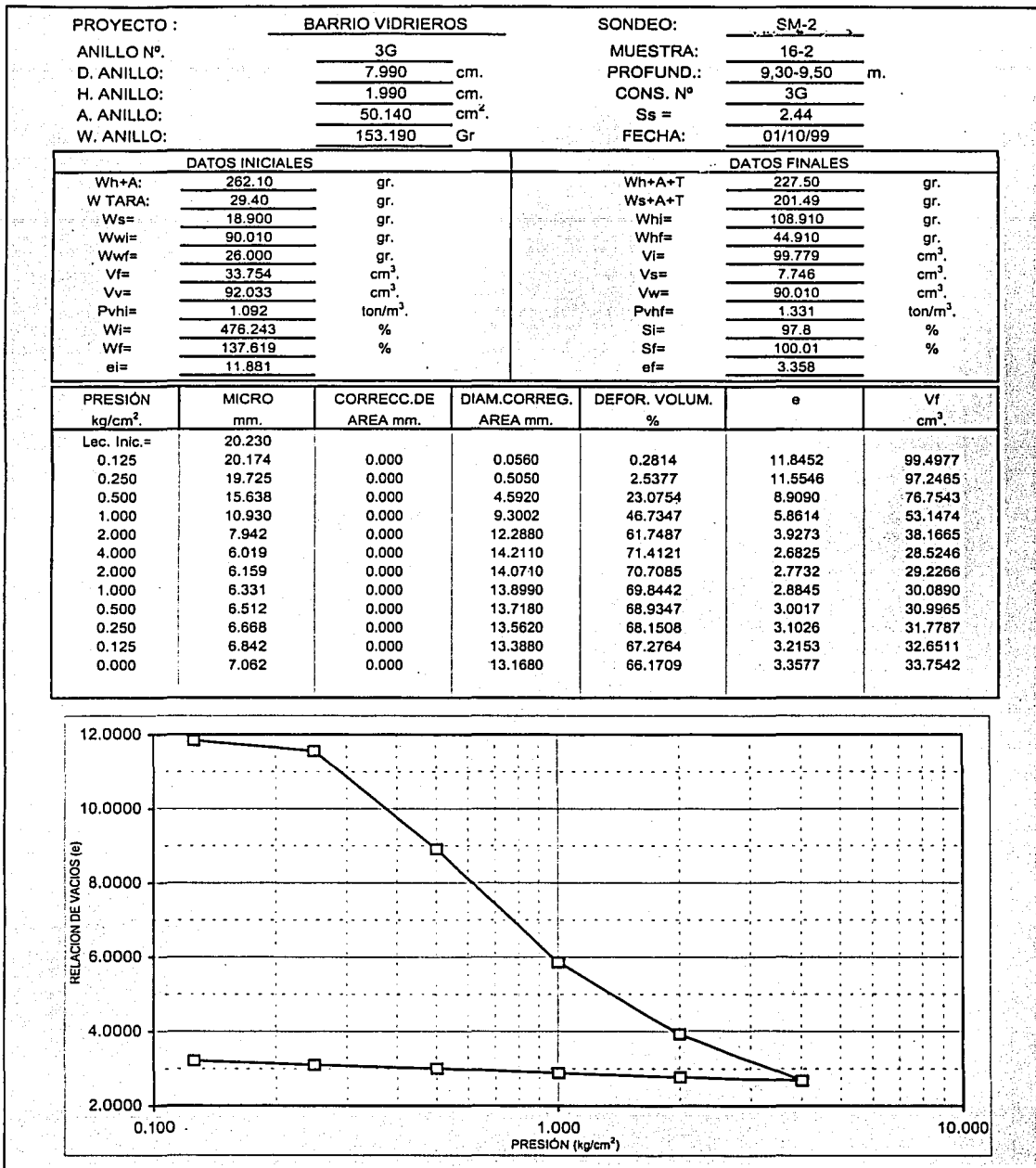


Figura 95.

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

PROYECTO :	BARRIO VIDRIEROS		SONDEO:	SM-2
ANILLO N°.	1G		MUESTRA:	25-3
D. ANILLO:	7.990	cm.	PROFUND.:	15.34-15.52 m.
H. ANILLO:	1.990	cm.	CONS. N°	1G
A. ANILLO:	50.140	cm ² .	Ss =	2.42
W. ANILLO:	159.650	Gr	FECHA:	01/10/99

DATOS INICIALES			DATOS FINALES		
Wh+A:	269.90	gr.	Wh+A+T	240.60	gr.
W TARA:	29.50	gr.	Ws+A+T	209.65	gr.
Ws=	20.500	gr.	Whi=	110.250	gr.
Wwi=	89.750	gr.	Whf=	51.450	gr.
Wwf=	30.950	gr.	Vi=	99.779	cm ³ .
Vf=	39.420	cm ³ .	Vs=	8.471	cm ³ .
Vv=	91.307	cm ³ .	Vw=	89.750	cm ³ .
Pvhi=	1.105	ton/m ³ .	Pvhf=	1.305	ton/m ³ .
Wi=	437.805	%	Si=	98.29	%
Wf=	150.976	%	Sf=	100.00	%
ei=	10.779		ef=	3.653	

PRESIÓN kg/cm ² .	MICRO mm.	CORRECC.DE AREA mm.	DIAM.CORREG. AREA mm.	DEFOR. VOLUM. %	e	Vf cm ³ .
Lec. Inic.=	13.900					
0.125	13.779	0.000	0.1210	0.6080	10.7071	99.1718
0.250	13.300	0.000	0.6000	3.0151	10.4236	98.7701
0.500	10.515	0.000	3.3850	17.0101	8.7752	82.8062
1.000	5.476	0.000	8.4240	42.3317	5.7926	57.5406
2.000	2.671	0.000	11.2290	56.4271	4.1323	43.4764
4.000	0.632	0.000	13.2680	66.6734	2.9255	33.2528
2.000	0.778	0.000	13.1220	65.9397	3.0119	33.9849
1.000	0.967	0.000	12.9330	64.9899	3.1237	34.9325
0.500	1.173	0.000	12.7270	63.9548	3.2457	35.9654
0.250	1.358	0.000	12.5420	63.0251	3.3552	36.8930
0.125	1.547	0.000	12.3530	62.0754	3.4670	37.8406
0.000	1.862	0.000	12.0380	60.4925	3.6535	39.4200

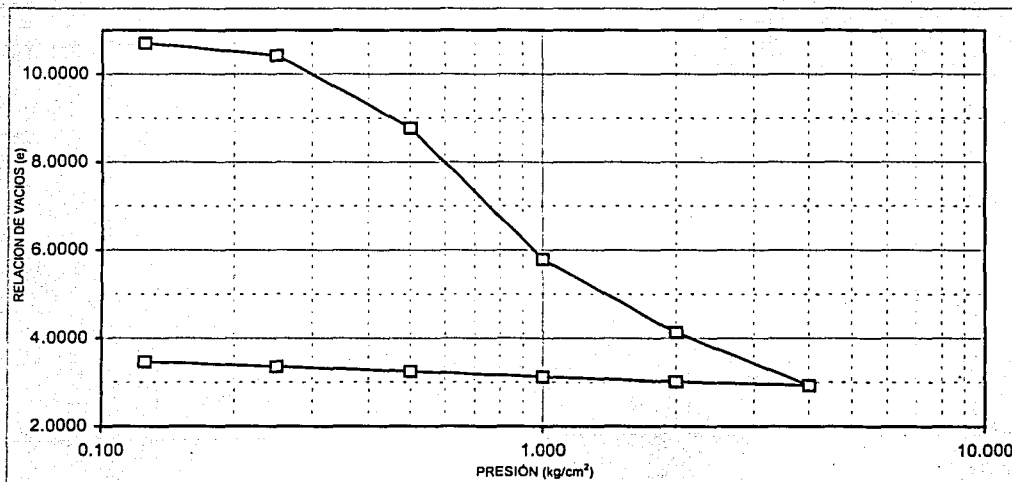
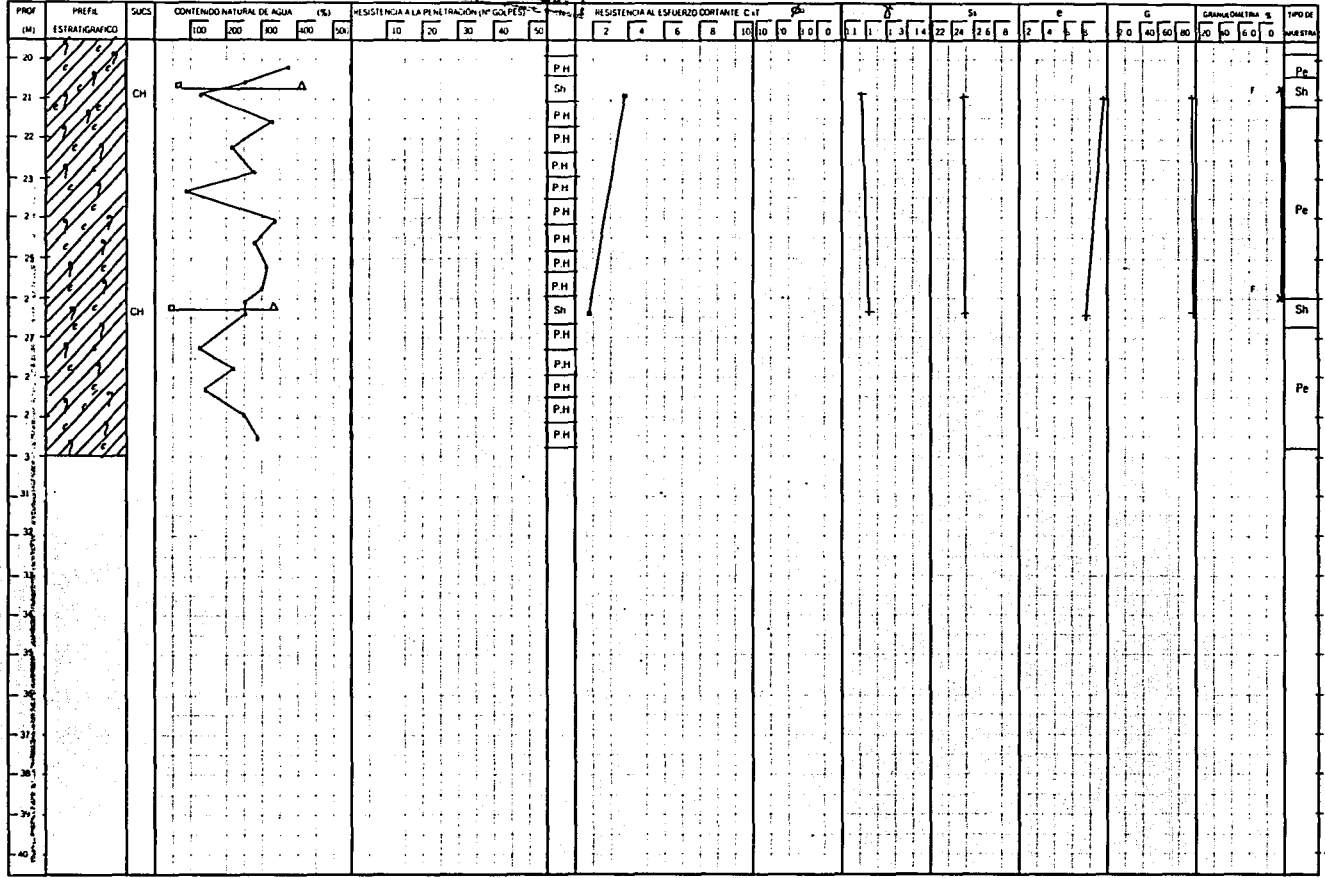


Figura 96.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

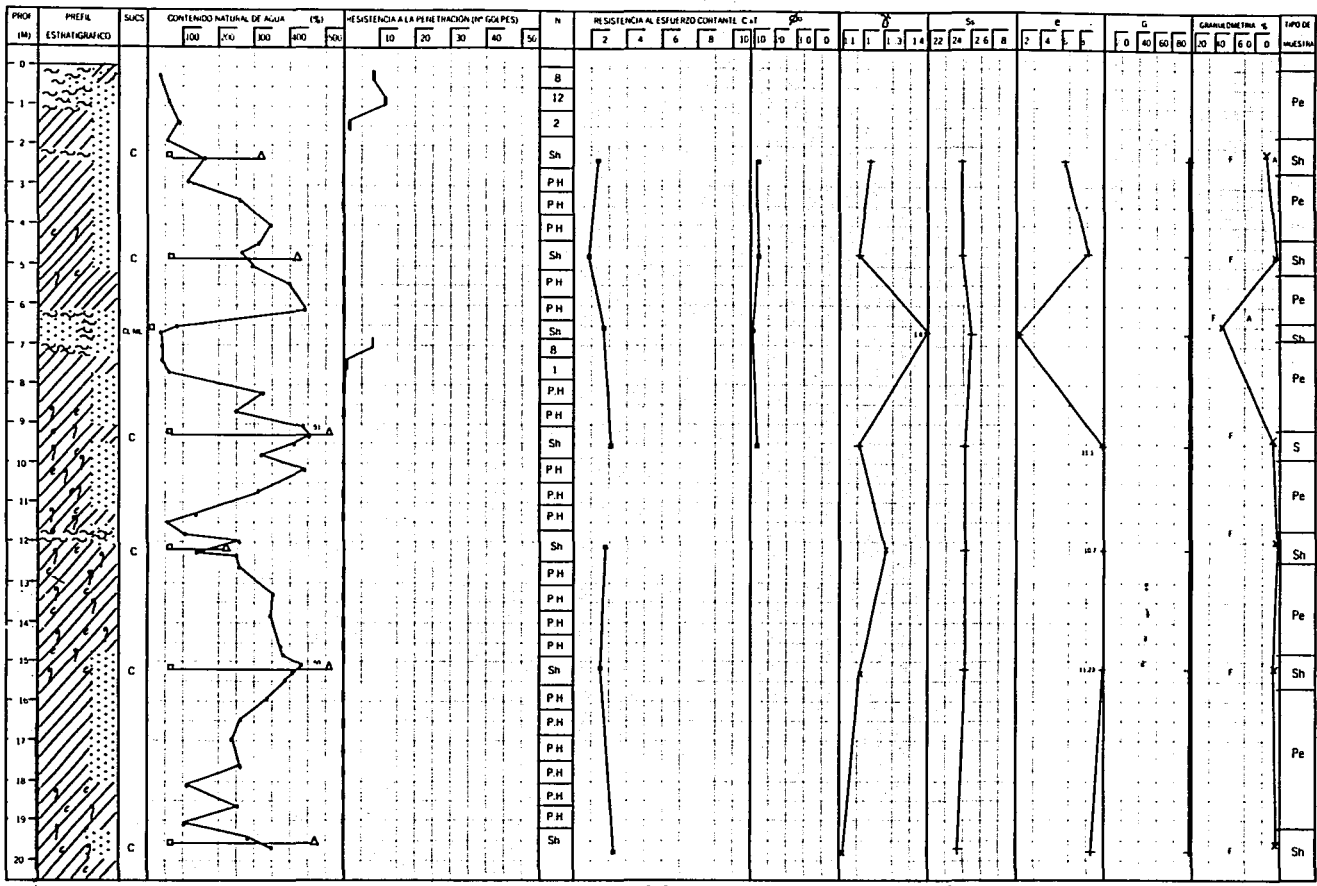
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



SIEMBOLOGIA

CONCHALLAS	LIMO	MAT. ORGAN.	RELLENO	MUCILLA	GRAVA	ARENA	PH Peso de herramienta	Arenca con broca tridónica	C Cohesión	e n de núcleos	Pe Penetración estándar
							NR No Recuperado de muestra	> De 50 Colores	1 Terómetro	G Grado de saturación	Sh Muestras con tubo Shelby
							PM Peso de martillo	H Número de golpes para 30 cm	Argulo de fricción interna	Cohesión en triaxial UU	D Muestras con tubo Denison
							No Número de golpes penetración en cm	Sa Peso volumétrico humedado	Cohesión en triaxial CU	Cohesión en triaxial CD	
								Sa Densidad de sólidos	Cohesión en triaxial CU		

Figura 98.



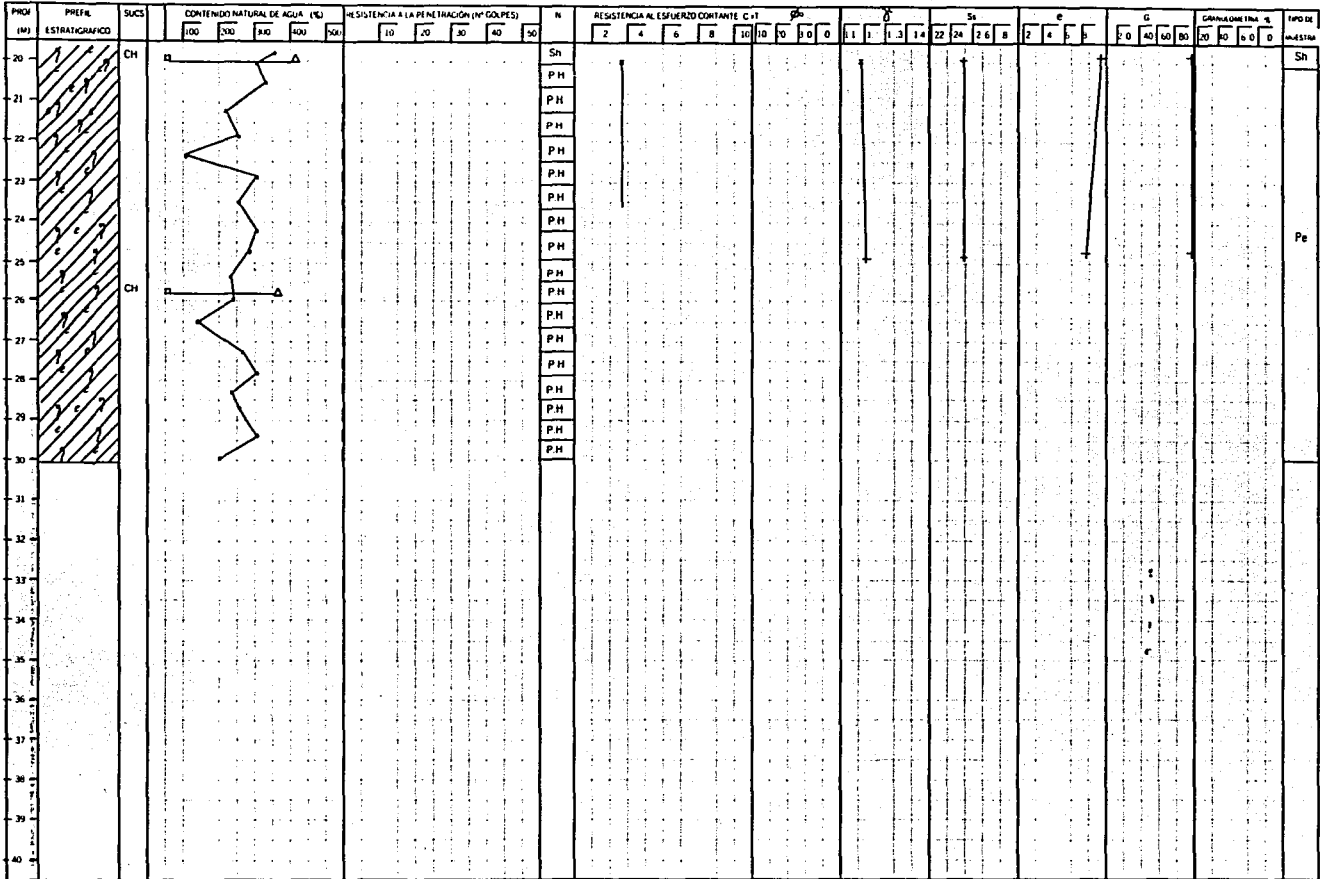
PH Peso de herramienta
NR No Recuperado de muestra
PM Peso de martillo
Avance con broca trépanica
> De 50 Golpes
N Numero de golpes para 30 cm
No Numero de golpes penetración en cm
C Cohesión
T Torsómetro
α Angulo de fricción interna
U Peso volumétrico húmedo
Ss Densidad de sólidos
e n° de vacíos
G Grado de saturación
+ Cohesión en trialax UU
+ Cohesión en trialax CU
+ Cohesión en trialax CU
Pe Penetración estándar
Sh Muestra con tubo Shelby
D Muestra con tubo Devisson

Figura 99.
145

**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

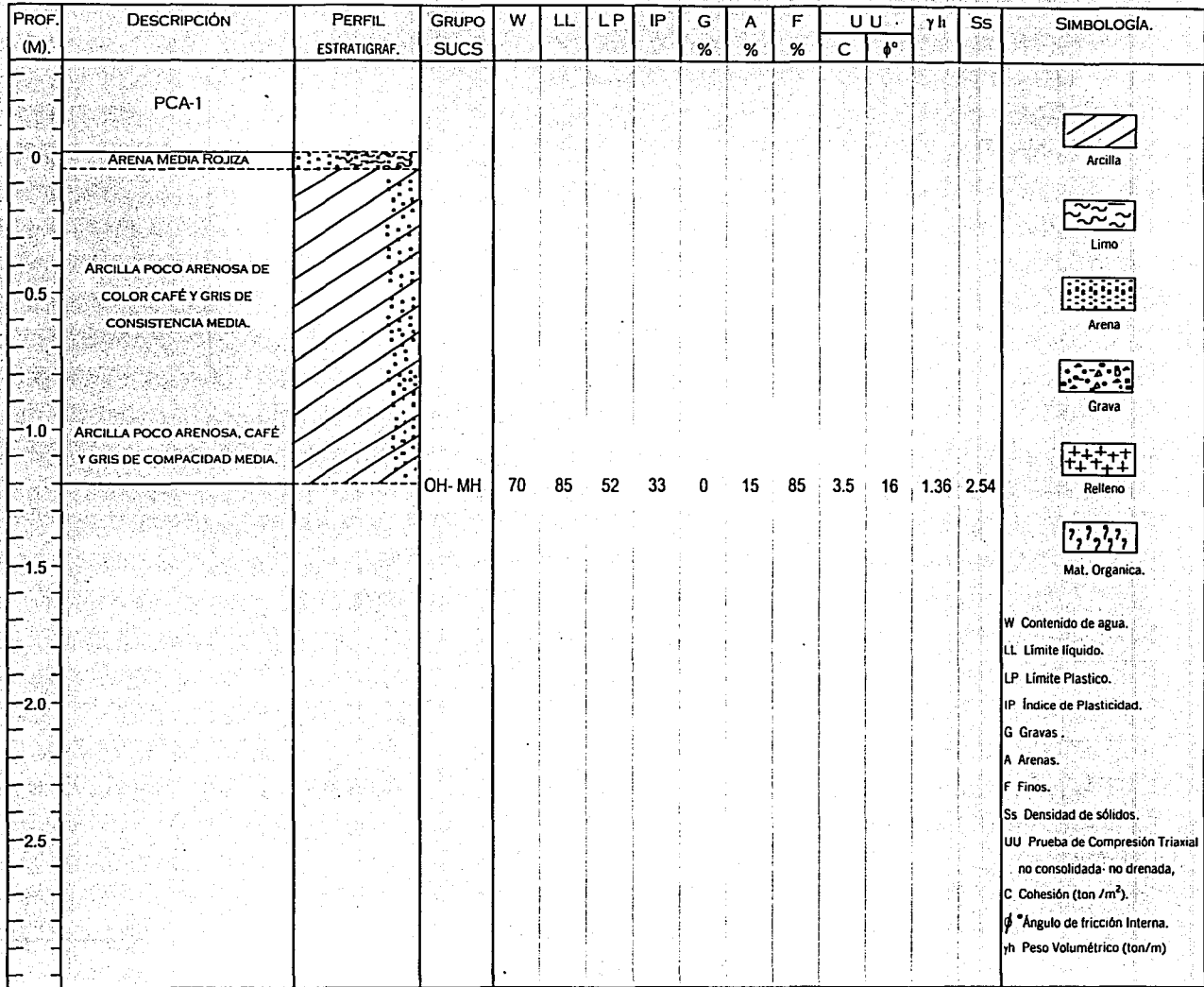
146



- | | | | | | | | | | | | | |
|------------|---------------------|---------------|----------------------|------------------|------------------|----------------|----------------|--------------------------------|--|-------------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| SIMBOLOGIA | [Symbol] CONCHILLAS | [Symbol] LIMO | [Symbol] MAT. ORGAN. | [Symbol] RELLENO | [Symbol] ARCILLA | [Symbol] GRAVA | [Symbol] ARENA | PH: Peso de herramienta | Avanza con brida tórica | C: Cohesión | G: n de vacíos | Pe: Penetración estándar |
| | | | | | | | | NR: No Recuperación de muestra | •: De 50 Golpes | 1: Terzomero | G: Grado de saturación | Sh: Muestra con tubo Shelby |
| | | | | | | | | PM: Peso de martillo | N: Numero de golpes para 30 cm | ∠: Ángulo de fricción interna | ■: Cohesión en triaxial UU | D: Muestra con tubo Denison |
| | | | | | | | | | No: Numero de golpes penetración en cm | ∅: Peso volumétrico húmedo | ○: Cohesión en triaxial CD | |
| | | | | | | | | | | S: Densidad de sólidos | + | + |

Figura 100.

POZOS A CIELO ABIERTO



W Contenido de agua.
 LL Limite líquido.
 LP Limite Plastico.
 IP Índice de Plasticidad.
 G Gravas.
 A Arenas.
 F Finos.
 Ss Densidad de sólidos.
 UU Prueba de Compresión Triaxial
 no consolidada- no drenada,
 C Cohesión (ton /m²).
 φ °Angulo de fricción Interna.
 γ_h Peso Volumétrico (ton/m³)

Suarez G. PERFILES ESTRATIGRAFICOS DE LOS POZOS. Estudio de Mecánica de Suelos

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 108.

POZOS A CIELO ABIERTO

PROF. (M.)	DESCRIPCIÓN	PERFIL ESTRATIGRAF.	GRUPO SUCS	W	LL	LP	IP	G %	A %	F %	U U		y h	Ss	SIMBOLOGÍA.	
											C	ϕ°				
0	ARENA ARCILLOSA		OH-MH	66	87	54	33	0	12	88	4	15	1.373	2.56		Arcilla
0.5	ARCILLA LIMOSA POCO ARENOSA															Limo
1.0	ARENA ARCILLOSA CAFÉ GRISACEA															Arena
1.0	ARCILLA POCO ARENOSA															Grava
1.0																Relleno
1.5					Mat. Organica.											
2.0																
2.5																

W Contenido de agua.
 LL Límite líquido.
 LP Límite Plástico.
 IP Índice de Plasticidad.
 G Gravas .
 A Arenas.
 F Finos.
 Ss Densidad de sólidos.
 UU Prueba de Compresión Triaxial
 no consolidada- no drenada,
 C Cohesión (ton /m²).
 ϕ° Ángulo de fricción Interna.
 yh Peso Volumétrico (ton/m)

Figura 109.

POZOS A CIELO ABIERTO








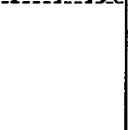


PROF. (M.)	DESCRIPCIÓN	PERFIL ESTRATIGRAF.	GRUPO SUCS	W	LL	LP	IP	G %	A %	F %	UU		γ_h	Ss	SIMBOLOGÍA.
											C	ϕ°			
0	PCA-3														 Arcilla
0	CIMENTACION ANTIGUA														 Limo
0.5	ARCILLA POCO ARENOSA DE COLOR CAFÉ Y GRIS														 Arena
1.0	ARENA CON GRAVILLAS Y ARCILLAS		OH-MH	55	75	48	27	0	16	84	8	15	1.51	2.45	 Grava
1.5	ARCILLA LIMOSA POCO ARENOSA														 Relleno
1.5															 Mat. Organica.
2.0															W Contenido de agua.
2.5															LL Limite líquido.
															LP Limite Plastico.
															IP Índice de Plasticidad.
															G Gravas .
															A Arenas.
															F Finos.
															Ss Densidad de sólidos.
															UU Prueba de Compresión Triaxial no consolidada- no drenada,
															C Cohesión (ton /m ²).
															ϕ° Ángulo de fricción Interna.
															γ_h Peso Volumétrico (ton/m)

Figura 110

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

150

POZOS A CIELO ABIERTO

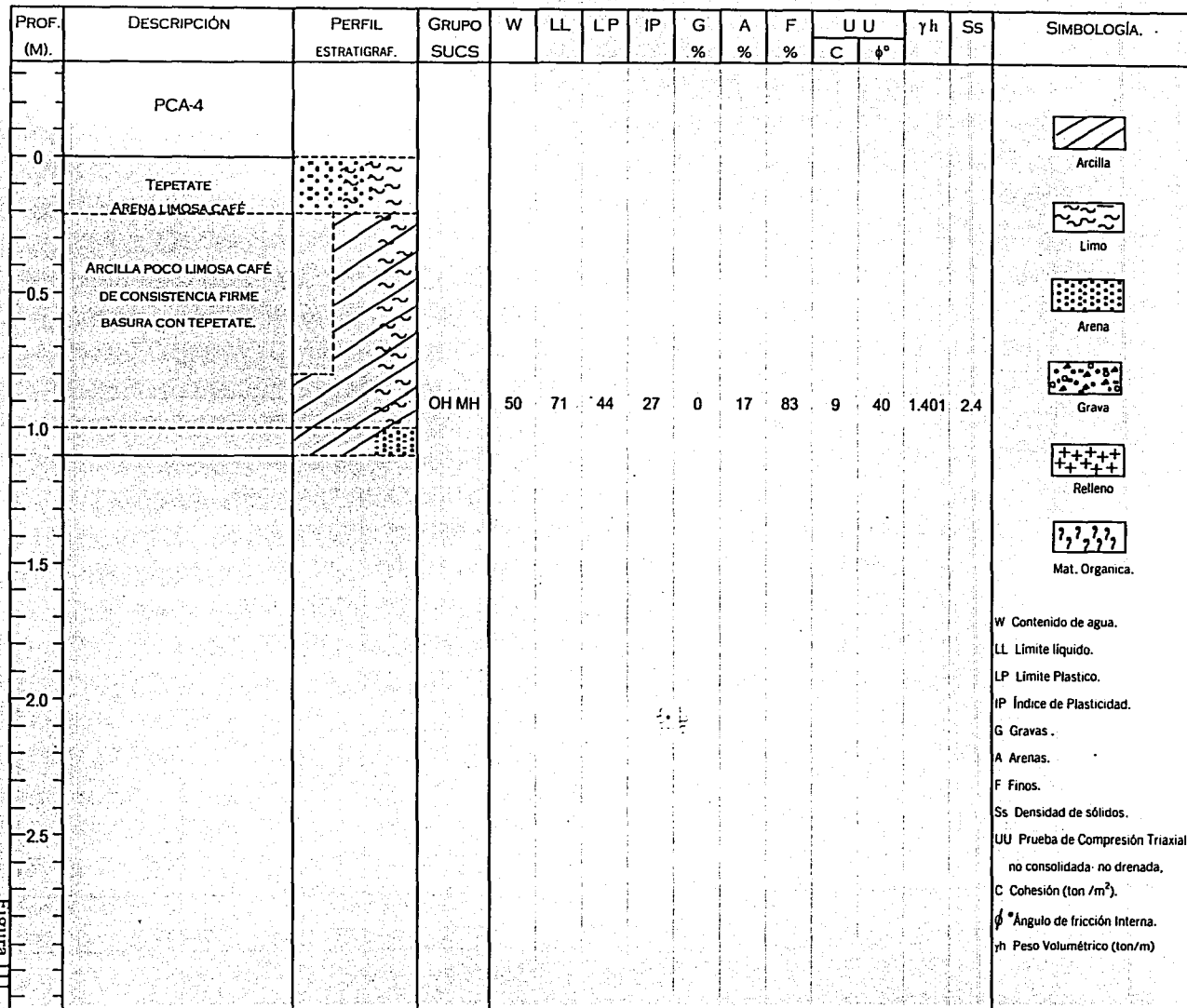
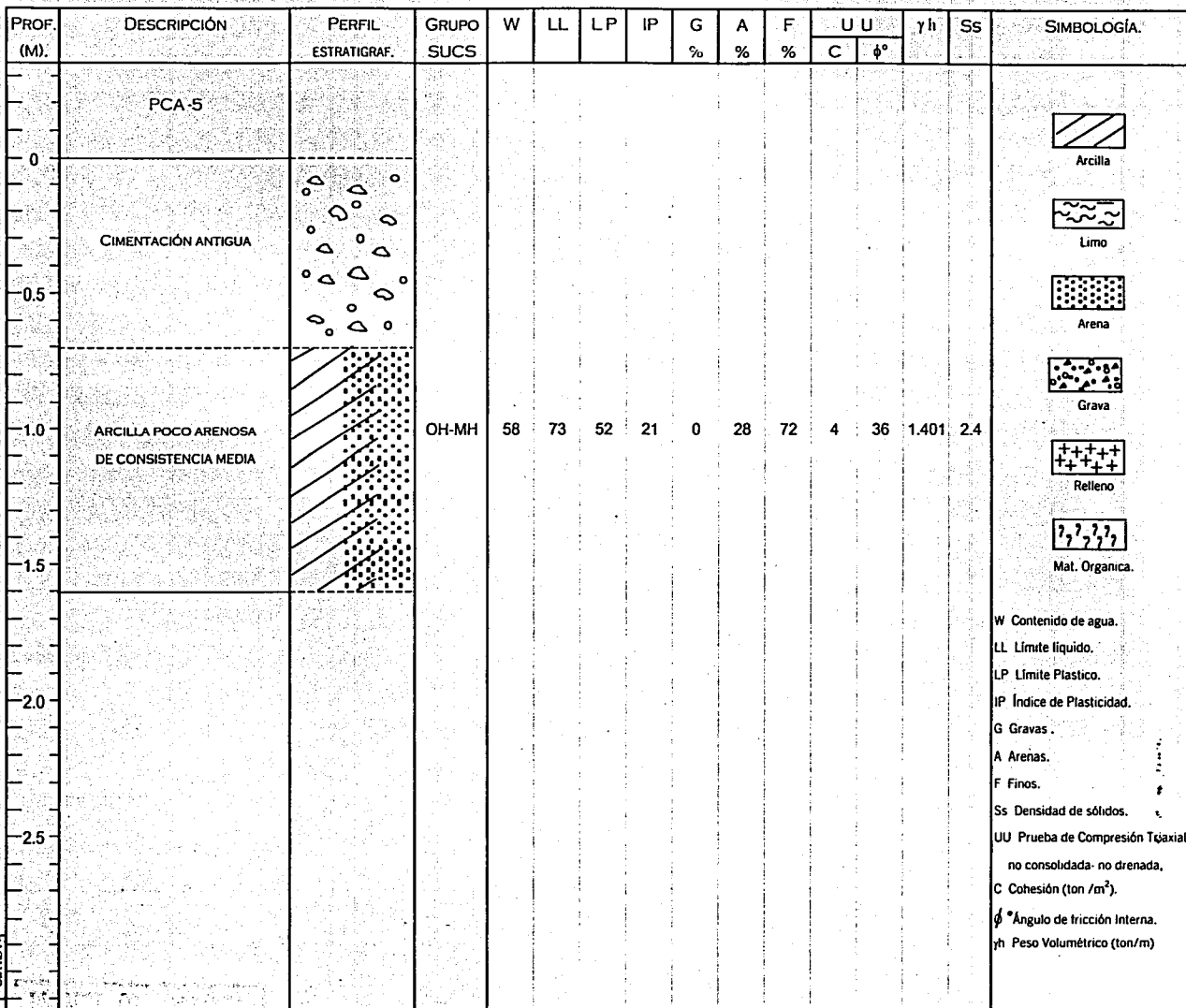


Figura III.








POZOS A CIELO ABIERTO



W Contenido de agua.
 LL Límite líquido.
 LP Límite Plástico.
 IP Índice de Plasticidad.
 G Gravas.
 A Arenas.
 F Finos.
 Ss Densidad de sólidos.
 UU Prueba de Compresión T_{axial}
 no consolidada- no drenada,
 C Cohesión (ton /m²).
 ϕ° Ángulo de fricción Interna.
 γ h Peso Volumétrico (ton/m)

Figura 112.

POZOS A CIELO ABIERTO

PROF. (M.)	DESCRIPCIÓN	PERFIL ESTRATIGRAF.	GRUPO SUCS	W	LL	LP	IP	G %	A %	F %	UU		yh	Ss	SIMBOLOGÍA.
											C	ϕ°			
0	PCA-6														 Arcilla
0.5	CIMENTACION ANTIGUA.														 Limo
1.0	ARCILLA POCO LIMOARENOSA GRIS Y CAFÉ DE CONSISTENCIA MEDIA		OH-MH	60	75	53	22	0	25	75	5	20	1.41	2.4	 Grava
1.5															 Retleno
2.0															 Mat. Organica.
2.5															

W Contenido de agua.
LL Límite líquido.
LP Límite Plástico.
IP Índice de Plasticidad.
G Gravas.
A Arenas.
F Finos.
Ss Densidad de sólidos.
UU Prueba de Compresión T_{axial}
no consolidada- no drenada.
C Cohesión (ton /m²).
 ϕ° Ángulo de fricción Int.
yh Peso Volumétrico (ton/m)

Figura 113.

POZOS A CIELO ABIERTO


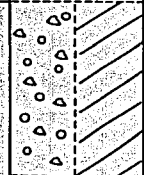

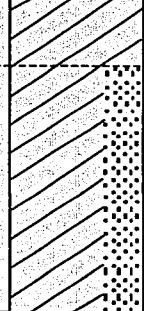




PROF. (M.)	DESCRIPCIÓN	PERFIL ESTRATIGRAF.	GRUPO SUCS	W	LL	LP	IP	G	A	F	UU		γ_h	Ss	SIMBOLOGÍA.
											C	ϕ°			
0	PCA-7														 Arcilla
0.5	CIMENTACIÓN ANTIGUA ARCILLA CON BASURA Y PLÁSTICOS.														 Limo
1.0	ARCILLA POCO ARENOSA.		OH-MH	48	52	30	22	0	30	70	2	10	1.45	2.4	 Arena
1.5															 Grava
2.0															 Relleno
2.5															 Mat. Organica.
															W Contenido de agua. LL Límite líquido. LP Límite Plástico. IP Índice de Plasticidad. G Gravas. A Arenas. F Finos. Ss Densidad de sólidos. UU Prueba de Compresión Triaxial no consolidada- no drenada, C Cohesión (ton /m ²). ϕ° Ángulo de fricción Interna. γ_h Peso Volumétrico (ton/m)

Figura 114.

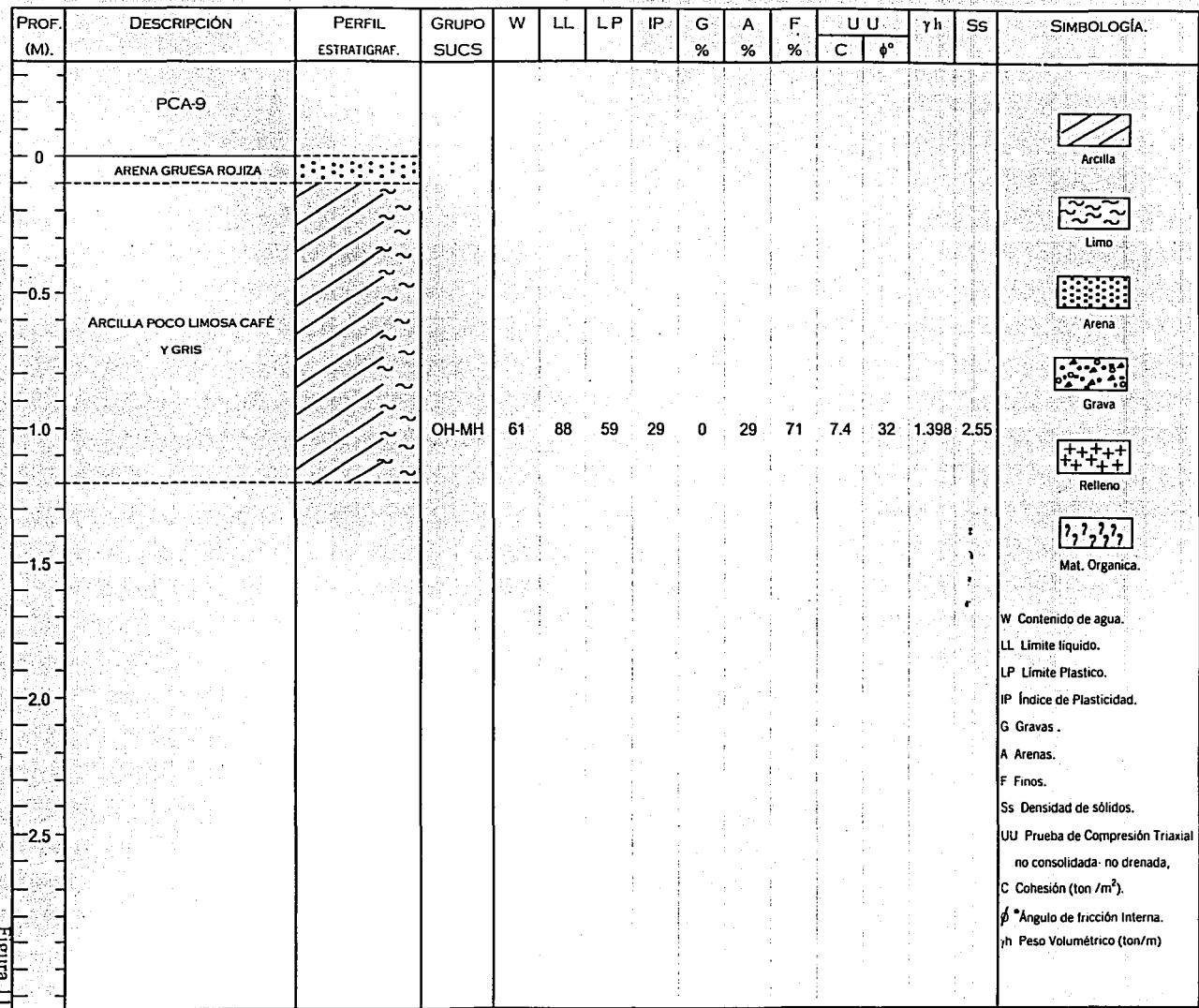
POZOS A CIELO ABIERTO

PROF. (M.)	DESCRIPCIÓN	PERFIL ESTRATIGRAF.	GRUPO SUCS	W	LL	LP	IP	G %	A %	F %	UU		γ h	Ss	SIMBOLOGÍA.
											C	ϕ°			
0	PCA-8 CIMENTACIÓN ANTIGUA CONCRETO ARMADO														
0.2	ARENA LIMOSA CON GRAVILLAS GRAVAS Y BASURA														
0.5	ARENA CON GRAVILLA ARCILLOSA														
1.0	ARCILLA CAFÉ POCO LIMOSA		ML-0 L	42	44	28	16	0	47	53	0.95	10	1.572	2.37	
1.5															
2.0															
2.5															

Figura 115.

POZOS A CIELO ABIERTO

Sudrez G. PERFILES ESTRATIGRÁFICOS DE LOS POZOS. Estudio de Mecánica de Suelos



W Contenido de agua.
 LL Límite líquido.
 LP Límite Plástico.
 IP Índice de Plasticidad.
 G Gravas .
 A Arenas.
 F Finos.
 Ss Densidad de sólidos.
 UU Prueba de Compresión Triaxial
 no consolidada- no drenada,
 C Cohesión (ton /m²).
 ϕ° Ángulo de fricción Interna.
 γ_h Peso Volumétrico (ton/m)

Figura 116.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

14 6 10 2



CAPÍTULO IV

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

CAPÍTULO IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO.

IV.1. ASPECTOS TEÓRICOS.

IV.1.1. INTRODUCCIÓN.

"El suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan."

Cualquiera que sea el tipo de perforación que se ejecute, a medida que se va profundizando en la corteza se deben anotar los espesores de los distintos estratos atravesados, indicando cuáles son gravas, arenas, limos, arcillas, o mezclas de los mismos, como son los granos de los materiales, en que lugar los materiales son de tamaño uniforme o graduados (de gruesos a finos), color y aspereza de los granos. Con estos datos y con los datos de los materiales a los que se les ejecuten las pruebas se hace un perfil del subsuelo.

La expresión perfil del subsuelo o simplemente perfil del suelo, indica una sección vertical a través del terreno, que muestra los espesores y el orden de los estratos. El término estrato se aplica a una capa de suelo relativamente definida que se halla en contacto con otras capas de características bien diferentes. Si los límites entre los estratos son más o menos paralelos, se dice que el perfil del suelo es simple o regular. Si por el contrario, los límites son irregulares se dice que el perfil del suelo es errático.

El perfil estratigráfico sirve para determinar el tipo de cimentación más adecuada para nuestra construcción.

Hasta una profundidad comprendida entre 1.5 y 2.0 metros, a contar de la superficie del terreno y hasta una profundidad mayor, las propiedades físicas del suelo son influidas por los cambios periódicos de humedad, por la temperatura y por los agentes biológicos, como pueden ser las raíces, los gusanos y las bacterias.

La parte de esta región se conoce como horizonte A y se caracteriza por estar expuesto a los efectos geológicos del clima y a la pérdida por lavado de algunos de sus elementos. La parte inferior se identifica como horizonte B y es donde se precipitan y acumulan en parte las sustancias lavadas del horizonte A, es por eso que los ingenieros y las fundaciones se interesan por el material madre inferior.

Debajo del horizonte B las características del suelo vienen determinadas por la materia prima de la cual derivan, por la forma en que se depositó y por los procesos geológicos que le siguieron. Los estratos individuales que constituyen el perfil del suelo debajo del horizonte B pueden ser bastante homogéneos, o bien, estar compuestos por partes menores cuyas propiedades se diferencian más o menos del término medio. La forma, el tamaño y la distribución de estas partes muy pequeñas determinan la estructura primaria del depósito.

Los principales puntos a considerar son:

- La determinación del perfil del terreno, es un paso esencial en casi todos los problemas de mecánica de suelos.
- Las propiedades de los suelos en un perfil dependen de:
 - a) la naturaleza de los componentes del suelo,
 - b) el método de formación del terreno, y
 - c) la alteración del perfil después de su formación.

- Se dispone de muchos métodos para el estudio de terrenos. La prueba de penetración estándar es muy útil para obtener una visión general muy aproximada del perfil del terreno. Suele ser necesario la toma de muestras y las pruebas in situ y en laboratorio para obtener valores de proyecto.
- La experiencia resalta la importancia de la historia de presiones y la gran variedad de las propiedades del suelo en un perfil determinado.

El conocimiento de las características físicas de los suelos es de primordial importancia, pues mediante su interpretación se puede predecir el futuro comportamiento de un terreno bajo cargas cuando se presenten diferentes contenidos de humedad.

IV.1.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO.

Las principales características a conocer del suelo son:

1. **PESO VOLUMÉTRICO (γ).** Se denomina así al peso de dicho suelo contenido en la unidad de volumen y se expresa en kg/m^3 . Peso volumétrico seco y suelto (γ_{sa}) de un suelo, es el peso del mismo cuarteado y secado. El peso volumétrico aparente se refiere al volumen de los vacíos formando parte del suelo.
2. **DENSIDAD.** La densidad absoluta es la masa de dicho cuerpo contenida en la unidad de volumen, sin incluir sus vacíos. La densidad aparente es la masa de un cuerpo contenida en la unidad de volumen, incluyendo sus vacíos. La densidad relativa es la relación de su densidad a la densidad absoluta del agua destilada a una temperatura de 40°C .
3. **ABSORCIÓN** se refiere a la determinación de la absorción del material en 24 horas, sirve para compararlo con el que marque la especificación correspondiente al uso que se le vaya a dar al material y saber si satisface o no la norma.
4. **GRANULOMETRÍA** Es el conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso que sirve, para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad del material compactado. El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en por ciento de los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo.
 - Granulometría por tamizado, se realiza con un tamizador al cual se le agrega material grueso; el tamizador se pone a movimientos para que descienda el material reteniéndose en las mallas de acuerdo a su diámetro.
 - Granulometría por sedimentación se emplea para la clasificación granulométrica de suelos de partículas finas.
5. **ESTRUCTURA.** Los suelos están formados por gran cantidad de elementos de diversa composición mineralógica; los cuales tienen diversos tamaños y formas, constituyendo el suelo donde la estructura es la distribución y orden de las partes de un cuerpo. Se distinguen principalmente tres tipos de estructuras: granular, apanalada y floculenta. El término estructura del suelo, hace referencia a la orientación y distribución de las partículas en una masa de suelo y a las fuerzas entre partículas de suelo adyacente.

Una lista de las estructuras existentes pueden ser:

- simples,
- panaloides,
- floculentas,
- compuestas,
- en castillo de naipes y
- dispersas.

IV.1.3. PRINCIPALES Y MÁS COMUNES TIPOS DE SUELOS.

Considerando el origen de sus elementos, los suelos se dividen de acuerdo a la descomposición física y/o química de las rocas, o sea, inorgánicos y orgánicos.

Según el proceso de formación, un suelo puede ser sedimentario, residual o colocado por el hombre (rellenos artificiales). En un suelo sedimentario las partículas se formaron en un determinado lugar, fueron transportadas y se depositaron finalmente en otro emplazamiento. Un suelo residual se ha formado por la meteorización de la roca in situ, con escaso o nulo desplazamiento de las partículas. El hombre puede construir rellenos o terraplenes de suelo.

Los suelos orgánicos se forman casi siempre in situ. Muchas veces la cantidad de materia orgánica, es tan alta con relación a la cantidad de suelo inorgánico que las propiedades que pudieran derivar de la porción mineral quedan eliminadas.

Los suelos más comunes son:

6. **GRAVAS.** Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas que tienen más de dos milímetros de diámetro. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas. Sus partículas varían desde 7.62 cm(3") hasta 2.00 mm. La forma y su relativa frescura mineralógica dependen de su formación.
7. **ARENAS.** La arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro. Las arenas suelen encontrarse en los depósitos con las gravas. La arena al estar limpia no se contrae al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que las arcillas y si se aplica una carga en su superficie, se comprime casi de manera instantánea.
8. **LIMOS.** Los limos son granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limos inorgánicos como el producido en canteras, o el orgánico (de, características plásticas) como el de los ríos. las partículas de los limos está comprendida entre 0.05 mm y 0.005 mm. Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta. Los limos, de no encontrarse en estado denso, a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar.
9. **Las ARCILLAS** son las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm y cuya masa se vuelve plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en no pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es generalmente cristalina y complicada, y sus átomos están dispuestos en forma laminar.

Las láminas se clasifican en dos tipos: tipo silíceo y tipo aluminico.

Los minerales de arcilla se pueden clasificar en tres grupos:

- El *caolinitico* procede de la carbonatación de la ortoclasa (feldespato potásico) la característica de estas arcillas es que son bastante estables en presencia del agua.
- El *montmorilonítico* que son arcillas que sufren fuertes expansiones en contacto con el agua lo que provoca inestabilidad en ellas.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

- El *iltico* producto de la hidratación de las micas, es similar a las montmoriloníticas pero con la tendencia a formar grumos por la presencia de iones de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua ocasionando que no sean tan expansivas como las arcillas montmoriloníticas.

Las arcillas son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga es sus superficies se comprimen lentamente; la resistencia que pierden en el remoldeo se recupera parcialmente con el tiempo. Un suelo con un contenido mínimo de arcilla del 15% tendrá las propiedades de la arcilla.

10. **CALICHE.** El caliche forma estratos de suelos cuyos granos se encuentran cementados por carbonatos calcáreos, se forman en climas cálidos. La marga es una arcilla con carbonato de calcio, más homogénea que el caliche, generalmente muy compacta y de color verdoso.
11. **LOESS.** Los loess son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos. Esa cohesión es debida a un cementante del tipo calcáreo y el color es castaño claro; las partículas de los loess están comprendidas entre 0.01 mm y 0.05 mm. Los loess modificados son los que han perdido sus características debido a procesos geológicos secundarios, como la inmersión temporaria, erosión y formación de nuevos depósitos; los loess son colapsables aunque disminuye dicha tendencia al incrementársele su peso volumétrico.
12. **DIATOMITA.** Las diatomitas o tierras diatomáceas son depósitos de polvo silíceo de color blanco, compuesto total o parcialmente por residuos de diatomeas que son algas unicelulares microscópicas de origen marino o de agua dulce, presentando las paredes de sus células características silíceas.
13. **GUMBO,** es un suelo arcilloso fino, libre de arenas, es pegajoso, muy plástico y esponjoso, además de que es un material difícil de trabajar.
14. **TEPETATE.** Es un material pulverulento, de color café claro o café oscuro, compuesto de arcilla, limo y arena, con un cementante que puede ser la misma arcilla o el carbonato de calcio. El tepetate debe su origen a la descomposición y alteración por intemperismo de cenizas volcánicas basálticas.

IV. 2. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SITIO DE INTERÉS.

El predio de interés se localiza en la parte oriente de la Ciudad de México en la denominada zona de Lago, que es la porción localizada entre la superficie y 40 m de profundidad y se denomina así por la presencia de depósitos arcillosos de alta deformabilidad y baja resistencia.

En general la secuencia estratigráfica del subsuelo en el predio de interés es la siguiente:

Sondeo Mixto SM-1.

PROFUNDIDAD.
(M)

DESCRIPCIÓN.

De 0.00 - 1.50

Arcilla arenosa, café oscuro, con gravas y raíces, de consistencia variable entre media y firme con contenido de agua medio de 50%, índice medio de resistencia a la penetración estándar 16 golpes. Del grupo CL de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

PROFUNDIDAD. (M)	DESCRIPCIÓN.
De 1.50 - 2.20	Arcilla con poca arena fina, café y gris verdoso, con contenido de agua medio de 260%, de consistencia blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes; de límite líquido 175%, límite plástico 43 en porción fina, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Con resistencia al esfuerzo cortante de 2.0 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 15° determinado en compresión triaxial no consolidada - no drenada, peso volumétrico de 1.60 ton/m ³ , y densidad de sólidos igual a 2.40.
De 2.20 - 2.70	Arcilla con escasa arena, gris verdoso, con contenido de agua medio del 90%, de consistencia blanda, con límite líquido de 281 %, límite plástico del 53% en porción fina, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos constituido granulométricamente por 10 % de arena y 90 % de finos; índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de peso de herramienta.
De 2.70 - 4.50	Arcilla con escasa arena y fósiles, café verdoso, con contenido de agua medio de 260%, de consistencia blanda; índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de peso de herramienta; de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación; pertenece al grupo CH y presenta una densidad igual a 2.40.
De 4.50 - 6.00	Arcilla con escasa arena fina, café y gris verdoso, con intercalación de una capa de arena limosa en su parte inferior, con contenido de agua medio de 340%, de consistencia muy blanda; índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) menor a un golpe; de límite líquido igual a 425%, y de límite plástico igual a 53% en su porción fina. Resistencia al esfuerzo cortante de 1 ton/m ² determinada en compresión triaxial no consolidada - no drenada, con un peso volumétrico de 1.12 ton/m ³ y una densidad de sólidos igual a 2.37. De acuerdo con el SUCS pertenece al grupo CH.
De 6.00 - 6.70	Arena fina con pocos finos de limo, de color gris oscuro negruzco, con contenido de agua medio de 40%, de compacidad suelta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 25 y 5 golpes; de acuerdo con el SUCS pertenece al grupo SC y contiene una densidad de sólidos igual a 2.41.

PROFUNDIDAD. (M)	DESCRIPCIÓN.
De 6.70 - 9.40	Arcilla con escasa arena fina y fósiles, gris verdoso y café rojizo, con intercalación de vetas de arena fina, de consistencia muy blanda, con contenido de agua variable entre 310 y 360%, de índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre peso de herramienta y 5 golpes; de límite líquido igual a 426%, y límite plástico de 50% en su porción fina; de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos pertenece al grupo CH; resistencia al esfuerzo cortante igual a 1.10 ton/m ² determinada en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada; con densidad de sólidos igual a 2.42 y peso volumétrico de 1.13 ton/m ³ .
De 9.40 - 9.70	Arcilla con escasa arena fina, gris verdoso, de consistencia muy blanda, con contenido de agua de 450%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) peso de herramienta; de límite líquido 497% límite plástico 61%, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, constituido granulométricamente por 3% de arenas y 97% de finos; densidad de sólidos igual a 2.65.
De 9.70 - 13.50	Arcilla con escasa arena fina y fósiles calcáreos gris verdoso y café rojizo, con intercalación de vetas de arena fina, con contenido de agua medio de 275%, de consistencia muy blanda, índice medio de resistencia a la penetración estándar menor a un golpe; de límite líquido 306%, límite plástico 49% en porción fina, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; granulométricamente está constituido por 22% de arena y 78% de finos y densidad de sólidos igual a 2.44.
De 13.50 - 14.50	Arcilla con fósiles calcáreos y materia orgánica de color gris verdosa y café rojizo, de consistencia muy blanda, con contenido de agua medio de 400%, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) menor a un golpe, constituido granulométricamente por 10% de gravas, 81% de arena y 9% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH densidad de sólidos igual a 2.40.

PROFUNDIDAD.
(M)

DESCRIPCIÓN.

- De 14.50 - 18.50 Arcilla, gris verdoso, con fósiles calcáreos y materia orgánica, con escasa arena en su parte superior, de consistencia muy blanda, con contenido de agua medio de 300%; índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) menor a un golpe constituido granulométricamente por 1% de arenas y 99% de finos; de límite líquido igual a 395% y límite plástico de 80% en su porción fina; de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) pertenece al grupo CH y presenta una densidad de sólidos igual a 2.38.
- De 18.50 - 23.50 Arcilla con fósiles calcáreos y materia orgánica, café rojizo y gris verdosa, con intercalaciones de vetas de arena y limo en su parte inferior, de consistencia muy blanda, con contenido de agua medio de 250%, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) menor de un golpe; de límite líquido igual a 417%, y de límite plástico igual a 68% en su porción fina. Resistencia al esfuerzo cortante de 5.6 ton/m² determinada en compresión axial no confinada y peso volumétrico de 1.118 ton/m³, densidad de sólidos igual a 2.39; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.
- De 23.50 - 26.50 Arcilla con fósiles calcáreos y materia orgánica, café rojizo gris verdosa, de consistencia muy blanda, con intercalación de una capa de arena limosa en su parte inferior, con contenido de agua medio de 300%, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) menor de un golpe; de límite líquido igual a 341%, y de límite plástico igual a 56% en su porción fina. Resistencia al esfuerzo cortante de 5.6 ton/m², determinada en compresión axial no confinada y peso volumétrico de 1.118 ton/m³, densidad de sólidos igual a 2.40; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.
- De 26.50 - 30.00 Arcilla con fósiles calcáreos y materia orgánica, café rojizo y gris verdosa, con intercalación de una capa de arena limosa en su parte inferior, con contenido de agua medio de 200%, de consistencia muy blanda; índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) menor de un golpe; de límite líquido igual a 61 % y de límite plástico igual a 32% en su porción fina. Resistencia al esfuerzo cortante de 1.7 ton/m², determinada en compresión axial no confinada y peso volumétrico de 1.149 ton/m³; densidad de sólidos igual a 2.40; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.

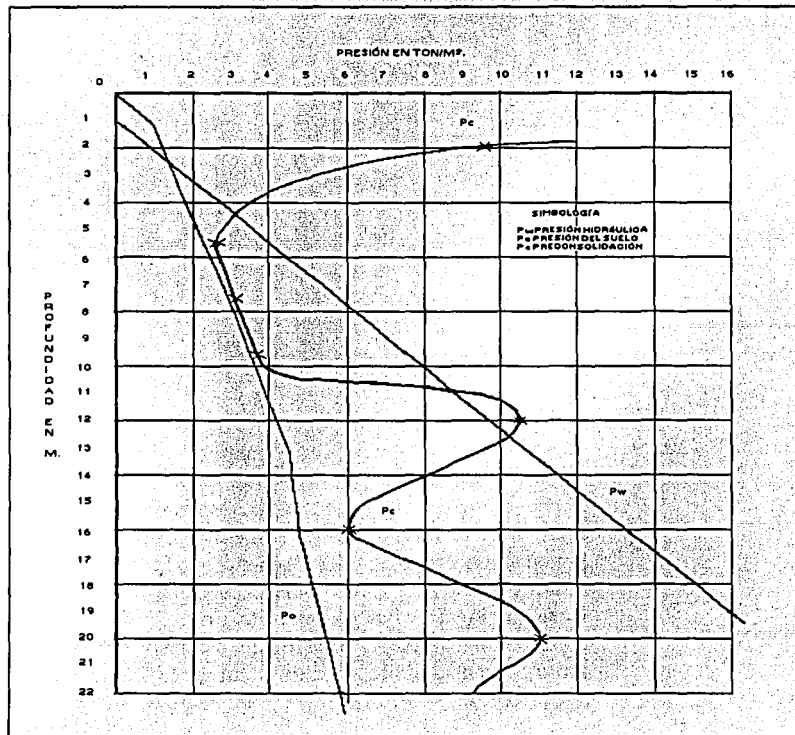
El nivel freático se encontró a 1.10 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración. De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua a partir de 50 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la Fig. 101 mediante la gráfica de la 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 del análisis de esfuerzos, se concluye que el depósito arcilloso localizado entre la superficie y 4.50 m de profundidad se encuentra preconsolidado por desecación, con un esfuerzo de preconsolidación mayor y variable entre 7.50 ton/m² al esfuerzo efectivo actual en su parte superior; y de 1.50 ton/m² en su parte inferior; entre 4.50 y 11.00 m de profundidad, se tiene una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de 0.55 ton/m², a partir de dicha profundidad y hasta 30.00 m se tiene una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 6.50 y 2.0 ton/m², decrementándose con la profundidad.

De acuerdo con 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 I (Zona de Lago), a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.40.

DIAGRAMA DE ESFUERZOS



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 101.



CAPÍTULO IV

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

CAPÍTULO V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

V.1. ASPECTOS TEÓRICOS.

V.1.1. INTRODUCCIÓN.

Prácticamente todas las estructuras de ingeniería civil: edificios, puentes, carreteras, túneles, muros, torres, canales o presas, deben cimentarse sobre la superficie de la tierra o dentro de ella. Para que una estructura se comporte satisfactoriamente debe poseer una cimentación adecuada.

La preocupación del constructor por el comportamiento de las cimentaciones es tan antigua como la construcción misma, pero hasta épocas relativamente recientes tal preocupación no se reflejó en intentos de analizar científicamente el comportamiento de las cimentaciones tratando de establecer principios generales que sirvieran a las normas de proyecto y de construcción en el campo.

Durante mucho tiempo, la tecnología de las cimentaciones se estableció en bases empíricas en lugar de utilizar una técnica. Hoy en día existen muchas técnicas con bases, las cuales se emplean para la realización de cimentaciones; pero con el aumento de ritmo de construcción, se crearon constructores sin los conocimientos adecuados por lo que se incurrió en fracasos que llevaron a la creación de leyes para seguridad.

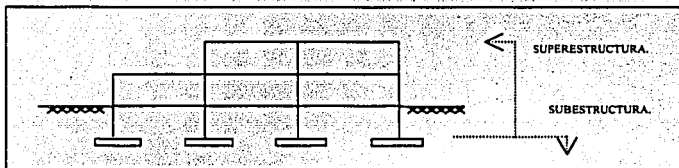
V.1.2. CIMENTACIONES.

El objeto de una cimentación es proporcionar el medio para que las cargas de la estructura, concentradas en columnas o muros, se transmitan al terreno produciendo en éste un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos, o con asentamientos tolerables, ya sean éstos uniformes o diferenciales.

I. PARTES DE UNA ESTRUCTURA.

En toda estructura es necesario distinguir dos partes principales: la superestructura y la subestructura.

La *superestructura*, en el caso de edificios, es aquella parte de la estructura que está formada por losas, traves, muros, columnas, etc. La *subestructura* es la parte de la estructura que sirve para transmitir las cargas de ésta al suelo de cimentación.



2. TIPOS DE CIMENTACIÓN.

En forma general las cimentaciones pueden ser clasificadas en dos grupos: cimentaciones directas y cimentaciones indirectas.

Una cimentación directa es aquella en la cual los elementos verticales de la superestructura se prolongan hasta el terreno de cimentación, descansando directamente sobre él mediante el ensanchamiento de su sección transversal con el fin de reducir el esfuerzo unitario que se transmite al suelo.

Entre las *cimentaciones directas* encontramos: las cimentaciones sobre zapatas (aisladas), cimentaciones continuas (zapatas corridas), cimentaciones de faja ancha y placas de cimentación (losas).

Una *cimentación indirecta* es aquella que se lleva a cabo por elementos intermedios como: los pilotes, cilindros y cajones de cimentación, ya que el suelo resistente se encuentra relativamente a gran profundidad.

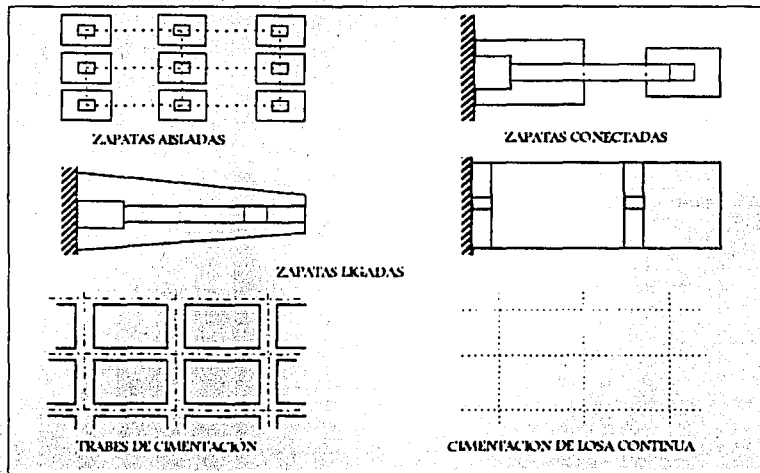
2.1. CIMENTACIONES DIRECTAS.

Las *cimentaciones sobre zapatas* se suelen utilizar para soportar las columnas estructurales. Pueden consistir en una losa simple circular, cuadrada o rectangular, de espesor uniforme o bien pueden ser escalonadas o en forma de bóveda para distribuir la carga de una columna pesada. Las cimentaciones sobre zapatas para columnas de acero muy pesadas, suelen llevar algunas veces un emparrillado de acero.

Las *cimentaciones continuas* se utilizan para muros que soportan cargas elevadas y para hileras de columnas que estén situadas tan cerca unas de otras, que las zapatas de cimentación de cada columna se solaparían con las de las columnas adyacentes. Para lo cual resulta más económico excavar y hormigonear una faja continua, que realizar un gran número de pozos individuales.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CIMENTACIONES CONTINUAS.



Las *cimentaciones de faja ancha* son necesarias cuando la capacidad de carga del suelo sea lo suficiente baja como para precisar de una faja tan ancha que aparezca una flexión transversal en las partes en voladizo de la viga de cimentación requiriéndose un refuerzo para evitar el agrietamiento.

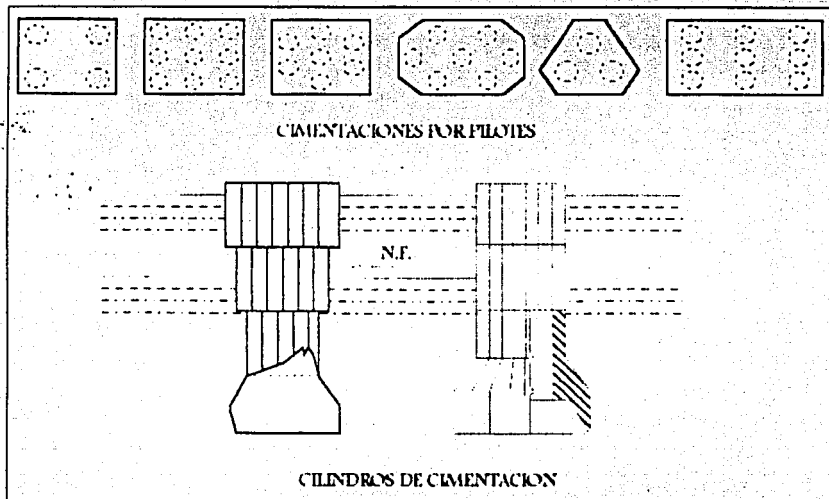
Las *placas de cimentación* se emplean en suelos de capacidad de carga relativamente baja, o en partes en que las columnas estructurales u otras zonas cargadas están tan próximas a ambas direcciones, que las zapatas individuales de cimentación llegarían casi a solaparse. Las placas de cimentación son útiles para reducir las diferencias de asentamientos en suelos variables, o donde existe una extensa variación de carga entre columnas adyacentes, o bien cuando la diferencia entre las cargas aplicadas es muy acusada.

2.2. CIMENTACIONES INDIRECTAS.

Los *pilotes de cimentación* se utilizan en las partes en que el suelo, al nivel de cimentación normal, no pueden soportar cimentaciones ordinarias de zapatas, fajas o placas, o bien en las partes en que las estructuras se emplazan sobre suelos rellenos, de espesor considerables, que se comprimen y asientan bajo su propio peso.

Las cimentaciones de pilotes constituyen un método adecuado para soportar estructuras construidas sobre el agua, o donde se han de resistir fuerzas de levantamiento. Para resistir fuerzas laterales se pueden utilizar pilotes inclinados.

CIMENTACIONES INDIRECTAS.



3. AGENTES QUE INFLUYEN EN LA ELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN.

Para poder elegir acertadamente un determinado tipo de cimentación es necesario seguir la secuela que a continuación se indica:

- Estudio de cargas y de la compatibilidad entre el tipo de cargas y las características del subsuelo (según tipo de estructura), llevando a cabo análisis cuidadosos y lo más apegados posible a la realidad.
- Determinación de la capacidad de carga del suelo de cimentación y de los asentamientos probables.
- Preparación de varios anteproyectos de los diferentes tipos posibles de cimentación.

d) Selección del tipo de cimentación más adecuado atendiendo a:

- Tipos de subsuelo
- Rapidez de la construcción
- Adaptabilidad
- Economía

4. RECOMENDACIONES PARA IDENTIFICAR LA CIMENTACIÓN MÁS ADECUADA.

Para la selección del tipo de cimentación más conveniente de acuerdo con las características mecánicas del suelo de desplante, y para que los asentamientos tanto totales como diferenciales queden dentro de los límites permitidos según el tipo de estructura, se pueden seguir estos lineamientos:

- a) Usar zapatas aisladas en suelos de baja compresibilidad (C_c menor a 0.20) y donde los asentamientos diferenciales entre columnas puedan ser controlados, empleando el método de asentamientos iguales; incluyendo juntas en la estructura, o cuando se tenga una estructura con cierta flexibilidad en su comportamiento.
- b) Cuando se encuentren suelos con compresibilidad media (C_c entre 0.2 y 0.4), para mantener los asentamientos dentro de ciertos límites, conviene emplear zapatas continuas rigidizadas con vigas de cimentación. La intensidad de las cargas indicará si se unen las zapatas en una o más direcciones.
- c) Cuando las cargas sean bastante pesadas y al emplear zapatas continuas ocupen cerca del 50% del área del edificio en planta, es más económico usar una sola losa de cimentación.
- d) En aquellos suelos que presenten una compresibilidad mediana, alta o muy alta, y que además tengan baja capacidad de carga, es recomendable el uso de cimentaciones compensadas. Estos suelos pueden presentar un índice de compresión C_c desde 0.2 hasta más de 0.4.
- e) Cuando la cimentación por compensación no sea económicamente adecuada para soportar las cargas pueden combinarse la compensación parcial y pilotes de fricción.
- f) Cuando las cargas sean demasiado elevadas conviene, para el caso de suelos de baja capacidad de carga, usar pilotes de punta apoyados en un estrato resistente.

V.1.3. CAJÓN DE CIMENTACIÓN.

La característica esencial de los cajones es que son construidos sobre el terreno o en el nivel del agua y a continuación son hundidos hasta la profundidad requerida como si se tratara de una unidad sencilla además de que ésta unidad forma parte de los trabajos permanentes. Como no se requieren trabajos temporales extensos o como ataguías como pilotaje, son adecuados sobre todo, para trabajar en canales profundos y de corrientes rápidas.

Generalmente la profundidad límite de las ataguías es de unos 15 m. Los cajones son esenciales para construir cimentaciones a través de agua, en terrenos cambiantes e inestables, a profundidades en donde el limpiado del lecho de ríos profundos precisaría de largos pilotes para poder sujetar el andamiaje de las ataguías, y en canales o ríos en que el hielo flotante, los troncos o los despojos, podrían destruir una ataguía con su correspondiente andamiaje.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Por lo general es posible llevar a cabo el hundimiento de los *cajones durante* la estación en que los ríos llevan poca agua para alcanzar una profundidad segura antes de la aparición de la estación de crecidas. La planta flotante utilizada en el hundimiento de los cajones de inundaciones, y si fuera necesario, un cajón parcialmente hundido puede ser sumergido bajo las aguas tumultuosas sin daño alguno.

Como resultado del desarrollo de los métodos de construcción que evitan el aflojamiento apreciable del terreno en las excavaciones profundas, los cajones se utilizan raramente en la actualidad para cimentaciones en tierra.

Cimentaciones compensadas. Entre las cimentaciones compensadas se pueden considerar los cajones de cimentación ya que estos se desplantan abajo de la superficie del terreno. Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca minimizar el incremento neto de carga aplicado al subsuelo; esto se logra mediante la excavación del terreno y el uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, neto o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre compensada, respectivamente.

El principio en el que se basan los cajones es sencillo; se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura de manera que al nivel de desplante el suelo no sienta la sustitución efectuada, por no llegarle alguna presión en añadidura a la originalmente existente.

Este tipo de cimentación exige que las excavaciones efectuadas no se rellenen posteriormente, lo que se logra o con losa corrida en toda el área de cimentación o construyendo *cajones huecos* en el lugar de cada zapata.

Las cimentaciones compensadas han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues teóricamente, los eliminan por no dar al terreno ninguna sobrecarga. Sin embargo, como el proceso de carga no es simultáneo con el de descarga, como resultado de la excavación se tienen expansiones en el fondo de ésta, que se traducen en asentamientos cuando, por efecto de la carga de la estructura, dicho fondo regrese a su posición original.

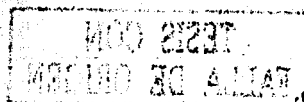
Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada con un factor de carga unitario.

Como se podrá observar en el resultado del análisis de la cimentación, el tipo de cimentación más adecuado es el Cajón de Cimentación, por lo cual nos enfocaremos un poco más al concepto de cajón de cimentación.

Cajones de cimentación. El término cajón denota una estructura hundida a través del terreno o del agua a excavar dicha estructura se utiliza como protección y ayuda para realizar excavaciones de cimientos, por lo que ha de quedar formando parte de la estructura permanente. En general un cajón es la cimentación que se va hundiendo hasta quedar en su posición prescrita, al mismo tiempo que la excavación, realizada dentro o por debajo de él, posteriormente llega a formar parte integrante del trabajo definitivo, como si fuera una sola unidad.

El cajón de cimentación es una cimentación compensada, por lo que entendemos que son aquellas totalmente compensadas o compensadas parcialmente, y son en las que el resto de la carga se transmite al suelo por apoyo directo, por permitirlo así la capacidad de éste y por resultar los asentamientos dentro de límites tolerables para la estructura de que se trate.

La misión de las cimentaciones de cajones consiste en poder transmitir las cargas estructurales a través de profundos estratos de suelo débil hasta un estrato más firme que proporcione un adecuado apoyo y resistencia a las cargas laterales.



Los cajones de cimentación tienen forma paralelepípedica lo cual los distingue de los cilindros.

Para su construcción deben considerarse dos casos: que exista o no un tirante de agua en el lugar de colocación del cajón.

- Si no hay agua el cajón de una o varias celdas puede hacerse extrayendo el material de su interior y colocando el elemento en tramos, a medida que se va hundiendo en el subsuelo.
- Cuando existe un tirante de agua, puede recurrirse a dos técnicas:
 - llevando un molde de acero que se coloca y, se cuela el concreto en el lugar o,
 - colocando tablestacado de acero.

5. TIPOS DE CAJONES DE CIMENTACIÓN.

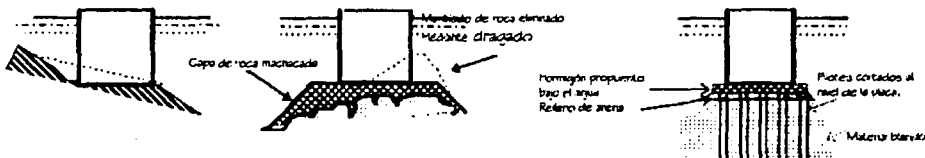
Los cajones de cimentación se dividen en tres tipos los cuales tienen variaciones en su construcción, y son seleccionados de acuerdo a las condiciones que se presenten en el lugar de su utilización; entre las condiciones se pueden considerar: el tipo de suelo, la presencia de nivel freático, la inclinación del terreno, los agentes que afecten la construcción de uno u otro, y otros aspectos que pudiéramos encontrar.

Entre los cajones de cimentación encontramos:

- Cajón cerrado.
- Cajones abiertos (y monolitos).
- Cajones neumáticos o de aire comprimido.

5.1. CAJÓN CERRADO. Los cajones cerrados son estructuras con fondo cerrado; se construyen en tierra y luego se transportan al sitio de la construcción. Se entierran gradualmente en el sitio llenando su interior con arena, balasto, agua o concreto. El costo de este tipo de construcción es bajo. La superficie de apoyo debe estar a nivel, y si no lo está, debe nivelarse por excavación.

Los cajones cerrados resultan inadecuados para lugares en los que la erosión puede socavar los cimientos, aunque son eminentemente prácticos para cimentar sobre roca o grava compactada nada fácil de erosionar, y que puede ajustarse convenientemente por medio de dragado. Pueden ser cimentados sobre una superficie irregular de roca si todo el barro o los materiales sueltos son eliminados poniéndose en su lugar una capa de roca machacada y en buen estado. En los sitios en que la profundidad del material blando es excesiva para realizar el dragado, los cajones pueden cimentarse sobre una placa apoyada en pilotes.



5.2. CAJÓN ABIERTO (Y MONOLITOS). Los cajones abiertos son pilas de concreto que permanecen abiertas en sus partes superiores e inferiores durante la construcción. El fondo del cajón tiene un borde cortante.

El cajón se entierra en el lugar y el suelo del interior se retira por medio de cucharones de almeja hasta alcanzar el estrato de apoyo. Los cajones pueden ser circulares, cuadrados, rectangulares u ovalados. Una vez alcanzado el estrato de apoyo, se vierte concreto en el cajón (bajo agua) para formar un sello en su fondo. Cuando fragua el concreto del sello, el agua dentro del cajón se bombea hacia fuera. Se vierte entonces concreto en el cajón para llenarlo.

Los cajones abiertos pueden extenderse a grandes profundidades y el costo de construcción es relativamente bajo, sin embargo, una de sus principales desventajas es la falta de control de calidad sobre el concreto vertido para formar el sello. Además, el fondo del cajón no llega a ser limpiado completamente. Un método alternativo de construcción de cajones abiertos es hincar varias tablestacas para formar una zona encerrada que se llena con arena a la que se llama generalmente isla de arena. El cajón se entierra entonces a través de la arena hasta el estrato de apoyo deseado; el procedimiento es parecido al hincado de un cajón cuando la superficie del terreno está arriba del nivel freático.

Los cajones abiertos son adecuados para cimentaciones en ríos y canales en los que el suelo predominante consiste de arcillas blandas, limos, arenas o gravas, ya que estos materiales pueden ser rápidamente excavados en los pozos abiertos y no ofrecen gran resistencia al rozamiento superficial en el hundimiento de cajones.

Los cajones abiertos son fundamentales en las partes en que la profundidad de hundimiento requiere presiones de aire superiores a los 3.5 kg/cm^2 , ya que por razones fisiológicas los hombres no pueden trabajar bajo aire comprimido a presiones superiores a ésta. Los cajones abiertos no son útiles en terrenos que contengan grandes guijarros, troncos de árboles, y otras obstrucciones. Sólo puede cimentarse, con gran dificultad, sobre una superficie irregular de lecho rocoso, siendo susceptible de un desplazamiento fuera de la vertical, cuando se hundien hasta colocarlos en un lecho rocoso de bastante inclinación.

Al alcanzar el nivel de cimentación, los cajones abiertos son cerrados depositando una capa de hormigón bajo el agua en el fondo de los pozos. A continuación se bombean los pozos hasta dejarlos secos y luego se coloca más hormigón, después de lo cual los cajones pueden llenarse con hormigón o arena limpia, o bien con agua dulce limpia en los casos en que el peso propio haya de mantenerse más bien bajo. Como el cierre se efectúa bajo el agua, los cajones abiertos tienen la desventaja de que el suelo o la roca al nivel de cimentación no pueden ser inspeccionados antes de colocar el hormigón. Sólo en casos muy raros es posible bombear los pozos hasta secarlos para llevar a cabo una inspección del fondo.

Otra ventaja es que el procedimiento de excavar bajo el agua en materiales sueltos y blandos provoca una irrupción del material por debajo de la cuchilla perimetral con el consiguiente hundimiento del terreno situado alrededor del cajón. Por lo tanto, los cajones abiertos no son adecuados en lugares en que pueda producirse algún daño por hundimiento bajo estructuras adyacentes.

Los cajones deben construirse, siempre que sea posible, como unidades aisladas, separados una cierta distancia de los cajones adyacentes o de otras estructuras profundas. El efecto del hundimiento y excavación provocan un desplazamiento del suelo circundante, con el resultado de que es difícil, si no imposible, mantener la verticalidad y la situación plana de los cajones hundidos muy juntos.

Los *monolitos* son esencialmente cajones abiertos de sólida construcción de albañilería de hormigón armado o en masa, con unos muros bastante sólidos los cuales contienen uno o más pozos para fines de excavación. Son inadecuados, debido a su peso, para el hundimiento en depósitos blandos profundos. Su uso principal es para muros de embarcaderos en donde su robusta construcción y gran peso son favorables para resistir el vuelco a que da lugar el relleno y soportar las fuerzas de impacto de los barcos que atracan.

5.3. CAJÓN NEUMÁTICO O DE AIRE COMPRIMIDO Los cajones Neumáticos se usan generalmente para profundidades de entre 50 y 130 pies (15-40 m). Este tipo de cajón se requiere cuando una excavación no logra mantenerse abierta porque el suelo fluye al área excavada más rápidamente de lo que puede ser removido.

Un cajón neumático tiene una cámara de trabajo en el fondo que tiene por lo menos 10 pies ($\approx 3\text{m}$) de altura. En esta cámara los trabajadores excavan el suelo y vuelan el concreto. La presión de aire en la cámara se mantiene suficientemente alta para impedir que el agua y el suelo penetren en ella. Los trabajadores usualmente no tienen molestias severas cuando la presión en la cámara se eleva a 15 lb/pulg^2 ($\approx 100\text{ kN/m}^2$) por encima de la presión atmosférica. Más arriba de esta presión se requieren periodos de descompresión cuando los trabajadores salen de la cámara.

Cuando se requieren presiones en la cámara de aproximadamente 44 lb/pulg^2 ($\approx 300\text{ kN/m}^2$) por arriba de la presión atmosférica, los trabajadores no deben permanecer dentro de la cámara por más de $1\frac{1}{2}$ a 2 horas por periodo de trabajo. Los trabajadores entran y salen de la cámara por medio de una escalera dentro de un tubo de acero, el cual también se usa para retirar el suelo excavado y para la colocación del concreto. En grandes construcciones más de un tubo es necesario; para lo que se proporciona una antecámara de compresión en cada uno de ellos. Los cajones neumáticos se entierran gradualmente conforme avanza la excavación. Cuando se alcanza el estrato de apoyo, la cámara de trabajo se llena con concreto.

Los cajones de aire comprimido se usan con preferencia a los cajones de pozos abiertos en aquellos casos en que el dragado desde los pozos abiertos podrían causar una pérdida del terreno alrededor del cajón provocando el asentamiento de las estructuras adyacentes. Se utilizan en el hundimiento a través de terrenos variable o que contengan obstrucciones tales que inclinarían a un cajón abierto o le impedirían proseguir el hundimiento.

Este tipo de cajones tiene la ventaja de que la excavación puede efectuarse a mano en la cámara "seca" y las obstrucciones tales como guijarros o troncos de árboles pueden ser eliminados de la parte baja de la cuchilla perimetral. Además, puede inspeccionarse el suelo al nivel de cimentaciones haciéndose directamente sobre él pruebas de apoyo si ello fuera necesario. El hormigón de la cimentación se coloca en seco en condiciones ideales, mientras que en los cajones de pozos abiertos la excavación final y el estanzado de hormigón se suelen llevar a cabo casi siempre bajo el agua.

Los cajones de aire comprimido tienen la desventaja, en comparación con los cajones de pozos abiertos, de requerir más equipo y trabajo para su hundimiento, siendo bastante menor la velocidad de hundimiento. Existe también una limitación importante que ya se había mencionado, como es la de que los hombres no pueden trabajar a profundidades de hundimiento de hasta 36 m bajo la capa de agua a menos que se utilice algún procedimiento para hacer descender el agua en la parte externa del cajón.

Si se utilizan tales procedimientos para reducir las presiones de aire en la cámara de trabajo deben ser completamente eficaces, y los pozos de desagüe habrán de colocarse a una distancia suficiente del cajón para no ser afectados por el movimiento del terreno producido por el hundimiento del cajón.

Los cajones pueden ser grandes o pequeños, altos o bajos. Los grandes se utilizan especialmente en las obras de grandes puentes; los pequeños en los edificios y diversas estructuras. Son sumamente útiles en la realización de cimentaciones profundas en que otros métodos resulten inadecuados o inconvenientes. Generalmente, en las excavaciones poco profundas su uso queda limitado a los casos en que ciertas condiciones especiales les hacen necesarios.

La máxima capacidad de carga del suelo situado bajo los cajones puede calcularse conociendo la densidad y la resistencia a cizalladuras del suelo.

No debe realizarse el diseño y construcción de cimentaciones sin ningún tipo de investigación del subsuelo. Además del apoyo que constituye el suelo situado en la base de una cimentación profunda, en ciertas circunstancias se consigue un soporte adicional por el rozamiento lateral o la adhesión con el terreno que rodea la superficie lateral exterior de la subestructura. Sin embargo, hay muchas circunstancias en las que deben ignorarse la adhesión o el rozamiento lateral en lo que se suponen de ayuda para la capacidad de carga.

Estas circunstancias son:

- a) si la profundidad de un cajón bajo el nivel de cimentación es inferior a su anchura mínima;
- b) si el terreno sobre el nivel de cimentación es susceptible de fluir;
- c) si entre la estructura de la cimentación y las paredes de la excavación se coloca un relleno compresible;
- d) si al hundir un cajón el suelo es socavado bajo la cuchilla perimetral, formando así un vacío en torno a las paredes, el cual llega a rellenarse de material suelo o ablandado;
- e) si el cajón está rodeado de arcilla blanda o material de relleno o
- f) si el suelo es susceptible a la contracción a causa del secado.

Los cajones de cimentación se proyectan para ser colocados bajo el suelo blando o erosionable, por lo que, el rozamiento superficial juega muy poco en la contribución a aumentar la capacidad de carga en la mayor parte de los casos.

Para la obtención de los resultados del análisis de la cimentación es necesario considerar factores por medio de los cuales se conoce la reacción de los suelos ante las diferentes acciones que pueden afectar la estabilidad de los suelos y de las cimentaciones.

V.1.4. TEORÍA DE LOS FACTORES QUE INFLUYEN EN EL ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.

Los factores a considerar son:

- Acciones.
- Determinación de la profundidad de desplante.
- Estado límite de falla.
- Estado límite de servicio.
- Empuje sobre muros.
- Falla de fondo.
- Estabilidad de taludes.

6. DEFINICIÓN Y TIPOS DE ACCIONES.

Las cargas que están sobre una estructura se dividen en cargas muertas, cargas vivas permanentes y cargas vivas accidentales.

Las cargas muertas son aquellas que forman parte integrante de la estructura. La determinación del peso muerto de cada elemento de la subestructura, como: losas, trabes, vigas, escaleras y columnas, no presenta ninguna dificultad, ya que solo involucra el conocimiento del volumen de cada elemento y su multiplicación por el peso volumétrico del material con el cual está hecho. Las cargas vivas son aquellas que están sobre la estructura sin ser parte integrante de la misma.

Las cargas vivas permanentes son las que actúan de modo continuo o casi continuo, como muebles y personas, las cargas vivas accidentales son aquellas que actúan en forma irregular como la acción del viento y de los sismos.

De acuerdo con el Artículo 188 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

- *Acciones permanentes mas acciones variables, incluyendo la carga viva.* Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límites de servicio como los de falla. Las acciones variables se consideran con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límites de falla, se consideran la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Para llevar a cabo el estudio de las cargas en una determinada estructura es necesario pegarse al Reglamento de Obras Publicas de la localidad, porque de lo contrario el proyectista se puede crear problemas innecesarios.
- *Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo).* Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límites de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Entre las acciones debidas a sismo, se incluirá la fuerza deslizante que subyace al cimientto de construcción.
- Además de estas acciones entre las acciones permanentes se considerarán: el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas por excavación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, la aceleración de la masa del suelo deslizante cuando incluya sismo, y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

En el caso de cimentaciones profundas en las zonas II y III se incluirán entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Para estimar esta acción, se considera el máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto suelo - pilote es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada - no drenada bajo presión de confinamiento respectiva de las condiciones del suelo. Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño las excentricidades de acciones anteriores respecto al centroide del área de cimentación.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura será el resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de todas las acciones pertinentes será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la estructura y de la cimentación.

7. DEFINICIÓN Y FORMA DE OBTENER LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

Se denomina profundidad de desplante o de la fundación, a la distancia desde el nivel del terreno o superficie del suelo a la cota donde se desplantara la cimentación. La profundidad de desplante influye en la capacidad de carga. No existe ningún criterio fijo para establecer apriorísticamente la profundidad de desplante que debe utilizarse en un proyecto dado; sin embargo, es posible mencionar algunas condiciones generales que han de tenerse presentes para seleccionar una profundidad específica.

Si los sondeos o los informes de los ensayos in-situ, muestran un pronunciado incremento de la densidad de las arenas a medida que aumenta la profundidad bajo el nivel del terreno, pueden ser situados los cimientos a una profundidad superior a la normal a fin de sacar ventaja de unas presiones de apoyo admisibles mucho mayores. Por muy bueno que sea el terreno de cimentación, no conviene cimentar demasiado superficialmente, pues ello conduce a estructuras con poca resistencia a fuerzas laterales; un valor del orden de 1.0 m debe verse como un mínimo recomendable; este valor pudiera rebajarse a otro del orden de 0.50 m en caso de que el suelo fuera extraordinariamente firme y la estructura ligera.

Otra regla digna de tenerse en cuenta en la práctica, es la de apoyar los cimientos siempre abajo de la capa de tierra vegetal, pues de otra manera pudieran presentarse posteriormente problemas de muy difícil solución con plantas en crecimiento, aparte de lo indeseable del suelo con materia orgánica, desde el punto de vista de resistencia y compresibilidad. También es preciso considerar siempre la posibilidad de la existencia de cavemas u oquedades en el subsuelo o la presencia de estructuras subterráneas debidas al hombre. La mayoría de estos problemas pueden resolverse con una adecuada exploración.

Los cimientos situados a una profundidad de 1.05 a 1.20 m bajo el nivel del terreno en suelos arcillosos muy susceptibles a las contracciones, son afectados muy poco por los movimientos de hinchamiento y contracción. Lo más conveniente es situar los cimientos de estructuras que no son sensibles a los movimientos, como son las casas corrientes de viviendas, a una profundidad de 0.9 m bajo el nivel del terreno. Es conveniente, profundizar más en el caso de cimentaciones de estructuras sensibles a pequeños movimientos.

También es necesario tomar precauciones en las construcciones de pisos bajos sobre arcillas susceptibles a la contracción. Aunque es recomendable situar los cimientos continuos o de zapatas, a una profundidad de 0.90 a 1.20 m bajo el nivel del terreno, no resulta económico excavar a esta profundidad para la superficie completa del suelo de un edificio. El procedimiento más efectivo y económico consiste en permitir libertad de movimiento entre los muros de cimentación y el pavimento de hormigón del piso bajo.

8. DEFINICIÓN Y CONSECUENCIAS DEL ESTADO LÍMITE DE FALLA.

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, se considera como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Para el estado límite de falla se involucran las condiciones estáticas (cálculo de la capacidad de carga de la cimentación) y las condiciones dinámicas.

Para el estado límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la supresión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia relativos, F_R , para la capacidad de carga de las cimentaciones son determinados a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo, y serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m. de profundidad en las zonas II y III, y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.
- 0.70 (1-s/5), en que la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúa sobre el pilote, para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas (no existente en la propuesta de la Normas Técnicas Complementarias de Abril del 2001.)
- 0.70 para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

En el estado límite de falla se debe comprobar que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante, ni después de la construcción. Para esto se adoptará una posición conservadora del nivel freático. También se prestará atención a la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el efecto de sismo.

8.1. ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS.

CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN.

La capacidad de carga de un suelo de cimentación es aquella presión que el suelo es capaz de soportar. Cuando se aplica una carga sobre un área de la superficie del suelo, la superficie sufre un asentamiento. La relación entre el asentamiento y la carga unitaria o presión media sobre el suelo puede representarse por una curva de los asentamientos.

La capacidad de carga corresponde a los valores de la falla, a valores tales que si esos esfuerzos se transmitieran al material, éste quedaría en estado de falla incipiente, los cuales no son los que en la práctica se asignan a las cimentaciones reales.

La capacidad de carga se expresa por una fracción de la capacidad de carga a la falla, obtenida dividiendo esta entre un número mayor que 1, el cual se denomina factor de seguridad, excepto para los suelos puramente cohesivos.

Los términos relacionados a la capacidad de carga y a la presión de apoyo son:

- *Presión total de sobrecarga p* , es la intensidad de la presión total debida al peso del suelo y del agua del mismo sobre un plano horizontal al nivel de la cimentación y debajo del mismo antes de comenzar los trabajos de construcción.
- *Presión efectiva de sobrecarga p_0* , es la intensidad de la presión granular sobre cualquier plano horizontal al nivel de la cimentación y debajo del mismo antes de comenzar los trabajos de construcción; ésta intensidad de presión es igual a la presión de sobrecarga total p , menos el peso del agua.
- *Presión total de cimentación q* , es la intensidad de la presión total sobre el terreno bajo los cimientos una vez que se ha construido y cargado por completo la estructura.
- *Presión neta de cimentación, q_n* , (o intensidad neta de carga) es el valor neto de la presión total que actúa sobre el terreno bajo los cimientos al concluir la estructura y cargarla completamente.
- *Presión efectiva de la cimentación q_e* , es la intensidad adicional efectiva de la presión sobre el suelo al nivel de la cimentación una vez construida y cargada por completo la estructura.
- La *capacidad final de carga q_f* , es el valor de la intensidad de carga para el que se produce el fallo del terreno en la resistencia al corte o cizalladura.
- *Capacidad de carga máxima, q_s* , es la intensidad de la presión total que puede soportar un suelo (considerando un factor de seguridad) sin riesgo de fallo en la resistencia al corte o cizalladura, independientemente de cualquier asentamiento de consolidación que pueda tener lugar.

- *Presión de apoyo admisible, q_a* , es la carga transmitida al suelo por la cimentación, que a su vez es la máxima intensidad admisible de carga neta del terreno, en un caso dado, teniendo en cuenta la capacidad de carga máxima, la magnitud y velocidad con que se estima que se producirá el asentamiento, y la capacidad de la estructura para adaptarse al asentamiento. Es por consiguiente función de las condiciones del lugar o del proyecto de la estructura. La *carga admisible* en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo, además, un margen de seguridad dado por el llamado *coeficiente de seguridad* adoptado. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también: de la cimentación, de las características de la estructura y del coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso. La capacidad de carga admisible será siempre menor que la de la falla, y deberá estar suficientemente lejos de ésta como para dar los márgenes de seguridad necesarios para cubrir todas las incertidumbres referentes a las propiedades de los suelos, a la magnitud de las cargas actuantes, a la teoría específica de capacidad de carga que se use, a los problemas y desviaciones de la construcción.

TIPOS DE FALLAS.

Por experiencia y observaciones relativas al comportamiento de las cimentaciones se ha observado que la falla por capacidad de carga de las cimentaciones ocurre como producto de una rotura por corte del suelo al ser desplantada la cimentación.

Se presentan tres tipos de fallas bajo las cimentaciones:

1. *Falla de corte general.* Se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno. Esta falla es súbita y catastrófica.

2. *Falla por punzonamiento.* Se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observa movimiento junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio vertical y horizontal de la misma.

3. *Falla por corte local* representa una transición entre las dos anteriores pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como del de punzonamiento. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al hundimiento del suelo a los lados de la cimentación y, además la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de desplazamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa del suelo.

Aunque son bastante bien conocidas las diferencias entre los tipos de fallas, no existe un criterio numérico general que permita predecir el tipo de rotura que se presentará, aunque puede decirse que el tipo de falla dependerá de la compresibilidad del suelo en cuanto a las condiciones geométricas y de carga existentes. El cálculo de la capacidad de límite de falla de una cimentación constituye un problema de equilibrio elastoplástico.

8.2. ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINÁMICAS.

Si las cargas aplicadas a una masa de suelo varían con suficiente rapidez para que las fuerzas de inercia lleguen a tener importancia respecto a las estáticas, son necesarios cálculos especiales para estimar las deformaciones del terreno. Problemas típicos son los de cimentación de máquinas, estabilidad de taludes durante terremotos, hincado de pilotes y la compactación vibratoria. La velocidad de carga para la cual un problema "resulta dinámico" depende mucho del tamaño de la masa de suelo afectada.

El problema más habitual de sollicitación dinámica es el de las cimentaciones de máquinas. Los principios utilizados para determinar la reacción de las cimentaciones a estas cargas pueden utilizarse también para estudiar la reacción de cimentaciones a los movimientos del terreno, como los producidos por terremotos, voladuras y máquinas próximas. Se prescribe un límite al desplazamiento dinámico permisible en servicio, limitando también los asentamiento que se pueden producir durante un periodo prolongado de funcionamiento. En general es necesario un cálculo dinámico para asegurar el cumplimiento de estos criterios.

Una cimentación sometida a una carga dinámica periódica, sufrirá un desplazamiento dinámico de la misma frecuencia que la carga aplicada. Las velocidades y aceleraciones máximas de la cimentación pueden expresarse en función del desplazamiento máximo y la frecuencia máxima. Para evitar daños a las máquinas o a sus cimentaciones, la velocidad máxima de vibración no debe ser superior a 2 cm/s. Sin embargo, si va a trabajar personal en las proximidades de la máquina, pueden ser necesarias condiciones más estrictas. Es necesario imponer también un límite a la aceleración máxima que pueden sufrir las cimentaciones.

Los criterios de dimensionamiento de cimentaciones dinámicas están redactados con el fin de evitar la resonancia. Si el amortiguamiento existente en el sistema es pequeño, los movimientos producidos al entrar en resonancia, pueden ser muy grandes, siendo por tanto, prudente evitar el estado de resonancia con objeto de cumplir las especificaciones respecto a los movimientos dinámicos admisibles. Sin embargo, si existe con el sistema un amortiguamiento moderado a grande, puede ser posible trabajar en las proximidades del estado de resonancia, manteniendo los desplazamientos dinámicos dentro de límites admisibles.

El método de cálculo y dimensionamiento dinámico es diferente según el grado de amortiguamiento existente en el sistema.

Los esfuerzos dinámicos en el terreno situado bajo la cimentación de una máquina producen asentamientos de la cimentación, debiendo evitarse los asentamientos excesivos en un dimensionamiento correcto. Como en el caso de los asentamientos producidos por cargas estáticas, los asentamientos provocados por las vibraciones en las cimentaciones sobre arenas se deben en parte a la disminución de volumen pero principalmente a las deformaciones por esfuerzo cortante.

El mejor método para calcular la magnitud de los asentamientos provocados por las vibraciones en un caso determinado consiste en someter una muestra de suelo a los esfuerzos iniciales y las variaciones dinámicas de esfuerzos permisibles bajo la cimentación. Los asentamientos admisibles como resultado de las vibraciones son prácticamente iguales a los asentamientos estáticos admisibles.

A falta de un programa detallado de pruebas, pueden utilizarse diversos principios de dimensionamiento para reducir la posibilidad de asentamientos excesivos. La suma de los esfuerzos estáticos y dinámicos sobre el terreno suelen hacerse menores que la mitad de la carga estática admisible. Otro método consiste en someter el suelo de vibraciones más intensas que las que se pueden esperar de la cimentación real.

Los terremotos producen una aceleración vertical de la superficie del terreno pero estas aceleraciones son demasiado pequeñas para producir un aumento de compacidad. Los terremotos producen también aceleraciones horizontales que dan lugar a esfuerzos tangenciales.

La dirección de estos esfuerzos tangenciales se invierte muchas veces en un terremoto de fuerte intensidad al variar la dirección de la aceleración. Así pues, las condiciones del terreno en un terremoto son semejantes a las condiciones de una prueba de corte directo con varios cambios en las direcciones de corte.

Durante terremotos importantes se ha producido el hundimiento del terreno. Parte de este hundimiento es el resultado del movimiento tectónico del manto rocoso, pero otra parte se debe a la compactación del suelo. Una parte, aunque probablemente no la totalidad, del hundimiento producido durante los terremotos está asociado con el fenómeno de licuefacción.

9. DEFINICIÓN Y CONSECUENCIAS DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

Se considera como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamiento, agrietamiento, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones, en las construcciones comunes, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no exceden los siguientes valores:

- Un desplazamiento vertical en el centro de travesía en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 0.5 cm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, los cuales no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considera como estado límite a un desplazamiento vertical medido después de colocar los elementos no estructurales igual al claro de la trabe entre 480 más 0.3 cm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.
- Un desplazamiento vertical relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250 para diseño.

Para el estado límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones, para las cimentaciones compensadas se calculará:

- Los *movimientos instantáneos* debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- Las *deformaciones transmitorias y permanentes* del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones. Se tomarán en cuenta las deformaciones permanentes que tienden a ser críticas para casos en que las cimentaciones cuentan con escaso margen de seguridad contra falla local general y los suelos arcillosos tienden a presentar deformaciones permanentes significativas, cuando bajo la combinación carga estática - sísmica cíclica se alcanza un esfuerzo cortante que presente un porcentaje superior al 90 por ciento de su resistencia estática no-drenada.
- Los *movimientos diferidos* debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación - suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa a la estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para los suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá desprestigiar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos.

Las estructuras que se encuentren bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten, se combinarán entre sí como lo especifiquen las Normas Técnicas Complementarias, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y las acciones. Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que describan las Normas Técnicas Complementarias, con las limitaciones que ahí se establezcan.

En el análisis se tendrá en cuenta la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa. Con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis; se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean significativos, los efectos de fuerza axial, de torsión de los elementos, así como los efectos de segundo orden, entendidos éstos como los de las fuerzas gravitacionales actuando en la estructura deformada ante la acción de dichas fuerzas como las laterales.

Se verificará que la estructura y su cimentación no alcancen ningún estado límite de falla o de servicio a que se refiere el Reglamento. Para el diseño de todo elemento que contribuya en más del 35% a la capacidad total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entripiso dado; se adoptarán factores de resistencia 20% inferiores a los que le corresponderían de acuerdo con los artículos respectivos de las Normas Técnicas Complementarias.

La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. Los incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo - estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada tomando en cuenta el hundimiento regional. Se considerará que las cimentaciones sobrecompensadas en la zona lacustre tienden a presentar una emersión aparente mucho mayor y más prolongada en el tiempo que la atribuible a las deformaciones elásticas y a los cambios volumétricos inducidos por la descarga. Lo anterior es consecuencia de la interacción entre la descarga y el hundimiento regional cuya velocidad disminuye localmente al encontrarse el suelo preconsolidado por efecto de la descarga.

En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobrecarga no será superior a 1.5 t/m^2 , a menos que se demuestre que el valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni daños a construcciones vecinas o servicios públicos. En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán, en gran medida, de la técnica empleada en la realización de la excavación.

9.1. EXPANSIONES ELÁSTICAS.

Las expansiones elásticas se presentan en suelos expansivos, como son las arcillas plásticas que se expanden considerablemente cuando se agrega agua y luego se contraen con la pérdida de agua. Las cimentaciones construidas sobre esas arcillas están sometidas a grandes fuerzas de levantamiento causadas por la expansión. Estas fuerzas provocan levantamiento, agrietamiento y ruptura en las cimentaciones y en las losas en el terreno de los edificios. En general las arcillas potencialmente expansivas, tienen límites líquidos e índices de plasticidad mayores a aproximadamente 40 y 15 respectivamente.

Las expansiones elásticas también se presentan debido a la descarga efectuada en el terreno, las cuales son de interés determinar; éstas expansiones son como los asentamientos pero inversas.

La clasificación de los suelos expansivos se basa en los problemas que éstos crean en la construcción de cimentaciones y se diferencian dependiendo de su potencial. Los potenciales de una arcilla expansiva pueden ser: No expansiva, Baja, Media, Alta, Muy alta o Caso especial.

La profundidad en un suelo a la que ocurren cambios periódicos de humedad se llama *zona activa*. La profundidad de esta zona varía dependiendo del lugar.

El agua puede proceder de la lluvia, drenaje o por efecto de capilaridad cuando una capa impermeable se coloca sobre la superficie del terreno evitando así la evaporación.

Evidentemente cuanto más ligera sea una estructura tanto más la levantará el terreno expansivo. Así pues, los problemas de hinchamiento suelen estar asociados con estructuras, ligeras como pequeños edificios (especialmente viviendas), vertedores de presas y pavimentos de carreteras.

En algunas arcillas y pizarras arcillosas, la profundidad de la zona activa llega a ser hasta de 50 pies (aproximadamente 15 m). La profundidad de la zona activa es fácilmente determinada graficando el índice de liquidez *versus* y la profundidad del perfil del suelo a lo largo de varias estaciones.

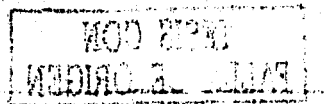
Para estudiar la magnitud de una posible expansión en arcilla deben llevarse a cabo simples pruebas de laboratorio con un odómetro sobre especímenes no alterados. Dos pruebas comunes son: la de expansión no restringida y la prueba de la presión de expansión.

Si un suelo tiene un bajo potencial de expansión, deben seguirse los procedimientos estándar de construcción. Sin embargo, si el suelo posee un alto potencial de expansión, deben tomarse precauciones que implican:

- Reemplazar el suelo expansivo bajo la cimentación.
- Cambiar la naturaleza del suelo expansivo mediante compactación controlada, prehumidamiento, instalación de barreras de agua y/o estabilización química.
- Reforzar las estructuras para resistir el levantamiento, construir estructuras que sean suficientemente flexibles para resistir el levantamiento diferencial del suelo sin fallar, o construir cimentaciones profundas aisladas debajo de la profundidad de la zona.

Si un suelo expansivo es poco profundo puede ser retirado y reemplazado por suelos menos expansivos y compactables. La naturaleza de un suelo expansivo se puede cambiar por medio de:

- *Compactación.* Al compactar el suelo a un peso específico inferior sobre el lado alto del contenido de agua óptimo, el levantamiento de los suelos expansivos decrece.
- *Prehumidamiento.* Incrementando el contenido de agua del suelo mediante embalse se logra la mayor parte del levantamiento antes de la construcción, lo cual es muy lento; después se agrega cal hidratada a la capa superior para hacerla menos plástica y más manejable.
- *Instalación de barreras de agua.* Al proporcionar barreras verticales para agua alrededor de la cimentación se controla la variación del agua en el suelo lo cual reduce el levantamiento diferencial, suceso generado a largo plazo.
- *Estabilización del suelo.* Al mezclar cal o cemento con la capa superior del suelo y compactarla, disminuye el límite líquido, el índice plástico y las características de expansión del suelo por estabilización química.
- *Inyección a presión,* de lechada de cal o de cal y ceniza volátil también se estabiliza el suelo.



9.2. ASENTAMIENTOS DIFERIDOS.

Se entiende por asentamiento el hundimiento de una estructura provocado por la compresión y deformación del suelo situado debajo de la misma.

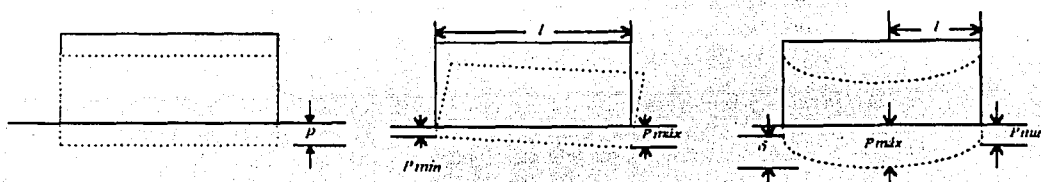
El asentamiento puede tener importancia por tres razones, incluso aunque la falla no sea inminente: aspecto, condiciones de servicio y daños de la estructura. Los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros exteriores, y en los revocos de las paredes interiores. También puede dar lugar a que una estructura se incline lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista su inclinación.

Los asentamientos pueden inferir con el servicio de una estructura de diversas formas; por ejemplo, la maquinaria de un lugar puede desajustarse o perder precisión. El asentamiento puede producir el fallo estructural de un edificio y su colapso, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por corte de la cimentación sea elevado.

El cálculo de los esqueletos de los edificios y de otras estructuras se basa, salvo raras excepciones, en la hipótesis de que la estructura descansa sobre una base indeformable, pero en realidad el peso de toda estructura comprime y deforma el suelo situado debajo de la misma. Cuando la base de la estructura permanece plana, el asentamiento no tiene importancia, ya que las tensiones en la misma no son alteradas, pero si como consecuencia del peso de la estructura el área cargada se albea, la base sigue dicho movimiento y toda la estructura se distorsiona.

Las tensiones suplementarias causadas por está distorsión no son en general consideradas en el cálculo de la superestructura, a pesar de que en muchos casos son suficientemente importantes para dañar la apariencia exterior del edificio y hasta causar daños permanentes e irreparables.

El asentamiento debido a la consolidación del suelo cimentado es, por regla general, el factor más importante para determinar las presiones de apoyo admisibles. Aun cuando se hayan tomado medidas contra el hundimiento de los cimientos, como resultado del fallo por cizalladura en el suelo mediante la absorción de seguridad arbitraria sobre la capacidad de carga calculada, es necesario investigar la posibilidad de asentamientos por consolidación, antes de que puedan fijarse las presiones de apoyo admisibles.



Los asentamientos en una cimentación constan de dos partes. El "asentamiento inmediato" tiene lugar durante la aplicación de la carga, como resultado de la deformación elástica del suelo, sin variación alguna en el contenido del agua. El "asentamiento de consolidación" tiene lugar como consecuencia de la reducción de volumen del suelo causada por expulsión de agua, de parte de la reducción de volumen del suelo. El "asentamiento final" es la suma de los asentamientos inmediatos y de consolidación. Si se precisa de una excavación profunda para alcanzar el nivel de cimentación, se producirá un hinchamiento del suelo como consecuencia de la eliminación de la presión de la profundidad de sobrecarga eliminada y el tiempo que los cimientos permanecen descargados.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En el caso de los asentamientos sobre arena de densidad media a normal, los asentamientos inmediatos y de consolidación son de un orden relativamente pequeño y tienen lugar casi simultáneamente; el asentamiento total se realiza al aplicar sobre los cimientos la carga completa, mientras que los asentamientos sobre arcillas compresibles son movimientos de consolidación en parte inmediatos y en partes a largo plazo.

Los asentamientos de los cimientos no están limitados a estructuras pesadas y de gran tamaño, en los limos y arcillas blandas y compresibles, puede tener lugar un asentamiento apreciable bajo cargas ligeras. El asentamiento diferencial puede producirse por:

- a) Presiones uniformes que actúan sobre un suelo homogéneo,
- b) Presiones diferenciales sobre el terreno o
- c) Condiciones del terreno heterogéneas.

Algunos de los diversos tipos de asentamientos son:

El asentamiento que una estructura puede tolerar como asentamiento admisible, depende de muchos factores incluyendo: el tipo, la forma, la situación y la finalidad de la estructura; así como: la forma, la velocidad causa y el origen del asentamiento.

10. DEFINICIÓN Y TIPOS DE EMPUJES SOBRE MUROS.

El empuje de tierra no es solo una propiedad que dependa únicamente del suelo o de la roca, sino que es una función del material de las estructuras de sostenimiento, de las cargas aplicadas al suelo situado detrás de la estructura de sostenimiento, de las condiciones de agua subterránea y de la magnitud de la flecha que inevitablemente se produce en la estructura de sostenimiento.

En las obras de ingeniería tales como los muros de sostenimiento, estibación de excavaciones, mamparos o tablestacados y ataguías, tienen la función de soportar lateralmente una masa de suelo. La presión ejercida por el suelo contra estas estructuras se llama *empuje de tierras* y se debe determinar antes de acometer un proyecto que sea adecuado a tal efecto.

Para el estudio de todos los problemas de infraestructura, es necesario que el ingeniero conozca los esfuerzos que se ejercen en las estructuras, el terreno y las cargas que éste recibe, o las reacciones que tales estructuras pueden originar al terreno para lograr su equilibrio.

El suelo adyacente al muro que, según sea el caso, forma parte de un terraplén o es tierra de relleno, se deposita siempre después de construido el muro y, a medida que se procede esta operación, el muro sufre alguna deformación bajo el efecto de la presión creada. El valor final del empuje depende no solo de la naturaleza del suelo y de la altura del muro, sino también de la magnitud de la deformación o desplazamiento que el mismo sufre.

Si el muro no se deforma o desplaza, es probable que la presión de la tierra retenga para siempre un valor cercano al que le corresponde al mismo suelo en reposo; sin embargo, tan pronto como el muro empieza a sufrir deformaciones que lo desplazan en una magnitud suficiente, aunque compatible con su estabilidad, se satisfacen automáticamente las condiciones de deformación para que el suelo adyacente pase del estado en reposo al estado de equilibrio plástico. Por esta razón, para que sea estable un muro de sostenimiento que puede deformarse o desplazarse, debe tener un coeficiente de seguridad adecuado respecto de los esfuerzos del empuje activo, no siendo necesario, para determinar su estabilidad, la consideración de empujes mayores.

A pesar de que la superficie de contacto con el suelo de todos los muros de sostenimiento es rugosa, se pueden obtener valores aproximados del empuje suponiendo que la misma es lisa. En la realidad no existen muros con parámetros perfectamente lisos, a pesar de ella, en razón de su simplicidad, las ecuaciones derivadas en función de esta hipótesis son utilizadas con frecuencia para calcular el empuje contra muros y otras estructuras sometidas al empuje de tierras. La rugosidad del paramento interno del muro reduce comúnmente el empuje activo y aumenta el empuje pasivo, así que el error que acompaña dicho cálculo está del lado de la seguridad.

Se presentan tres tipos de estados de empuje en las tierras que son:

- *Empuje de tierras en reposo.* El elemento se puede deformar verticalmente por efecto de la carga pero no se puede expandir lateralmente porque está constreñido o confinado por el mismo suelo bajo las mismas condiciones de carga.

Esto es equivalente a que el suelo estuviera colocado contra un muro inmóvil y sin fricción que mantuviera la misma dimensión lateral del suelo y sin tener en cuenta o prescindiendo de la carga vertical. El suelo está en un estado de equilibrio elástico y los esfuerzos en la dirección lateral se pueden calcular por la relación esfuerzo - deformación del suelo.

- *Empuje activo en tierras.* Si el muro vertical sin movimiento y sin fricción a que la condición en reposo, se le permite mover alejándose del suelo, cada elemento de suelo adyacente al muro se podrá expandir lateralmente. El esfuerzo vertical permanece constante pero el esfuerzo o empuje de tierras se reduce. Inicialmente la reducción del esfuerzo es elástica y proporcional a la deformación pero a medida que la diferencia entre los esfuerzos principales (mayor y menor) aumenten, debido a la reducción del esfuerzo lateral, el diámetro de la circunferencia de Mohr crece hasta llegar a tocar la envolvente de falla.

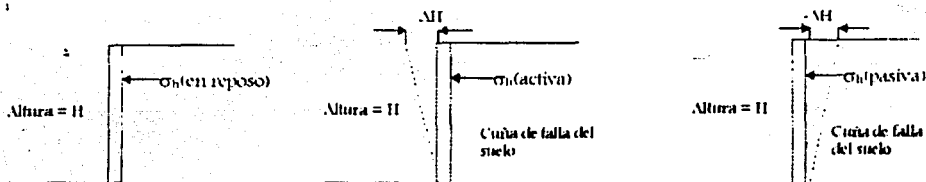
El empuje ha alcanzado un mínimo en ese punto; las condiciones de los esfuerzos ya no son elásticas; la masa de suelo detrás del muro está en estado de falla por cortante o en equilibrio plástico y un movimiento adicional del muro hará que continúe la falla con poco cambio en el empuje.

- *Empuje pasivo.* Si en vez de moverse el muro alejándose del suelo se mueve hacia el suelo, el empuje contra el muro aumenta. El empuje máximo contra el muro se alcanza cuando se produce la falla por esfuerzo cortante; la que también ocurre en el suelo situado detrás del muro es la resistencia que una masa de suelo opone a su desplazamiento cuando es solicitada por una fuerza lateral.

El elemento que ejerce dicha fuerza lateral puede estar constituido por: la fundación de un muro de sostenimiento, por la cara exterior de la parte enterrada a un tablestacado, o por un bloque de mampostería u hormigón, puede estar formado también por una masa de suelo que ejerce una presión horizontal, como consecuencia de la carga vertical que la misma soporta.

La estabilidad de casi todos los muros de sostenimiento y la capacidad de carga de todas las fundaciones poco profundas, dependen en algún grado del empuje pasivo, de modo que el estudio de dicho empuje es de mayor importancia práctica. El plano de separación entre el objeto que ejerce el empuje y el suelo se llama superficie de contacto.

En las figuras siguientes se pueden observar los tres tipos de empujes.



Una masa de suelo se encuentra en estado de *equilibrio plástico* si cada punto de la misma se encuentra al borde de la rotura. Los estados de Rankine se producen cuando todo el material de una masa semiinfinita de arena se comprime o expande uniformemente y se denominan estados generales de *equilibrio plástico*. Los estados locales de equilibrio plástico pueden derivar de procesos de deformación muy distintos. A su vez los estados de tensión resultantes en la zona plástica y la forma misma de dicha zona dependen preponderantemente del tipo de deformación que los causa y del grado de rugosidad de la superficie de contacto entre el suelo y la estructura de sostenimiento. Estos factores constituyen las *condiciones de deformación y las condiciones de borde*.

Si en un cajón se deposita arena por un procedimiento que de lugar a la formación de la masa semiinfinita las tensiones internas de ambas masas, mientras que permanezcan en reposo en estado de equilibrio elástico, serán idénticas.

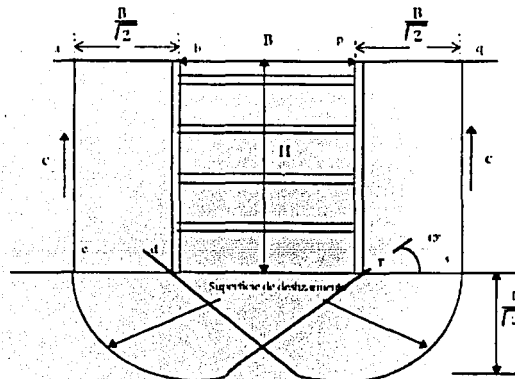
Los métodos teóricos para calcular el empuje están basados en las tres hipótesis siguientes:

1. El muro puede desplazarse por giro o deslizamiento en una distancia suficiente como para que se alcance a desarrollar toda la resistencia al corte del terraplén o relleno.
2. La presión de agua en los poros del relleno es despreciable.
3. Las constantes del suelo que aparecen en las fórmulas del empuje tienen valores definidos y pueden determinarse con exactitud.

11. CAUSAS DE LA FALLA DE FONDO.

Una de las causas de falla más frecuentes y peligrosas en excavaciones abiertas es la *falla de fondo de la excavación*. En cualquier tipo de terreno excepto en los de roca maciza siempre se producirá un aflojamiento hacia dentro de los lados de la excavación apuntalada sea cual fuere el método de estibación empleado. Este aflojamiento provoca la falla y va acompañado de un asentamiento de la superficie del terreno próximo a la excavación. La magnitud del aflojamiento así como del asentamiento que le acompaña depende del tipo de terreno y del cuidado con que se sujete el mismo.

En arcillas y limos blandos existe además, el riesgo de un levantamiento generalmente rápido del fondo de la excavación debido a que el material vecino fluye hacia el centro de la excavación, está falla va acompañada de un mayor asentamiento de la superficie del terreno. Este tipo de falla ha sucedido en zanjas para tubos y drenajes y en excavaciones relativamente profundas. La resistencia de la arcilla bajo el fondo del corte, a cualquier nivel de la excavación tiene influencia decisiva en el comportamiento del sistema de apuntalamiento y del suelo circunvecino.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Las dos líneas cd y rs al nivel de la excavación soportan una sobrecarga igual al peso de la masa de arcilla encerrada por los rectángulos abcd y pqrs. Por consiguiente, si las presiones de apoyo impuestas por esta masa de suelo exceden la capacidad de carga del suelo al nivel de cd y rs; éste fallará como en las cimentaciones continuas a lo largo de una superficie curva de deslizamiento.

Las excavaciones para fines de cimentación se realizan lo suficientemente rápidas como para que sean despreciables los cambios en la presión neutral dentro de la arcilla, por lo que todos los análisis de estabilidad pueden hacerse con datos provenientes de pruebas triaxiales rápidas.

12. DEFINICIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y TIPOS DE FALLAS.

Se comprende bajo el nombre de taludes como cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar las estructuras de tierra, bien ya sea en forma natural (laderas) o en forma artificial (cortes y terraplenes provocados por la intervención humana). Se denomina estabilidad de taludes, al deslizamiento al producirse la rotura y al desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia fuera de toda la masa que participa en el mismo.

Un talud de tierra no puede considerarse estable indefinidamente, porque tarde o temprano se pierde debido a los agentes naturales como las presiones hidrostáticas, el intemperismo y la erosión. Un aumento de cargas, la reducción de la resistencia del suelo o una redistribución desfavorable de esfuerzos son causa que contribuyen de una u otra manera a que el talud busque su posición más estable.

La estabilidad de los parámetros de un corte se confía a la resistencia propia del material que los forma y al valor soportante del suelo subyacente al pie del talud.

Cuando el material que forma los parámetros de un corte tiene un límite elástico bien definido, la falla de talud consiste en el deslizamiento de una parte de dicho parámetro a lo largo de una superficie conchoidal bien definida que puede aflorar al pie del talud o puede extenderse por abajo del corte y aflorar a una cierta distancia en frente del talud. A este tipo de falla se la denomina deslizamiento y se observa tanto en materiales cohesivos como en los de poca cohesión.

Cuando el suelo además de ser cohesivo en un estado plástico, o bien cuando se trata de materiales granulares sueltos y saturados, es muy frecuente que la falla tenga las características de un escurrimiento lodoso o flujo plástico.

Los desplazamientos pueden producirse casi de todas las maneras concebibles lenta o rápidamente, con o sin provocación aparente. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie de un talud, aunque hay casos en los que son originados por la desintegración gradual de la estructura del suelo, desintegración que, iniciándose en fisuras capilares termina por dividir la masa del suelo en fragmentos angulares.

En otros casos se producen como consecuencia del aumento de presión de agua que llevan algunas capas especialmente permeables o bien, por efecto de choques que licúan el suelo situado debajo del talud. Dada la extraordinaria variedad de factores y de procesos que pueden ser causantes del origen de los desplazamientos, como regla general, la estabilidad de los taludes no puede determinarse por medio de análisis teórico.

Tipos de falla más comunes.

- Falla por deslizamiento superficial.
- Falla por movimiento del cuerpo del talud.
- Falla por erosión.
- Falla por licuación.
- Falla por falta de capacidad en el terreno de cimentación.

Para el cálculo de taludes se emplea el método sueco el cual supone que la superficie de deslizamiento de la cuña es cilíndrica y que la rotación se produce alrededor del centro del cilindro.

V.2. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN PARA EL SITIO DE INTERÉS.

Del muestreo de las arcillas del subsuelo del predio de interés obtenidas en los sondeos, se realizaron ensayos de consolidación, a fin de conocer la variación del coeficiente de compresibilidad con el nivel de esfuerzos principales. Las curvas de compresibilidad obtenidas exhiben las curvas de relación de vacíos y de compresibilidad en función de logaritmo de la presión de consolidación. A juzgar por los valores del coeficiente de compresibilidad máximo, los asentamientos que pueden ocasionar cargas superficiales relativamente pequeñas son de consideración; en este sentido las condiciones del subsuelo son más críticas que en la Ciudad de México, pues no existe la capa superior de 3 a 4 m formada por depósitos aluviales; en su lugar hay materiales afectados por el sacado con espesor de 1 a 2 m.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado, y las características estratigráficas y físicas del subsuelo (ver Fig. 102) antes descritas, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia con espesor del orden de 40 m, de las cuales entre 4.50 y 11.50 m de profundidad se encuentran en condiciones normalmente consolidadas.

Lo anterior quiere decir, que por su alto contenido de agua y sus características mecánicas se presentarán asentamientos de importancia; presentando un esfuerzo de preconsolidación de 0.50 ton/m² y semejante al esfuerzo efectivo actual del subsuelo) se juzga que la estructura podrá ser resuelta parcialmente el peso del edificio, constituido por muros de contención, contratrabes y losa de contacto plana, con área en planta ampliada respecto a la cubierta por el edificio, como muestra en la Fig. 103, desplantado a 1.50 m de profundidad, respecto al nivel medio de la superficie actual del terreno.

ÁREA AMPLIADA DEL CAJÓN.

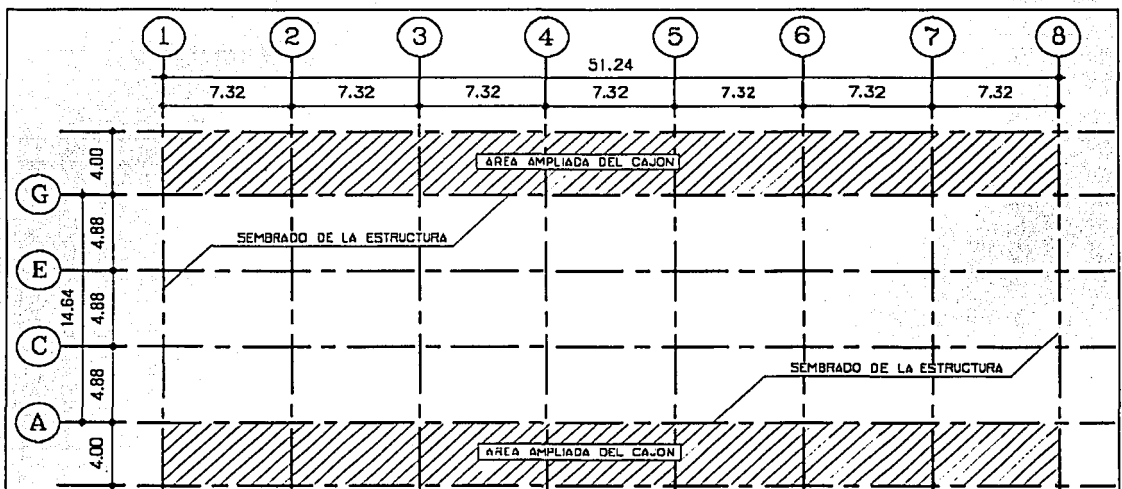
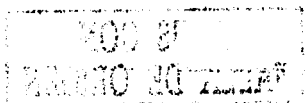
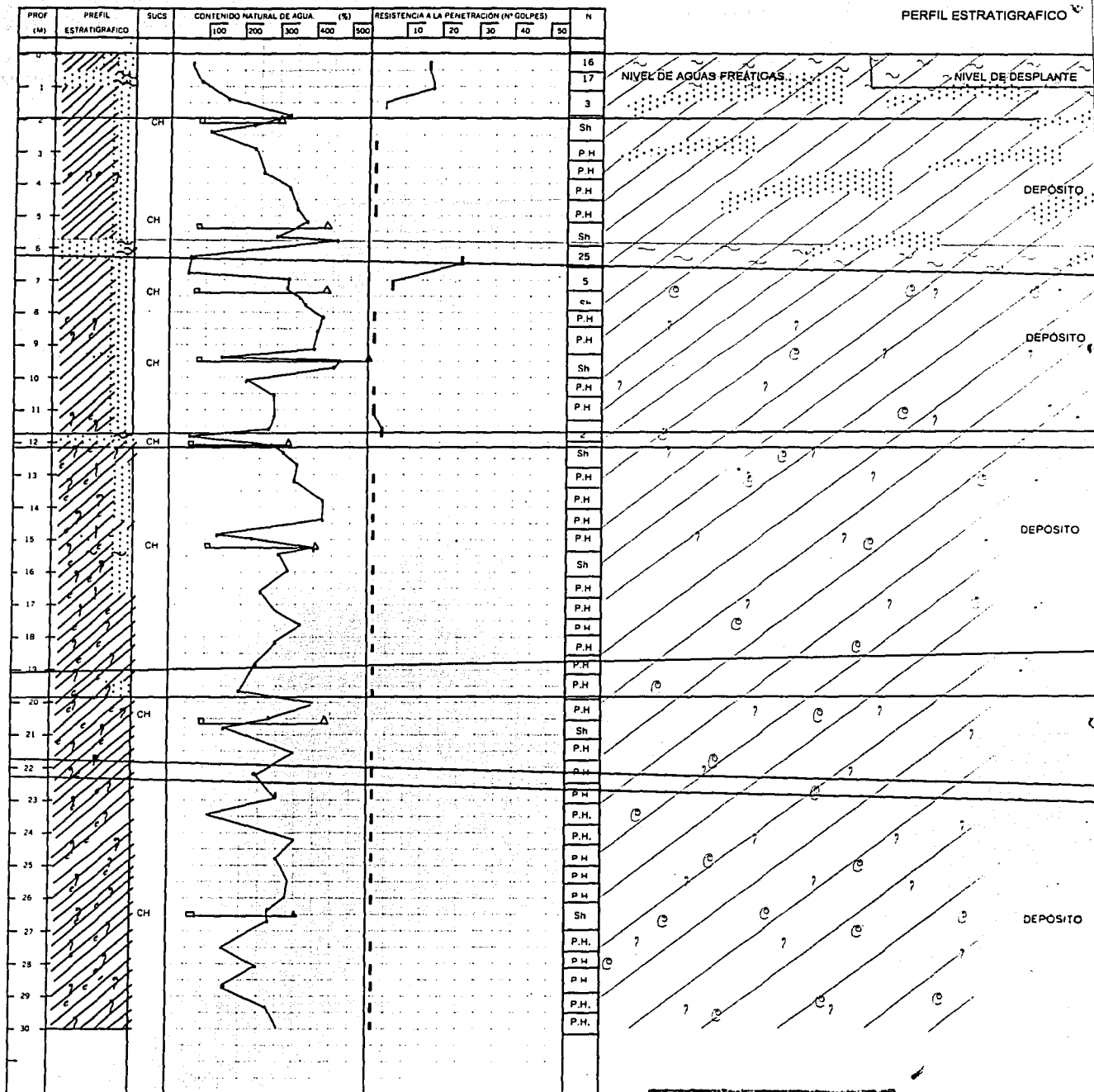


Figura 103.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN





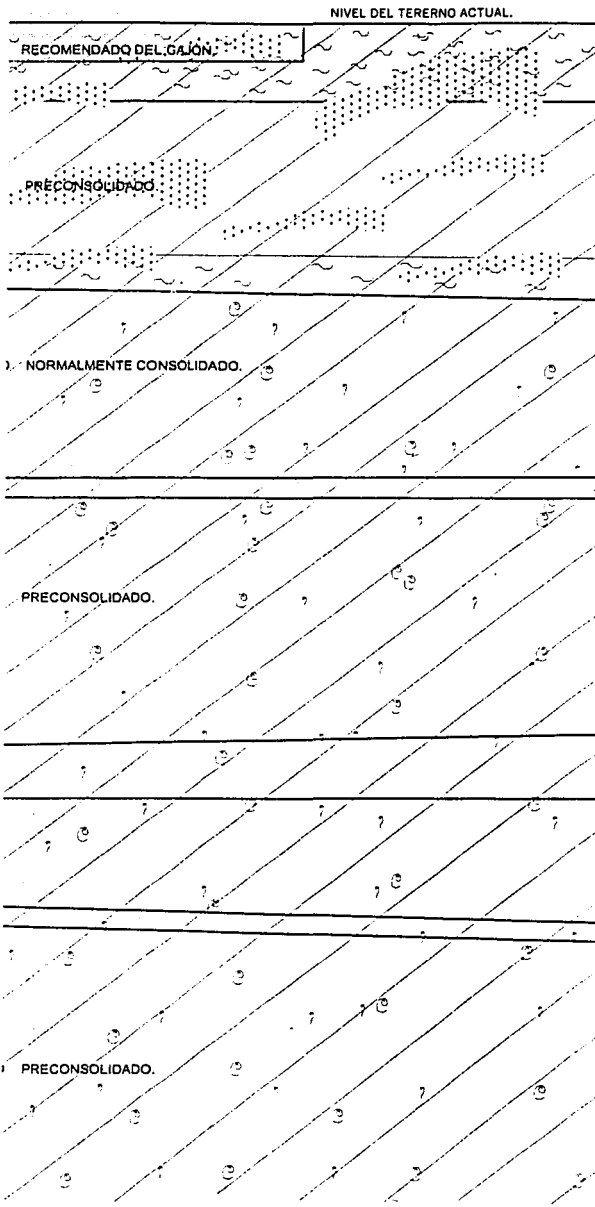
192-A

TUBOS CON
FALLA DE ORIGEN

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO.

Estudio de Mecánica de Suelos.

DEL SITIO DE INTERES.



PROF (M)	PREFIL ESTRATIGRÁFICO	SUCS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA (%)					RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN (N° GOLPES)					N
			100	200	300	400	500	10	20	30	40	50	
0													8
1													12
2													2
3		CH											Sh
4													PH
5		CH											PH
6													Sh
7		CL ML											PH
8													Sh
9													PH
10		CH											Sh
11													PH
12													PH
13		CH											Sh
14													PH
15													PH
16		CH											Sh
17													PH
18													PH
19													PH
20		CH											Sh
21													PH
22													PH
23													PH
24													PH
25													PH
26		CH											PH
27													PH
28													PH
29													PH
30													PH
31													
32													

TUOS CON FALLA DE ORIGEN

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 consideraron las cargas proporcionadas por el estructurista, considerando que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media, será de 3229.40 ton que incluye el peso de las criptas que se alojarán en el sótano así como el peso propio de la cimentación.

En esas condiciones para el edificio proyectado, se tendrá un peso de 3229.40 ton, correspondiente a un peso unitario en su área cubierta de 4.3 ton/m². Considerando el área cubierta propuesta para el cajón, que es un área ampliada respecto a la cubierta por el edificio, el peso unitario se reduce a 2.78 ton/m².

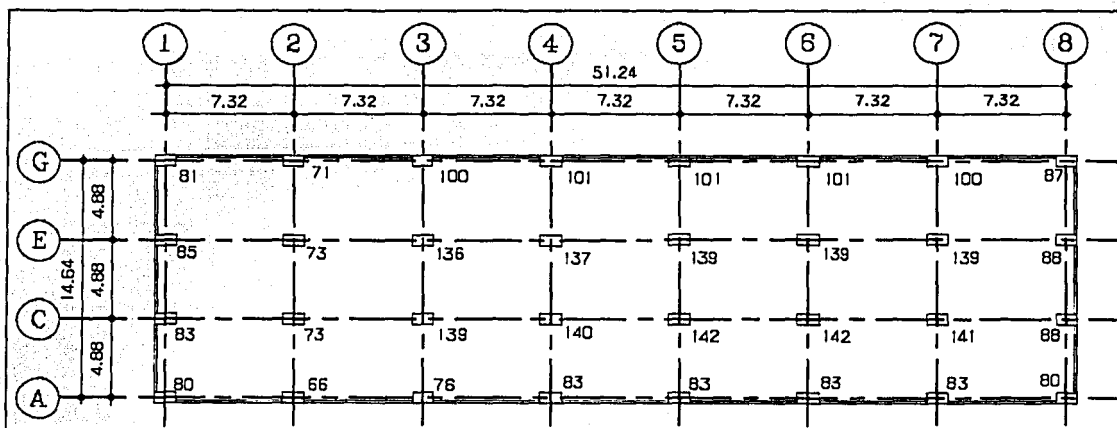
Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que el edificio a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por el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

V.2.1. ACCIONES CONSIDERADAS.

El peso de la estructura de interés para la condición de cargas permanentes más carga viva máxima se encuentran en las Figs. 104 y 105, para la condición con y sin criptas respectivamente. De acuerdo con las cargas proporcionadas y la geometría del cajón considerado deberá lastrarse en la zona sur del edificio ya que tienen excentricidades entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación ($e_x = 1.15$ m, $e_y = 0.23$ m) considerando que los elementos estructurales que constituirán al edificio son aligerados, en donde esto es factible; o bien buscar la forma de que la azotea quede debidamente distribuida para eliminar las excentricidades.

DESCARGA POR COLUMNAS.



CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAXIMA.

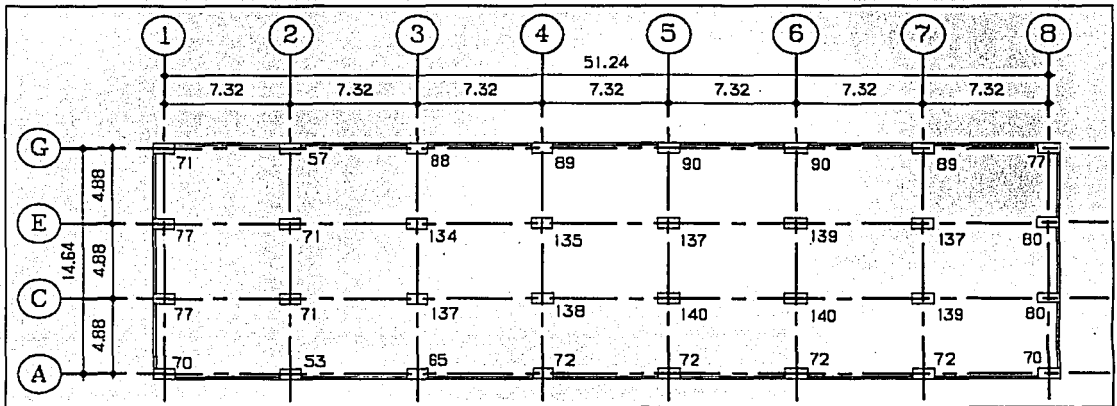
(No incluye factor de carga, alternativa con criptas, no incluye losa de fondo)

Figura 104.

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

- *Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima*, que incluyendo el peso de la cimentación, tendrá un valor de 3588.20 ton para los edificios de interés. Estas cargas se afectaron por un factor de carga de 1.40 y se consideraron en el análisis límite de falla en condiciones estáticas.
- *Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea*, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 3408.80 ton para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico de 3094 ton-m para el edificio analizado. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.10 y se utilizaron en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.
- *Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media*, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 3229.40 ton para los edificios de interés. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.0 y se emplearon en la determinación de la profundidad de desplante del cajón y en el análisis del estado límite de servicio por consolidación de los depósitos arcillosos.

DESCARGA EN CIMENTACIÓN.



CARGA MUERTA + CARGA VIVA MÁXIMA.

(No incluye factor de carga, alternativa sin criptas, no incluye losa de fondo)

Figura 105.

V.2.2. PROFUNDIDAD DE DESPLANTE NECESARIA.

La determinación de la profundidad de desplante de la cimentación se realizó satisfaciendo que la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media más el peso de la cimentación diera lugar a una presión neta aplicada por la losa de fondo del cajón de cimentación, que transmita 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 limitando la presión neta transmitida al subsuelo a 0.6 ton/m^2 , es decir, tal que la carga no compensada por el peso de los materiales excavados para alojar el cajón de cimentación sea menor que la diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de los mismos.

Para el edificio analizado el peso de la estructura incluye el peso de la cimentación para las condiciones de carga permanente; además de la carga viva media y corresponde a una presión unitaria de 2.78 ton/m^2 , considerada uniformemente distribuida por la losa de fondo del cajón de cimentación con el área ampliada respecto a la cubierta por el edificio de las cuales tendrán que compensarse 2.18 ton/m^2 .

Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 1.5 m de profundidad tienen un peso volumétrico de 1.45 ton/m^3 , la profundidad de desplante necesaria para compensar 2.18 ton/m^2 , resulta de 1.5 m , para el edificio estudiado.

V.2.3. 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 afectadas por un factor de carga de 1.4 , mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$Q F_c < R F_R$$

donde:

- Q 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 ton.
- 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

13. CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN.

La capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación se determinó 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:

$$R F_c = (C N_c F_R + P_v) A_l$$

donde:

- R F_c Capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación, ya afectada por su factor de resistencia correspondiente, en ton/m^2 .
- C Cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla en ton/m^2 .
- F_R Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

- P_v Presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m².
- A_l 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.

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

en la cual:

- D_f Profundidad de desplante del cajón de cimentación, en m.
- B Ancho del cajón de cimentación en m.
- L Largo de la losa de fondo del cajón de cimentación en m.

Considerando una cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla de 2.0 ton/m² y un peso volumétrico del suelo de 1.45 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 9.50 ton/m².

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

$$QF_c = 5023.50 \text{ ton} < RF_R = 11020.70 \text{ ton.}$$

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

V.2.4. ESTADO LÍMITE 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 la Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones del Comité Federal del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción de 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 cimientamiento es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo.

Esto se puede verificarse a través de la siguiente desigualdad:

$$W_T F_c - W_C < F_R A_R q_l \left(1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_R C_g} \right)$$

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.
- 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 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:

$$e = \frac{M_s}{W_T}$$

donde

W_T : Peso de la estructura en la condición analizada, en ton.

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

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

donde:

H_T Altura de la estructura, medida a partir del desplante.

C_s Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.40

Q Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

q_1 Capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente fórmula:

$$q_1 = C N_c$$

donde :

C Cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.

N_c Coeficiente de capacidad de carga.

a_0 Aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.4g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductibilidad de 4.0; $a_0 = 0.4 \times 9.018/4 = 0.981 \text{ m/seg}^2$, siendo g la aceleración debida a la gravedad.

b mínimo de (d, 1.2h, 20m).

donde :

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 al nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

g Aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg².

C Cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

La desigualdad se satisface con los siguientes valores:

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

Para el edificio analizado:

$$3749.7 \text{ ton} < 6997 \text{ ton.}$$

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

V.2.5. 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.

14. 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 geosísmicos.

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

$$H D = \frac{q B}{E} \left\{ (1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2 \right\}$$

donde:

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

- B Ancho del área descargada, en m.
- F_1 y F_2 Coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L.
- D Espesor del estrato considerado en m.
- E Módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m^2 .
- μ Relación de Poisson, adimensional.

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

$$H = H D_1 (E_1, \mu_1) + (H D_2 (E_2, \mu_2) - H D_1 (E_2, \mu_2) + \dots + H D_n (E_n, \mu_n) - H D_{n-1} (E_n, \mu_n))$$

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

Profundidad. (m)	Módulo de elasticidad (E) (ton/m^2 .)	Relación de Poisson (μ).
1.50 - 4.50	650	0.5
4.50 - 11.50	450	0.5
11.50 - 20.00	900	0.5
20.00 - 30.00	800	0.5

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupa el cajón de cimentación, se tendrán las expansiones al centro de 4.20 cm y en la esquina de 1.0 cm, las cuales resultan admisibles.

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

15. ASENTAMIENTOS DIFERIDOS.

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación; se consideró que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de 0.60 ton/m^2 , actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación y obtenido 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 un programa de computadora, el cual determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo debidos al incremento de esfuerzos considerando la presión neta; según la teoría de Boussinesq y basándose en éstos, los asentamientos considerando 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 figurando que la estructura es flexible; los resultados se presentan en el Listado de Asentamientos y en la Fig. 106, observándose que resultan admisibles los movimientos verticales; tanto los totales como los diferenciales.

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

Los análisis efectuados corresponden a una estructura de tres niveles y un cajón de cimentación. El cajón se considera con área ampliada respecto al área cubierta por el edificio (es decir, que requiere 4 m adicionales para cada lado del ancho de 14.64 m, quedando el área ampliada de 22.64 por 51.24 m, ver figura 60), desplantado a 1.40 m de profundidad, respecto al nivel medio de la superficie actual del terreno que en esas condiciones aplican una presión neta de 0.60 ton/m². Con ésta presión neta se satisface el estado límite de falla y el estado límite de servicio.

Si las estructuras corresponden a un edificio de tres niveles construidos con elementos estructurales aligerados, y el sótano no se utilizará para alojar las criptas; su cimentación podrá realizarse mediante cajón de cimentación con área ampliada (3 m adicionales para cada lado del ancho de 14.64m) respecto al área cubierta por el edificio. Así se lograría una cimentación ligeramente menor que la de la primera alternativa, que si considera el alojamiento de las criptas; en este caso el desplante deberá ser a 1.50 m de profundidad, respecto al nivel medio de la superficie actual del terreno, que en esas condiciones aplicarán una presión neta de 0.65 ton/m²; para esta presión se satisface el estado límite de falla y el estado límite de servicio.

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN MÁXIMOS ESPERADOS.

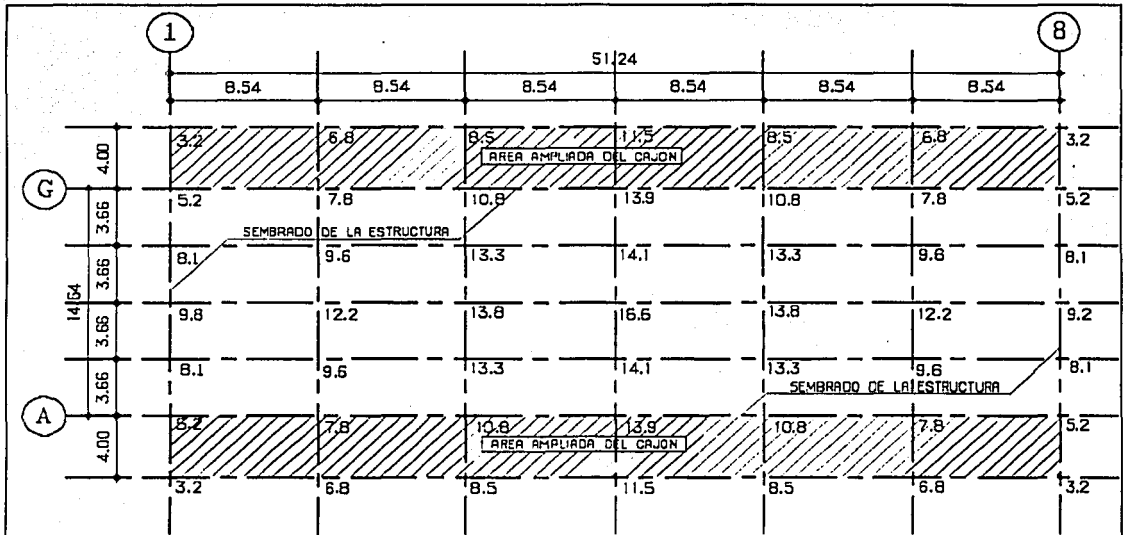


Figura 106.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

LISTADO DE ASENTAMIENTOS.

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 1.	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	E _o	P _o	P _c	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.262	0.00185
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.262	0.00050
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.262	0.00410
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.262	0.00339
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.261	0.00133
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.259	0.05423
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.257	0.00550
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.252	0.00486
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.245	0.00129
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.236	0.00413
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.217	0.00372
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.200	0.00208
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.186	0.00160
						0.08857

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 2.	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	E _o	P _o	P _c	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.525	0.00347
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.525	0.00094
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.523	0.00773
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.516	0.03528
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.507	0.00260
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.490	0.10467
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.472	0.01037
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.446	0.00841
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.414	0.00214
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.382	0.00660
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.330	0.00561
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.290	0.00300
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.261	0.00224
						0.19306

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 3.	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	E _o	P _o	P _c	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.525	0.00347
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.525	0.00094
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.525	0.00775
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.523	0.03624
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.520	0.00266
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.513	0.10952
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.505	0.01109
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.490	0.00919
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.467	0.00241
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.441	0.00756
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.388	0.00656
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.343	0.00353
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.309	0.00264
						0.20355

LISTADO DE ASENTAMIENTOS.

Suárez G.

Estudio de Mecánica de Suelos

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 4.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.525	0.00347
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.525	0.00094
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.525	0.00775
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.523	0.03632
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.521	0.00266
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.516	0.11006
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.509	0.01118
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.497	0.00931
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.477	0.00245
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.453	0.00776
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.404	0.00681
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.359	0.00369
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.324	0.00276
						0.20517

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 5.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.525	0.00347
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.524	0.00094
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.518	0.00766
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.496	0.03256
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.477	0.00245
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.446	0.09536
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.420	0.00922
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.387	0.00735
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.353	0.00184
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.322	0.00559
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.275	0.00469
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.241	0.00250
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.218	0.00187
						0.17550

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 6,
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.001	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	1.050	0.00622
3	2.45	2.16	1.90	7.50	1.048	0.00169
4	3.60	6.24	2.05	4.50	1.033	0.01387
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.981	0.09580
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.933	0.00456
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.852	0.17725
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.782	0.01691
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.694	0.01272
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.606	0.00307
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.530	0.00901
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.424	0.00714
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.354	0.00364
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.309	0.00264
						0.35453

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 7.	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	1.050	0.00622
3	2.45	2.16	1.90	7.50	1.048	0.00169
4	3.60	6.24	2.05	4.50	1.035	0.01390
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.991	0.09708
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.952	0.00464
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.887	0.18387
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.830	0.01788
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.757	0.01378
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.680	0.00342
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.608	0.01025
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.497	0.00833
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.418	0.00428
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.365	0.00311
						0.36846

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 8.	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	1.050	0.00622
3	2.45	2.16	1.90	7.50	1.048	0.00169
4	3.60	6.24	2.05	4.50	1.035	0.01390
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.992	0.09718
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.954	0.00465
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.890	0.18451
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.836	0.01799
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.766	0.01393
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.692	0.00348
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.623	0.01050
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.516	0.00863
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.437	0.00447
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.383	0.00326
						0.37040

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 9.	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.525	0.00347
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.525	0.00094
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.523	0.00773
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.515	0.03520
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.506	0.00259
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.486	0.10371
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.464	0.01019
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.431	0.00815
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.393	0.00204
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.355	0.00614
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.298	0.00507
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.257	0.00266
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.230	0.00197
						0.18986

LISTADO DE ASENTAMIENTOS.

Suárez G.

Estudio de Mecánica de Suelos

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 10.	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	1.050	0.00622
3	2.45	2.16	1.90	7.50	1.049	0.00169
4	3.60	6.24	2.05	4.50	1.043	0.01399
5	5.25	8.16	2.40	2.70	1.017	0.10015
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.987	0.00479
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.926	0.19129
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.863	0.01855
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.774	0.01406
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.676	0.00340
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.586	0.00991
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.460	0.00773
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.379	0.00389
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.327	0.00279
						0.37845

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 11.	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	1.050	0.00622
3	2.45	2.16	1.90	7.50	1.050	0.00169
4	3.60	6.24	2.05	4.50	1.046	0.01402
5	5.25	8.16	2.40	2.70	1.029	0.10156
6	6.35	0.96	2.65	2.68	1.009	0.00488
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.965	0.19854
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.917	0.01961
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.844	0.01521
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.757	0.00378
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.672	0.01126
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.540	0.00901
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.448	0.00457
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.387	0.00329
						0.39363

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 12.	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	1.050	0.00622
3	2.45	2.16	1.90	7.50	1.050	0.00169
4	3.60	6.24	2.05	4.50	1.046	0.01402
5	5.25	8.16	2.40	2.70	1.030	0.10167
6	6.35	0.96	2.65	2.68	1.010	0.00489
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.969	0.19923
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.923	0.01973
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.854	0.01537
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.771	0.00384
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.689	0.01153
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.560	0.00933
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.468	0.00477
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.406	0.00344
						0.39571

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS PUNTO 1.						
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.212	0.00152
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.212	0.00041
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.212	0.00335
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.212	0.00277
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.211	0.00107
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.210	0.04300
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.208	0.00435
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.204	0.00396
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.198	0.00105
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.191	0.00336
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.176	0.00302
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.162	0.00169
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.150	0.00130
						0.07084

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS PUNTO 2.						
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.425	0.00288
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.425	0.00078
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.423	0.00639
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.417	0.02127
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.411	0.00211
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.397	0.08471
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.382	0.00838
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.361	0.00688
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.335	0.00175
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.310	0.00538
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.267	0.00457
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.235	0.00244
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.212	0.00182
						0.14934

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS PUNTO 3.						
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.425	0.00288
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.425	0.00078
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.425	0.00640
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.423	0.02207
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.421	0.00216
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.416	0.08875
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.409	0.00897
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.397	0.00752
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.378	0.00197
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.357	0.00617
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.314	0.00535
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.278	0.00287
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.250	0.00214
						0.15803

LISTADO DE ASENTAMIENTOS.

Suárez G.

Estudio de Mecánica de Suelos

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 4.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.425	0.00288
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.425	0.00078
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.425	0.00640
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.423	0.02214
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.422	0.00217
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.418	0.08919
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.412	0.00904
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.402	0.00762
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.386	0.00201
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.367	0.00634
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.327	0.00555
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.290	0.00300
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.262	0.00225
						0.15937

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 5.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.425	0.00288
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.424	0.00078
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.419	0.00633
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.402	0.01899
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.386	0.00199
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.361	0.07697
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.340	0.00742
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.313	0.00601
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.286	0.00150
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.261	0.00455
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.223	0.00382
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.195	0.00203
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.176	0.00152
						0.13478

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 6.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.850	0.00524
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.848	0.00142
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.836	0.01163
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.794	0.07256
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.755	0.00377
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.690	0.14557
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.633	0.01383
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.562	0.01046
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.491	0.00252
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.429	0.00737
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.343	0.00582
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.287	0.00296
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.250	0.00215
						0.28529

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 7.	
ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (M)	Eo (ADIM.)	Po (TON/ M2)	Pc (TON/M2)	ESFUERZO (TON/M2)	ASENTAMIENTO (M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.850	0.00524
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.848	0.00142
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.838	0.01165
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.803	0.07366
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.771	0.00384
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.718	0.15117
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.672	0.01465
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.613	0.01134
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.550	0.00281
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.492	0.00839
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.403	0.00680
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.339	0.00349
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.296	0.00253
						0.29698

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 8.	
ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (M)	Eo (ADIM.)	Po (TON/ M2)	Pc (TON/M2)	ESFUERZO (TON/M2)	ASENTAMIENTO (M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.850	0.00524
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.848	0.00142
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.838	0.01166
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.803	0.07374
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.772	0.00384
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.721	0.15171
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.676	0.01474
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.620	0.01146
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.561	0.00286
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.505	0.00860
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.418	0.00704
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.354	0.00364
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.310	0.00265
						0.29860

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 9.	
ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (M)	Eo (ADIM.)	Po (TON/ M2)	Pc (TON/M2)	ESFUERZO (TON/M2)	ASENTAMIENTO (M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.425	0.00288
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.425	0.00078
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.423	0.00639
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.417	0.02120
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.409	0.00211
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.393	0.08391
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.376	0.00822
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.349	0.00666
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.318	0.00166
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.287	0.00501
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.241	0.00412
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.208	0.00217
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.186	0.00160
						0.14670

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 10.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.850	0.00524
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.850	0.00142
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.844	0.01173
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.823	0.07628
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.799	0.00397
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.750	0.15745
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.699	0.01521
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.627	0.01157
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.547	0.00279
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.475	0.00811
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.373	0.00630
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.306	0.00316
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.265	0.00227
						0.30551

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 11.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.850	0.00524
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.850	0.00142
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.846	0.01176
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.833	0.07750
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.817	0.00404
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.781	0.16360
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.742	0.01610
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.683	0.01254
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.613	0.00310
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.544	0.00923
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.437	0.00735
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.362	0.00372
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.313	0.00268
						0.31829

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 12.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/ M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.850	0.00524
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.850	0.00142
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.847	0.01176
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.833	0.07759
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.818	0.00405
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.784	0.16419
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.747	0.01620
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.691	0.01267
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.624	0.00316
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.557	0.00945
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.453	0.00762
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.379	0.00389
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.328	0.00280
						0.32003

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.

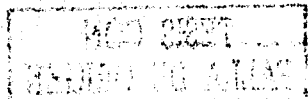
Suárez G.

Estudio de Mecánica de Suelos

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 1.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.137	0.00100
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.137	0.00027
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.137	0.00221
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.137	0.00182
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.137	0.00066
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.136	0.02582
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.134	0.00261
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.132	0.00259
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.128	0.00069
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.123	0.00219
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.114	0.00197
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.105	0.00110
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.097	0.00084
						0.04375

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 2.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.275	0.00193
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.275	0.00052
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.274	0.00427
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.270	0.00349
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.266	0.00136
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.257	0.05371
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.247	0.00529
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.233	0.00452
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.217	0.00115
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.200	0.00352
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.173	0.00298
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.152	0.00159
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.137	0.00118
						0.08551

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 3.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.275	0.00193
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.275	0.00052
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.275	0.00428
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.274	0.00353
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.272	0.00140
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.269	0.05644
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.265	0.00568
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.257	0.00495
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.245	0.00129
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.231	0.00404
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.203	0.00349
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.180	0.00187
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.162	0.00140
						0.09083



LISTADO DE ASENTAMIENTOS.

Suárez G.

Estudio de Mecánica de Suelos

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 4.	
ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (M)	Eo (ADIM.)	Po (TON/ M2)	Pc (TON/M2)	ESFUERZO (TON/M2)	ASENTAMIENTO (M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.275	0.00193
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.275	0.00052
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.275	0.00428
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.274	0.00354
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.273	0.00140
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.270	0.05674
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.267	0.00573
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.260	0.00502
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.250	0.00132
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.237	0.00416
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.211	0.00363
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.188	0.00196
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.170	0.00146
						0.09169

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 5.	
ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (M)	Eo (ADIM.)	Po (TON/ M2)	Pc (TON/M2)	ESFUERZO (TON/M2)	ASENTAMIENTO (M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.275	0.00193
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.275	0.00052
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.271	0.00422
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.260	0.00336
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.250	0.00128
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.234	0.04850
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.220	0.00464
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.203	0.00394
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.185	0.00098
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.169	0.00297
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.144	0.00249
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.126	0.00132
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.114	0.00099
						0.07716

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS					PUNTO 6.	
ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (M)	Eo (ADIM.)	Po (TON/ M2)	Pc (TON/M2)	ESFUERZO (TON/M2)	ASENTAMIENTO (M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.550	0.00361
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.549	0.00098
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.541	0.00796
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.514	0.03501
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.489	0.00250
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.446	0.09534
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.410	0.00898
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.364	0.00693
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.318	0.00166
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.278	0.00484
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.222	0.00381
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.185	0.00193
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.162	0.00140
						0.17496

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 7.
ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (M)	Eo (ADIM.)	Po (TON/ M2)	Pc (TON/M2)	ESFUERZO (TON/M2)	ASENTAMIENTO (M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.550	0.00361
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.549	0.00098
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.542	0.00798
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.519	0.03579
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.499	0.00255
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.465	0.09922
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.435	0.00955
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.397	0.00753
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.356	0.00186
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.318	0.00553
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.261	0.00445
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.219	0.00228
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.191	0.00165
						0.18297

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 8.
ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (M)	Eo (ADIM.)	Po (TON/ M2)	Pc (TON/M2)	ESFUERZO (TON/M2)	ASENTAMIENTO (M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.550	0.00361
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.549	0.00098
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.542	0.00798
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.520	0.03585
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.500	0.00256
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.466	0.09960
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.438	0.00961
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.401	0.00761
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.363	0.00189
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.327	0.00567
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.270	0.00462
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.229	0.00238
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.201	0.00173
						0.18407

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 9.
ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (M)	Eo (ADIM.)	Po (TON/ M2)	Pc (TON/M2)	ESFUERZO (TON/M2)	ASENTAMIENTO (M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.275	0.00193
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.275	0.00052
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.274	0.00427
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.270	0.00349
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.265	0.00136
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.254	0.05318
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.243	0.00518
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.226	0.00438
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.206	0.00109
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.186	0.00327
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.156	0.00269
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.135	0.00141
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.120	0.00104
						0.08380

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 10.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.550	0.00361
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.550	0.00098
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.546	0.00804
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.533	0.03765
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.517	0.00264
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.485	0.10359
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.452	0.00993
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.406	0.00769
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.354	0.00184
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.307	0.00534
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.241	0.00413
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.198	0.00207
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.171	0.00148
						0.18899

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 11.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.550	0.00361
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.550	0.00098
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.548	0.00805
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.539	0.03852
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.528	0.00270
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.506	0.10787
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.480	0.01055
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.442	0.00835
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.397	0.00206
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.352	0.00609
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.283	0.00482
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.234	0.00244
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.203	0.00175
						0.19778

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS						PUNTO 12.
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No.	(M)	(ADIM.)	(TON/M2)	(TON/M2)	(TON/M2)	(M)
1	0.75	1.20	1.25	13.00	0.000	0.00000
2	1.85	6.24	1.75	10.50	0.550	0.00361
3	2.45	2.16	1.90	7.50	0.550	0.00098
4	3.60	6.24	2.05	4.50	0.548	0.00805
5	5.25	8.16	2.40	2.70	0.539	0.03858
6	6.35	0.96	2.65	2.68	0.529	0.00270
7	8.05	8.40	3.00	3.03	0.507	0.10828
8	9.55	10.80	3.35	3.38	0.484	0.01062
9	11.60	6.60	3.81	9.50	0.447	0.00844
10	14.00	9.60	4.15	7.20	0.404	0.00209
11	16.50	7.20	4.60	6.60	0.361	0.00624
12	21.00	6.00	5.50	11.00	0.293	0.00500
13	25.00	7.20	5.85	9.90	0.245	0.00254
14	28.25	4.80	6.90	9.30	0.212	0.00183
						0.19897

V.2.6. EMPUJE 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, con 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 los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- La acción de la 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.
- La presión hidráulica que ejerce el agua, expresada como el producto de peso volumétrico por la profundidad.
- Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente; horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.4 (Zona de Lago).

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la Fig. 107 se muestran valores obtenidos en forma gráfica; los cuales deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

V.2.7. REVISIÓN DE LA FALLA DE FONDO.

Se revisó la estabilidad de la excavación contra falla de fondo por cortante, lo que se realizó mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$P_v F_c + q F'_c < C N_c F_R$$

donde:

- P_v Presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de la excavación, en ton/m^2 .
- F_c Factor de carga adimensional e igual a 1.4.
- q Sobre carga superficial, igual a 2.0 ton/m^2 .
- F'_c Factor de carga, adimensional e igual a 1.0.
- C Cohesión del material que subyace a la excavación.
- N_c Coeficiente de capacidad de carga.
- F_R Factor de resistencia, igual a 0.7

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS.

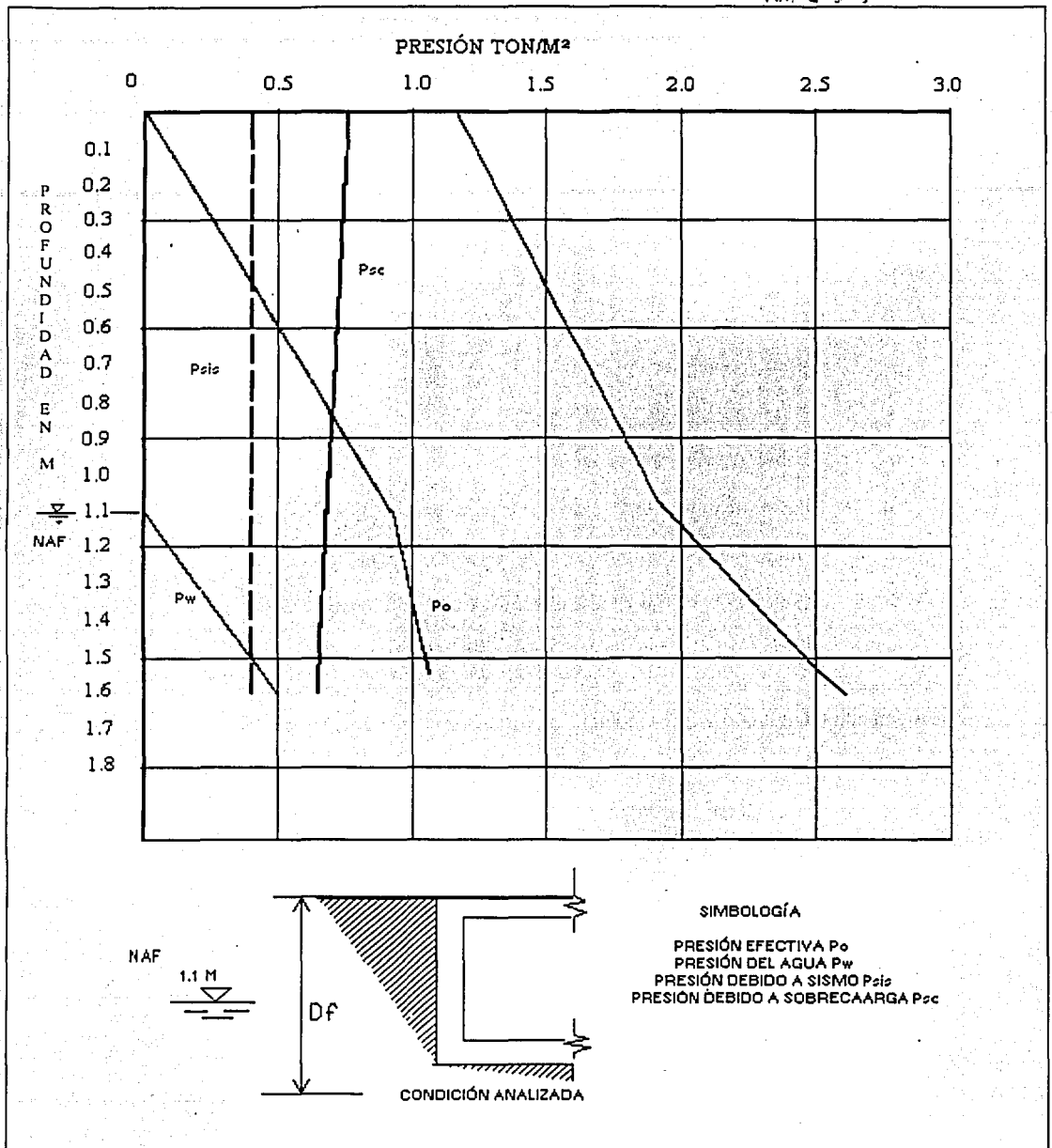


Figura 107.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para la excavación a 1.5 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$6.62 \text{ ton/m}^2 < 11.45 \text{ ton/m}^2$$

Debido a que se satisface la desigualdad no se presentará la falla de fondo de la excavación.

V.2.8. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

La verificación para que las paredes de la excavación sean estables, se hizo mediante el cumplimiento de la desigualdad que se muestra a continuación:

$$F_c \gamma H + q < U_q N_o c F_R$$

donde:

- F_c Factor de carga, igual a 1.4.
- γ Peso volumétrico del material.
- H Altura máxima de la excavación.
- q Sobrecarga igual a 2.0 ton/m².
- U_q Factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación $q/\gamma H$.
- N_o Número de estabilidad que depende del ángulo del talud.
- C Cohesión más baja en la altura de la excavación, igual a 2.5 ton/m².
- F_R Factor de reducción de resistencia, igual a 0.8.

Considerando taludes con inclinación 0.30 : 1.0 (horizontal: vertical) se tiene:

$$6.67 \text{ ton/m}^2 < 7.43 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando taludes con inclinación 0.3:1.0 (horizontal: vertical).



CAPÍTULO VI PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

CAPÍTULO VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

VI. 1. ASPECTOS TEÓRICOS.

VI.1.1. INTRODUCCIÓN.

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muro de contención, deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantizar la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y construcciones vecinas.

Aunque los ingenieros saben que la construcción de cimentaciones profundas suele tener efectos perjudiciales sobre las estructuras adyacentes, se han descrito muy pocos casos en la literatura. La falta de casos escritos se debe, al menos en parte, a las posibles acciones legales sobre los daños si tales causas y efectos se reconocieran. Otro factor que constituye a la rareza de descripciones de casos reales es la desafortunada falta de responsabilidad del ingeniero proyectista respecto a la construcción del proyecto por el realizado.

En obras de cimentación profunda el ingeniero proyectista suele abandonar su relación con la obra después del proyecto, dejando al contratista con el problema de la construcción. La brusca separación entre proyectistas y contratistas, favorece este desafortunado aislamiento del ingeniero proyectista.

El proyectista debería prestar mucha más atención a la construcción de la cimentación profunda, tanto desde el punto de vista de conseguir una cimentación correcta y económica para su cliente como de no producir efectos perjudiciales sobre estructuras adyacentes.

VI.1.2. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE UNA CIMENTACIÓN.

La cimentación es la parte que se encarga del soporte de una estructura. Éste término se aplica en forma restrictiva al miembro que transmite la carga de la superestructura a la tierra, pero en su más completo sentido, la cimentación influye en el suelo y/o las rocas que puedan encontrarse debajo. Es una transición o conexión estructural cuyo proyecto depende de las características de ambos, la estructura y el suelo o las rocas. Una buena cimentación debe llenar tres requisitos:

- Debe colocarse a una profundidad adecuada para impedir los daños de las heladas, los levantamientos, las socavaciones o los daños que puedan causar futuras construcciones cercanas.
- Debe ser segura contra falla del suelo.
- No debe asentarse tanto que desfigure o dañe la estructura.

Durante el largo periodo de tiempo en que un suelo debe soportar una estructura, puede sufrir cambios debidos a fuerzas naturales o artificiales, las cuales deben ser evaluadas al escoger la ubicación y la profundidad mínima a que debe situarse.

El desplante de cualquier cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, se deberá tener en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante deberán estar libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que pueda ser atacado el concreto o el acero. Asimismo, en el momento del colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.

La forma de un cajón vendrá dictada, en la mayoría de los casos, por las necesidades de la superestructura. La forma ideal para una mayor facilidad de hundimiento es la circular, debido a que ésta da una superficie mínima de rozamiento para una base de área dada. Sin embargo, la función estructural del cajón es, en muchísimos casos, el factor decisivo.

En realidad para la mayor parte de los casos prácticos de diseño de un cajón no existe una solución ideal al problema; y el diseño final suele ser un estado de compromiso creado por un cierto número de necesidades antagónicas.

VI.1.3. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EXCAVACIONES.

Cuando las separaciones con las colindancias lo permiten, las excavaciones se delimitarán con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad considerando:

- En el estado límite de falla: el colapso de los taludes o paredes libres o ademas de la excavación, falla de los cimientos de las construcciones colindantes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes.
- En el estado límite de servicio: los movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables los taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte a base de ademes, tablestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del nivel freático, si éste se halla por encima de la máxima profundidad excavada y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas.

1. CONTROL DEL FLUJO DE AGUA.

Cuando la construcción de la cimentación requiera abatimiento del nivel freático, se extraerá el agua del predio mediante bombeo, siempre que se tomen precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el predio y en las colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante las teorías de flujo de agua en suelos. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes; y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento ininterrumpido de todo el sistema.

En suelo de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico se abate espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- Dar una dirección favorable a las fuerzas de filtración,
- Preservar el estado de esfuerzos del suelo, o
- Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo que desaloje el agua.

2. TABLESTACAS Y MUROS COLADOS EN EL LUGAR.

Para reducir los problemas de filtración de agua asía la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ (muros Milán). Las tablestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación.

El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por el método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes. El sistema de apuntalamiento podrá también ser de anclas horizontales o muros perimetrales colados en el lugar.

Los muros pueden ser construidos en zanjas angostas apuntaladas, después, cuando se han terminado los muros y el sistema de piso se ha construido arriba, puede excavar el bloque de suelo que queda entre las paredes. El piso proporciona el apuntalamiento para la parte superior de las paredes y puede insertarse el apuntalamiento adicional necesario cuando la excavación progresa.

Ocasionalmente los muros exteriores se construyen en una zanja llena de lodo o de líquido denso de arcilla en suspensión semejante al lodo de barrenación. El lodo estabiliza las paredes de la zanja y permite la excavación sin necesidad de ademe o de apuntalamiento. Las armaduras del refuerzo se bajan en el lodo que se desplaza con concreto colocado con trompa de elefante. Se necesita equipo especial para las diferencias operacionales, y las ocasionales imperfecciones deben anticiparse y repararse.

3. SECUENCIA DE EXCAVACIÓN.

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límites de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando, las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los estados públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuarse la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión que pueda generar la expansión del terreno.

VI. 2. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO REALIZADO EN EL SITIO DE INTERES.

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar el cajón de cimentación.

a) La excavación se podrá realizar en una sola etapa en toda el área cubierta por el cajón de cimentación del edificio, hasta la profundidad de desplante de 1.5m respecto al nivel medio de la superficie actual del terreno.

b) La excavación se realizará dejando taludes perimetrales de 0.30 : 1.0 (horizontal : vertical), en los lados de la excavación se protegerán los materiales expuestos mediante un repellado de mortero de cemento, aplicado sobre una malla tipo gallinero anclada al talud mediante varillas de 3/8" y 30 cm de longitud.

c) La excavación se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde una plataforma inicialmente excavada a 0.4 m de profundidad, debiendo llevarse como máximo a 0.33 m arriba del nivel de máxima excavación, este último tramo se excavará con herramienta manual, pico y pala, para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.

d) La excavación no deberá permanecer abierta más de una semana sin que se inicie la construcción de la cimentación, por lo que deberá preverse tener todo lo necesario para el inicio de la construcción de inmediato al término de la excavación.

e) En el lado colindante con la bodega se recomienda construir primero la escuela y posteriormente la bodega de azotea, por lo que tendrá que dársele un tratamiento especial a la cimentación ya construida, recibiendo la cimentación de la estructura vecina, con un murete de 0.2 m de espesor. A continuación se debe iniciar de inmediato la construcción de la losa de cimentación y los muros perimetrales del cajón de cimentación.

f) Previo a la cimentación que alojará al cajón de cimentación se instalarán instrumentos de medición para el control de la excavación.

g) También deberá preverse que antes de la excavación se eliminen todos los materiales superficiales de relleno, o restos de cimentaciones antiguas, retirando estos materiales fuera de la obra a donde lo indique la dirección de obra; bajo ninguna circunstancia podrán utilizarse estos materiales como materiales de relleno controlado.

h) El agua que se infiltre a la excavación deberá ser controlada mediante bombeo de achique, mediante la conducción a través de drenes superficiales hacia cárcamos de donde será bombeada al exterior, una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se mantendrá el bombeo en forma continua hasta por lo menos tener colado el cajón de cimentación. Una vez alcanzada la máxima excavación se tenderá una cama de grava de 10 cm de espesor por lo que se deberá efectuar una excavación adicional de 10 cm, es decir, que la excavación tendrá una profundidad de 1.60 m.

i) El control de agua freática se efectuará mediante bombeo de achique, mediante drenes superficiales hacia cárcamos donde se bombeará al exterior. Los pozos de bombeo se colocarán en los extremos de la excavación realizada y estos tendrán una profundidad de 2.00 m por debajo del nivel máximo de excavación, tendrán un diámetro de 1.00 m y en su interior se colocará un tambo ranurado de 200 litros que funcionará como ademe de cada cárcamo, confinado entre su pared exterior y la excavación con grava bien graduada instalando en su interior una bomba sumergible autocebante de 2" de salida, que deberá mantenerse operando de tal manera que el agua siempre se mantenga por debajo de los niveles de trabajo. Al alcanzar la excavación la profundidad de desplante de la losa de cimentación y una vez construidos los cárcamos se construirán los drenes que tendrán dimensiones de 20 cm de ancho por 30 cm de profundidad, a continuación se rellenarán con grava bien graduada de media a gruesa. Se retirarán todos los materiales sueltos del fondo de la excavación y se tenderá una capa de grava de 8 cm de espesor sobre la que a su vez se colocará un firme de concreto pobre de 5 cm de espesor que proteja al material del remoldeo por el tránsito de personal, y del fisuramiento por pérdida de humedad.

j) Deberá prevenirse dentro del sótano un cárcamo y una bomba que funcionen con electroniveles con objeto de prevenir cualquier inundación de los sótanos, así mismo se recomienda utilizar tanto en la losa de fondo como en los muros perimetrales del cajón un concreto con aditivo impermeabilizante y vigilar que las juntas constructivas se efectúen en forma adecuada de tal manera que se garantice que no se tendrán filtraciones de agua.



CAPÍTULO VII
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

REC'D
MEDICAL DEPT

CAPÍTULO VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Se proyecta la construcción del centro Parroquial Jesús de la Misericordia en un predio ubicado en Av. Mariano Riva Palacio esquina con Organización popular Colonia Barrio Vidrieros, Chimalhuacan, Estado de México, el Centro Parroquial estará constituido por un edificio de tres niveles y un sótano para la Iglesia, un edificio de tres niveles para un centro clínico, un campanario, tres canchas de fútbol, un atrio y un vivero.

El predio de interés se localiza en la parte oriente de la Ciudad de México, dentro de la denominada zona de Lago, caracterizada entre la superficie y 40 m de profundidad por la presencia de depósitos arcillosos de alta deformabilidad y baja resistencia.

El proyecto arquitectónico de la Preparatoria consiste en completar la construcción de un edificio, constituido por sótano, planta baja (donde se tendrá un auditorio), y dos niveles. El sótano será ocupado para alojar criptas; el edificio estará estructurado mediante columnas, traveses y losas de concreto aligerado. En la Fig. 3 se presenta una planta con la distribución de las columnas en las plantas y en la Fig. 5 se muestra un corte vertical.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más adecuado para el edificio proyectado, se efectuaron diversos análisis de mecánica de suelos basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizados en el predio de interés y en pruebas de laboratorio.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se efectuaron dos sondeos de tipo mixto a 30 m de profundidad, denominados SM-1 y SM-2.

El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador Shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar. El muestreador Shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm de diámetro y 1 m de longitud, con el extremo inferior afilado (como se menciona en el Capítulo II, en la sección II.1.4.), y unido a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar 60 cm el penetrómetro estándar de 3.5 cm de diámetro interior, por medio de golpes que le proporciona un martinete de 63.5 kg que cae desde una altura de 76 cm; el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados, se mide contando el número de golpes necesarios para avanzar los 30 cm intermedios.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo se realizó mediante la excavación de nueve pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 1.1 y 2.0 m; se inspeccionaron las paredes de cada uno de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

La localización en planta de los sondeos mixtos y los pozos a cielo abierto se muestran en la Fig. 2. En las Figs. 97 y 100 se presentan los perfiles estratigráficos de los sondeos realizados.

El nivel freático se encontró a 1.10 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración. De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua de 50 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 101 mediante la gráfica de la 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 Fig. 101 se concluye que el depósito arcilloso localizado entre la superficie y 4.5 m de profundidad se encuentra preconsolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación mayor y variable entre 7.5 ton/m^2 al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y de 1.5 ton/m^2 , en su parte inferior, entre 4.5 y 11.0 m de profundidad, y hasta 30.0 m se tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 6.5 y 2.0 ton/m^2 , decrecientandose con la profundidad.

De acuerdo con 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 I (zona de Lago), a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.40.

Del muestreo de las arcillas del subsuelo del predio de interés obtenidas en los sondeos, se realizaron ensayos de consolidación, a fin de conocer la variación del coeficiente de compresibilidad con el nivel de esfuerzos principalmente. Las curvas de compresibilidad obtenidas exhiben las curvas de relación de vacíos y de compresibilidad en términos de logaritmo de la presión efectiva, en ellos se indica además el intervalo que comprende a la presión de consolidación. A juzgar por los valores del coeficiente de compresibilidad máximo, los asentamientos que pueden ocasionar cargas superficiales relativamente pequeñas son de consideración; en este sentido las condiciones del subsuelo son más críticas que en la Ciudad de México, pues no existe la capa superficial de 3 a 4 m formada por depósitos aluviales; en su lugar hay materiales afectados por el secado, con espesor de 1 a 2 m.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado y las características estratigráficas y físicas del subsuelo antes descritas, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia con espesor del orden de 40 m, de los cuales entre 4.5 y 11.5 m de profundidad se encuentran en condiciones normalmente consolidadas, es decir, que por su alto contenido de agua y sus características mecánicas presentarán asentamientos de importancia, presentando un esfuerzo de preconsolidación de 0.50 ton/m^2 y semejante al esfuerzo efectivo actual del subsuelo, se juzga que la cimentación estanco, de concreto reforzado, que compense parcialmente el peso del edificio, constituido por muro de contención, contratrabes y losa de contacto plana, con área en planta ampliada respecto a la cubierta por el edificio, como muestra la figura 153, desplantado a 1.5 m 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 consideraron las cargas proporcionadas por el estructurista, considerando que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media, será de 3229.40 ton que incluye el peso de las criptas que se alojarán en el sótano así como el peso propio de la cimentación.

En esas condiciones para el edificio proyectado, se tendrá un peso de 3229.40 ton, correspondiente a un peso unitario en su área cubierta de 4.30 ton/m^2 . Considerando el área cubierta propuesta para el cajón, que es un área ampliada respecto a la cubierta por el edificio, el peso unitario se reduce a 2.78 ton/m^2 .

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

La determinación de la profundidad de desplante de la cimentación se hizo satisfaciendo que la combinación de cargas permanentes más 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 transmita 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 limitando la presión neta transmitida al subsuelo a 0.6 ton/m^2 , es decir, tal que la carga no compensada por el peso de los materiales excavados para alojar el cajón de cimentación sea menor que la diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de los mismos.

Para el edificio analizado, el peso de la estructura incluyendo el peso de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva media, corresponde a una presión unitaria de 2.78 ton/m^2 , considerada uniformemente distribuida por la losa de fondo del cajón de cimentación con el área ampliada respecto a la cubierta por el edificio de las cuales tendrán que compensarse 2.18 ton/m^2 . Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 1.50 m de profundidad tienen un peso volumétrico de 1.45 ton/m^3 , la profundidad de desplante necesaria para compensar 2.18 ton/m^2 , resulta de 1.50 m , para el edificio estudiado.

En la Fig. 107 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

El procedimiento constructivo para la cimentación recomendada se presenta en el Capítulo VI de este informe. El agua que se infiltre a la excavación deberá ser controlada mediante bombeo de achique, mediante la conducción a través de drenes superficiales hacia cárcamos de donde será bombeada al exterior, una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se mantendrá el bombeo en forma continua hasta por lo menos tener colado el cajón de cimentación. El nivel de piso terminado deberá quedar por arriba del nivel de banqueta, debido a que el asentamiento regional tiene magnitudes importantes y, por consiguiente, el nivel del subsuelo que circunda a las estructuras de interés sufrirá deformaciones a largo plazo que repercutirá en el funcionamiento del proyecto.

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción específica que deberá instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Finalmente estas nivelaciones se continuarán en forma semestral por un periodo mínimo de cinco años. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

BIBLIOGRAFÍA.

- Carlos Crespo Villalaz (1979)
Mecánica de Suelos y Cimentaciones
4ª Edición 1990
Edit LIMUSA
- Daniel Graux
Fundamentos de Mecánica del Suelo, Proyecto de muros y cimentaciones.
2ª Edición, 1975
Editores Técnicos Asociados S.A.
- Ralph B. Peck (1982)
Ingeniería de Cimentaciones
4ta Edición, 1990
Editorial LIMUSA
- Gordon A. Fletcher P. E.
Estudio de Mecánica de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la Construcción
1978
Editorial LIMUSA
- M: J: Tomlinson (1963)
Diseño y Construcción de Cimientos.
1ª Edición, 1976
URMO S.A. De ediciones
- Eulalio Juárez Badillo y Rico Rodríguez (1963)
Fundamentos de la Mecánica de Suelos
3ª Edición, 1992
Editorial LIMUSA
- Karl Terzagui y Ralph B. Peck
Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.
2ª Edición, 1973
- Secretaría de Recursos Hidráulicos
Mecánica de Suelos
Instructivo para Ensayes en Suelos
5ª Edición, 1990
- Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones
Abril 2001
- Reglamento de Construcciones para el DF.
Junio de 1998
Editorial Sista S.A. de CV.