



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES

ARAGÓN

ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA CONSTRUCCION DE UN
EDIFICIO DE DOCE NIVELES, EN EL PREDIO UBICADO EN
ARQUIMEDES No. 205, COLONIA POLANCO, DELEGACION
MIGUEL HIDALGO. D.F.

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
ROBERTO CARLOS SALDAÑA RIVERA



FES Aragón

ASESOR: ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

ARAGON, ESTADO DE MEXICO

2005

m 346748



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

ROBERTO CARLOS SALDAÑA RIVERA
Presente

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

TÍTULO:

"ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA CONSTRUCCION DE UN EDIFICIO DE DOCE NIVELES,
EN EL PREDIO UBICADO EN ARQUIMEDES N° 205, COLONIA POLANCO,
DELEGACIÓN MIGUEL HIDALGO, D. F."

ASESOR: Ing. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 7 de marzo de 2005.

LA DIRECTORA


ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ

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

LTG/AIR/



SEGUIMIENTO DE REGISTRO DE TESIS

FECHA	CVE.	DESCRIPCIÓN DEL TRÁMITE	AUTORIZACIÓN Y SELLO
25/05/2005	IMP	"ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE DOCE NIVELES, EN EL PREDIO UBICADO EN ARQUÍMEDES N° 205, COLONIA POLANCO, DELEGACIÓN MIGUEL HIDALGO, D. F."	 Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADÉMICO
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADÉMICO
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADÉMICO
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADÉMICO
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADÉMICO
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADÉMICO

TRÁMITE	CLAVE
PRÓRROGA	PR.
CAM. TÍTULO	C. T.
CAM. ASESOR	C. A.
CAM. SEM.	C. S.
VIGENCIA	VIG.
IMPRESIÓN	IMP.

AGRADECIMIENTOS

A DIOS Y A LA VIRGEN DE GUADALUPE

Por darme la oportunidad de haber llegado a este momento tan especial y lindo en mi vida al lado de los seres que más quiero y amo en la vida, que es mi familia y de igual manera de terminar con un objetivo tan especial como este, gracias.

A MIS PADRES

A mi mamá por estar en todo momento conmigo, por hacer este camino más corto con su cariño y amor, por ser mi compañera en esas largas noches de desvelo y preocupación, por ese gran esfuerzo te doy las gracias preciosa.

A mi papá por sus grandes consejos, por el apoyo, por haberme inculcado que todo en la vida tiene un gran sacrificio como el que tú hiciste para que yo pudiera llegar a este momento FORTUNATO mi padre, mi amigo por tu amor y cariño te doy las gracias. Te quiero mucho.

Gracias por estar conmigo en todo momento, les agradezco por su ayuda, amor, cariño y regaños, de alcanzar un sueño que no hubiera logrado sin ustedes. Gracias.

A MIS HERMANAS

Por brindarme su cariño, amor y apoyo les doy las gracias.

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.

Por dejar que yo formara parte de ella, por ser una pieza clave en mi formación como profesional y como persona, por formar parte de la FES ARAGÓN en donde la ilusión más grande de mi vida la e logrado ahí.

AL INGENIERO GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

Le doy las gracias por el tiempo dedicado, por enriquecerme de conocimientos y consejos. Por todo eso le doy las gracias.

A MIS AMIGOS

Por compartir con ellos mis alegrías, preocupaciones y penas, por siempre encontrar un apoyo, un consejo en los momentos más difíciles les doy las gracias por su amistad.

Y le doy las gracias a esas personas que están y las que estuvieron por todo su cariño, comprensión y apoyo.

INDICE

Capítulo I.- Antecedentes	10
1,1 Colindancias del predio	10
Capítulo II.- Muestreo y exploración del subsuelo	14
2,1 Generalidades	14
2,2 Pozos a cielo abierto	16
2,3 Soneo con equipo mecánico	17
2,3,1 Método de penetración estándar	18
2,3,2 Muestreo con pared delgada	19
Capítulo III.- Pruebas de laboratorio	25
Capítulo IV.- Características estatigráficas y físicas del subsuelo	33
4,1 Levantamiento geológico local	33
4,2 Condiciones sísmicas	40
Capítulo V.- Análisis de cimentación	42
5,1 Tipos de cimentación	42
5,1,1 Profundidad de desplante	42
5,1,2 Capacidad de carga de las pilas	42
5,1,3 Dimensionamiento de las pilas	42
5,1,4 Capacidad de carga	43
5,2 Estado límite de falla en condiciones estáticas	46
5,3 Estado límite de falla en condiciones dinámicas	47
5,4 Estado límite de servicio	48
5,5 Condiciones sísmicas	52
5,6 Revisión del fenómeno de estrangulamiento de las pilas	52
Capítulo VI.- Procedimiento constructivo general	53
6,1 Procedimiento constructivo de pilas	53
6,2 Procedimiento constructivo general de las pilas	55
6,3 Equipo utilizado en el procedimiento constructivo de las pilas	57
6,3,1 Gruas	57
6,4 Perforadoras	59
6,4,1 Excavadora de almejas	61
6,5 Vibrohincadores	63
6,6 Herramientas para las pilas	64
6,7 Perforación	66
6,8 Acero de refuerzo	72
6,8,1 Traslapes	72
6,8,2 Ganchos y dobleces	73
6,8,3 Recubrimientos y espaciadores	73
6,9 Manejo y colocación	75
6,10 Concreto	75
6,10,1 Colado en seco	76
6,10,2 Colado bajo agua o lodo	77
6,11 Tubería tremie para colados bajo agua o lodo	78
6,11,1 Dispositivos para sostener la tubería tremie	79
6,11,2 Colocación de tapón deslizante o diablo de la tubería tremie	80
6,11,3 Dispositivos para la colocación del tapón deslizante	82
6,12 Instrumentación de campo	84
6,12,1 Piezometro abierto en perforación previa	84
6,12,2 Objetivo	84
6,12,3 Aparato	84
6,13 Instalación	85

6,13,1 Trabajo de campo	85
6,13,2 Criterios de instalación	86
6,13,3 Protección de los aparatos	86
6,14 Medición	87
6,14,1 Información obtenida	87
6,15 Condiciones iniciales	87
6,15,1 Evaluación de los niveles piezométricos	88
6,16 Comentarios	88
6,17 Piezometro abierto hincado	90
6,17,2 Objetivo	90
6,17,3 Aparato	90
6,18 Punta piezométrica	90
6,18,1 Instalación	90
6,18,2 Trabajo de campo	90
6,18,3 Criterios de instalación	91
6,19 Barreno helicoidal manual	92
6,19,1 Protección de los aparatos	92
6,19,2 Medición	92
6,19,3 Información obtenida	92
6,19,4 Condiciones iniciales	92
6,19,5 Evolución de los niveles piezométricos	93
6,19,6 Comentarios	93
6,20 Instalaciones de punta piezométrica	93
6,20,1 tubo de observaciones de nivel freático	94
6,20,2 Objetivo	94
6,20,3 Descripción	94
6,20,4 Instalación	94
6,20,5 Criterio de instalación	95
6,20,6 Medición	95
6,21 Tubo de observación	95
6,21,1 Objetivo	95
6,21,2 Descripción	96
6,21,3 Testigo superficial	96
6,21,4 Instalación	97
6,22 Testigo en muros de estructura	98
6,23 Procedimiento de medición	99
6,23,1 Equipo de medición	99
6,23,2 Desplazamientos horizontales	99
6,23,3 Desplazamientos verticales	99
6,23,4 Supervisión de las mediciones	100
6,23,5 Información obtenida	100
6,23,6 Evolución de desplazamientos	101
6,23,7 Frecuencia de la medición de deformaciones	101
6,23,8 Comentarios	101
6,24 Banco de nivel profundo	102
6,24,1 Objetivo	102
6,24,2 Descripción	102
6,24,3 Instalación	103
6,24,4 Criterios de localización	103
6,24,5 Procedimiento de instalación	103
6,24,6 Mediciones	104
6,24,7 Equipo de medición	104
6,24,8 Procedimiento de medición	104
6,24,9 Información obtenida	104
6,24,10 Condiciones iniciales	104
6,25 Banco de nivel flotante	105

6,25,1 Objetivo	105
6,25,2 Aparato	105
6,25,3 Instalación	105
6,25,4 Mediciones	106
Capítulo VII.- Conclusiones y Recomendaciones	107
Bibliografía	112
Anexo I Reporte fotografico	
Anexo II Pruebas de laboratorio	

INTRODUCCIÓN

Desarrollo e Historia de la Mecánica de Suelos

Todas las obras de Ingeniería Civil descansan, de una u otra forma, sobre el suelo, y muchas de ellas, además, utilizan la tierra como elemento de construcción para terraplenes, diques y rellenos en general; por lo que, en consecuencia, su estabilidad y comportamiento funcional y estético estarán regidos, entre otros factores, por la conducta del material de asiento situado dentro de las profundidades de influencia de los esfuerzos que se generan, o por la del suelo utilizado para conformar los rellenos.

Si se sobrepasan los límites de la capacidad resistente del suelo, o si aún sin llegar a ellos las deformaciones son considerables, se pueden producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, quizás no tomados en consideración en el diseño, productores a su vez de deformaciones importantes, fisuras, grietas, alabeo o desplomos que pueden producir, en casos extremos, el colapso de la obra o a su inutilización y abandono.

En consecuencia, las condiciones del suelo como elemento de sustentación y construcción y las del cimiento como dispositivo de transición entre aquél y la supraestructura, han de ser siempre observadas, aunque esto se haga en proyectos pequeños fundados sobre suelos normales a la vista de datos estadísticos y experiencias locales, y en proyectos de mediana a gran importancia o en suelos dudosos, infaliblemente, a través de una correcta investigación de mecánica de suelos.

Durante los últimos años se han estado empleando cada vez más los vocablos geotecnia y geomecánica para significar la asociación de las disciplinas que estudian la corteza terrestre desde el interés de la ingeniería civil, concurriendo a este vasto campo ciencias como la geología con sus diversas ramas y la geofísica con su división, la sismología.

A la vista de los tres (materiales sólidos naturales que ocupan nuestra atención, podemos dividir la geotecnia en: mecánica de suelos, mecánica de rocas y mecánicas de nieves, noveles especialidades, todas presentadas en orden de aparición dentro de las cuales la última no tiene cabida en nuestro medio subtropical.

La más vieja de las nuevas, la mecánica de suelos, será motivo de nuestro estudio desde ahora en adelante, no sin antes puntualizar que ella versa sobre un material heterogéneo, disímil de partícula a partícula, donde su contenido de humedad que puede ser variable con el tiempo ejerce capital influencia sobre su comportamiento; debiendo aplicarse nuestros conocimientos físicos-matemáticos para evaluar y predecir su comportamiento. Ardua tarea, distinta a la que se realiza en otros materiales de construcción tales como el acero y el hormigón, donde las cualidades físicas son impresas a voluntad, con relativa facilidad. A través de procesos metalúrgicos que ofrecen una amplia gama de productos finales, en el primer caso, y mediante diseños de mezclas en el segundo, todo en armonía con las necesidades de un proyecto dado.

Sin embargo, esto no ha sido óbice para su desarrollo esforzado y acelerado en los últimos años, pese a la utilización de teorías e hipótesis de cumplimiento parcial o entre rangos determinados. A los que se encuentren demasiado preocupados por esta situación les recordamos que aun en el concreto, material artificial de trabajo disciplinado citado anteriormente como caso antagónico al del suelo se aplican leyes como las de Hooke y Navier que presuponen al hormigón como un cuerpo perfectamente elástico donde las secciones planas, antes de la deformación, continúan siendo planas durante y después de la deformación, distantes de ser exactas; aceptándose como buenos y válidos los resultados obtenidos de su aplicación.

Aportes de diversos hombres de ciencia: precursores y contribuyentes modernos de la mecánica de suelos.

La tierra, uno de los elementos más abundantes en la Naturaleza, ya señalado por los antiguos como uno de los cuatro básicos que componen nuestros inmemoriales como material de construcción. En su manejo y utilización el análisis científico ha ido reemplazando, gradualmente, a las reglas intuitivas, siendo el estado actual del conocimiento la suma de los aportes de diversos científicos, físicos, matemáticos e ingenieros, que desde el pretérito fueron forjando, sin saberlo, una nueva ciencia, nutrida por sus investigaciones. Entre estos pioneros cabe destacar los nombres de: Coulomb, Poncelet, Collin y Rankine aportaron valiosas experiencias en el análisis de presiones de tierras. Las contribuciones del ingeniero militar francés Coulomb tienen todavía vigencia, en fricción, electricidad y magnetismo. Poncelet ofreció en 1840 un método gráfico para la determinación directa de la superficie de falla y las presiones de tierra activa y pasiva. Collin publicó en 1846 su trabajo "Recherches Expérimentales sur les Glissements Spontanés des Terrains Argileux". Guillermo M. Rankine fue un ingeniero y físico escocés que se distinguió, también, por sus trabajos en termodinámica.

Culmann le dio una solución gráfica a la teoría Coulomb - Poncelet, permitiendo la resolución de problemas complejos de presiones de tierras.

Tomás Telford fue un ingeniero inglés, constructor de puentes, puertos y canales, primer presidente de la Asociación Británica de Ingenieros Civiles, en 1820. Sus investigaciones le llevaron a desarrollar una modalidad de pavimentos.

Mohr ideó un método gráfico para representar esfuerzos normales y tangenciales actuantes en planos inclinados, cuando el material se somete a esfuerzos biaxiales, de útil aplicación en el campo de los suelos.

De Boissinesq hemos aprovechado sus ecuaciones para establecer los valores de las componentes verticales de esfuerzos generados por la aplicación de cargas.

Dos nombres no incluidos en la relación de precursores antiguos y que merecen ser citados son los G. G. Stokes, quien enunció una ley que rige el descenso de una esfera en un líquido, fundamento del ensayo granulométrico por sedimentación y el del físico francés H. Darcy autor, en 1856, de una ley básica para el estudio del flujo del agua en los suelos

Entre los principales contribuyentes modernos tenemos a:

- Karl Terzaghi (1883-1963)
- A. Atterberg ()
- Wolmar Fellenius (1876-1957)
- Arturo Casagrande (1902-1981)
- Laurits Bjerrum (1918-1973)
- A. W. Skempton (1914-)

Karl Terzaghi, el padre indiscutible de la mecánica de suelos, nació en Praga, Checoslovaquia, y murió en los Estados Unidos de Norteamérica, a los ochenta años de edad. Trabajó en Austria, Hungría y Rusia, de 1915 a 1911. Fue profesor del Robert College de Constantinopla, de 1915 a 1925. Enseñó ingeniería de fundaciones en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, entre 1925 a 1929, dedicándose simultáneamente a la práctica consultiva en Norte y Centro América. Catedrático en Viena, de 1929 a 1938, comenzó a laborar a partir de este último año con la Universidad de Harvard. Su obra "Erdbaumechanik", publicada en 1925, en Viena y en idioma alemán, marcó el nacimiento de una nueva disciplina.

A. Atterberg, sueco, estableció una serie de ensayos para determinar el comportamiento plástico de los suelos cohesivos, de amplia difusión mundial, hoy en día, en cuyos resultados están basados todos los sistemas de clasificación ideados.

Fellenius, trabajando para la Comisión Geotécnica de los Ferrocarriles del Estado Sueco, creó un método para analizar y diseñar taludes que se designa con su apellido o es

denominado "Método Sueco", el cual se ha convertido en el procedimiento indispensable para el estudio de taludes de presas, carreteras o de cualquier otro tipo.

Arturo Casagrande, alemán de origen, emigró a los EE.UU. en 1926. Alumno sobresaliente y compañero de Terzaghi, es después del maestro la figura más relevante en la mecánica de suelos; siendo notables sus contribuciones en equipos y sistemas al estudio de la plasticidad, consolidación y clasificación de los suelos. Organizó junto al Dr. Terzaghi el Primer Congreso de Mecánica de Suelos y Fundaciones, celebrado en la Universidad de Harvard, Cambridge, Massachusetts, en el año de 1936, habiendo sido presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

Bjerrum nació y estudió en Dinamarca. Laboró en Suiza y en su país natal, siendo el primer director, en 1951, del Instituto Geotécnico Noruego. De esa época son sus valiosas investigaciones en torno a la resistencia al corte de los suelos y de modo especial sobre la sensibilidad de las arcillas.

Skempton, nacido en Inglaterra, es profesor del colegio Imperial de la Universidad de Londres, donde introdujo la enseñanza de la mecánica de suelos. Ha sido presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Fundaciones. Sus contribuciones han discurrido sobre presiones efectivas, capacidad de carga y estabilidad de taludes.

Es oportuno señalar que la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, organizada por Terzaghi y con asiento en Londres, tiene como miembros componentes a sociedades nacionales de igual naturaleza constituidas en casi todos los países de la Tierra. Auspicia cada cuatro años, como suceso principal, congresos mundiales que hasta el momento presente han sido celebrados en las ciudades y años indicados a continuación:

- Primero Cambridge 1936
- Segundo Rotterdam 1948

- Tercero Zurich 1953
- Cuarto Londres 1957
- Quinto París 1961
- Sexto Montreal 1965
- Séptimo Ciudad de México 1969
- Octavo Moscú 1973
- Noveno Tokio 1977
- Décimo Estocolmo 1981

De igual modo tienen lugar eventos regionales dentro de los cuales nos tocan directamente los congresos panamericanos. El primero de ellos tuvo lugar en la Ciudad de México en el año 1959.

Casos mundiales en los que hizo falta la aplicación de la Mecánica de Suelos.

Dos de las obras de construcción de carácter monumental en el ámbito mundial donde se hizo patética la ausencia de los postulados de la mecánica de suelos moderna son la Torre de Pisa y el canal de Panamá. La llamada Torre Inclinada de Pisa fue comenzada por Bonno Pisano en el 1174 y terminada en la segunda mitad del Siglo XIV. Con una altura de cuarenta y cinco metros y un peso total de 14,500 toneladas, su cimentación anular transmite presiones al subsuelo del orden de 5 Kg/cm². Fundada sobre capas alternadas de arena y arcilla, su inclinación comenzó a producirse desde la época de su construcción como consecuencia de presiones diferenciales de los suelos afectados, observándose en la actualidad una separación entre la vertical y el eje longitudinal de la torre de 4.90 m en su parte más alta.

Una estructura parecida construida en Venecia, de 100 m de altura, se desplomó en 1902 cuando su inclinación era de apenas 0.8%. Una nueva torre, existente, fue erigida en el lugar de la antigua, con una cimentación más grande.

El primer intento por construir un canal artificial que uniese los océanos Atlántico y Pacífico fue realizado por el Ing. Francés Fernando de Lesseps, en el 1881, quien antes había llevado a cabo el Canal de Suez. Pero no fue hasta el año 1914 que el canal de navegación solucionado por los norteamericanos mediante un sistema de esclusas pudo ser puesto en servicios, después de lograr el saneamiento de la zona de la fiebre amarilla y la malaria.

El costo final de la obra fue de 380 millones de dólares, suma superior a la estimada en el presupuesto. Se excavaron 315 millones de metros cúbicos de material, en los 82.5 Km. de longitud del canal, de los cuales 129 millones correspondieron al corte de Gaillard. La construcción se caracterizó por grandes deslizamientos en las formaciones denominadas "culebra" y "cucaracha", estando constituida esta última por arenisca arcillosa estructuralmente débil.

Las fallas se siguieron produciendo años después de la inauguración del canal provocando el cierre temporal por períodos más o menos largos. La estabilidad actual de las laderas del canal plantea un problema de resistencia a largo tiempo, donde las respuestas hay que buscarlas en la asociación de la geología y la mecánica de suelos. A nivel universal hay ciudades grandes y populosas caracterizadas por hundimientos importantes, pudiéndose citar entre ellas a las siguientes urbes:

- Ciudad de México
- Venecia
- Roma
- Tokio
- Shanghai
- Bangkok
- Madrás
- Bombay

Ciudad de México fue fundada por los Aztecas en el año 1325, en una isla sobre el lago de Texcoco. La parte colonial de ciudad, ubicada encima del fondo del depósito de agua, tiene uno de los subsuelos de cimentación más críticos del mundo, constituido por gruesos depósitos de arcillas volcánicas, lacustre, altamente compresibles, habiéndose perforado

hasta 2,000 pies de profundidad sin haber encontrado roca. Presenta contenidos medio de humedad del orden de 200% con valores esporádicos de hasta 600%. Existen allí capas alternadas de arena de pequeño tamaño, consecuencia todo del origen sedimentario del área.

A unos treinta y tres metros de profundidad está localizado un manto de arena densa y espesor de más o menos cinco metros en la cual está cimentada la Torre Latinoamericana, de cuarenta y tres pisos de altura, uno de los edificios más elevados construidos en la América hispana.

El hundimiento de la ciudad es debido al secado de los antiguos lagos del Valle de México, acrecentado por la extracción de agua del subsuelo en la medida del crecimiento demográfico.

En la Catedral se llegaron a medir velocidades de hundimiento de hasta cuarenta centímetros anuales, pudiendo observarse en la figura un plano de curvas de iguales hundimientos correspondientes a observaciones efectuadas dentro del lapso 1891-1956. En los últimos tiempos se ha logrado reducir la compresión de los suelos, controlándose la explotación de los acuíferos de la zona urbana, sustituyéndose por fuentes alejadas de la metrópoli que aunque subterráneas parecen pertenecer a cuencas hidráulicas independientes.

Venecia, construida sobre una serie de lagunas del Mar Adriático, sufre hundimientos estimados en 32 cm durante el presente siglo, mayores que en la centuria pasada. Las inundaciones marinas, las actividades fabriles y la extracción de agua subterránea parecen ser las causas más importantes del deterioro; habiendo preocupación mundial por detener las anomalías y preservar los grandes tesoros artísticos de la ciudad, considerados patrimonio universal. En el año de 1973 el parlamento italiano aprobó un proyecto de obras de protección a la ciudad, con financiamiento extranjero, por 500 millones de dólares.

Entre 1955 y 1970 Roma - La Ciudad Eterna - registró un hundimiento total de treinta centímetros. Para explicar el fenómeno se ha dicho que las lluvias han ido elevando paulatinamente el nivel de las aguas subterráneas que reblandecen el suelo al no poder escapar hacia el río Tíber, por estar sus orillas revestidas con hormigón.

Sobre Tokio, una de las ciudades más grandes del mundo, se ha dicho que desde la Segunda Guerra Mundial el sector oriental de la gran capital se ha hundido más de dos metros.

Juzgándose que el problema tiene su origen en la explotación de los mantos acuíferos, los japoneses han implantado leyes severas contra el uso de las aguas subterráneas.

Shangai, la población más extendida de China, importante puerto y centro industrial - comercial, es otra metrópoli que experimenta problemas de descensos por la extracción de agua del subsuelo para fines domésticos e industriales. Un informe presentado por el Servicio Geológico de la ciudad indica que en los 44 años transcurridos entre 1921 y 1965 el hundimiento fue de 2.63 m.

Bangkok, capital de Tailandia, tiene una velocidad de hundimiento de 7 cm/año. Las ciudades de Madrás y Bombay también se están hundiendo aunque lentamente.

En muchas de las supradichas ciudades la explotación de los depósitos subterráneos de agua, petróleo o gas se indica como causa de los problemas de grandes hundimientos, aunque también se ha sustentado la tesis de que los movimientos tectónicos de los bloques o placas que constituyen la corteza terrestre tienen responsabilidad en los fenómenos.

Tomando en cuenta todo lo anterior se presenta este trabajo como ejemplo representativo de la problemática que aqueja a la Ciudad de México, considerando, el continuo crecimiento que genera un mayor número de espacios para oficinas y viviendas que satisfagan la demanda de la grande urbe.

CAPITULO. 1 ANTECEDENTES

Se proyecta la construcción de un edificio en condominio para apartamentos en un predio ubicado en Arquímedes No. 205, colonia Polanco, Delegación Miguel Hidalgo, D.F. La localización del predio se muestra en la figura 1.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio constituido por un semisótano, dos niveles para estacionamiento y diez niveles tipo.

Las colindancias existentes son: (ver figura y anexo I)

El edificio estará estructurado por medio de muros de carga, columnas, trabes y losas de concreto reforzado. En la figura 3 se muestra la distribución de muros de carga en planta. En la figura 4 se presenta un corte longitudinal del edificio

1.1 Colindancias del predio

- Hacia el Norte colinda con un edificio de 7 niveles
- Hacia el Sur con otro edificio de 11 niveles
- Con el Oriente con el patio de un edificio de 5 niveles
- Con el Poniente con la calle de Arquímedes

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más adecuado para la estructura proyectada, y establecer el procedimiento constructivo para su construcción se llevó a cabo un estudio de mecánica de suelos, consistente en muestreo y exploración del subsuelo, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

En este trabajo se describen las obras realizadas, se reportan los resultados obtenidos, se consignan las recomendaciones para el diseño y construcción de la cimentación que se juzga más adecuada por la estructura proyectada en el (anexo I) se presenta un reporte fotográfico de los trabajos realizados.

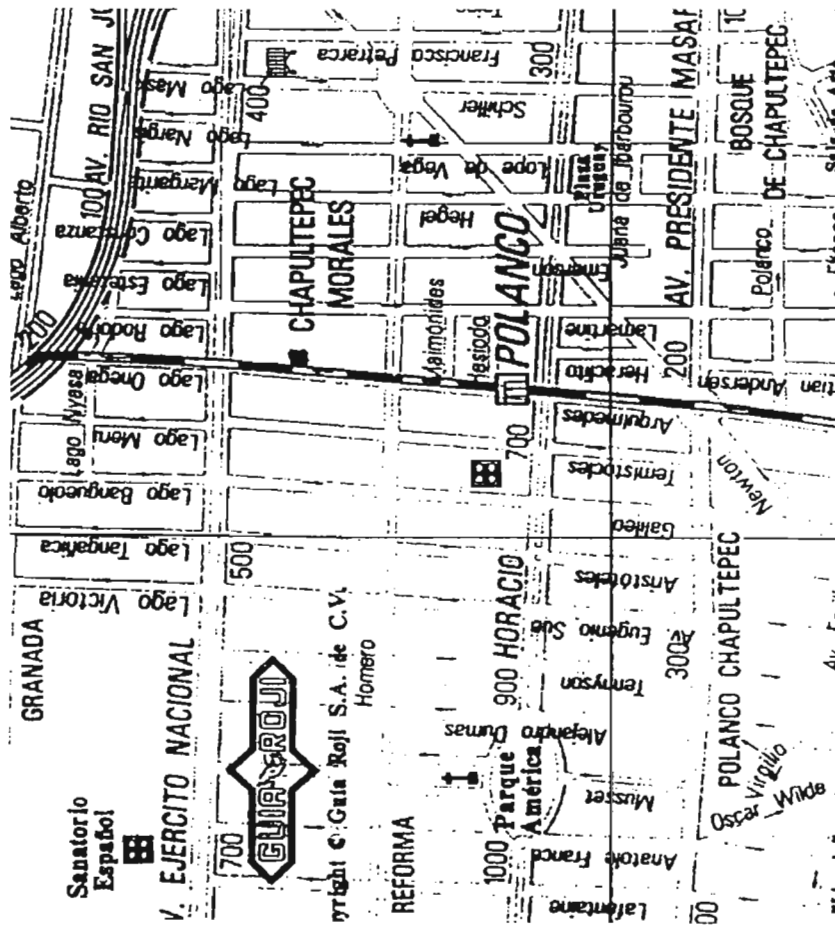


FIG.1 CROQUIS DE LOCALIZACION

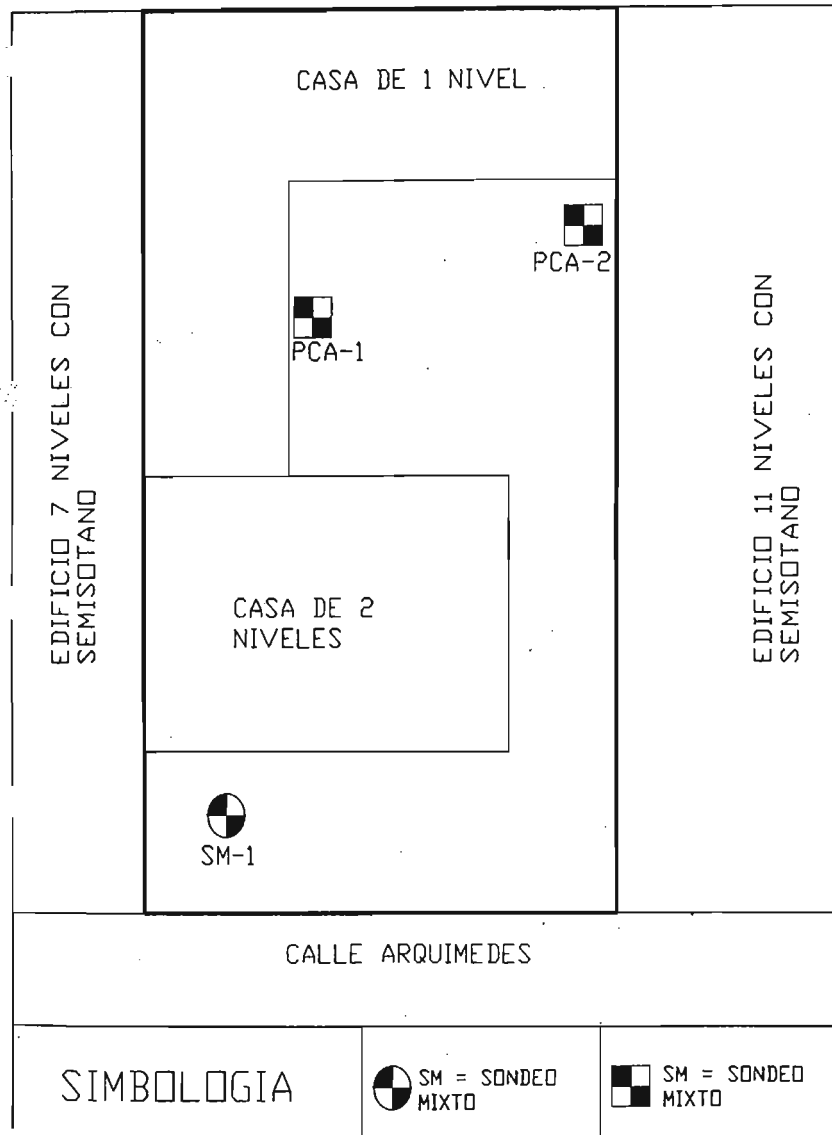
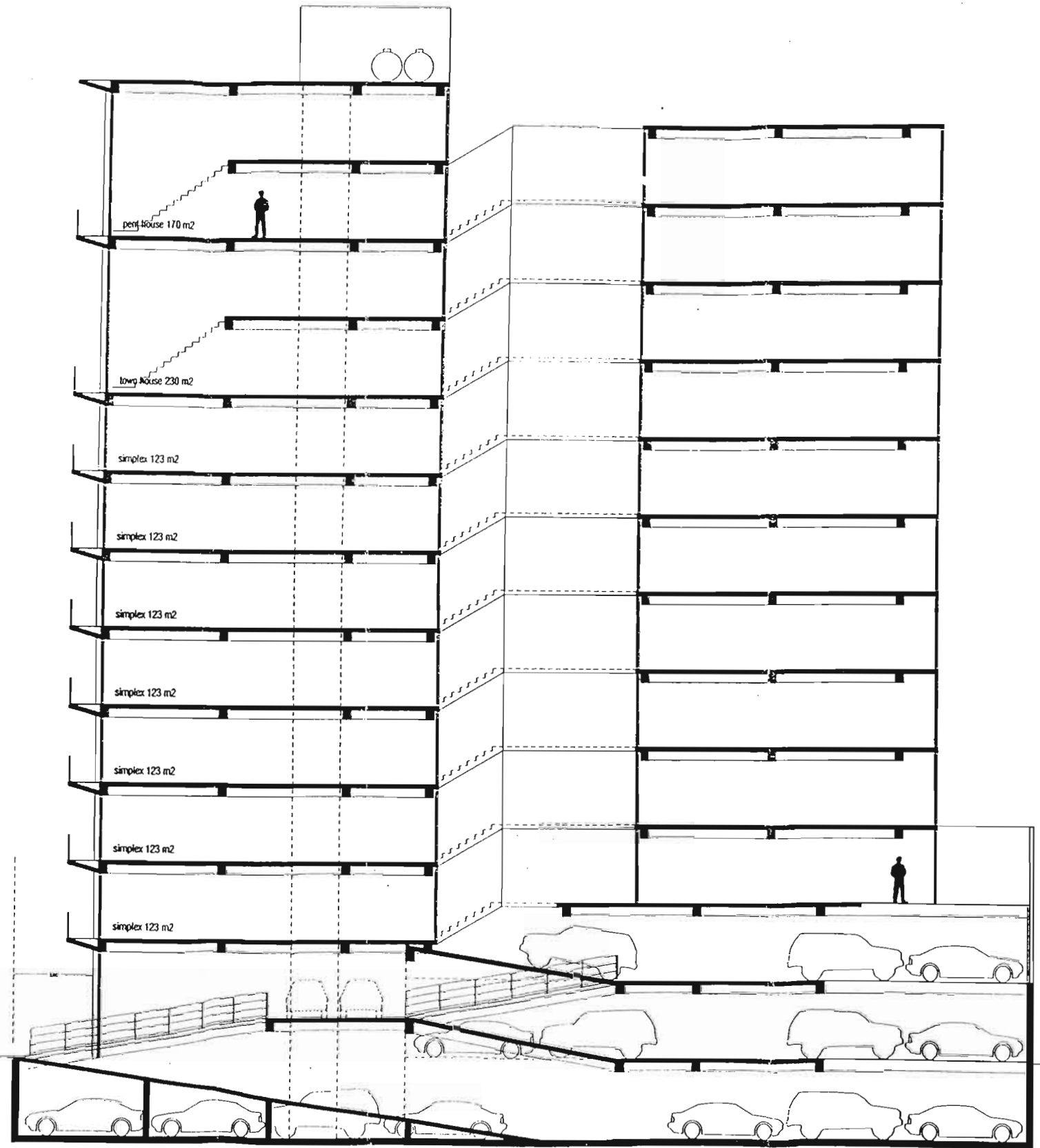
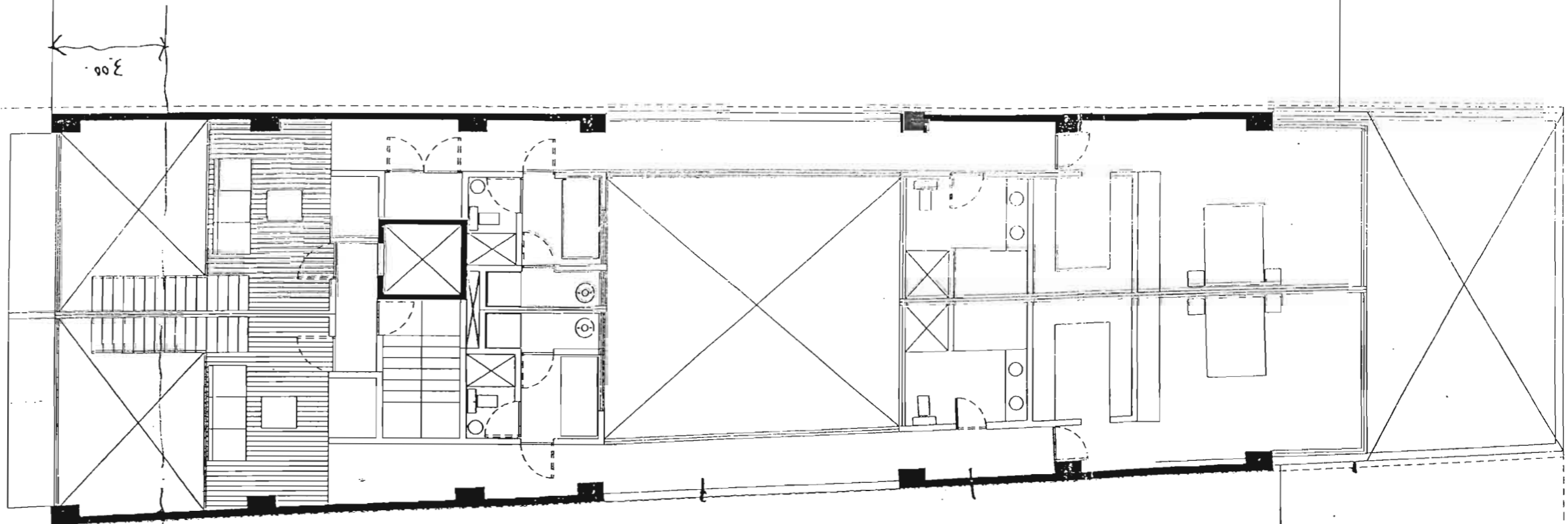
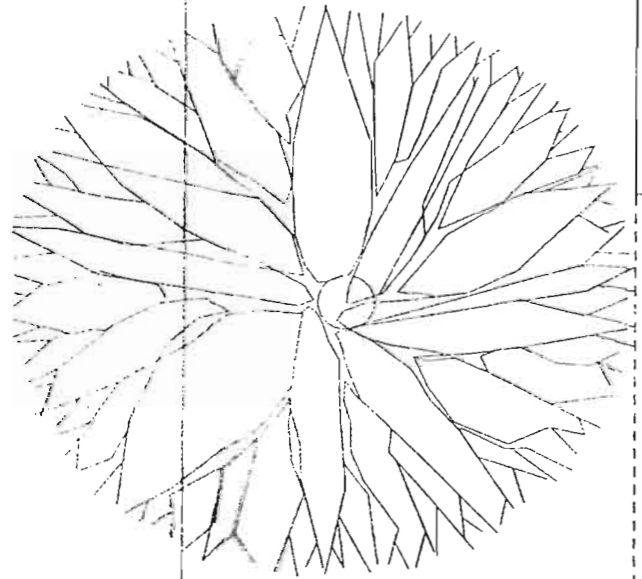


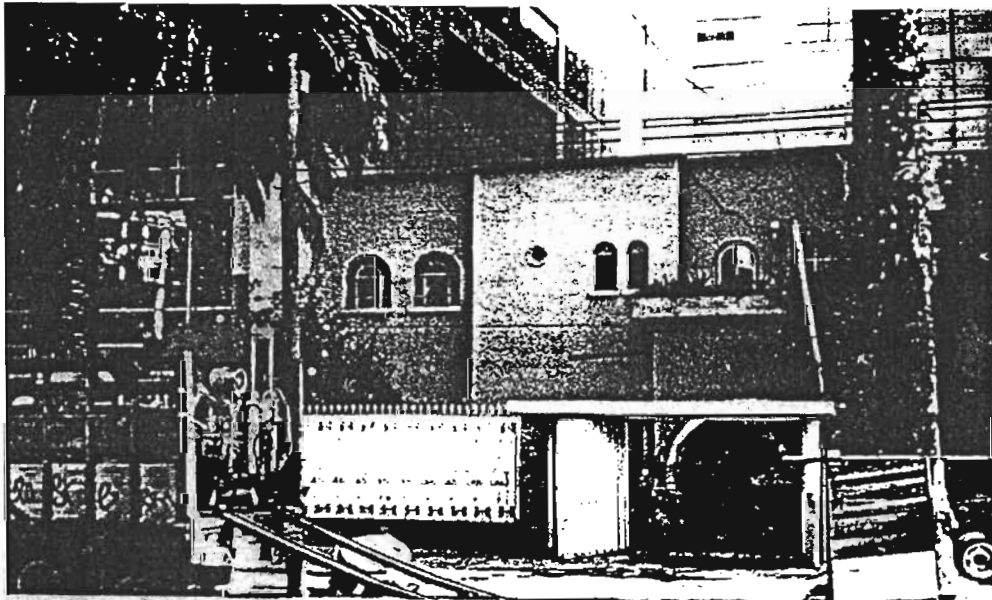
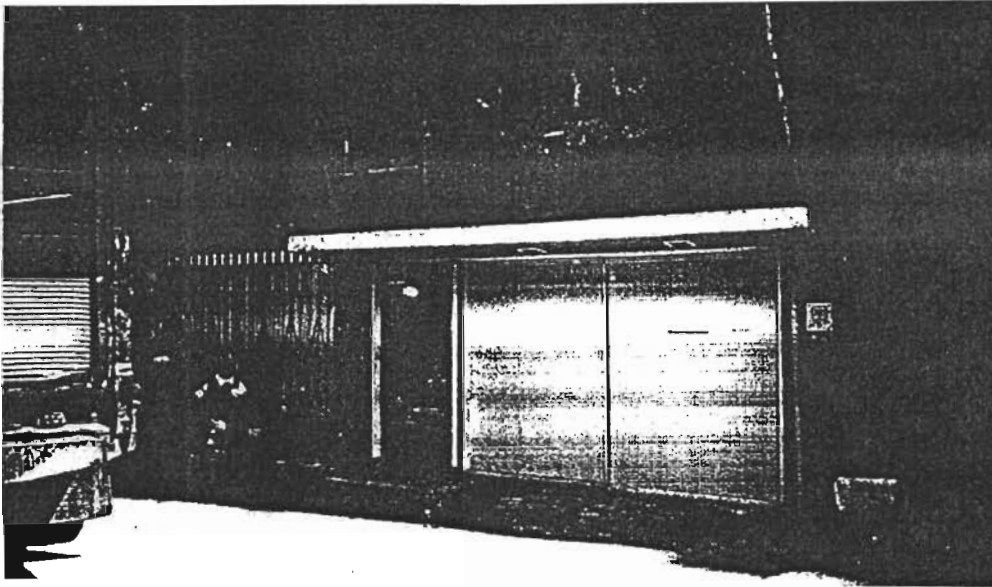
FIGURA .II COLINDANCIAS EXISTENTES





PLANTA ALTA TOWN HOUSE
230 M2





VISTA PANORAMICA DE LA FACHADA DEL PREDIO Y LLEGADA DE LA MAQUINA

CAPITULO. 2 MUESTREO Y EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

2.1 Generalidades

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, para lo anterior se realizaron tres pozos a cielo abierto y se realizó un sondeo profundo en el predio de interés y uno adicional en el área denominada GLOBAL CENTER.

Debido a lo heterogéneo y complejo del suelo se han ideado pruebas de campo y laboratorio que permiten obtener en forma aproximada valores y propiedades índice y mecánicas de los suelos. Estos datos permiten tener elementos de cálculo para conocer la capacidad de carga del suelo y el asentamiento que se producirá con lo que podrá dictaminarse la recomendación de la cimentación a emplear.

La exploración del suelo en campo puede realizarse de dos maneras:

- 1.- Exploración Directa
- 2.- Exploración Indirecta

En la *Exploración Directa* se obtienen muestras de suelo alteradas o inalteradas de las cuales se llevarán al laboratorio para su ensaye, mientras que en la *Exploración Indirecta* se obtienen las propiedades físicas del suelo a través de la propagación de ondas sísmicas, conducción de corriente eléctrica, propagación de ondas sónicas.

La Exploración Directa se recomienda para estudios del suelo donde se requiere únicamente tener un criterio general del suelo en el que se cimentara, o bien cuando las construcciones sean de importancia, los sondeos a realizar en esta zona no se requieren a profundidades considerables (más de 15 m. de profundidad).

Ahora bien, si se cimentara en zonas minadas, con oquedades por su misma formación geológica o que contengan grandes capas de rellenos ya sean naturales o artificiales, se considerará conveniente utilizar los métodos de Exploración Indirecta, ya que estos nos permitirían conocer una porción más amplia del terreno.

Respecto al propósito con el que se toman las muestras, estas 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 al tamaño, método de obtención, embarque, etc.

Tanto las muestras de inspección como las de laboratorio pueden ser *inalteradas*, cuando se toman todas las precauciones para procurar que la muestra esté en las mismas condiciones en que se encuentra en el terreno de donde procede y *alteradas* cuando se modifica básicamente su estructura sin cambios químicos. Las muestras de suelo alteradas pueden ser:

- a) Representativas: cuando han modificado su estructura, conservando sus componentes.
- b) No representativas: cuando además de haber modificado su estructura, han perdido algunos de sus componentes.

Para el propósito, la Exploración Directa con cualquiera de los métodos expuestos es recomendable, por la rapidez en la obtención de las muestras y que requiere de equipo menos sofisticado, lo cual implica que sea más económico el estudio y se obtienen buenos resultados. Cabe aclarar que cuando el suelo de cimentación sea conflictivo, en el caso de minas u oquedades por ejemplo, no se restringirá el uso de uno o más de los métodos de Exploración Indirectos.

2.2 Pozos a cielo abierto

Este sondeo es de los comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades del subsuelo, debido a que las muestras obtenidas son prácticamente inalteradas.

El método queda limitado principalmente al tipo de material y posición del nivel de agua freática, sin embargo si el nivel freático se encontrara antes de cumplir con los objetivos de esta investigación, esto no deberá considerarse como limitante de la profundidad del pozo, el cual deberá continuarse, aunque se requiera utilizar equipo de bombeo. Esta condición nos llevara a encarecer el costo de la cimentación y deberá tomarse en cuenta al escoger el tipo de estructura a construir en el sitio.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso no se detecto hasta máxima profundidad explorada, ahora bien si las condiciones de los taludes de la excavación lo permiten se profundiza hasta 2 ó 2.5 m , de lo contrario se ampliará la excavación si se considera conveniente.

El pozo debe realizarse con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cúbica de aproximadamente 25 cm. de lado por 20 cm. de profundidad, este trozo de suelo se empaca debidamente y se envía al laboratorio para su estudio. Si se detectan a simple vista varios estratos de suelo, se tomarán muestras de cada uno de ellos de la misma forma.

Es importante mencionar que la excavación y todos los trabajos realizados deberán estar supervisados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos, para que ahí mismo realice sencillas pruebas de campo que determinen de manera preliminar el tipo de suelo y algunas de sus características como granulometría, plasticidad, entre otras.

La ubicación y número de pozos a realizar será en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las construcciones que existan y de las colindancias.

Se deberá cuidar que la ubicación de los pozos sea tal que permita la mayor información con el mínimo costo y tiempo dependiendo de las condiciones antes citadas.

Los pozos también deben permitir obtener información acerca del desplante de las estructuras colindantes y de las cimentaciones antiguas en el predio mismo en el que caso de que existan.

Los pozos excavados se indican en la figura 5 donde se presenta un croquis del terreno ubicándolos dentro del mismo.

2.3 Sondeos con equipo mecánico

Como complemento al Estudio de Mecánica de Suelos, además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto, es conveniente tomar en cuenta sondeos más profundos realizados en el sitio de interés. Como se menciono anteriormente, los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso se requirió hacer dos sondeos de tipo Mixto, denominados SM-1 Y SM-2 realizados en el sitio de interés y completar la estratigrafía del subsuelo obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga.

Los sondeos profundos realizados son de tipo mixto a 18 m de profundidad, a continuación se presenta en que consiste:

2.3.1.-Método de penetración estándar

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna (ϕ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg. sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm. se considera la resistencia a la penetración.

Para considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; los necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45 cm. constituyen el valor de N .

En el caso de las arenas, los valores obtenidos de N son bastante seguros como para usarlos en el proyecto de las cimentaciones, en el caso de las arcillas plásticas, los valores de N deben tomarse con criterio pues no son tan dignos de crédito.

A continuación se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia, en el caso de las arcillas, según Terzaghi y Peck:

Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar

ARENAS (BASTANTE SEGURAS)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	COMPACIDAD RELATIVA
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 30	MEDIA
31 - 50	COMPACTA
MAS DE 50	MUY COMPACTA

ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	CONSISTENCIA
MENOS DE 2	MUY BLANDA
2 - 4	BLANDA
5 - 8	MEDIA
9 - 15	FIRME
15 - 30	MUY FIRME
MAS DE 30	DURA

2.3.2.- Muestreo con tubo de pared delgada.

Con este método se obtienen muestras inalteradas del suelo, aunque en Mecánica de Suelos se habla de muestras "inalteradas" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida

con cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

La aclaración anterior se debe a que la muestra obtenida con esta herramienta alterará inevitablemente las condiciones de esfuerzo que esta tiene en relación al material que la rodea. Sin embargo con este procedimiento, y gracias a una corrección que se hace en el desarrollo de los cálculos, los datos que se obtienen son de gran confiabilidad.

El procedimiento consiste en hincar el tubo de pared delgada en el suelo aplicándole una presión constante, y para alcanzar un grado de alteración mínimo nunca deberá hincarse a golpes o con cualquier método dinámico.

Los muestreadores más comunes son:

- 1.- Muestreador tipo Shelby.
- 2.- Muestreador de Pistón.

En suelos muy blandos y con alto contenido de agua, estos tubos no logran extraer la muestra, esto se evita hincando lentamente el tubo y una vez lleno se deja en reposo cierto tiempo antes de extraerlo.

Para el caso de arenas, en especial las situadas abajo del N.A.F., se tiene una mayor dificultad para obtener la muestra, por lo que se recomienda no utilizar este método, sino de preferencia el de Penetración Estándar.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo se realizaron dos sondeos en el sitio de interés de tipo mixto a 18.0 m. de profundidad cada uno denominados SM-1 y SM-2.

El sondeo de tipo mixto para conocer las características de los materiales profundos del subsuelo se efectuó combinando el muestreo inalterado, usando el muestreador Shelby con

el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar. En las figuras 6 y 7 se presentan los perfiles estratigráficos de los sondeos mixtos realizados y en la figura 8 se muestran los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados para conocer las propiedades de los depósitos superficiales.

En la figura 5 se presenta la ubicación del sondeo realizado y de los dos pozos a cielo abierto excavados para conocer las características superficiales.

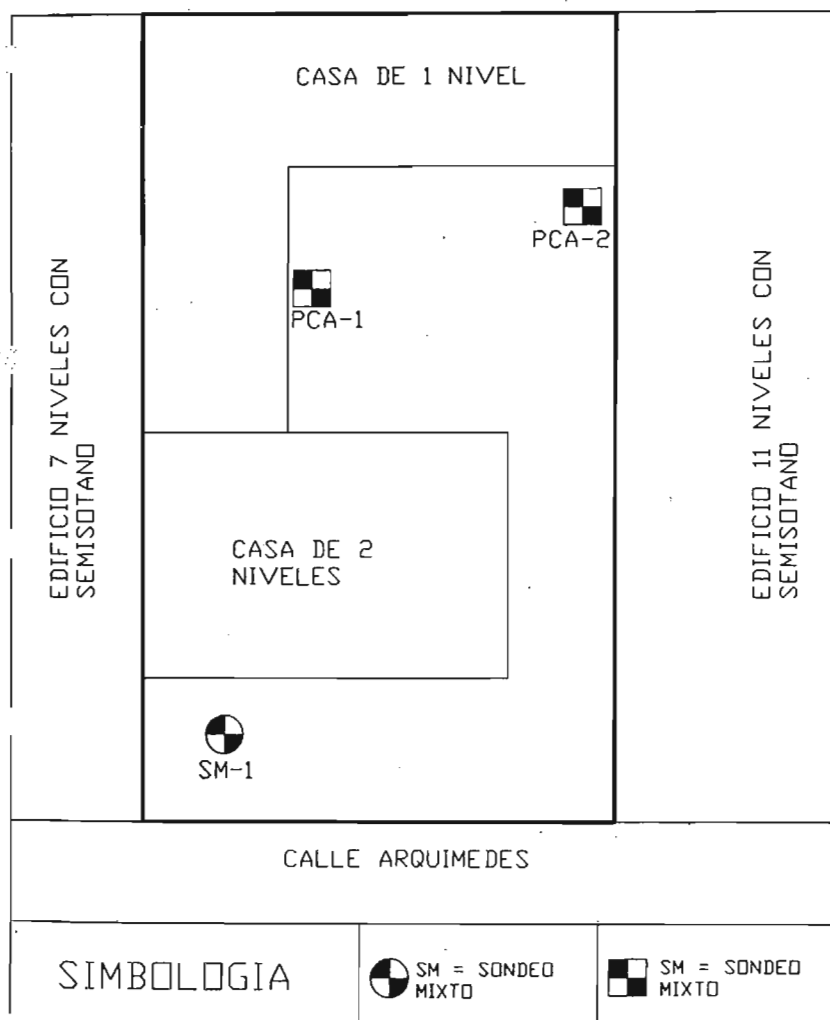
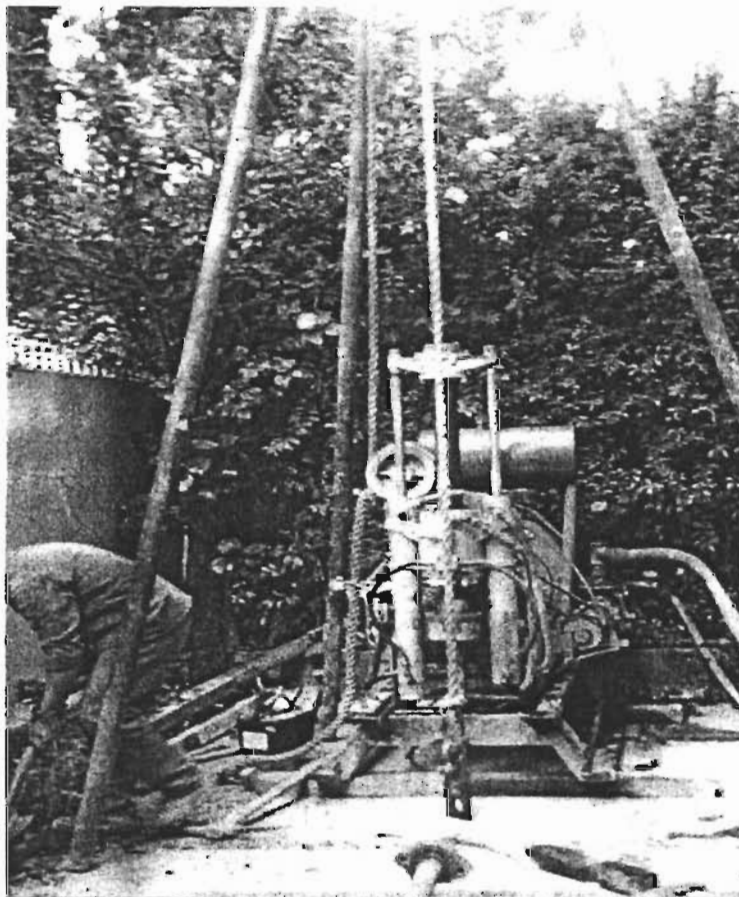
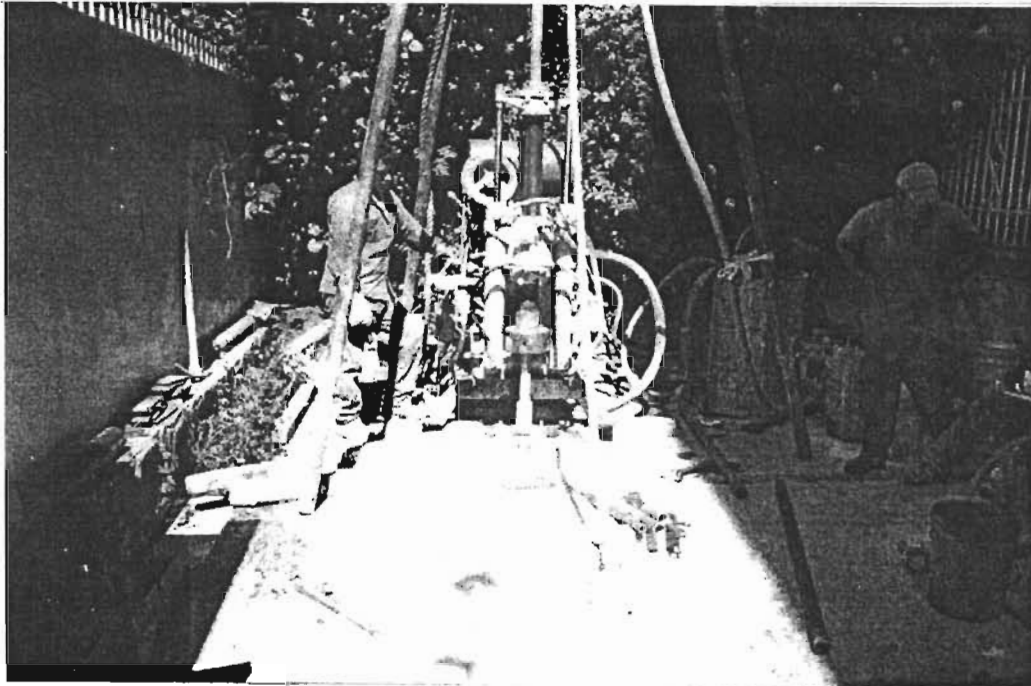
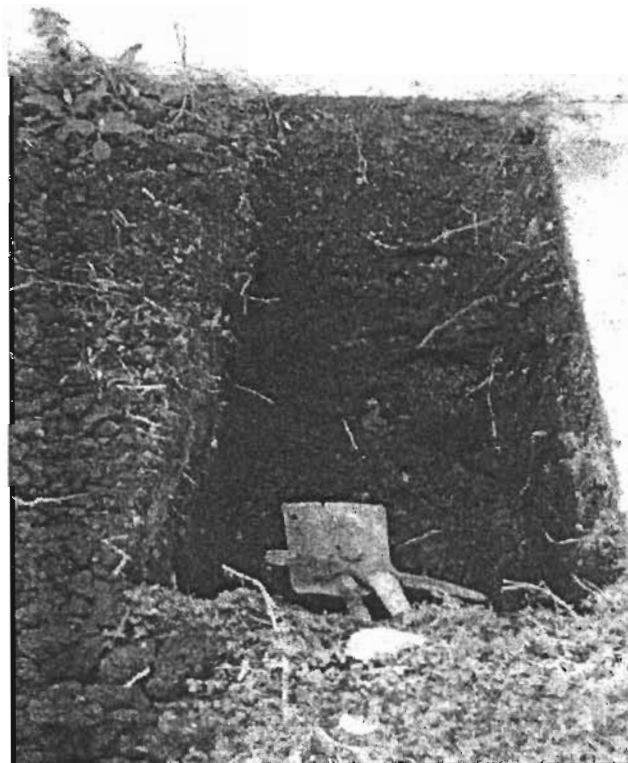


Figura 5 ubicación del sondeo realizado y de los pozos a cielo abierto

EJECUCIÓN DEL SONDEO



EJECUCIÓN DEL SONDEO



CAPITULO. 3 PRUEBAS DE LABORATORIO

En las muestras representativas alteradas obtenidas, se hicieron las siguientes pruebas de laboratorio:

- Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco
- Contenido de agua
- Límites de consistencia y/o granulometría
- Densidad de sólidos

En las muestras inalteradas obtenidas, además de las anteriores pruebas se hicieron:

- Compresión axial no confinada
- Peso volumétrico natural
- Compresión triaxial rápida.
- Consolidación unidimensional.

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la S.A.R.H.

En la figura 6 se presenta, en forma grafica, los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas en las muestras obtenidas del sondeo efectuado, incluyendo el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados.

Los porcentaje de finos de algunos materiales arenosos ensayados y los límites de consistencia realizados. Se muestran en el anexo II.

La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo máximo, obtenidos en los ensayos de compresión triaxial se presentan en el anexo II.

Los resultados obtenidos de pruebas de consolidación efectuada en alguna muestra obtenida se muestra en el anexo.

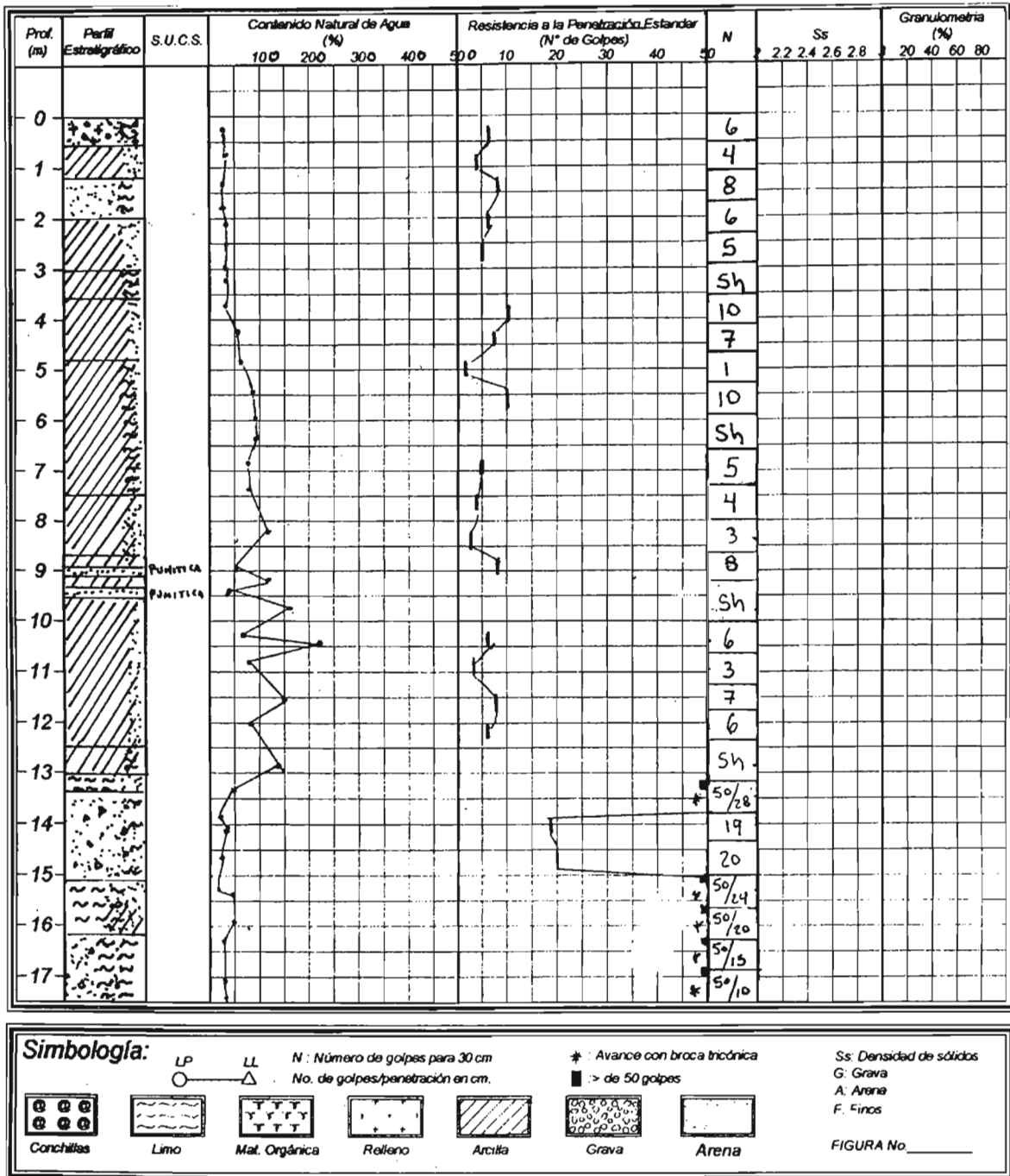
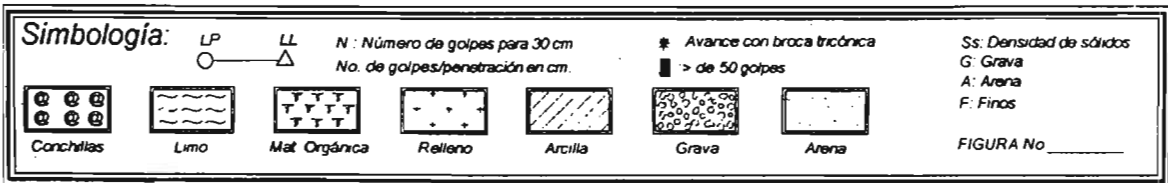
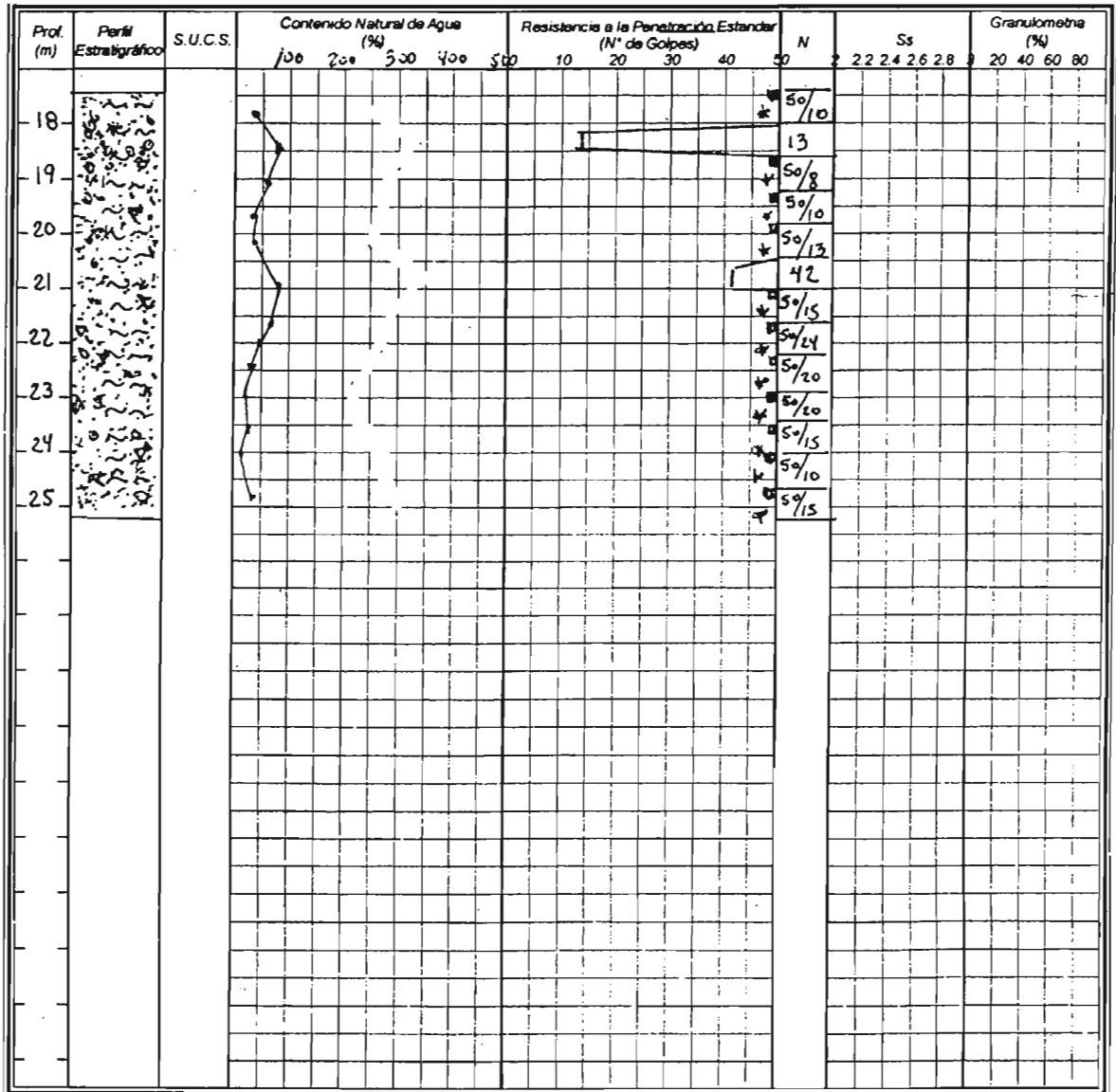


FIGURA. 6 PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO PROFUNDO



PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO PROFUNDO

OBRAS: ARQUIMEDES # 205
 LOCALIZACIÓN: POLANCO, MÉXICO D.F.
 POZO N°: 1
 TIPO DE SONDEO: MIXTO
 PERFORADORA: LONG YEAR 34

COORDENADAS: X Y Z
 FECHA DE INICIO: 10/11/2003 Hrs.
 TERMINACIÓN: 11/11/2003 Hrs.

BOMBA: MOYNO 3L6

ESTRA N°	PROFUNDIDAD m.		RECUPERACIÓN		PENETRACIÓN ESTÁNDAR		TIPO DE HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE m	% (DEERE)	PESO DEL MARTILLO 64kg ALTURA DE CAIDA 75cm				
					15 cm	30 cm			
1	0.00	0.60	0.60	0.23	6	6	4	T.P.	ARCILLA CAFÉ CON CEDACERÍA DE TABIQUE ROJO
2	0.60	1.20	0.60	0.30	2	4	2	T.P.	ARCILLA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA
3	1.20	1.80	0.60	0.43	3	8	7	T.P.	ARENA FINA, CAFÉ, POCO LIMOSA
4	1.80	2.40	0.60	0.33	3	6	4	T.P.	P.S. 8cm ARENA FINA CAFÉ, P.I. 25cm ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO
5	2.40	3.00	0.60	0.28	1	5	3	T.P.	ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISÁCEO OSCURO, CON POCA ARENA FINA
6	3.00	3.60	0.60	0.45	PRESIÓN			T.Shelby	ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISÁCEO; P.I. ARENA FINA Y MEDIA
7	3.60	4.20	0.60	0.45	4	10	7	T.P.	ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISÁCEO CON POCA ARENA FINA
8	4.20	4.80	0.60	0.25	2	7	4	T.P.	ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISÁCEO CON POCA ARENA FINA
9	4.80	5.40	0.60	0.00	1	1	P.H.	T.P.	SIN RECUPERACIÓN
10	5.40	6.00	0.60	0.21	2	10	4	T.P.	LIMO CON POCA ARCILLA, CAFÉ GRISÁCEO, CON POCA ARENA FINA
11	6.00	6.60	0.60	0.50	PRESIÓN			T.Shelby	ARCILLA LIMOSA CAFÉ GRISÁCEO CON ESCASA ARENA FINA
12	6.60	7.40	0.60	0.30	1	5	3	T.P.	ARCILLA LIMOSA CAFÉ GRISÁCEO CON ESCASA ARENA FINA
13	7.40	8.00	0.60	0.28	2	4	2	T.P.	ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS OSCURO, CON ESCASA ARENA FINA
14	8.00	8.60	0.60	0.43	1	3	2	T.P.	ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS OSCURO, CON ESCASA ARENA FINA
15	8.60	9.20	0.60	0.51	4	8	4	T.P.	P.S. 23cm ARCILLA GRIS OSCURO; P.M. 8cm ARENA FINA; P.I. 20cm ARCILLA
16	9.20	10.00	0.60	0.80	PRESIÓN			T.Shelby	P.S. ARENA FINA Y MEDIA, PUMITICA; P.I. ARCILLA GRIS OSCURO, POCO LIMOSA
17	10.00	10.60	0.60	0.60	2	6	4	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CON MATERIA ORGÁNICA OLOROSA
18	10.60	11.20	0.60	0.53	2	3	2	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CON MATERIA ORGÁNICA OLOROSA
19	11.20	11.80	0.60	0.48	2	7	3	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CON MATERIA ORGÁNICA OLOROSA
20	11.80	12.40	0.60	0.44	3	6	4	T.P.	ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CON MATERIA ORGÁNICA OLOROSA
21	12.40	13.20	0.60	0.42	PRESIÓN			T.Shelby	P.S. ARCILLA GRIS VERDOSO; P.I. ARENA FINA, LIMOSA, GRIS VERDOSO
22	13.20	13.61	0.41		32	50/26		T.P.	P.S. 10cm ARENA FINA GRIS VERDOSO; P.I. 21cm LIMO ARENOSO GRIS
23	13.61	13.80	0.19		AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA

el Frático (m): _____ Turno de: _____ Hrs. _____

servaciones generales: _____

Profund. del proyecto: _____

Profundidad real: 19.93 m.

Operador: Sr. Miguel Ordoñez

Supervisor: Sr. Carlos Reyes Molina

Fecha: 12/Noviembre/03

Nombre (m): _____

REGISTRO DEL CAMPO DEL SONDEO

OBRAS: ARQUIMEDES # 205
 LOCALIZACIÓN: POLANCO, MÉXICO D.F.
 POZO N°: 1
 TIPO DE SONDEO: MIXTO
 PERFORADORA: LONG YEAR 34

COORDENADAS: X Y Z
 FECHA DE INICIO: 10/11/2003 Hrs.
 TERMINACIÓN: 11/11/2003 Hrs.

BOMBA: MOYNO 3L6

MUESTRA N°	PROFUNDIDAD m.		RECUPERACIÓN %	CR% (DEERE)	PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64kg ALTURA DE CAIDA 75cm			TIPO DE HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL			AVANCE m	N° DE GOLPES EN				
					%	15 cm	30 cm			15 cm
22	13,80	14,23	0,43	0,10	30	50/28		T.P.	LIMO ARENOSO, FINO, GRIS, CON ALGUNAS GRAVILLAS	
	14,23	14,40	0,17	0,00	AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA	
23	14,40	15,00	0,60	0,26	30	19	3	T.P.	ARENA FINA Y MEDIA, LIMOSA, GRIS, CON GRAVILLAS, POCO LIMOSA	
24	15,00	15,60	0,60	0,18	4	20	30	T.P.	ARENA FINA Y MEDIA, LIMOSA, GRIS, CON GRAVILLAS, POCO LIMOSA	
25	15,60	15,99	0,39	0,17	28	50/24		T.P.	LIMO CON Poca ARENA FINA, GRIS	
	15,99	16,20	0,21	0,00	AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA	
26	16,20	16,55	0,35	0,23	37	50/20		T.P.	LIMO ARENOSO, FINO, GRIS, CON ALGUNAS GRAVILLAS	
	16,55	16,80	0,25	0,00	AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA	
27	16,80	17,10	0,30	0,18	29	50/15		T.P.	LIMO ARENOSO, FINO, GRIS, CON ALGUNAS GRAVILLAS	
	17,10	17,40	0,30	0,00	AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA	
28	17,40	17,65	0,25	0,06	27	50/10		T.P.	ARENA FINA, POCO LIMOSA, GRIS, CON GRAVILLAS	
	17,65	18,00	0,35	0,00	AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA	
29	18,00	18,60	0,60	0,40	14	13	5	T.P.	ARENA FINA, POCO LIMOSA, GRIS, CON GRAVILLAS	
30	18,60	18,83	0,23	0,23	37	50/8		T.P.	ARENA FINA, POCO LIMOSA, GRIS, CON GRAVILLAS	
	18,83	19,20	0,37	0,00	AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA	
31	19,20	19,45	0,25	0,16	22	50/10		T.P.	LIMO CAFÉ CON Poca ARENA FINA	
	19,45	19,80	0,35	0,00	AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA	
32	19,80	19,93	0,13	0,13	50/13			T.P.	LIMO CAFÉ CON Poca ARENA FINA	
	19,93	20,40	0,47	0,00	AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA	
33	20,40	21,00	0,60	0,40	28	42	36	T.P.	LIMO CAFÉ CON Poca ARENA FINA	

Nivel Frático (m): _____ Hrs. _____
 Observaciones generales: _____
 Ademe (m): _____

Profund. del proyecto: _____
 Profundidad real: 18,93 m.
 Operador: Sr. Miguel Ordóñez
 Supervisor: Sr. Carlos Reyes Molina
 Fecha: 12/Noviembre/03

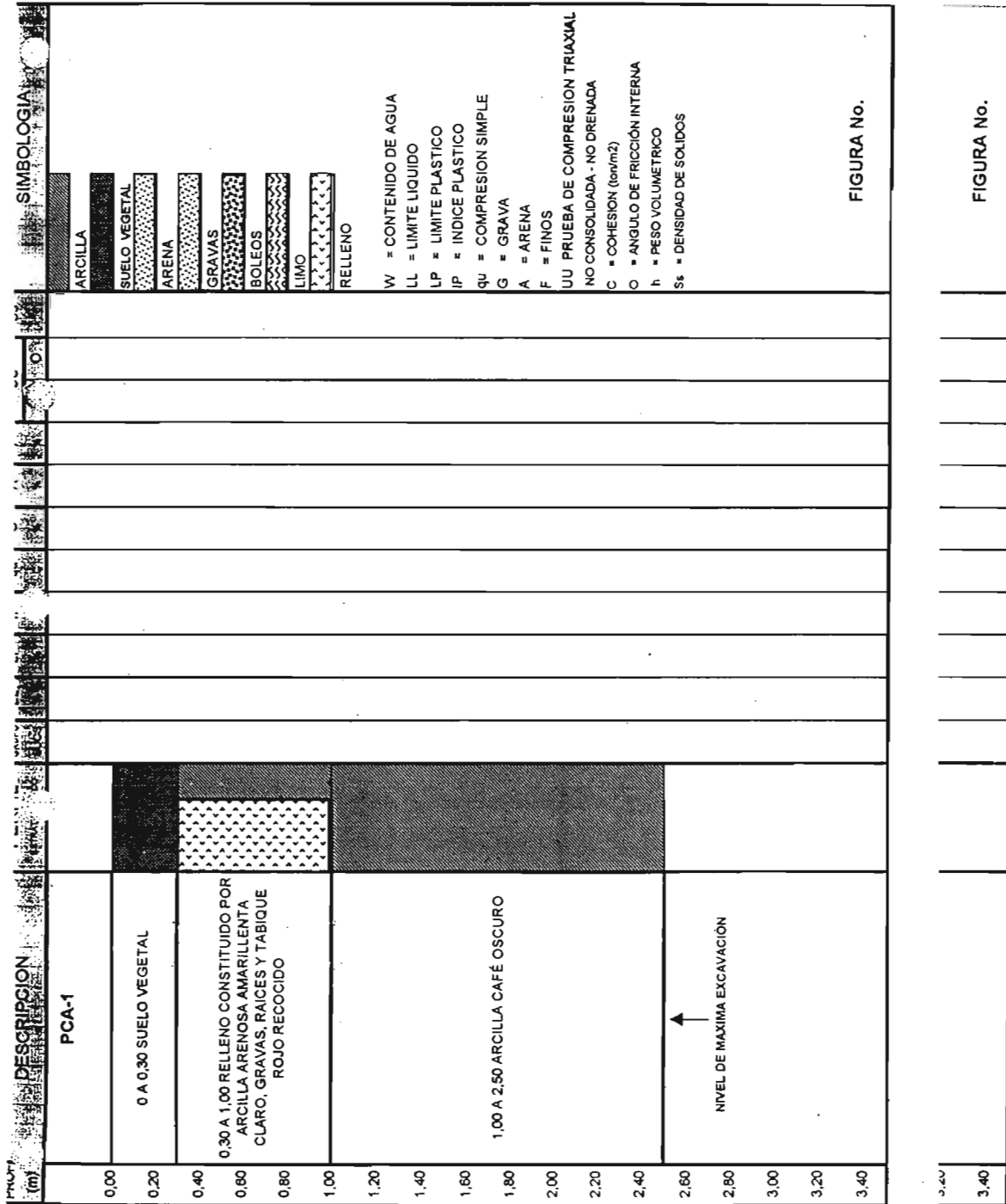
REGISTRO DEL CAMPO DEL SONDEO

OBRA: ARQUIMEDES # 205 COORDENADAS: X _____ Y _____ Z _____
 LOCALIZACIÓN POLANCO, MEXICO D.F. FECHA DE INICIO: 11/11/2003 Hrs. _____
 POZO N° 1 TERMINACIÓN: 12/11/2003 Hrs. _____
 TIPO DE SONDEO: MIXTO
 PERFORADORA: LONG YEAR 34 BOMBA: MOYNO 3L6

COTERA	PROFUNDIDAD		ECUPERACIÓN	PENETRACIÓN ESTÁNDAR		TIPO DE ERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	m.	m.		CR%	ES		
	INICIAL	FINAL	VANC	ALTURA DE CAIDA 75cm	N° DE GOLPES EN 15 cm		
34	21,00	21,30	0,30	0,10	20	50/15	T.P. ARENA FINA Y MEDIA, LIMOSA, GRIS, CON GRAVILLAS, POCO LIMOSA
		21,30	21,60	0,30	0,00		B.T. AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
35	21,60	21,98	0,38	0,26	29	50/24	T.P. ARENA FINA Y MEDIA, LIMOSA, GRIS, CON GRAVILLAS, POCO LIMOSA
		21,98	22,20	0,21	0,18		T.P. AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
36	22,20	22,55	0,35	0,17	38	50/20	T.P. LIMO CON POCA ARENA FINA, GRIS
		22,55	22,80	0,25	0,00		B.T. AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
37	22,80	23,15	0,35	0,23	33	50/20	T.P. LIMO ARENOSO, FINO, GRIS, CON ALGUNAS GRAVILLAS
		23,15	23,40	0,25	0,00		B.T. AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
38	23,40	23,70	0,30	0,18	31	50/15	T.P. LIMO ARENOSO, FINO, GRIS, CON ALGUNAS GRAVILLAS
		23,70	24,00	0,30	0,00		B.T. AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
39	24,00	24,35	0,35	0,06	32	50/10	T.P. ARENA FINA, POCO LIMOSA, GRIS, CON GRAVILLAS
		24,35	24,60	0,25	0,00		B.T. AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
40	24,60	24,90	0,30	0,40	40	50/15	T.P. ARENA FINA, POCO LIMOSA, GRIS, CON GRAVILLAS
		24,90	25,20	0,30	0,23		B.T. AVANCE CON BROCA TRICÓNICA

Profund. del proyecto: _____ Hrs. _____
 Profundidad real: 19.93 m.
 Operador: Sr. Miguel Ordoñez
 Supervisor: Sr. Carlos Reyes Molina
 Fecha: 12/Noviembre/03

REGISTRO DEL CAMPO DEL SONDEO



PERFIL ESTRATIGRAFICO POZO A CIELO ABIERTO

CAPITULO. 4 CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

4.1 Levantamiento geológico local

La zona de interés se encuentran al Norte de la Cuenca del Valle de México la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el reglamento de construcción del Distrito Federal en sus Normas técnicas Complementarias de cimentaciones se ubica en la Zona II denominada Zona de transición en la que según Mooser dominan los depositados producidos en la cuarta y en la quinta fase del vulcanismo, predominando la última que se caracteriza por emisiones explosivas andesítico-dacíticas.

El relleno cuaternario de la Cuenca de México pudo acumularse a consecuencia del cierre del desagüe en el sur por erupciones volcánicas del grupo Chichinautzin, en la séptima fase del vulcanismo que ocurrió en la quinta etapa de su formación.

Al igual que en la parte central de la cuenca sobre la que se encuentra la Ciudad de México afloran los depósitos de la formación clástica aluvial del grupo Chichinautzin, constituido por arcilla, limo, arena travertino y lava perimetralmente a la planicie de la zona analizada que esta en contacto con depósitos de ladera.

Al oriente esta la sierra de Guadalupe y el Río Hondo de Tepotzotlán, con las laderas de Sierra de Monte bajo donde se encuentran abanicos volcánicos formados lahares, ignimbritas, capas de pómez ceniza y algunos depósitos fluviales que constituyen la llamada formación Tarango.

Al Norte y al Poniente la planicie esta en contacto con las laderas de la Sierra de tepotzotlán y a la de Monte Alto, constituidas por suelos tobáceos y pumíticos originados por lluvia de ceniza.

Al Sur esta en contacto con las laderas de la Sierra de las cruces, constituidas por lavas, tobas, fenobasaltos y andesitas.

Las formaciones geológicas de los suelos que se localizan en esta Zona son de origen aluvial y volcánico. En términos generales los suelos superficiales contienen restos de materia vegetal de poco espesor (uno o dos metros) posteriormente se encuentran los suelos correspondientes a las series clásticas fluvial y aluvial que están constituidas por materiales granulares aluviales y por intercalaciones de pómez, arena negra y vidrio volcánico; los depósitos de las formaciones de la Sierra de Cruces que son básicamente de las formaciones Tarango y Becerra constituidas principalmente por brechas andesítica con intercalaciones de pómez, arena y limo; así como de Sierra de tepotzotlán y de Guadalupe constituidas por numerosos horizontes de toba, ceniza y capas de pómez.

El diseño de cimentaciones en el Distrito federal y Zonas Metropolitanas aledañas presentan dificultades muy superiores a la que se encuentran en otras zonas urbanas. Retomando la historia geológica de esta zona, el Valle de México es la unidad geográfica limitada al Norte por la Sierra de tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al Sur por la Sierras de las cruces, Monte Alto y Monte Bajo.

El sitio de interés se ubica al pie de los lomeríos en la denominada zona de transición Nor-poniente que comprende la zona del depósitos del subsuelo es mayor que en la Zona de transición Poniente en vista que en los causes corren sobre los suelos arcillosos durante la alternancias de épocas de lluvias y sequías, erosionándolas y dejando bolsas de arenas a distintas elevaciones. Se caracteriza por la presencia de estratos arenosos o areno-limosos de compacidad variable, pero relativamente mucho menos compresible que los arcillosos.

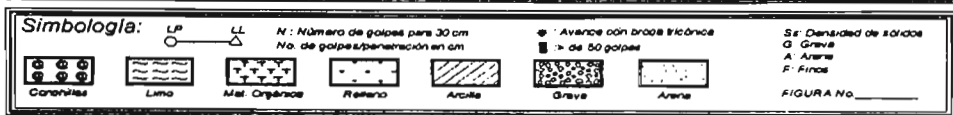
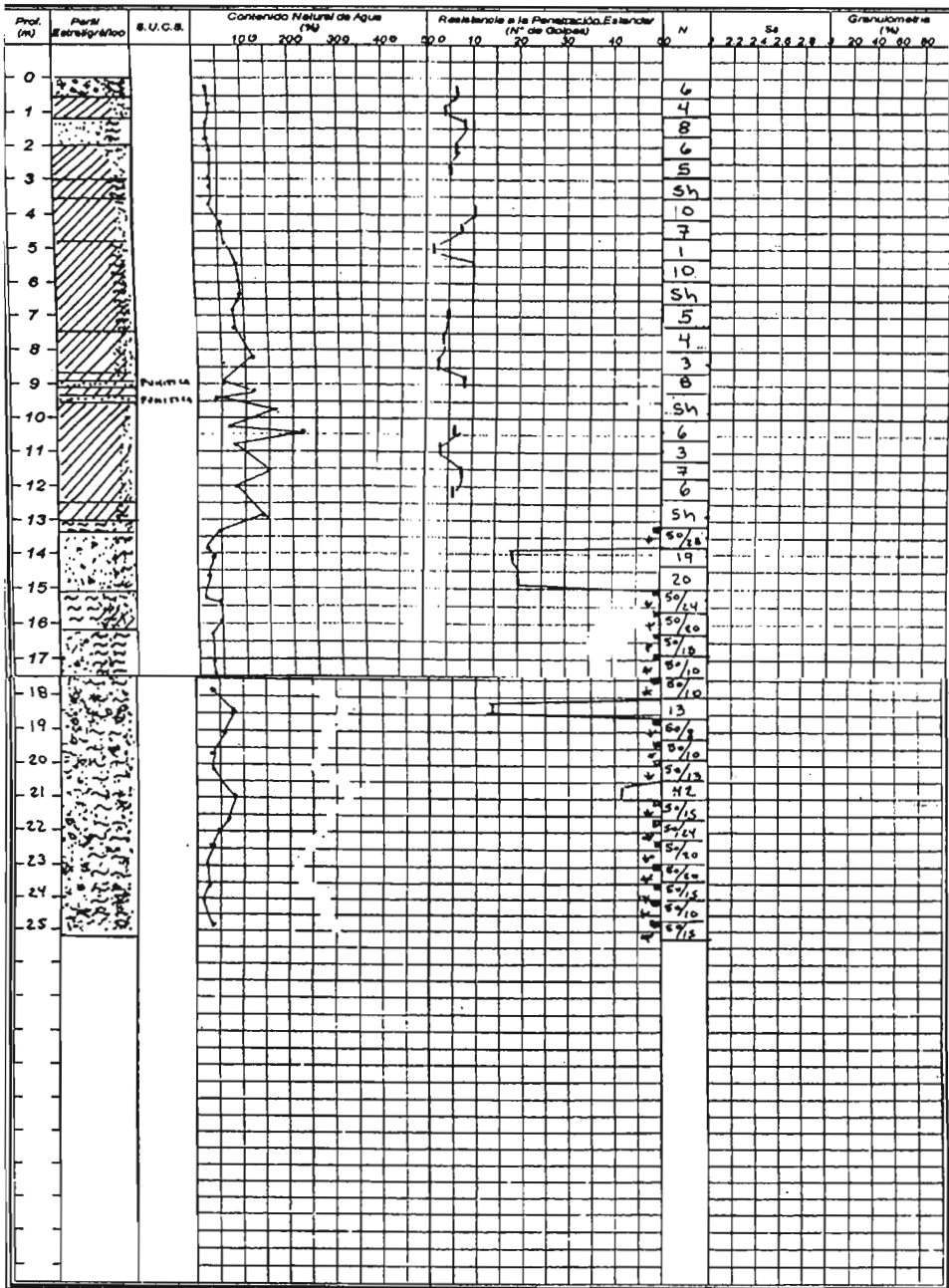
La distribución Horizontal y vertical de los lentes y estratos arenosos, limosos y arcillosos es errática en general, pero puede decirse que los suelos arcillosos compresibles, disminuyen en cantidad y espesor en las cercanía con la Zona de lomas de y la Sierra de Guadalupe .es

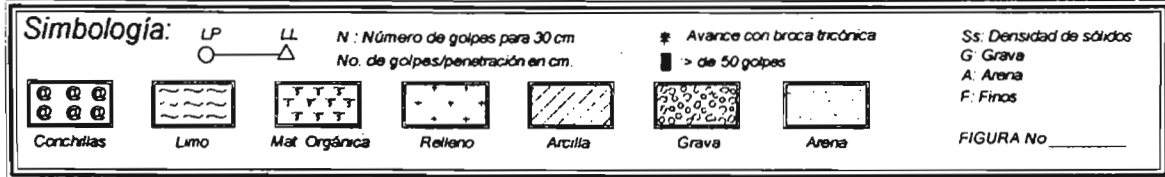
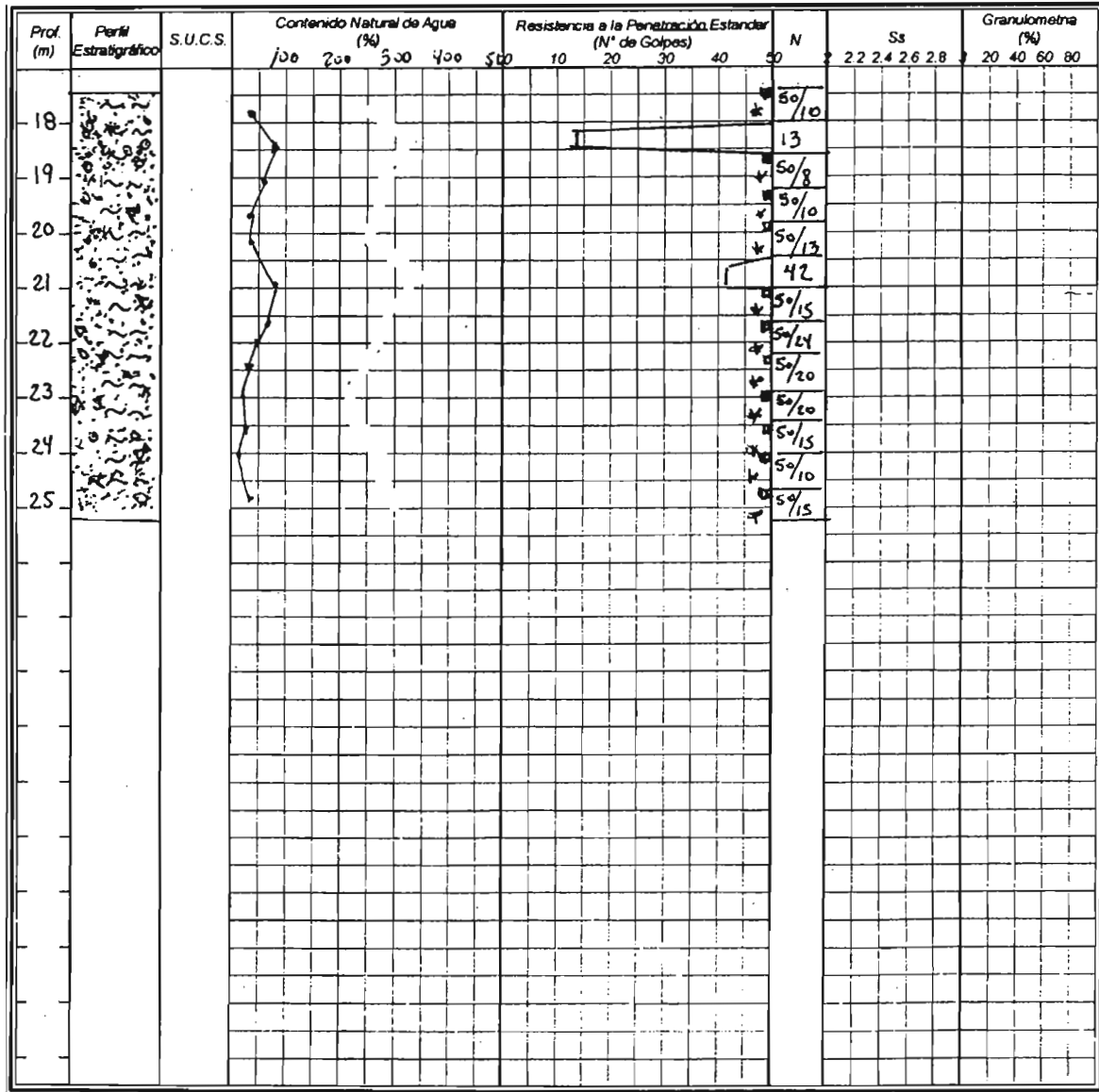
difícil limitar la zona aluvial con sus transiciones, pues los cambios en las características del subsuelo son graduales. No obstante lo anterior, se puede notar en la información disponible en una variación en la profundidad de la primera capa dura y de los depósitos profundos que se identifican cerca de la zona de lago, siguiendo esta variación la configuración resultante es la de un pequeño valle con dirección NE-SW que corre paralelo a la Sierra de Guadalupe y coinciden con los actuales causes. La configuración de la capa dura al final de este Valle manifiesta la forma de un depósito aluvio-lacustre formado al desembocar ese antiguo cause en lago de Texcoco.

También es importante observar como la profundidad y espesor de los depósitos arcillo-lacustre disminuye hacia los cerros y sigue la configuración de la ribera del Lago en diferentes épocas.

El predio de interés se localiza en el poniente del Área Urbana del valle de México, en la Zona de Transición (ver figura 7) Progresiva, según la regionalización hecha por Del Castillo, pero particularmente se denomina zona de Transición Alta donde superficialmente se tienen suelos arcillosos o limosos, con contenido de agua bajo, de consistencia blanda. Bajo estos suelos se encuentra una capa de arcilla lacustre de alta compresibilidad cuyo espesor aumenta conforme se oriente hacia el centro de la zona lacustre. Finalmente subyaciendo a estos suelos se tienen los materiales resistentes característicos de la formación Tarango.

En la estratigrafía detallada a continuación se puede observar las irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos materiales depende de su cercanía a la orilla del lago, bajo ellos se localizan depósitos producto de erupciones volcánicas formando lo que se conoce como arenas pumíticas y tobas.





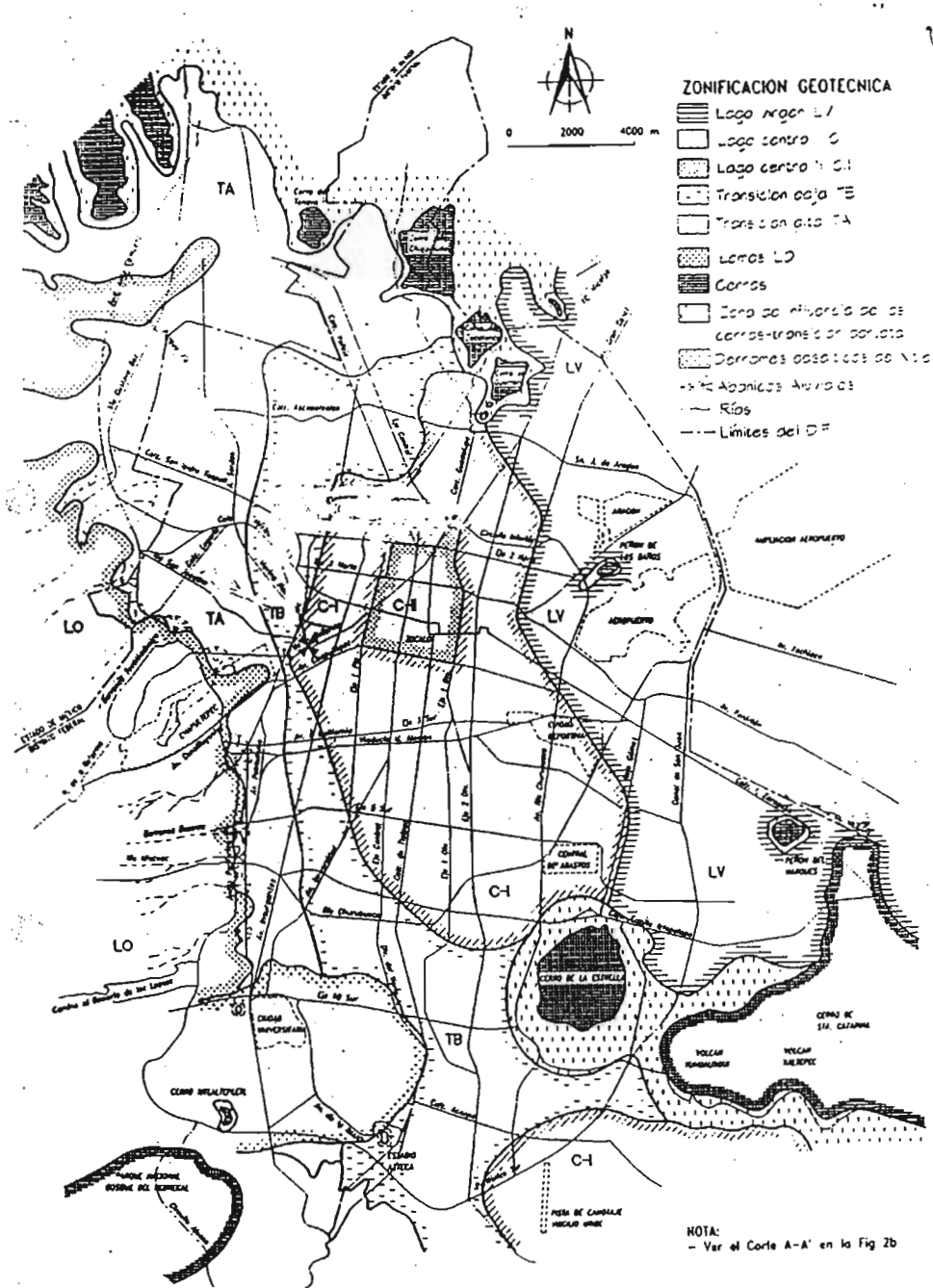


FIG. 6 ZONIFICACION DE LA CIUDAD DE MEXICO

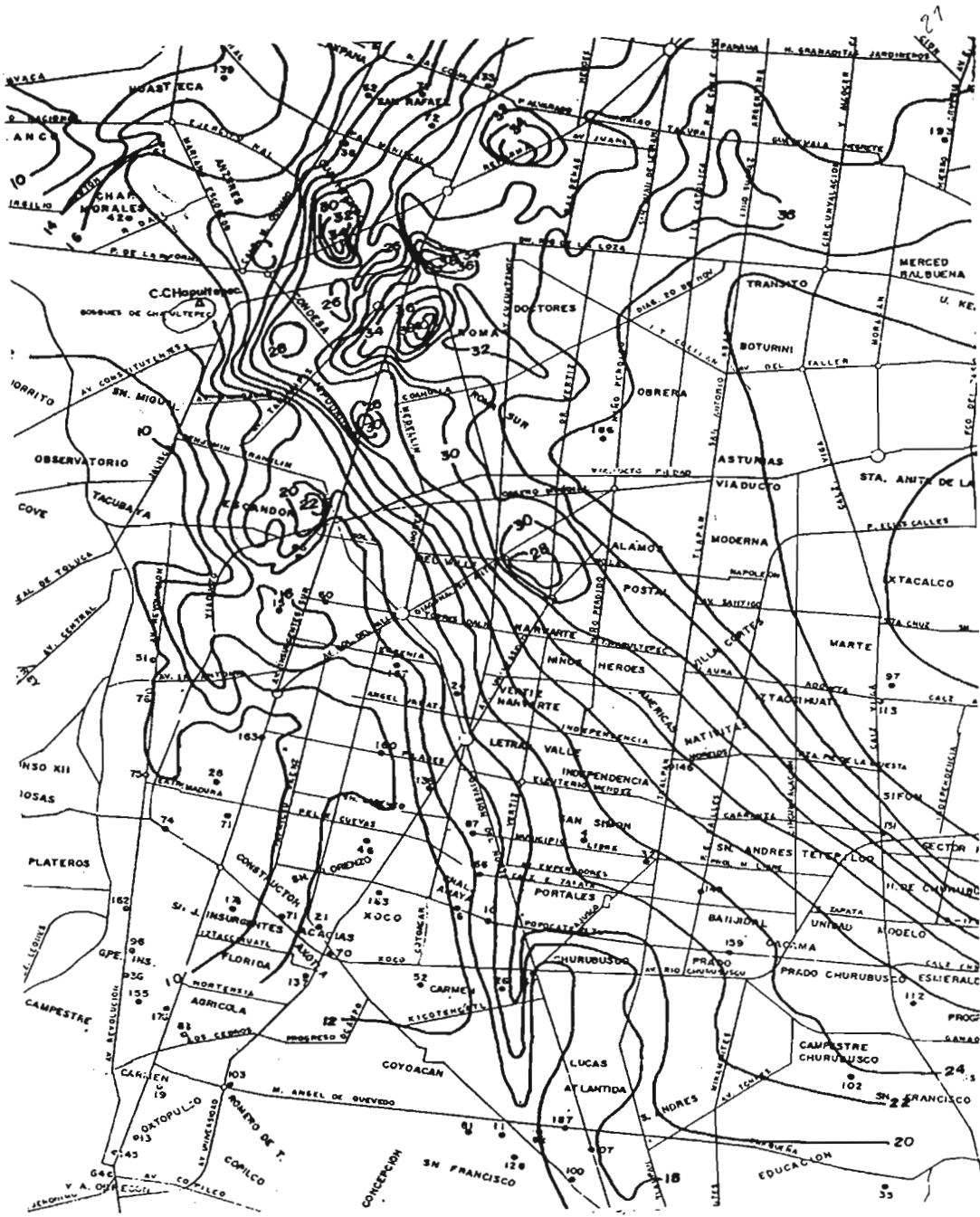


FIGURA. 7 CURVAS DE IGUAL PROFUNDIDAD

La secuencia estratigráfica definida en el sondeo efectuado es la siguiente:

SONDEO MIXTO SM-1.

Profundidad (m)	Descripción
0.00-1.50	<p>Relleno Material de relleno constituido por limos arcillo arenosos, café oscuro, con fragmentos de tabique y desperdicio de construcción hasta de 3/4" de diámetro, con contenido de agua medio de 15%, de consistencia firme, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 14 golpes; de límite líquido igual a 45% y límite plástico de 18 %. en su porción fina: constituido granulométricamente por 14% de gravas, 39% de arena y 60% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.</p>
1.50-4.50	<p>Depósitos de pradera Arcillas arenosas, café claro, con gravas aisladas de 3/4" de Φ, con contenido de agua, medio de 12%, de consistencia media, índice media de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 8 golpes; de límite líquido igual a 32% y límite plástica de 16%, en su porción fina; constituida granulométricamente por 6% de gravas, 66% de arena y 28% de finas; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL; con cohesión de 10.5 ton/m², ángulo de fricción interna de 3 ton/m³, determinados en pruebas triaxiales rápidas UU no consolidadas-no drenadas; densidad de sólidos media de 2.50</p>
4.50 –13.00	<p>Capas interestratificadas constituidas por arcillas arenosas, arcillas poco arenosas con gravas de hasta de 1" café oscuro y arcillas limo-arenosas con vetas de arena fina pumítica y raíces fósiles, con contenido de agua variable de 1.5 a 1.95%, de consistencia de blanda a media, índice variable de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 a 14 golpes; de límite líquido igual a 62%, límite plástico de 32%, en su porción fina; constituido granulométricamente por 3% de gravas, 47% de arena y 50% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH con cohesión de 9.6 ton/m², ángulo de fricción interna de 12°, y peso volumétrico de 1.18 ton/m³, determinados en pruebas triaxiales rápidas UU no consolidadas-no drenadas; densidad de sólidos medio de 2.45.</p>
13.00-13.90	<p>Tobas redepositadas Arenas poco limosas, gris verdosa, con gravas de hasta 1/2" \emptyset, con contenido de agua medio de 15%, en estado compacto, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor de 50 golpes; de límite líquido igual a 32% y límite plástico de 14 %, en su porción fina; constituido granulométricamente</p>

	<p>por 18% de gravas, 58% de arena y 24% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo SM ; con cohesión de 6 ton/m², ángulo de fricción interna de 28°, y peso volumétrico de 1.7 ton/m³, determinados en pruebas triaxiales rápidas UU no consolidadas-no drenadas; densidad de sólidos medio de 2.52.</p>
13.90-19.00	<p>Tobas redepositadas Limos arcillosos poco arenosos, café claro, con contenido de agua medio de 35%, de consistencia, dura, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor de 50 golpes; de límite líquido igual a 39 % y límite plástico de 13%, en su porción fina; constituido granulométricamente por 0% de gravas, 50% de arena y 50% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo ML; con cohesión de 8 ton/m², ángulo de fricción interna de 27°, y peso volumétrico de 1.6 ton/m³, determinados en prueba triaxiales rápidas UU no consolidadas-no drenadas; densidad de sólidos media de 2.53</p>
19.00-25.00	<p>Tobas Arenas limosas, café claro, con contenido de agua medio de 20%, en estado compacta, índice media de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor de 50 golpes; de límite líquido igual a 38 % y límite plástica de 12%, en su porción tina; constituido granulométricamente por 10% de gravas, 68% de arena y 22% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo SM; con cohesión de 2 ton/m², ángulo de fricción interna de 28°, y peso volumétrico de 1.75 ton/m³, determinados en pruebas triaxiales rápidas UU no consolidadas-no drenadas; densidad de sólidos medio.</p>

La estratigrafía del sitio puede resumirse como sigue: 1.0 m de relleno formado por arenas arcillosas; de 1 a 13 m de profundidad suelos de pradera constituidos por arcillas arenosas, limos arenosos y arenas aluviales limosas con gravas. De 13.0 a 25.0 m de profundidad, se tienen tobas, compuestas de 13.00 a 19.2 m por tobas redepositadas limo-arenosas, arcillo-limosas y arenosas; de 19.2 a 25.0 m de máxima profundidad de exploración, tobas areno limosas con intercalaciones de arena pumítica.

El nivel freático se detecto a 3.8 m de profundidad, en la fecha en que se efectuó la exploración, y de acuerdo a datos de las condiciones hidráulicas cercanas al predio de interés, existe un manto colgado entre 3.8 y 10.0 m de profundidad.

4.2 Condiciones sísmicas. Para el diseño sísmico del edificio, deberá de considerarse un coeficiente sísmico de 0.32, dado que la cimentación se encuentra desplantado en tobas resistentes a 21 m de profundidad y se ubica en la zona denominada geotécnicamente de Transición



ZONA DE TRANCISION

CAPITULO. 5 ANALISIS DE CIMENTACION

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, la geometría del edificio, y las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia, al esfuerzo cortante, entre los 2 y 13 m de profundidad, subyacentes por estratos de alta resistencia y poco compresibles, determinadas mediante el sondeo SM-1 se establece lo siguiente:

5.1 Tipo de cimentación. El tipo de cimentación que se juzga mas adecuado para el edificio será a base de pilas apoyadas en la toba resistente, de fuste recto o con ampliación de su base, coladas en seco.

5.1.1 Profundidad de desplante. La profundidad de desplante para las pilas serán apoyadas a 21 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta.

5.1.2 Capacidad de carga de las pilas.

Las pilas se dimensionarán empleando la gráfica de la figura 8 donde se muestra la capacidad de carga contra el diámetro de la pila, pero en general aplicando factores de seguridad de 3 y 2 para condiciones estáticas y sísmicas, se obtuvieron capacidades de carga de 395 y 590 ton/m² respectivamente.

5.1.3 Dimensionamiento de las pilas

Para el diseño de las pilas se deberá considerar que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal indica tomar la carga. que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- ❖ Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.4.

- ❖ Condiciones dinámicas que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocado por el momento de volteo debido a sismo) más el peso de la cimentación, afectados por un factor de carga de 1.1.

Una vez determinada la combinación de cargas que resulte mayor se determinara el diámetro de la pila, empleando la gráfica de capacidad de carga de las pilas, mostrada en la figura 8

5.1.4 Capacidad de carga

La capacidad de carga de las pilas se determino mediante el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y que se indica a continuación:

Dado que las pilas quedaran prácticamente fijas en relación a los depósitos arcillosos que se encuentran sobre el nivel de desplante al generarse en éstos el fenómeno de consolidación por efectos de sobrecargas superficiales las pilas se sobrecargarán al desarrollarse la fricción negativa sobre su fuste.

Los efectos de este proceso son: una disminución de la presión efectiva al nivel de la base de la pila y una reducción en la capacidad de carga útil.

La fricción negativa (FN) se calculó aplicando la siguiente formula:

$$FN = \frac{Wk\phi}{1 + \frac{Wk\phi d}{3a}} \int_0^d P_{oz} dz$$

donde:

FN: magnitud de la fricción negativa a la profundidad z, en ton.

w: perímetro del fuste de la pila, en m.

k: coeficiente de adherencia entre los materiales arcillosos y la pila; para este caso igual a 0.2.

d: profundidad de la base de la pila, en m.

a: área tributaria de las pilas

P_{oz} : esfuerzo vertical a la profundidad z, en m.

La disminución de la presión efectiva se calculó como:

$$Pd = \frac{FN}{a}$$

La capacidad de carga útil de las pilas (Qa) se obtuvo de la siguiente expresión:

$$Qa = [\bar{P}_v N_q^* Fr + P_v] Ab - FN$$

donde:

\bar{P}_v : $P_{od} - Pd$, presión efectiva reducida al nivel de la base de la pila.

Fr: factor de resistencia igual a 0.35.

P_v : presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante.

Ab : área de la base de la pila.

N_q^* : factor de capacidad de carga, que es función, del ángulo de fricción interna, ϕ y de la longitud que la pila esté empotrada en los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

$$N_q^* = N_q + (N_q' - N_q) \frac{D''}{D'}$$

donde:

D'' : empotramiento de diseño de la pila, dentro de los materiales resistentes.

N_q : factor de capacidad de carga para el caso en que la pila quede apoyada sobre los materiales resistentes.

N_q^* : factor de capacidad de carga para el caso en que la pila tenga como mínimo el empotramiento óptimo, D' dentro de los materiales resistentes, obteniéndose D' mediante la siguiente relación:

$$D' = 4\sqrt{N\phi B}$$

donde:

$$N\phi: \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

B : diámetro de la pila

De acuerdo al Reglamento de Construcciones vigente, la capacidad de carga de las pilas obtenidas con el criterio anterior, se deberá afectar por el resultado de la siguiente ecuación:

$$Fre = \frac{B = 1}{2B + 1}$$

en la cual:

Fre : factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala.

B : diámetro de la base de las pilas, en m.

En los cálculos realizados, se consideró un ángulo de fricción interna de 38° (obtenido de correlacionar éste con las propiedades índice de los materiales de apoyo y de los resultados de las pruebas de compresión triaxial realizadas en muestras inalteradas de los materiales de apoyo obtenidos en sitios próximos al de interés). se ha graficado las capacidades de

carga útil para las pilas, en función del diámetro de la pila de su longitud y del empotramiento de su punta dentro de los materiales resistentes de depósito natural.

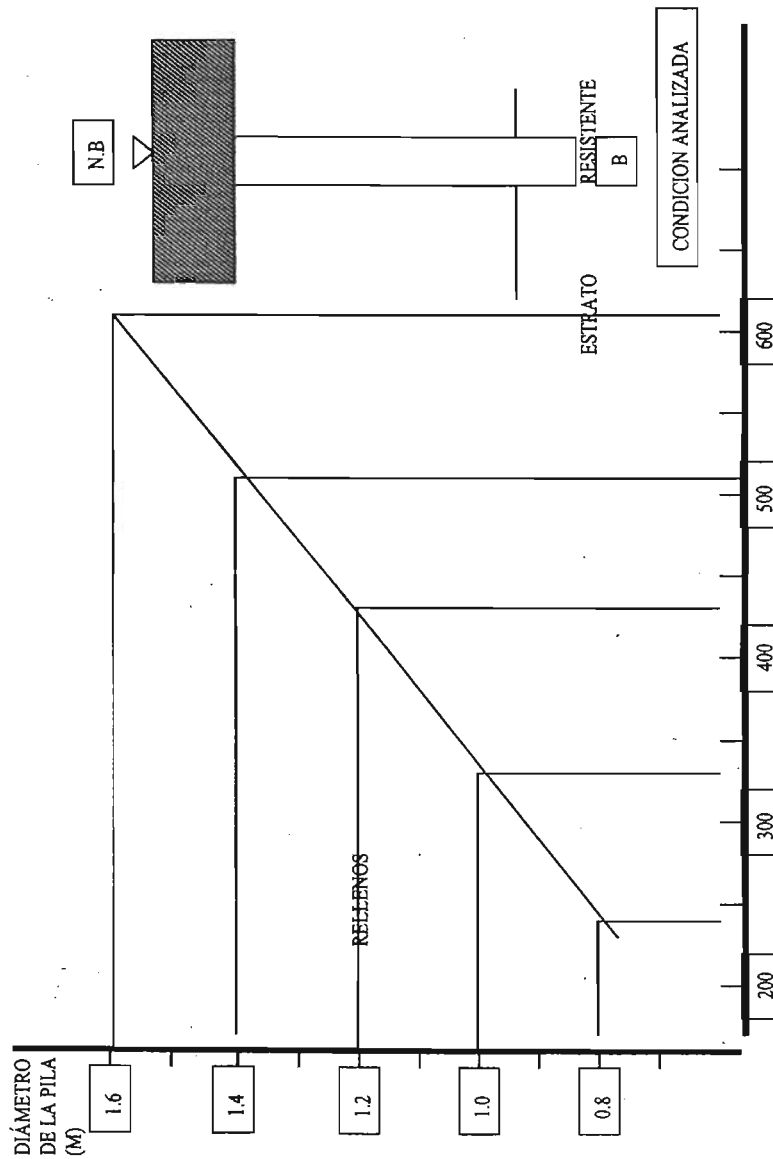


FIGURA. 8 GRAFICA DE CAPACIDAD DE CARGA

5.2 Estado límite de falla en condiciones estáticas

Una vez dimensionadas las pilas deberá revisarse la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, mediante la verificación de la siguiente desigualdad:

$$\sum QF_c < C_p$$

donde:

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

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.4.

C_p : capacidad de carga de las pilas, en ton.

5.3 Estado límite de falla en condiciones dinámicas

Una vez dimensionadas las pilas deberá revisarse la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas mediante el cumplimiento de la siguiente expresión:

$$\sum QF_c < C_p$$

en la cual:

ΣQ : suma de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocado por el momento de volteo debido al sismo), en ton.

F_c : factor de carga, que para este caso es igual a 1.1.

C : capacidad de carga admisible de las pilas, en ton.

5.4 Estado límite de servicio

La revisión del estado límite de servicio, se realizó mediante la estimación de asentamientos elásticos instantáneos que sufrirán las pilas debido a la deformación elástica de los materiales de apoyo y de los materiales que las constituyen, debido a las cargas a que estarán sometidas, mediante la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{QL}{EcAf} + \frac{FNL}{EcAf} + \frac{mCsFp(Q + FN)}{Es\sqrt{AB}}(1 - u^2)$$

donde:

δ : asentamiento en la cabeza de la pila

Q: carga aplicada por la estructura, sobre la pila

FN: fricción negativa

L: longitud de la pila

Ec: Módulo de elasticidad del material que constituye la pila.

Af: área transversal del fuste de la pila.

m: factor de forma, igual a 0.95, para área de cimentación circular o cuadrada.

Cs: factor de rigidez, igual a 1.0 para cimentación flexible.

fp: factor de profundidad, igual a 0.5 por ser $Df/B > 5$

Es: módulo de elasticidad del suelo de apoyo de las pilas

u: relación de Poisson

Ab: área transversal de la base de la pila

Considerando un módulo de elasticidad, del manto de apoyo de las pilas, de 10000 ton/m² (obtenido de correlacionarlo con las propiedades índice de estos materiales) y una relación de Poisson de 0.35, se obtuvieron los asentamientos elásticos, para pilas de base circular,

los cuales se presentan gráficamente, que son admisibles, además se obtuvieron distorsiones angulares de 0.002. Los asentamientos evaluados son de tipo elastoplásticos y se presentarán durante la construcción de la estructura.

Pilas de sección transversal consta, con un empotramiento de 1.5m dentro de los materiales resistentes de deposito natural.

Parámetros de los materiales resistentes de deposito natural en que se apoya las pilas:

Angulo de fricción interna $\phi = 40^\circ$

Peso volumétrico $\gamma = 2 \text{ ton} / \text{m}^3$

SIENDO

B: Diámetro de la sección transversal de la pila

W: Perímetro de la pila

$\Delta\lambda$: área de la base de la pila

D': Empotramiento optimo de la pila dentro de los materiales resistentes

$D' = 4 \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) B$

FN: Fricción negativa

$$FN = \frac{WR\phi}{1 + \frac{WR\phi d}{3a}} \int_0^d P_0 dz$$

$R\phi$: Coeficiente de fricción suelo-pila, igual a 0.2

D: Profundidad en la que se genera fricción negativa

A: Área tributaria de la pila

Po: Esfuerzos geostáticos

Z: profundidad

ΔPd : Depreciación de la presión efectiva al nivel de apoyo de la pila por efecto de la fricción negativa

$$\Delta Pd = \frac{FN}{a}$$

$N''g$:factor de capacidad de carga de Meyerhof

$$N''q = Nq + (N'g - Nq) \frac{\Delta''}{\Delta'}$$

Δ'' Empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, igual a 15m

Fre :factor de reducción de escala

$$Fre = \frac{B+1}{2B+1} \left[\frac{B+0.5}{2B} \right]''$$

Cp útil : capacidad admisible de la pila

$$Cp \text{ útil} = \{ [(Pv - \Delta Pd) N''g FR + Pv] Ab \} Fre - FN$$

$\bar{P}v$: Esfuerzo geostático efectivo

Pv : Esfuerzo geostático total

FR : Factor de reducción de la resistencia, igual a 0.35

P : Presión aplicada a la base de la pila

Cp útil ($p_{\text{máx}} = 700 \text{ ton/m}^2$) : capacidad admisible útil limitando los esfuerzos de compresión en el cuerpo de la pila, considerando que es un elemento de concreto reforzado, a 700ton/ m para una longitud de 12m

B (m)	W (m)	Δ (m^2)	D' (m)	FN (Ton)	ΔPd (ton/m^2)	$\bar{P}v - \Delta Pd$ (ton/m^2)	$N''g$	Fre	Cp útil (ton)	P (ton/m^2)
0.4	2.51	.5	7.02	43.33	.53	19.27	139.5	.692	289.05	669.8
1.0	5.14	.79	8.77	53.9	.665	19.13	128.6	.67	412.3	590.12
1.2	3.73	1.13	10.52	64.4	.795	19.0	121.35	.647	540006	534.9
1.4	4.59	1.54	12.28	74.6	.92	18.88	116.1	.632	691.4	497.4
1.6	5.05	2.01	14.03	85.0	1.05	18.75	112.3	.619	856.6	468.5
1.8	5.65	2.54	15.79	95.0	1.17	18.63	109.22	.609	1037.25	445.8

□ PARA UNA LONGITUD DE PILA DE 15m

B (m)	W (m)	Δ (m^2)	D' (m)	FN (ton)	ΔPd (ton/m^2)	Pv- ΔPd (ton/m^2)	N''g	Fre	Cpútil (ton)	P (ton/m^2)	Cpútil 700ton/m
.8	2.51	.5	7.02	67.54	.84	23.76	139.5	.692	342.4	819.8	282.5
1.0	3.14	.79	8.77	88.47	1.09	23.51	128.6	.67	484.6	725.4	464.5
1.2	3.77	1.15	10.52	105.5	1.3	23.3	121.35	.647	635.9	656.1	
1.4	4.39	1.54	12.28	122.06	1.51	23.09	116.1	.632	815.1	608.5	
1.6	5.03	2.01	14.03	138.9	1.71	22.89	112.3	.619	1011.1	572.1	
1.8	5.65	2.54	15.79	155.02	1.91	22.69	109.22	.609	1224.7	543.2	

□ PARA UNA LONGITUD DE PILA DE 21

B (m)	W (m)	Δ (m^2)	D' (m)	FN (ton)	ΔPd (ton/m^2)	Pv- ΔPd (ton/m^2)	N''g	Fre	Cpútil (ton)	P (ton/m^2)	Cpútil 700ton/m
0.8	2.51	.50	7.02	105.7	1.3	28.1	139.5	.692	378.3	968	244.3
1.0	3.14	.79	8.77	131.2	1.62	27.78	128.6	.67	546.2	857.5	421.8
1.2	3.77	1.13	10.52	156.2	1.93	27.47	121.35	.647	718.3	773.9	634.8
1.4	4.39	1.54	12.28	180.46	2.23	27.17	116.1	.632	922.7	716.3	897.5
1.6	5.03	2.01	14.05	205.0	2.53	26.87	112.3	.619	1145.6	672	1145.6
1.8	5.65	2.54	15.79	228.6	2.82	26.6	09.22	.609	1389.8	637.2	

□ PARA UNA LONGITUD DE PILA DE 22m

B (m)	W (m)	Δ (m^2)	D' (m)	FN (ton)	ΔPd (ton/m^2)	Pv- ΔPd (ton/m^2)	N''g	Fre	Cpútil (ton)	P (ton/m^2)	Cpútil 700ton/m
.8	2.51	.5	7.02	161.9	1.99	33.81	139.5	.692	421.6	1167	188.1
1.0	3.14	.79	8.77	200.5	2.48	33.32	128.6	.67	612.3	1016.2	352.5
1.2	3.77	1.13	10.52	238.3	2.94	32.36	121.55	.647	808.2	926.1	552.7
1.4	4.34	1.54	12.28	274.8	3.59	32.41	116.1	.632	1041.8	854.9	803.2
1.6	5.03	2.01	14.05	311.7	3.85	31.95	112.3	.619	1295.3	799.5	1095.3
1.8	5.65	2.54	15.79	379.1	4.68	31.12	109.22	.609	15416.5	746.3	1398.9

5.5 Condiciones sísmicas.

Para el diseño sísmico del edificio, deberá de considerarse un coeficiente sísmico de 0.32, dado que la cimentación se encuentra desplantado en tobas resistentes a 22 m de profundidad y se ubica en la zona denominada geotécnicamente de Transición.

5.6 Revisión del fenómeno de estrangulamiento de las pilas por la presión hidráulica lateral.

Debido a la existencia de un manto colgado de aguas freáticas, entre 3.8 y 10 m de profundidad, se podrán generar al nivel inferior de este, una presión hidráulica lateral de 6.2 ton/m². De no existir un sello total de las perforaciones que alojarán las pilas, mediante un ademe metálico, o bien una presión del concreto que neutralice las hidráulicas, se podrán generar un estrangulamiento en las pilas (disminución de la sección de concreto por la intrusión de material del subsuelo en el cuerpo de la pila), por lo cual se requiere primeramente un sello perfecto de las perforaciones con el ademe metálico y durante el proceso de colado, no romper este sello, es decir, no mover el ademe metálico, hasta que el concreto este por arriba del nivel -5 m. En esta operación de romper la adherencia del ademe y el suelo, el ademe no deberá de ascender mas de 0.5 m y permanecerá en esta posición hasta la conclusión del colado.

CAPITULO. 6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO GENERAL

6.1 Procedimiento constructivo de pilas

El procedimiento constructivo de las pilas que se deberá implementar es el siguiente:

- a) Localización y trazo de la pilas de cimentación.
- b) Las perforaciones que alojarán las pilas, se harán con un diámetro 5 cm. mayor al diámetro de proyecto de las mismas, hasta el nivel -10.0 m.
- c) Se hincará un ademe metálico recuperable, hasta el nivel -11.0, para interceptar el manto freático colgado que se encuentra entre 3.8 y 10 m de profundidad.
- d) Colocado el ademe metálico, se extraerá en su totalidad el lodo existente en su interior, empleando un bote desazolvador.
- e) Se continuará con la perforación, en seco, hasta el nivel -21.0 m.
- f) Se inspeccionaran, por un ingeniero especialista en mecánica de suelos los materiales del subsuelo existentes a la profundidad de 21 m, quien determinará si las características de los materiales consideradas en los análisis de capacidad de, carga de pilas, corresponden a los existentes en campo. En caso afirmativo se continuará con la excavación de la campana.

- g) Concluida la excavación con maquina, se perfilará a mano la campana y se realizará limpieza del fondo de la excavación. Dado que se tiene conocimiento de la existencia de gases tóxicos en el subsuelo de la zona en que se ubica el predio, el personal que descienda a la perforación deberá portar mascarilla protectora mediante la cual reciba aire limpio de la superficie, suministrado por compresor eléctrico o bien equipo de respiración autónomo.

No se permitirá el acceso a las perforaciones de pilas a ninguna persona que no porte el equipo de respiración. No se deberá usar "mascarilla filtro" dado que no se conoce con certeza que tipo de gas es el que pudiera existir en las perforaciones. Tampoco se deberá usar, para suministrar aire a las mascarillas de respiración, compresor con motor a diesel o a gasolina porque el aire que suministra puede estar viciado por residuos de la combustión. .

- h) Una vez terminada la campana y realizada la limpieza de todo material suelto se introducirá el armado de las pilas con sus separadores correspondientes para su centrado y se colocará empleando tubo de colado tipo tremie, manteniendo su punta 0.5 m abajo del nivel de concreto.
- i) De requerir aflojar, el ademe metálico durante el proceso de colocado el nivel superior del concreto deberá estar arriba del nivel -5.0 m, para evitar estrangulamiento en la sección de las pilas. El desplazamiento del ademe -en esta operación no será mayor de 0.5 m y permanecerá en esta posición hasta la conclusión del colado.
- j) Se evitará que durante la extracción del ademe el armado de la pila se desplace, siendo permisible un desplazamiento máximo de 15 cm.
- k) Se medirá el nivel de concreto antes y después de la extracción del ademe, para prever ajustes en el volumen.

l) El colado será continuo y con el procedimiento Tremie, deberá llevarse a una altura de 0.5 m arriba del nivel inferior de las contratrabes, con objeto de tener concreto de buena calidad en la unión de dichos elementos

m) Se llevará un registró de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, fechas de perforación y colado y características del material de apoyo.

Una vez coladas las pilas se procederá a efectuar la excavación del semisótano, como se indica a continuación..

6.2 Procedimiento constructivo general de las pilas

Continuación se describirá el procedimiento constructivo de pilas de concreto. Debe entenderse cuya dimensión es transversal mínima, es de 0.60, siempre se fabrican a base de concreto colado en el lugar usado como cimbra el barreno previamente excavado en el subsuelo o en condiciones excepcionales un ademe metálico.

La estratigrafía y condiciones del agua subterránea, así como la profundidad, espesor y tipo de roca, suelo duro u otro material de apoyo para las pilas, influyen en el método de construcción y en el diseño ya que la permeabilidad, en nivel freático y las propiedades de suelo determinarán la necesidad de usar ademe, lodos o bombeo y definir el método para la colocación del concreto. La disponibilidad del área de trabajo. El acceso a sitio y las instalaciones que haya que proteger por asentamientos, derrumbes, ruidos y contaminación, influyen en la selección de un método constructivo y por ende en el diseño.

La tolerancia permisible que se especifique influye en la definición de los métodos contractivos al alcance de la inspección y control de la calidad.

El comportamiento de una pila colocada en el lugar está íntimamente ligado con su procedimiento constructivo.

Para describir como se construye una pila es conveniente estar familiarizado con el equipo y herramientas utilizadas con la forma de hacer el barreno en el subsuelo (perforación), conocer y como preparar dentro del barreno el acero de refuerzo, como vaciar el concreto fresco y finalmente como verificar la calidad del producto terminado.

En síntesis, el procedimiento constructivo implica:

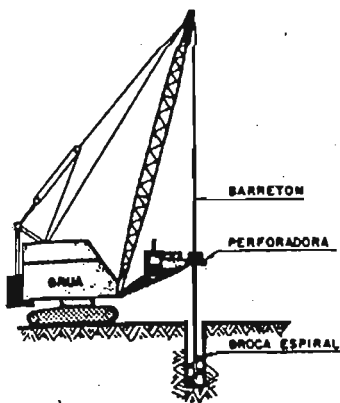
1. Formar por excavación o perforación un barreno cilíndrico vertical en el subsuelo, que sea estable (por sí mismo o con ayuda de lodos) hasta la profundidad que debe alcanzar de acuerdo con el estudio de cimentación correspondiente y que tenga la sección transversal de forma y dimensiones acordes con la carga que se transmite al subsuelo y con capacidad de carga de diseño.
2. Habilitar y armar la jaula de acero del esfuerzo necesario de acuerdo con las especificaciones estructurales del proyecto colocándolo en la forma más sencilla posible dentro del barreno previamente formado cuidando que se centre y quede despegado de las paredes.
3. para garantizar que el recubrimiento quede garantizado mínimo utilizado cinco centímetros.
4. Colocar el concreto en el barreno asegurando en todo momento su continuidad sin segregación.
5. Verificar mediante muestreo directo (con broca de diamante) la calidad del concreto colado o bien mediante métodos indirectos a base de ultrasonido verificar la continuidad del concreto.

6.3 Equipo utilizado en el procedimiento constructivo de pilas

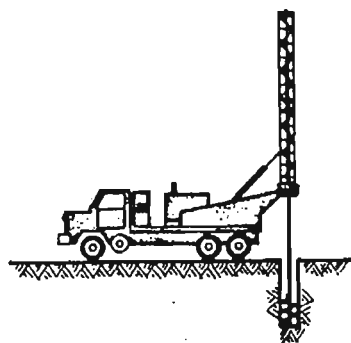
6.3.1 GRÚAS

Son máquinas que sirven para el levantamiento y manejo de objetos pesados, contando con ello con un sistema de malacates que acciona uno o varios cables montados sobre una pluma y cuyo extremo termina en gancho; todas estas maquinas pueden girar sobre su propio eje y cuentan con una unidad motriz, pueden ser fijas o móviles, cuando esta es móvil puede trasladarse por sí misma, sobre o ruedas o ruedas dispuestas para tal fin.

Las plumas rígidas se integran por una base que se apoya mediante articulación en el cuerpo de la grúa; después pueden colocarse módulos de 1.5 metros de largo y finalmente una nariz en cuyo extremo superior se ubican las poleas por donde pasan cables de los tambores de los malacates.



Perforadora montada sobre grúa



Perforadora montada sobre camión

Para la construcción de pilas se usan generalmente móviles de pluma rígida, bien sea para montar sobre ellas equipos de perforación de las características que más adelante se describen o bien para ejecutar con ellas las maniobras que incluyen manejo y colocación de la tubería de colado, etc.

Para el montaje del equipo de perforación usualmente se requieren grúas de 45 a 80 toneladas de capacidad nominal, con plumas rígidas de 18 metros de largo.

Para maniobras se emplean grúas de menor capacidad aunque superior a 15 toneladas. Las condiciones de terreno indican la conveniencia de que estén montadas sobre neumáticos o sobre orugas, no es aconsejable el uso de patos para la construcción de pilas, por ser difícil el montaje de perforaciones y su ineficiente manejo de armados y tuberías de colado.

No es aconsejable el uso de patos para la producción de pilas, por ser difícil el montaje de perforaciones o su insuficiente manejo de armados y tuberías de colado.

Los equipos rotatorios de perforación se basan en su operación en la transmisión de un par motriz a una barra y en cuyo extremo inferior se encuentra un dispositivo cortador que penetra en el terreno a basa de rotación.

Para la construcción de pilas de cimentación se emplean dos tipos de perforaciones con un sistema rotatorio, según que están sobre una grúa o que se monten sobre un camión en ambas maquinas se le denomina "Barretón" a la barra de perforación pues esta puede ser de una sola pieza o telescópica de varias secciones. Ambas para su correcta selección dependen del proyecto dado así como sus propiedades mecánicas que presenten los materiales del lugar, así como el diámetro la profundidad proyectados en las pilas.

En la siguiente tabla se presentan una relación de equipos rotatorios que se utilizan comúnmente en México:

MARCA	MODELO	TIPO	PAR Kg-m	Diámetro perforado		Profundidad m. Máxima
				Mínimo	Máximo	
Calwed	200B	S/camión	10778	0.30	1.20	26.0
Watson	2000	"	13325	0.30	1.50	32.0
"	3000	"	18400	0.30	1.50	32.0
"	5000	"	10500	0.30	2.00	35.0
Soilmec	RTA/s	"	21000	0.30	1.50	32.0
"	RT3/s	s/grua	1840	.50	2.50	42.0
Sanwa	D40k	"	12000	.30	.60	40.0
Casagrande	CBR120/38	"	"	.45	1.50	32.0
"	CBR12Q	"	"	.45	1.50	32.0
"	CADRILL 12	"	21000	.45	2.0	42.0
"	CADRILL 21	"		.45	2.50	42.0

6.4 Perforadoras

Son máquinas para hacer barrenos en el subsuelo por medio de una barra en cuyo extremo inferior se coloca una herramienta de avance tal como una broca, un bote cortador, un trepano, etc.

La barra se hace girar en un mecanismo o bien se levanta y se deja caer rítmicamente, sobre el fondo de la perforación en toros lo cual da lugar a que las perforadoras sean rotatorias o de percusión respectivamente.

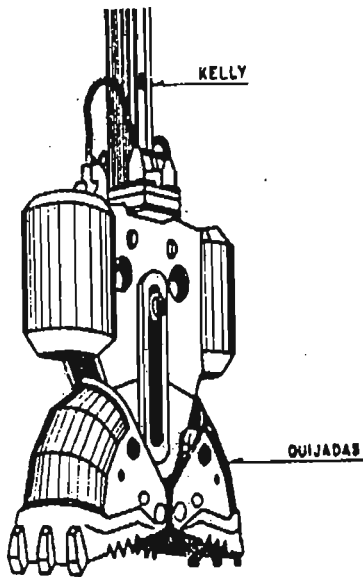
Las perforadoras de percusión, a través de un mecanismo que puede ser mecanismo neumático o hidráulico transmite una serie rítmica de impactos al material por perforar por medio de un elemento de golpe o ataque su aplicación principal es una roca ya que en suelos se reduce su eficiencia. Para aquellos diámetros generalmente se utilizan máquinas que por efecto de una percusión continua transmitida a través de una serie de barras, forman el agujero, existen también herramientas de mayor eficacia conocidas como martillos, neumáticos que presentan la ventaja de producir la percusión directamente en el fondo de la perforación. Con estos equipos es posible lograr barrenos hasta de un orden de 35 centímetros de diámetro.

Para diámetros mayores se han empleado, como en el caso de la construcción de pozos de agua, equipos de percusión cuya operación consiste en levantar y dejar caer sistemáticamente una herramienta de golpe llamado pulseta, limpiando después con una cuchara y utilizando un pesado cincel denominado trepano cuando se atraviesa material duro.

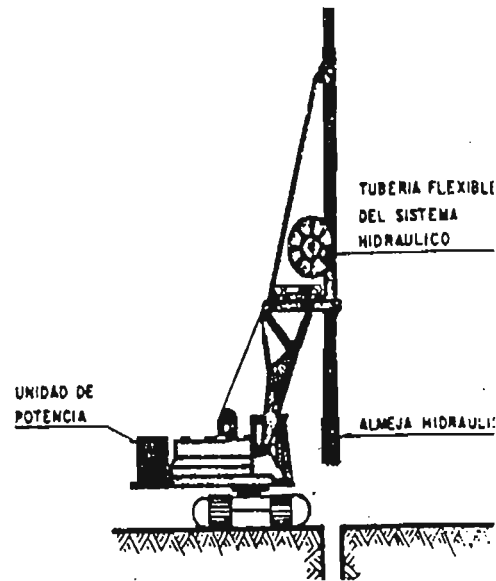
Los sistemas rotarios se emplean en la perforación de barrenos con o sin la obtención de núcleos, en la investigación geológica, minera, y de mecánica de suelos, en la perforación de grandes diámetros para fines de construcción de cimentaciones y en las conocidas perforaciones de pozos de agua y petroleros.

6.4.1 Excavadora de almejas

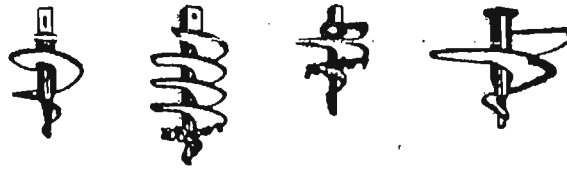
También se puede excavar pilas de sección rectangular, oblonga o alguna combinación de estas secciones mediante almejas hidráulicas adosadas en la parte inferior de un barretón de una pieza telescópica, la presión del sistema se genera mediante una unidad de potencia que al igual que las excavadoras se montan sobre una grúa móvil de orugas con capacidad mayor 45 ton.



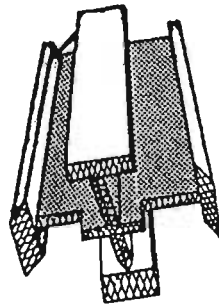
Almeja hidráulica para excavación



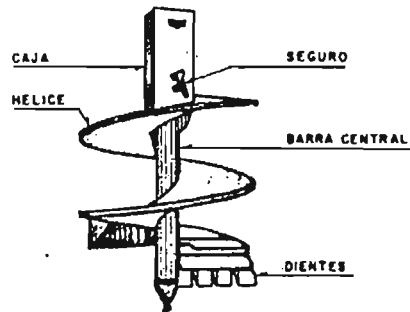
Almeja hidráulica guiada ,montada sobre
equipo de excavación



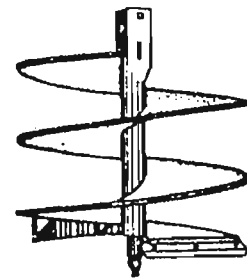
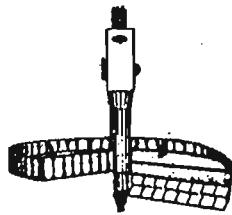
Cónicas



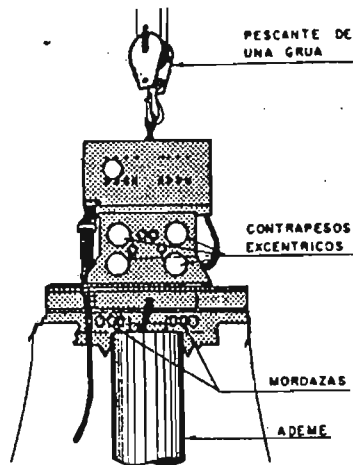
TREPANO



Cilíndricas



Brocas espirales



Vibrohincador

6.5 Vibrohincadores

Los vibrohincadores también llamados martillos vibratorios, son máquinas diseñadas para llevar a cabo el hincado o extracción de tubos o perfiles de acero en el subsuelo. El vibrohincador toma su energía de una unidad motriz de combustión interna diesel, que esta acciona a su vez un generador eléctrico o una bomba hidráulica según se requiera.

Con un sistema de control se acciona el generador de vibración y la mordazas que sujetan los tubos o los perfiles durante el hincado. Para trabajar con este equipos necesario utilizar una pluma móvil del cual depende el vibrohincador.

En la construcción de las pilas el martillo vibratorio se emplea para el hincado y la extracción de un tubo de ademe que sirve como protección de las perforaciones.

La operación para el hincado de un tubo ademe se inicia cuando el vibrohincador se amordaza al borde superior de aquél, después basta colocar verticalmente en el sitio indicado y dejarlo que penetre hasta su profundidad de proyector por medio de la aplicación

de vibraciones aprovechando además el peso del martillo vibratorio además el mismo tubo. Para la extracción se aplica hacia arriba el tiro de grúa a la vez que se tiene en funcionamiento el martillo vibratorio.

6.6 Herramientas para las pilas

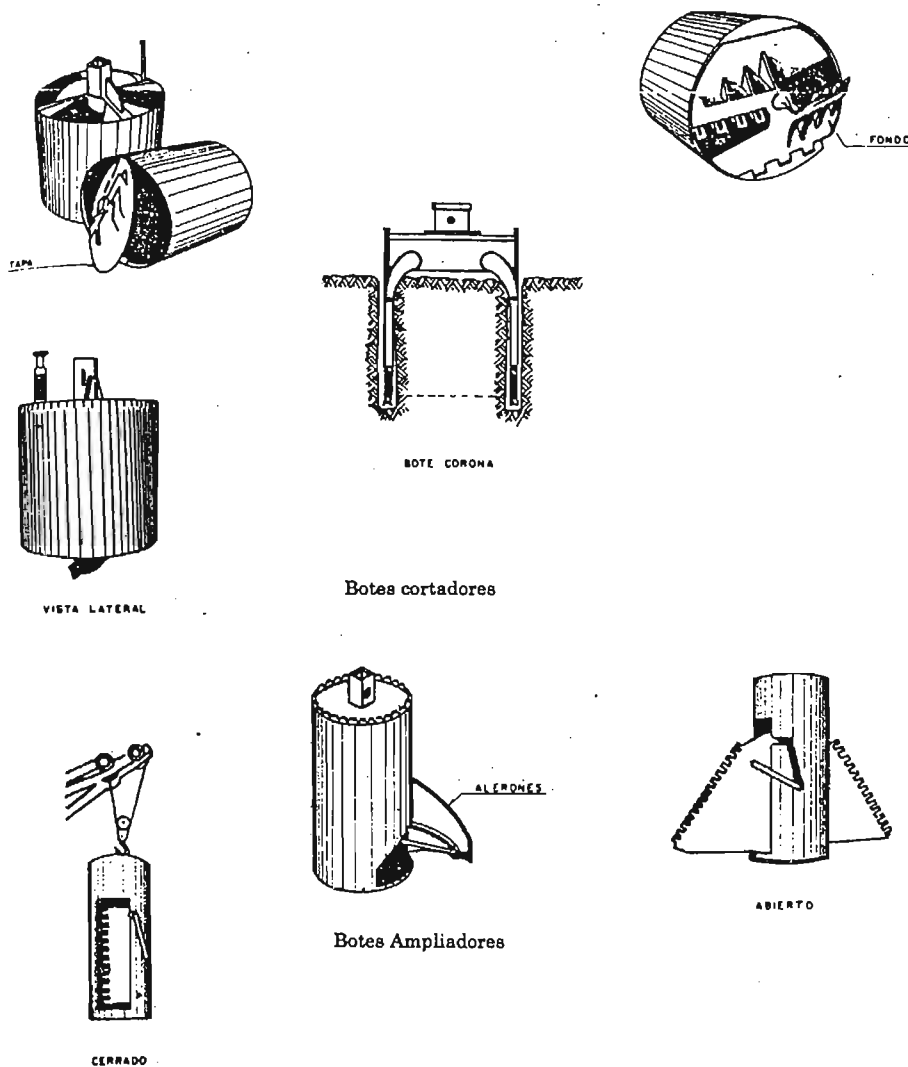
Las principales herramientas se acoplan a los equipos de perforación que permiten formar los barrenos en el subsuelo, son las brocas, los botes y los trépanos

Las perforadoras rotatorias emplean brocas espirales, botes cortadores botes ampliadores para la formación de campanas en la base de las pilas y los trépanos.

- a) Brocas espirales. Pueden ser cilíndricas o cónicas, los elementos de corte están constituidos por cuchillas de acero de alta resistencia. Las espirales cilíndricas se emplean en suelos preferentemente cohesivos que se encuentran por encima del nivel freático donde pueda ser posible la extracción del material. En cambio las brocas cónicas se utilizan cuando exista la presencia de boleas en el suelo como guías en terrenos duros.
- b) Botes cortadores. Son cilíndricos de acero con la tapa articulada en la base, En esta tapa se localizan los elementos de corte de unas trampas que permiten la entrada del material cortado pero que impide la salida. Se emplea tanto en suelos cohesivos como en los no cohesivos aun abajo del nivel freático.
- c) Los botes coronas son cilindros abiertos que tienen en su borde inferior dientes de acero de alta resistencia o insertos de carburo de tungsteno, Se emplea en suelos duros o en rocas suaves extrayendo el material cortado con un dispositivo cónico situado en el interior del bote.
- d) Botes ampliadores también botes campana son cilindros de acero similares a los botes cortadores pero que tienen un dispositivo o dos, formados de dos alerones cortadores que

van sobresaliendo del bote a medida que van cortando el material en el fondo de la perforación formando así la llamada campana.

e) Trépanos: Son herramientas de acero de gran peso que trabajan a percusión dejándolas caer libremente desde cierta altura. Se utilizan para romper rocas o bloques que se encuentren en la perforación, o para el empotramiento de pilas de las formaciones rocosas. Existen varios tipos y tamaños que se emplean de acuerdo a los problemas especificados de cada caso.



6.7 Perforación

Se deberá seleccionar aquí los métodos constructivos que garanticen la localización precisa de la perforación para pila, su verticalidad, que el suelo adyacente a la excavación no se altere mayormente y que se obtenga un agujero limpio que tenga las dimensiones de proyecto en toda su profundidad.

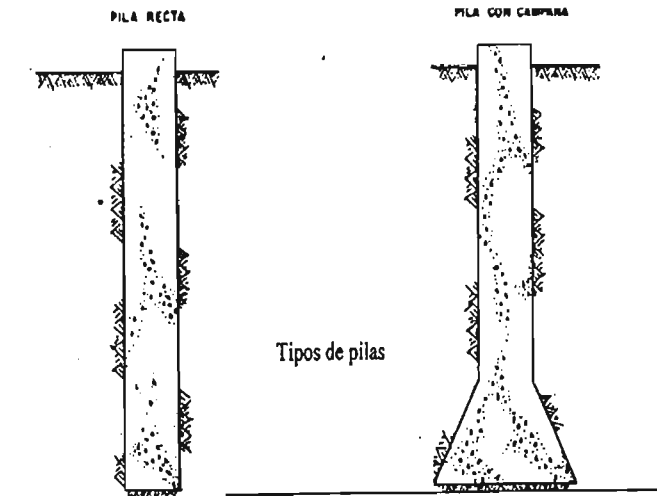
Se debe evitar en lo posible la sobreexcavación del terreno.

Tan importante es la selección atinada de perforación que tenga la capacidad suficiente para la obra, como la selección apropiada de la herramienta de ataque, es normal que quede un poco de material suelo en el fondo del barreno, pero debe uno de procurarse que este sea el mínimo empujando herramientas de limpieza apropiadas.

Una buena construcción de pilas nuevamente implica excavar el barreno en el menor tiempo posible y colocar en seguida el concreto, tiempo de construcción excesivos pueden dar lugar al relajamiento de esfuerzos en el sitio, lo cual permitirá ciertos desplazamientos del suelo del pozo abierto, con la siguiente disminución de la resistencia al corte y mal comportamiento posterior de la pila.

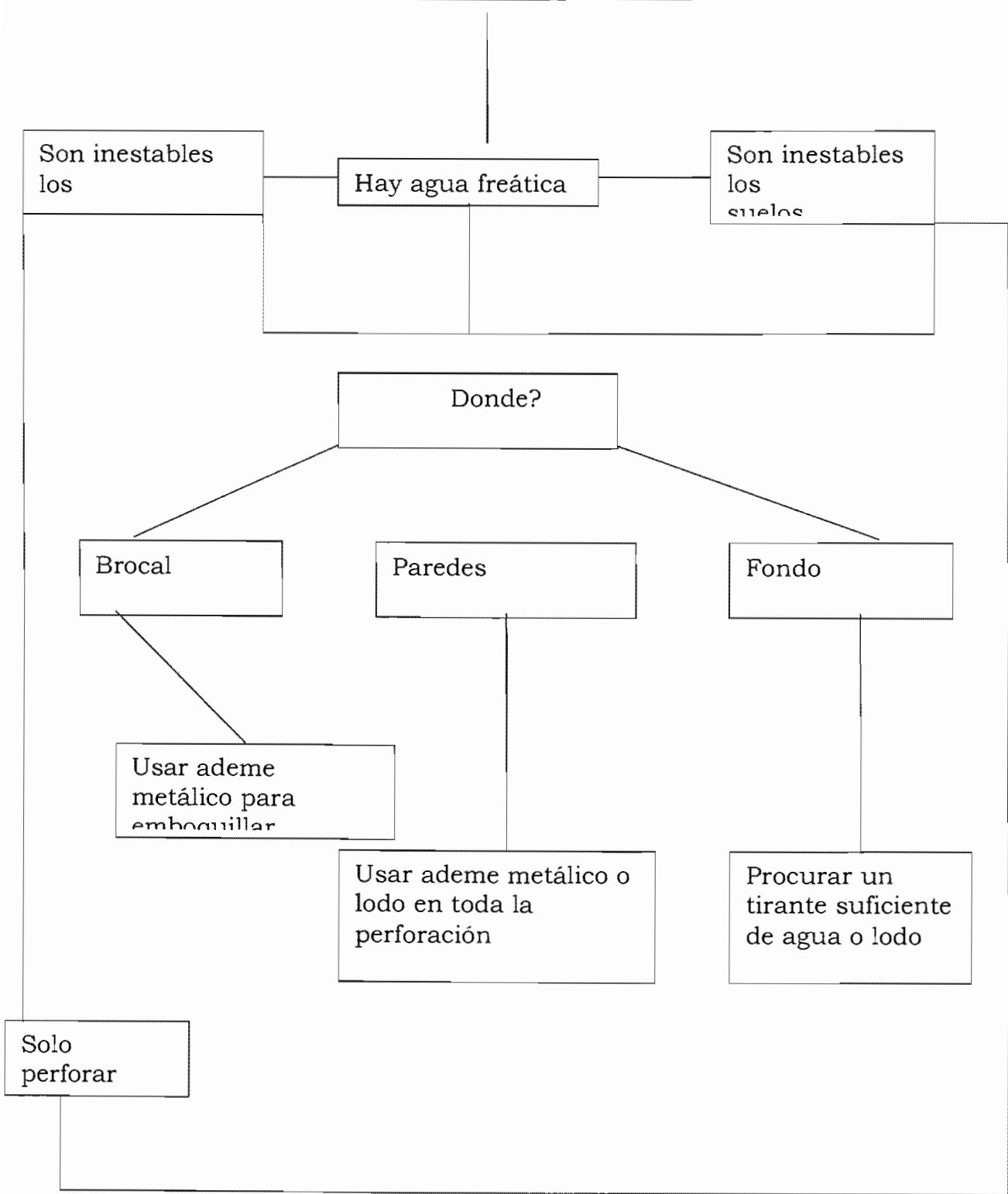
La perforación es una etapa inicial en la construcción de las pilas y consiste en formar un agujero en el subsuelo, donde posteriormente se deposita el material que formará la pila en sí, sea este concreto reforzado, concreto simple, concreto ciclópeo, etc., sus dimensiones requieren de los requerimientos del proyecto y su sección transversal comúnmente cilíndrica, puede tener ampliación en forma de campana en su base.

Con los equipos de excavación mediante almejas hidráulicas guiadas, es posible construir pila de sección transversal u oblonga de acuerdo al tipo de almeja usada o bien secciones compuestas.



Un aspecto de gran relevancia se refiere a la estabilidad que presentan las paredes de la perforación durante su ejecución debiendo decidir por ello si debe o no ser protegida para evitar derrumbes o cerramientos. Para tal decisión, es necesario conocer las características físicas y las propiedades mecánicas del suelo por atravesar así con la influencia del agua freática, en caso de que exista ya que la estabilidad depende esencialmente de la combinación de estos factores: a continuación se muestra el árbol de decisiones que toma en cuenta lo anterior.

FORMACIÓN DEL BARRENO



Existen suelos que son aun estables con la presencia de agua freática, otros en los que el agua puede ocasionar erosión y derrumbes y finalmente otros que son inestables en sí, aunque no exista agua freática.

Durante la excavación del pozo debe de verificarse la verticalidad de las paredes. Se pueden efectuar comprobaciones rápidas colocando un nivel de carpintero sobre la barra Kelly. Cuando la herramienta de avance encuentra obstrucciones tales como boleos, cimientos antiguos o rellenos de desecho tiende a desviarse la verticalidad inclinando el barreno, si la perforación se apoya sobre terreno blando, los asentamientos diferenciales que experimenta pueden provocar que la barra se quede desalineada.

En suelos firmes y duros con pequeños o nulas filtraciones de agua, no será necesario el ademe a menos que sea como medida de seguridad para la inspección del barreno. Cuando se trate de evitar asentamientos de la superficie vecina al barreno, deberá usar el ademe.

Cuando se especifique empotramiento en roca, tal penetración debe de alcanzar con métodos probados, como el trepano. No es aconsejable el uso de explosivos cuando estos puedan causar daños al propio subsuelo o a la vecindad de la obra.

a) Sin protección

La perforación sin protección es aplicable a suelos firmes o compactos cohesivos, sobre o bajo el nivel freático que no presenten o socavaciones al ser cortados por las herramientas de las perforaciones.

Tal es el caso de arcillas y limos arcillosos, firmes o duros, o bien limos arenosos compactos y tobas que pueden mantener estables sus paredes en cortes verticales aun en presencia de agua, siempre que el flujo no sea excesivamente grande.

Para perforar estos materiales basta seleccionar el equipo y herramientas estructurales adecuadas con base en la resistencia detectada en el subsuelo, realizar la perforación hasta alcanzar la profundidad de diseño y si el proyecto específico, proceder a la ampliación de la base, el cual se puede hacer manualmente o con el bote ampliador.

b) Ademada

La protección de la perforación puede ser requerida por la inestabilidad propia del material o por presencia del agua freática.

Los ademes metálicos son tubos de diámetro acorde al de la perforación requerida por la pila. El espesor de la pared del tubo es función de los esfuerzos a que estará sometido durante el hincado y su extracción y su longitud depende de los problemas de inestabilidad particular de cada caso.

Puede hincarse a una profundidad somera para proteger el inicio de la perforación de la pila (emboquillado), como en el caso de un estrato superficial de arena limpia con o sin nivel freático, apoyarse sobre suelo estable, o bien hincarse en toda la longitud de la pila, por ejemplo, si el manto ademe puede efectuarse mediante el empleo de un martillo golpeador o un vibrohincador bien sea en un sola perforación o en varias, haciendo varios ciclos de perforación cortos alternando con la colocación de tramos de ademes soldados a tope hasta lograr la longitud requerida; la extracción del material del interior del tubo se puede realizar con toda herramienta apropiada para el tipo y condiciones del suelo, por ejemplo un bote cortador.

Los ademes del suelo pueden ser recuperables cuando se extraen al finalizar el colado de la pila, o bien se pierden cuando se integran a ellas.

c) Con lodo

Se denomina lodo de perforación a una mezcla de agua con arcilla coloidal, generalmente bentonita, empleada como auxiliar en la ejecución de barrenos cuando se desarrollan los sistemas de explotación petrolera mediante máquinas rotatorias, fue introducida la técnica del lodo de perforación por las ventajas que presentan sobre el agua que anteriormente se venía usando. Posteriormente se amplió el campo de acción del lodo hacia los pozos de agua, la explotación geológica y de suelos y la construcción de pilas.

Durante el proceso de perforación, el lodo se emplea para:

- ↓ Estabilizar las paredes
- ↓ Remover y transportar recortes del suelo ya que al entrar en operación el equipo de perforación se producen recortes de perforación.
- ↓ Enfriar y lubricar la herramienta rotatoria de corte.
- ↓ Contrarrestar sobre presiones que se presenten por presencia de gases, artesianismo, etc.

La estabilización de perforaciones para pilas usando lodo bentonítico, se aplica a suelos con problemas inestables que presenten problemas de derrumbes ya sea por presencia de agua freática o por sus desfavorables propiedades mecánicas. Este nos permite soportar en suspensión partículas sólidas evitando con ello sedimentaciones indeseables, durante la fase de colado.

6.8 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo debe habilitarse (cortando, doblado), armarse y colocarse apegándose a las instrucciones señaladas en los planos. A continuación se describen los aspectos importantes en e la colocación del acero de refuerzo.

6.8.1 Traslapes

Para el corte y armado del acero de refuerzo debe planearse su “secuencia de utilización” con el objeto de además de procurar que los empalmes o traslapes no quedan en la misma sección transversal, de acuerdo a los reglamentos respectivos, se logre un aprovechamiento más racional del mismo.

Cuando un elemento estructural requiere de varillas de mayor longitud que las que normalmente se fabrican, se recurre a traslaparlas o empalmarlas para alcanzar la longitud requerida en los planos de proyecto. Para varillas del No.8 y menores, se recomienda usar traslapes de longitud equivalente a 40 diámetros de la varilla, aunque nunca menores de 30 cm.

Para varillas del No.10 mayores no se aconseja el traslape y debe recurrirse a la soldada de las mismas.

Cuando la sección transversal concurren más de 50% de los traslapes,. La longitud de estos deberá ser un 20% mayor, los estribos en dicha zona de traslapes deberá tener el espaciamiento mínimo posible, para refuerzo en espiral, el traslape deberá ser equivalente a 1.5 vueltas.

6.8.2 Ganchos y dobleces

Cuando por el espacio disponible no es posible dar la longitud necesaria para desarrollar el esfuerzo de adherencia entre el concreto y el acero, se recurre a la técnica de efectuar dobleces en el extremo de varilla, a fin de tomar ganchos o bien, escuadras. Estos dobleces deben de tener una geometría determinada, esta depende del diámetro de la varilla, de la resistencia tanto del concreto como del acero y de la ubicación de la varilla respecto al espesor del elemento estructural.

6.8.3 Recubrimientos y espaciamientos

Se denomina recubrimiento al espesor de concreto remanente entre la cara exterior del elemento estructural de concreto y la cara exterior del acero de refuerzo más cercano, pudiendo ser un estribo o una varilla longitudinal. Dicho recubrimiento tiene por objeto proteger el acero de refuerzo de los agentes adverso, atmosférico o químicos del ambiente en el que se va a ser trabajando elemento de concreto, ya que algunos producen corrosión, poniendo el peligro la seguridad del elemento y por ende la integridad de la estructura. Se aconsejan los siguientes recubrimientos mínimos:

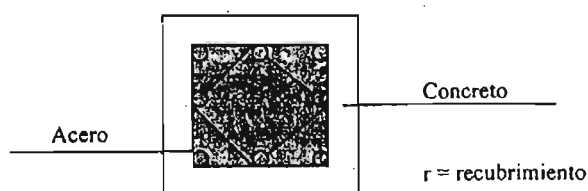
ELEMENTO	MEDIO AMBIENTE	
	Inocuo	Agresivo
Pilote	5 cm (2")	7.5 cm (3")
Pila	7.5 cm (3")	10 cm (4")

La distancia libre entre las varillas paralelas no deberá ser menor que el diámetro nominal de la varilla, o una y media veces el tamaño máximo del agregado y nunca menor a 2.5 cm (1"). lo que se mayor.

Cuando se usan paquetes de varillas estos no deberán tener un máximo de 4 varillas máximo(el actual reglamento de construcciones ya no permite paquetes de varillas) y las mismas deberán de terminarse al intervalo $40\emptyset$ salvo que sea necesario en toda la longitud, para fines de espaciamiento un paquete deberá considerarse como una unidad.

Para esfuerzo en espiral, el espaciamiento centro a centro no deberá ser mayor que un sexto del diámetro del núcleo del concreto. La separación libre entre3 los espirales no debe de ser mayor a 7.5cm (3") ni menor a 3.5cm (1 3/8) o 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.

Para estribos circulares o rectangulares, la separación entre los mismos no debe de ser mayor que 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal o 48 veces el diámetro del estribo o la dimensión menor del elemento.



Recubrimiento del acero de refuerzo

6.9 Manejo y colocación

Cuando por necesidad de la obra de acuerdo al procedimiento constructivo, el acero de refuerzo deba armarse en un sitio para posteriormente colocarlo en una cimbra o dentro de una perforación para pila, además del acero especificado para cumplir con los requisitos estructurales, debe de colocarse refuerzo adicional a manera de formar armaduras que permitan el manejo del acero de refuerzo, ya armado sin que presenten deformaciones, movimientos o desplazamientos del lugar que ocupará dicho refuerzo en el futuro elemento de concreto. La forma de "armar" el acero de refuerzo para permitir su manejo, dependerá de la longitud y peso del mismo, así como del equipo disponible para su manejo.

Cuando el método constructivo empleado establezca la extracción del ademe, se debe tener cuidado para evitar que el refuerzo se altere o quede en contacto con el suelo en tal extracción.

6.10 Concreto

Además de los requisitos de calidad que debe de cumplir los materiales que intervienen en la fabricación del concreto deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos, para asegurar la calidad de la construcción de pilas.

1-Tamaño del agregado. Es importante que el concreto pase libremente entre los intersticios del acero de refuerzo para que logre ocupar todo el volumen excavado para pila por lo que se recomienda que el tamaño máximo del agregado no sea mayor a $2/3$ partes de la abertura mínima entre el acero de refuerzo o del espesor del recubrimiento lo que sea más pequeño.

2-Revenimiento. Para lograr resultados óptimos en el colado, es fundamental el proporcionamiento de la mezcla de concreto. Se recomienda un revenimiento de 15 a 20 cm además del empleo de aditivos con el fin de retardar el fraguado durante el colado mejorar

las características de trabajabilidad es importante asegurar un colado continuo para asegurar juntas frías.

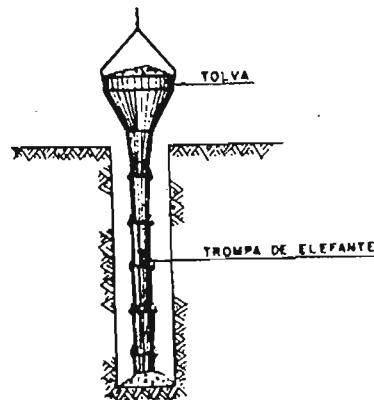
3-Aditivos. No se aconseja el uso de acelerantes de fraguado; los retardantes pueden ser útiles en ciertos casos y los fluidificantes también.

6.10.1 Colado en seco

Antes de proceder el colado es recomendable efectuar una limpia del fondo del pozo, eliminando los azolves o recortes sedimentados en el fondo de la perforación, mediante herramientas apropiadas.

Existen varios métodos para la colocación en seco del concreto, que todo en común busca evitar la segregación. Cuando la perforación es totalmente libre del agua y de su sección transversal lo que permite, el colado se realice con recipientes especiales "bachas" que descargan por el fondo, las cuales se movilizan por medio de malacates o bien con grúas. A continuación se observa el funcionamiento de la "bacha".

También se puede utilizar tuberías de conos, segmentadas, llamadas comúnmente trompas de elefante. O bien bombas para concreto.



Trompa de elefante

Cuando las dimensiones transversales son mayor a 2.4m es posible utilizar canaletas en espiral se debe calcular el volumen teórico de concreto necesario para llenar el agujero para la pila y compararlo con el volumen real colado. El concreto deberá colocarse de ser posible, en una sola operación continua.

6.10.2 Colado bajo agua o lodo

Cuando el concreto debe colocarse bajo el agua o bajo lodo bentonítico, se acostumbra a usar una o varias tuberías estancadas (tremie) de acuerdo con las dimensiones de la pila, cuyo diámetro interno sea por lo menos seis veces mayor que el tamaño máximo del agregado grueso del concreto. Para su manejo puede estar integrado por varios tramos de 3m de longitud como máximo fácilmente desmontables, por lo que se recomiendan que tengan cuerdas de listón o trapezoidales. Es imperativo que la tubería sea perfectamente lisa por dentro es aconsejable que también lo sea por fuera lo primero para facilitar el flujo continuo y uniforme durante el colado y lo segundo para evitar atoramientos de la tubería con

el armado. Arriba de la tubería se acopla una tolva para recibir el concreto, de preferencia de forma cónica y con un Angulo comprendido entre 60° y 80°

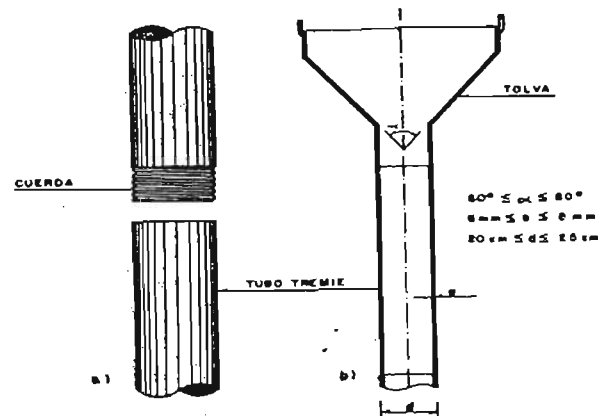


Fig. 3.6 Tubería tremie para colados bajo agua o lodo

6.11 Tubería tremie para colados bajo agua o lodo

Durante la movilización y transporte de los tubos, es recomendable engrasar y proteger sus cuerdas con anillos especiales roscados.

Los diámetros usuales para estas tuberías varían entre 20 y 25 cm (8" y 10") y sus espesores de pared entre 6 y 8 mm.

Para realizar con rapidez maniobras de acoplamiento y desacoplamiento de la tubería, es conveniente contar con dispositivos especiales para apoyarla y sujetarla, como el que se muestra a continuación.

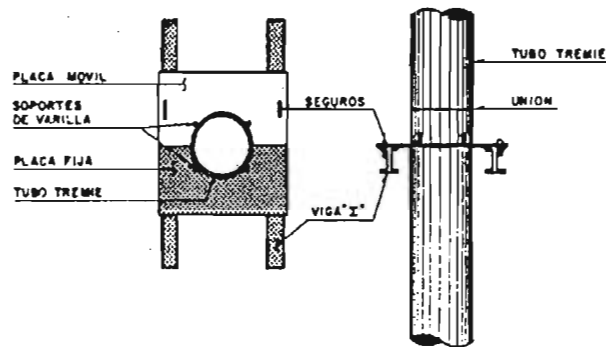


Fig. 3.7 Dispositivo para sostener la tubería tremie

6.11.1 Dispositivos para sostener la tubería tremie

El procedimiento de colado mediante tubería tremie siempre buscar el concreto a partir del fondo de la perforación dejando permanentemente embebido el extremo inferior de la misma así al avanzar el colado tiene lugar el desplazamiento continuo del lodo (o agua) manteniéndose una sola superficie de contacto.

La diferencia que existen entre el concreto fluido (2.4 ton/m^3) y el lodo (1.04 ton/m^3) ayuda a que dicho desplazamiento se efectúe eficazmente; es conveniente seguir las siguientes recomendaciones para lograr buenos resultados.

Revisar la tubería antes de que sea colocada dentro de las perforaciones, asegurarse de que estén en buen estado y engrasados de las cuerdas y comprobando de que no tengan desajustes entre las uniones de sus tramos que puedan provocar la entrada de lodo (o agua) en su interior (cuando se cuele bajo el agua se recomienda que en las uniones se utilice cinta quirúrgica para sellar bien).

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Una vez instalada la tubería dentro de la perforación y antes de empezar el colado, es necesario colocarle en su extremo superior un tapón deslizante (diablo) como se ve en la figura que puede ser una cámara de balón inflada, una esfera de propileno, un atado de bolsas vacías de cemento o bentonita, etc, el cual tiene como función primordial evitar la segregación del concreto al iniciar el colado, ya que después el mismo concreto en el interior de la tubería se encarga de amortiguar la caída evitando este efecto.

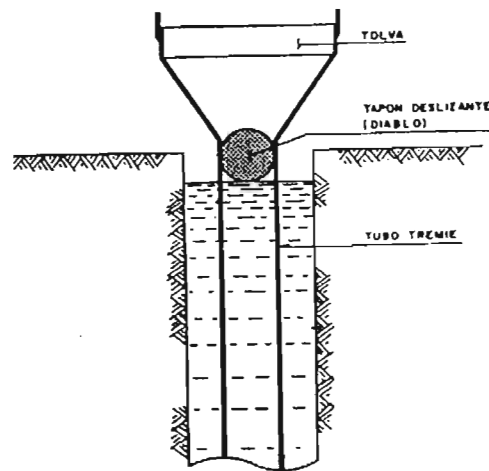


Fig. 3.8 Colocación de tapón deslizante o diablo en la tubería tremie

6.11.2 Colocación de tapón deslizante o diablo en la tubería tremie

Al iniciar el colado, el extremo inferior de la tubería debe estar ligeramente arriba del fondo de la perforación (no más de la tubería) para que permita la salida del tapón y del primer volumen del concreto; después de ello y durante el colado, el extremo inferior de la tubería

debe de permanecer siempre embebido en el concreto alcanzados durante su colocación para el momento

Que se juzgue conveniente se puede retirar tramos de la tubería sin el riesgo de que ésta quede fuera del concreto

Existen tendencias de parte de los constructores de cimentaciones para usar equipo de bombeo para concreto en el colado de pilas. En tal caso es importante asegurar una granulometría de agregados que evite la segregación.

Es conveniente hacer notar que este método presenta además, ciertos problemas como por ejemplo dificultad de colocar el tapón antes de iniciar el colado, que se puede resolver mediante el implemento como se muestra en la siguiente figura.

Por lo anterior. El ejemplo de concreto bombeado directamente hasta el fondo de las perforaciones estabilizadas con lodo o agua debe de hacerse con ciertas reservas, siendo preferible en caso de ser usado, combinarlo con tubería convencional tremie.

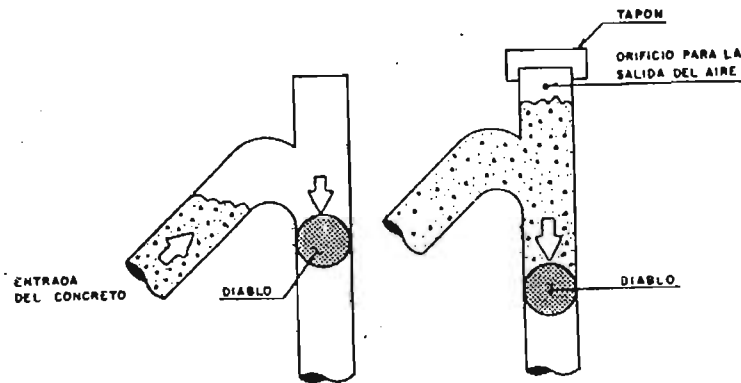


Fig. 3.9 Dispositivo para la colocación del tapón deslizante para colados por bombeo de concreto

6.11.3 Dispositivo para la colocación del tapón deslizante para colados por bombeo de concreto

Verificación de calidad

Métodos directos

a) Muestreo. Uno de los métodos directos de verificación de la calidad de las pilas consiste en la ejecución de perforaciones con la obtención continua de núcleos de concreto a lo largo de ellas, empleando máquinas rotatorias y barriles muestreadores con broca de diamante. El empleo de ese sistema presenta la ventaja que físicamente se puede deducir de la observación de los núcleos solo la presencia o ausencia de anomalías en el concreto provocadas por contaminación, disgregación o deslave del concreto. Así mismo, es posible detectar la calidad en el contacto de la pila con terreno natural.

b) Circuito de televisión. Este método consiste en el empleo de pequeñas cámaras de televisión que son introducidas en perforaciones previas realizadas en las pilas y que permiten la observación directa de las paredes y de fondo de las mismas. Tiene la desventaja de que únicamente se pueden detectar fallas muy marcadas como lo son grandes huecos dejando dudas en cuanto a contaminación o disgregación del concreto no muy severas pero si importantes para el comportamiento de pilas

Métodos indirectos

Actualmente se han desarrollado muchos métodos que abaten el costo comparación los directos pero la única desventaja de estos es que no se tiene información de la resistencia del concreto.

a) **Método del eco.** Se basa en la propagación y reflexión de una onda en un medio heterogéneo. El sistema consiste en la emisión de vibración generada en la cabeza de la pila y la captación de ella con un receptor colocado en la parte superior de la misma.

Por medio de un osciloscopio se registra el tiempo que transcurre en el momento de la emisión de la onda y recepción a fin de determinar la distancia recorrida conociendo su velocidad y propagación.

b) **Método de “Cross Hoole”.** Al igual que el método anterior, consiste en la emisión de una vibración pero en vez de ser producida en la cabeza de la pila, se genera dentro de un tubo lleno de agua que se coloca en el armado de pila previamente al colado. La captación de esta onda se realiza por medio de un receptor colado al mismo nivel de emisor pero en otro tubo después de haber atravesado el cuerpo de la pila. La operación se repite a lo largo de la pila, obteniéndose una gráfica en la cual se presenta el tiempo de propagación de las ondas captadas.

6.12 INSTRUMENTACION DE CAMPO

A continuación se presenta los lineamientos que deberá de implementarse para monitorear el comportamiento de la excavación.

6.12.1 Piezómetro abierto en perforación previa

6.12.2 OBJETIVO

Este dispositivo permite determinar la presión de poro de un lugar a una cierta profundidad, al medir el nivel del agua que se establece en un tubo vertical, que tiene su extremo inferior permeable. Esta información es necesaria para alguno de los siguientes propósitos: a) determinar el estado inicial de esfuerzos del sitio en estudio, b) definir las condiciones de flujo de agua, y c) conocer la influencia del proceso constructivo en la presión de poro.

6.12.3 APARATO

Consta de un tubo vertical, usualmente de PVC o metálico de 0.5 pulg., de diámetro, con copes cementados, y una celda permeable en su parte inferior. Esta celda es también un tubo de PVC de 1.5 pulg., de diámetro y 30 cm. de altura, con ranuras horizontales de 1 mm, que permiten el paso del agua; se acostumbra llenar la celda permeable con arena de partículas mayores de 2 mm; usualmente se coloca un fieltro o una malla muy fina para confinar la arena dentro de la celda.

6.13 INSTALACIÓN

6.13.1 Trabajos de campo

Estos piezómetros se instalan en perforaciones verticales, cuidando que la celda permeable se mantenga libre de lodo y quede rodeada de un filtro de arena limpia; el procedimiento de instalación; consiste esencialmente en las siguientes etapas:

1. Se perfora el suelo con un 3 pulg., hasta una profundidad debajo de la instalación del fluido de perforación debe ser agua.
2. Se instala ademe metálico de diámetro N y se hace circular agua limpia hasta que retorne con un mínimo de material en suspensión.
3. Simultáneamente a lo anterior se ensambla el piezómetro con la longitud total del tubo vertical (por ejemplo 30 m), para permitir que el cemento de los copios tenga tiempo suficiente para endurecer; si se emplea tubería metálica en las cuerdas se debe colocar cinta de teflón.
4. Se extrae el ademe 30 cm. y se vacía arena bien graduada en el pozo, controlando su volumen.
5. Se coloca el piezómetro dentro del pozo, comprobando que quede bien asentado en la arena. Esta maniobra se hace aprovechando la flexibilidad de la tubería de PVC (0.5 pulg. Φ), que fácilmente admite radios de curvatura de 3 m, aproximadamente; cuando se utiliza tubería metálica se enrosca a medida que se introduce al pozo. En cualquier caso se coloca un tapón superior roscado o débilmente cementado, con una pequeña perforación para que el aire entrampado tenga salida.

6. Se extrae el ademe en tramos de 10 cm., vaciando gradualmente arena dentro del pozo hasta 30 cm. por arriba del bulbo.

7. Se agrega bentonita en bolas para sellar un tramo de un metro del pozo, controlando su volumen.

8. Se extrae el ademe y se rellena el pozo con lodo arcilloso.

6.13.2 Criterios de instalación

Las celdas permeables de los piezómetros deben colocarse coincidiendo con los estratos permeables que aseguren su buen funcionamiento, aprovechando un perfil estratigráfico obtenido con el cono eléctrico, porque esta técnica detecta con precisión los estratos duros de secado solar, de pómez o de arenas volcánicas, que tienen mayor permeabilidad que las arcillas intermedias.

Por lo anterior, una estación piezométrica siempre esta constituida por varias celdas de medición, usualmente 2 o 4, en igual numero de perforaciones.

Piezómetro abierto

6.13.3 Protección de los aparatos

La parte superficial de los piezómetros, esto es, la salida de los tubos verticales deberá quedar alojada en un registro de protección. Los tubos deben tener una etiqueta que identifique la profundidad de cada celda; el registro tendrá también un nivel de referencia de las elevaciones.

6.14 MEDICIÓN

La celda permeable permite que se defina la altura piezométrica del agua de la lente en que fue instalada por su parte, el sello debe impedir la intercomunicación con los otros lentes que queden por arriba.

El tiempo de respuesta de este piezómetro es lento probablemente de varios días, porque tiene que acumularse el agua dentro del tubo vertical, hasta alcanzar la altura de equilibrio.

El nivel del agua dentro del tubo vertical se determina con una sonda eléctrica integrada por un cable eléctrico dúplex flexible y un medidor de resistencias (óhmetro); la punta del cable lleva una boquilla de plástico que impide que los dos alambres conductores puedan hacer contacto con la pared interior del tubo, tiene también un lastre metálico para tensar el cable y asegurarse de la precisión de la medición. Una vez que los conductores, tocan la superficie del agua cierran el circuito, y el óhmetro lo registra; la precisión de la medición es ± 1.0 cm. de columna de agua. La medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con un nivel de referencia instalado junto al piezómetro

6.14.1 INFORMACIÓN OBTENIDA

6.15 Condiciones iniciales

Una vez estabilizados los niveles de agua de las celdas que constituyen una estación piezométrica, y la posición de los niveles de agua, se ve la variación con la profundidad de los esfuerzos totales y la correspondiente de los esfuerzos efectivos. Se muestra que restando de los esfuerzos totales la magnitud de las elevaciones piezométricas, se obtienen los valores de los esfuerzos efectivos a las elevaciones en que se han instalado las celdas de medición; estos puntos se unen linealmente, considerando que en los estratos arcillosos intermedios a presión de poro varía linealmente.

6.15.1 Evolución de los niveles piezométricos

Considerando que los niveles piezométricos pueden cambiar a consecuencia de; a) bombeo profundo para el abatimiento de agua, b) recarga de los acuíferos durante el periodo de lluvias c) bombeos superficiales por excavaciones superficiales, y d) por la aplicación de sobrecargas superficiales, se requiere determinar la evolución de los niveles piezométricos con el tiempo para ello se realizan observaciones frecuentes. Debe tenerse en cuenta el tiempo de demora que requieren los piezómetros abiertos para registrar estos cambios, que podría justificar el uso de piezómetros neumáticos a pesar de su elevado costo y delicada operación.

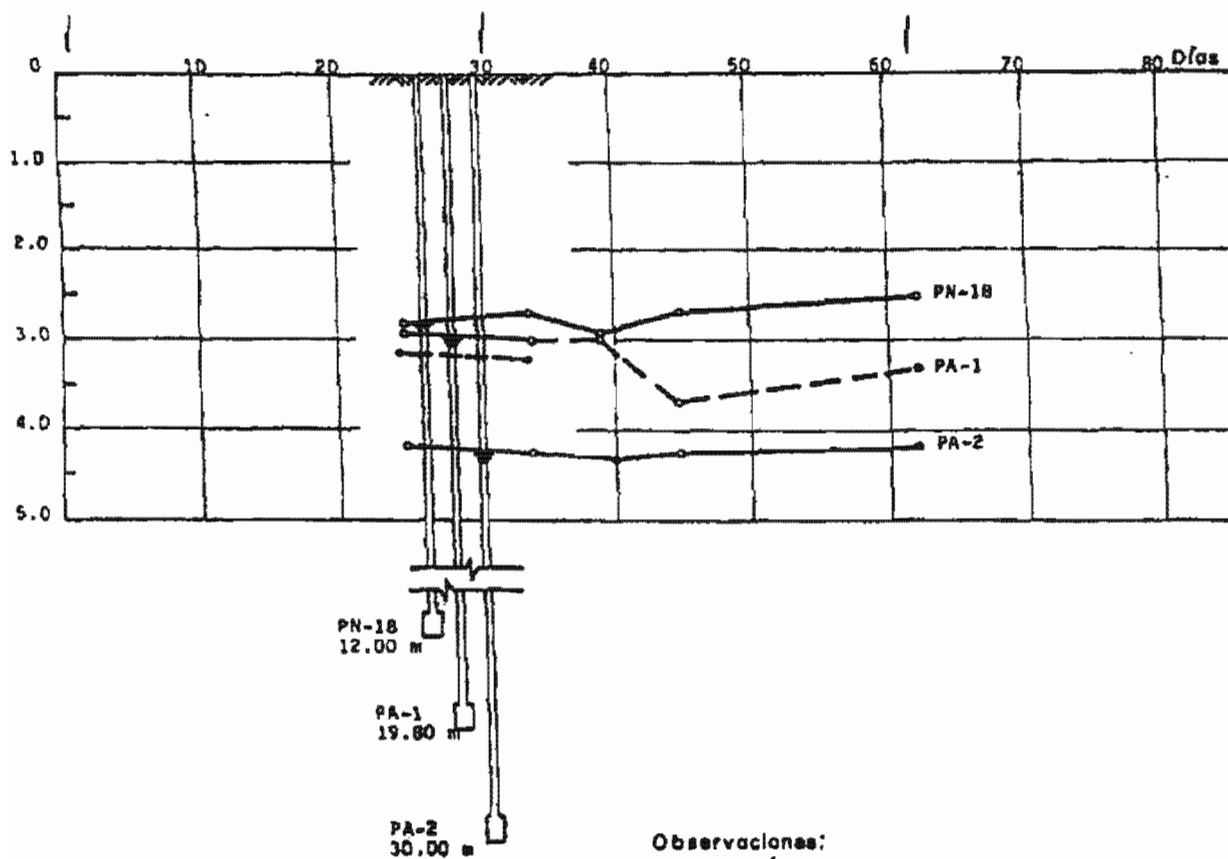
6.16 COMENTARIOS

Los piezómetros abiertos frecuentemente se identifican como tipo Casa grande, por ser ese investigador el primero que promovió su uso intensivo,

Los piezómetros abiertos pueden fabricarse con tubería metálica y de PVC; en cuanto al bulbo de medición, los hay de plásticos permeables, de metales sintetizados y de filtros geotextiles. En general, todos ellos tienen un comportamiento muy similar.

Se han desarrollado también técnicas para instalar piezómetros abiertos hincando a presión el tubo vertical, a medida que se protege temporalmente el bulbo permeable.

EVOLUCION DE LA COLUMNA DE AGUA EN UNA ESTACION PIEZOMETRICA



OBSERVACIONES:
 1. EL PIEZÓMETRO PA-1 PRESENTA UNA CAIDA DE 0.75 MM. EN LA COLUMNA DE
 2. EL PA-2 PRESENTA UNA CAIDA DE 1.70 M. EN LA COLUMNA DE AGUA DEBIDO AL BOMBEO

6.17 PIEZÓMETRO ABIERTO HINCADO

6.17.2 OBJETIVO

Permite determinar la presión de poro de un lugar a cierta profundidad, midiendo el nivel del agua que se establece en la punta permeable de un tubo vertical hincado a presión. Esta información es necesaria para cualquiera de los siguientes propósitos: a) determinar el estado inicial de esfuerzos del sitio en estudio, b) definiré las condiciones de flujo de agua, y c) conocer la influencia del proceso constructivo de la presión de poro.

6.17.3 APARATO

Este se muestra en la condición de hincado; los elementos que lo integran son: a) tubo de cobre de 5/8 pulg., de diámetro y 30 cm. de longitud, con perforaciones 5 mm., forrado con fieltro permeable, b) tubo de fierro galvanizado de 3/4 pulg., de diámetro de 1.0 m con copies, y c) punta cónica do acero do 2.7 cm. de diámetro, con sello temporal de silicón al tubo galvanizado.

6.18 PUNTA PIEZOMETRICA

6.18.1 INSTALACIÓN

6.18.2 Trabajos de campo

Estos piezómetros se hincan en el suelo con los gatos hidráulicos de una perforadora o de un cono mecánico. En suelos muy blandos pueden hincarse manualmente a percusión, con ayuda de un marro ligero; en este caso, si la costra superficial es dura, previamente se

deberá perforar con la barrena helicoidal. El procedimiento de instalación manual o con ayuda de una maquina; consiste esencialmente en:

1. Perforar manualmente con una barrena helicoidal o con una perforadora mecánica, hasta un metro por arriba de la profundidad de instalación.
2. Hincar el piezómetro en el suelo en la posición cerrada, hasta la profundidad de proyecto; en estas condiciones el sello de silicón evita que penetre agua y lodo al interior del tubo. Si el hincado se hace a percusión, se requiere una cabeza protectora de la roscada los tubos; si se hinca a presión, deben usarse mordazas laterales.
3. Se introduce en el piezómetro una barra auxiliar de acero de 3/8 pulg., de diámetro, en tramos de 1.5 m, con cuerda, para formar una columna continua; se procede a introducir agua, hasta igualar el nivel en el interior del tubo (NA) con el nivel freático (NF). Enseguida, con la barra auxiliar se empuja a presión la punta de la celda permeable, o bien con los impactos de un martillo hasta abrir el piezómetro 20 cm.
4. Al extraer la barra de acero deberá agregarse agua de manera que el nivel del agua (NA) no cambie bruscamente, sino que se mantenga cerca o por arriba del nivel freático (NF); a continuación, este nivel tenderá a encontrar su posición de equilibrio.

6.18.3 Criterios de instalación

Los elementos permeables de los piezómetros deben colocarse coincidiendo con los estratos permeables que aseguren su buen funcionamiento; aprovechando un perfil estratigráfico obtenido con el cono eléctrico, porque esta técnica detecta con precisión los estratos duros de secado solar, de pómez o de arenas volcánicas que tienen mayor permeabilidad que las arcillas intermedias; de ahí que una estación piezométrica siempre esté constituida por vacíos bulbos de medición, usualmente dos a cuatro en igual número de perforaciones, pero a distintas profundidades.

6.19 BARRENA HELICOIDAL MANUAL

6.19.1 Protección de los aparatos

La parte superficial de los piezómetros, esto es, la salida de los tubos verticales, deberá quedar alojada en un registro de protección. Los tubos tendrán una etiqueta que identifique la profundidad de cada celda; el registro debe también tener un nivel de referencia de las elevaciones.

6.19.2 MEDICIÓN

El nivel del agua dentro del tubo se determina igual que en un piezómetro Casagrande, con ayuda de una sonda eléctrica integrada por un cable dúplex flexible y un medidor de resistencia (óhmetro). El tiempo de respuesta de este piezómetro es lento, probablemente de varios días, porque debe acumularse el agua dentro del tubo vertical, hasta alcanzar la altura de equilibrio.

6.19.3 INFORMACIÓN OBTENIDA

6.19.4 Condiciones iniciales

Una vez estabilizados los niveles de agua de las celdas que constituyen una estación piezométrica, y conociendo la variación con la profundidad de los esfuerzos totales, se puede determinar la variación de los esfuerzos efectivos.

En la muestra que de la magnitud de las elevaciones piezométricas, se obtienen los valores de los esfuerzos efectivos a las elevaciones en que se han instalado las celdas de medición; estos puntos se unen entre sí, considerando que los estratos arcillosos intermedios la presión de poro varía linealmente.

6.19.5 Evolución de los niveles piezométricos

Considerando que los niveles piezométricos pueden cambiar a consecuencia de: a) bombeo profundo para el abastecimiento de agua, b) recarga de los acuíferos durante el periodo de lluvias, c) bombeos superficiales por excavaciones superficiales, y d) por la aplicación de sobrecargas superficiales, se requiere determinar la evolución de los niveles piezométricos con el tiempo, para lo cual se realizan observaciones frecuentes de la ficha.

Debe tenerse en cuenta el tiempo de demora que requieren los piezómetros abiertos para registrar estos cambios, que podría justificar el uso de piezómetros neumáticos, a pesar de su elevado costo.

6.19.6 COMENTARIOS

Los piezómetros hincados se pueden identificar también como piezómetros abiertos tipo Casagrande

Como su instalación se hace sin emplear lodo bentonítico, su funcionamiento es muy confiable. La posibilidad de instalarlos manualmente los hace particularmente útiles para colocarlo en sitios de acceso difícil.

Las instalaciones de estos piezómetros hincados es más eficiente que la de los que se instalan en perforaciones previas; por ello su costo es menor.

6.20 INSTALACIÓN DE PUNTA PIEZOMETRICA

6.20.1 TUBO DE OBSERVACIÓN DEL NIVEL FREÁTICO

6.20.2 OBJETIVO

Este dispositivo permite determinar la posición del nivel freático, así como su variación estacional en los periodos de lluvias y sequía; sirve también para detectar el abatimiento de este nivel a largo plazo. Esta medición es indispensable para definir el estado de esfuerzos de la masa del suelo del sitio, así como su evolución con el tiempo.

6.20.3 DESCRIPCIÓN

El tubo de observación es un ducto vertical instalado en una perforación, que profundiza por lo menos un metro por debajo del nivel freático, su parte inferior es permeable para permitir la entrada del agua freática y la superior sellada con bentonita, para evitar que el agua superficial penetre al tubo., este dispositivo puede ser plástico PVC de 1 pulg., de diámetro con ranuras horizontales de 1 mm., de espesor en un tramo de longitud 1.5 m; para evitar que el suelo penetre al interior del tubo usualmente se utiliza un filtro geotextil.

6.20.4 INSTALACIÓN

Para la instalación de estos tubos se requiere una perforación de 5 a 10 cm. de diámetro que puede hacerse con una maquina, o bien, manualmente con la barrena helicoidal que para hacer esta perforación no debe utilizarse lodo bentonítico. Una vez terminada la perforación se introduce el tubo de observación protegido con una funda de polietileno o un tubo metálico, cuya función es evitar que el filtro se contamine por la maniobra; cuando el tubo está apoyado en el fondo de la perforación simplemente se levanta la funda de protección. A continuación se rellena la perforación en su parte inferior con arena media y el último metro con bentonita.

6.20.5 Criterio de instalación

Estos dispositivos deben instalarse abundantemente: en cada sitio donde se haga un sondeo, se instale una estación piezométrica o se tenga incertidumbre de la posición del nivel freático. La profundidad de instalación se deberá precisar durante la perforación.

Protección de los tubos

El tubo debe sobresalir de la protección por lo menos

6.20.6 MEDICIÓN

Se debe hacer como se describa para Los piezómetros abiertos

INFORMACIÓN OBTENIDA

Las mediciones de la posición del nivel freático deben interpretarse junto con la información piezométrica.

6.21 TUBODE OBSERVACIÓN

REFERENCIAS SUPERFICIALES

6.21.1 OBJETIVO

Medir Los desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie del terreno que circunda los cajones del Metro, así como de las construcciones próximas que pudieran sufrir daño a consecuencia de las excavaciones. Estas mediciones permiten detectar

oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien de deformaciones inadmisibles.

6.21.2 DESCRIPCIÓN

Las referencias superficiales son puntos fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en las estructuras vecinas» los primeros se instalan definiendo líneas de colimación paralelas al eje del cajón o como puntos aislados para referencias de nivel; observando las Líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales. Los testigos pintados en los muros permiten determinar la influencia de los desplazamientos verticales inducidos por las excavaciones en las estructuras cercanas.

Las características de las referencias superficiales son recomendables para conocer el comportamiento de las excavaciones que alojarán a los cajones del Metro se describen a continuación.

Testigo superficial. Es un cilindro de concreto simple de 15 cm. de diámetro y 30 de altura, con un perno metálico empotrado en su extremo superior; este perno es un tornillo de cabeza esférica de 5/8 x 4 pulg., con una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla metálica de medición, que esta graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para centrado.

6.21.3 TESTIGO SUPERFICIAL

Testigos en muros. Es una referencia de nivel horizontal formada por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, que se localiza en los muros de construcciones cercanas a las excavaciones.

6.21.4 INSTALACIÓN

Criterios de instalación

Los testigos superficiales se instalarán principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufran desplazamientos durante el proceso de construcción. Las líneas de colimación serán paralelas al eje del tramo, señalando una a cada lado de la excavación; como mínimo la distancia de las líneas de colimación al hombro de la excavación estará comprendida entre $0.5B$ y B , siendo B el ancho del cajón; en el caso de la zona del lago, se evaluará la conveniencia de dos líneas de colimación adicionales, las cuales se localizarán cada una a 0.5 m de la excavación.

En los tramos en curva se trazarán líneas de colimación tangentes, procurando que los testigos se mantengan dentro del intervalo de distancias recomendadas para los tramos rectos.

También es factible que se requieran testigos superficiales localizados fuera de las líneas de colimación, para medir desplazamientos verticales en sitios característicos; en este caso, el ingeniero responsable deberá indicar su localización.

Los testigos en muros se instalarán en todas aquellas estructuras, que basándose en el reconocimiento previo de la línea, se identifiquen como propensas a sufrir daños, así como en aquellas que por su importancia deban vigilarse cuidadosamente. Los testigos se colocarán en los muros paralelos y perpendiculares a la excavación; el número mínimo será de tres en cada muro y la separación máxima será 10 m.

6.22 TESTIGO EN MUROS DE ESTRUCTURAS

Procedimiento de instalación

Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación en el tramo, según los procedimientos que se describen a continuación:

a) Testigos superficiales

- Se trazan líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias recomendadas
- Se perforarán los sitios que alojarán los testigos
- Se colocan los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada y con un nivel de mano la horizontalidad de la cara superior del cilindro de concreto
- Se marcan los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero.

b) Testigos en muros

- Con ayuda del nivel topográfico de precisión se define la posición de estos testigos, a una altura aproximada de 1.5 m sobre el nivel de banqueta
- Se localizan los sitios donde se colocarán los testigos; las zonas seleccionadas se limpian y aplanan con mortero
- En los sitios elegidos se marcan cuadros de 7 x 7 cm. se pintan de blanco
- Con la ayuda del nivel de precisión se marca el eje horizontal de los testigos refiriéndolo a un banco de nivel profundo
- Se pintan de rojo los triángulos de las referencias y se marca la clave de identificación.

6.23 PROCEDIMIENTO DE MEDICIÓN

6.23.1 Equipo de medición

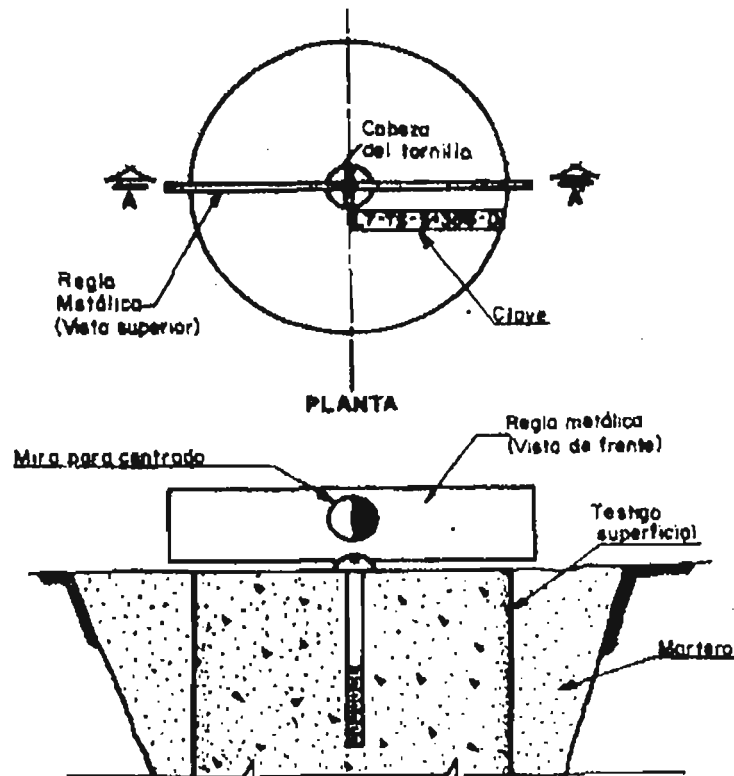
El tránsito que se utilice deberá tener plomada óptica de centrado y precisión de 15 seg.; las mediciones se harán dos veces en cada posición del aparato. Es indispensable que se compruebe frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20 m y amplificación de 25 diámetros. Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelador equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100 m, utilizando estadales con nivel de burbuja y graduados en milímetros; las mediciones se efectuarán cuando la reverberación sea mínima.

6.23.2 Desplazamientos horizontales

Se registrarán con la ayuda del tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación. En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira; la medición se realizará con aproximación de ± 0.5 mm.

6.23.3 Desplazamientos verticales

Se determinarán mediante nivelaciones diferenciales entre los testigos, tanto superficiales como de muros, y el punto de los bancos de nivel profundos. La precisión de las nivelaciones deberá ser de 2 mm en 100 m de distancia; el ajuste del aparato deberá verificarse semanalmente. Los puntos de liga deberán ser confiables para señalarlos, conviene utilizar pernos metálicos con cabeza semiesférica.



MEDICION DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DEL TESTIGO SUPERFICIAL.

6.23.4 Supervisión de las mediciones

Se apoyará en una brigada de topografía, que verificará selectivamente las mediciones, particularmente cuando se detecten desplazamientos importantes.

6.23.5 INFORMACIÓN OBTENIDA

Condiciones iniciales

Una vez colocadas las referencias y antes de iniciar las excavaciones, deberán tomarse las lecturas de nivelaciones y alineaciones correspondientes a las condiciones iniciales, que definen el origen de las mediciones desplazamientos-tiempo.

6.23.6 Evolución de desplazamientos

Desde el inicio de la excavación se tomarán lecturas periódicas de nivelación y alineación de las referencias, anotando los datos en hojas de registro que incluyan el cálculo de desplazamientos; los desplazamientos. Es necesario que los cálculos de desplazamientos se realicen el mismo día en que se tomen las lecturas, para contar oportunamente con la información de control de la obra

6.23.7 FRECUENCIA DE LA MEDICION DE DEFORMACIONES

6.23.8 COMENTARIOS

- Todas las mediciones deberán realizarse por la mañana, antes de que las reverberaciones impidan obtener lecturas confiables
- El ingeniero supervisor deberá vigilar los siguientes aspectos: a) el cuidado con que se instalen las referencias, b) la capacidad técnica del personal encargado de las mediciones, y c) el estado físico y ajuste de los instrumentos de medición.

6.24 BANCO DE NIVEL PROFUNDO

6.24.1 OBJETIVO

Es un punto fijo que no sufre los asentamientos regionales que pudieran estar ocurriendo en la superficie del terreno, sirve de referencia confiable para la medición de los desplazamientos verticales, que tienen lugar durante la construcción de los cajones del Metro y durante su vida útil.

6.24.2 DESCRIPCIÓN

Es una columna metálica delgada firmemente apoyada en un estrato de suelo que no se asienta; se instala dentro de una perforación de 4 1/2 pulg., de diámetro que se profundiza hasta el estrato firme que no sufre asentamientos. La columna metálica es un tubo galvanizado de 1 1/4 pulg., con coples a los que se les han limado las aristas; su extremo superior termina en un vértice, en el que se apoya el estadal. En su extremo inferior, la columna se ancla en un muerto de concreto de 10 cm de diámetro y 30 cm. de altura.

La columna metálica (tubo central) se protege con ademe vertical "para absorber las deformaciones verticales de los estratos de suelo y permitir que el tubo mantenga constante su posición. En zonas que sufran asentamientos regionales importantes (mayores de 10 cm. año) es necesario que el ademe de protección sea telescópico, mientras que en zonas con asentamientos menores pueden ser un simple tubo recto.

El ademe tipo telescópico se forma con tubos de PVC de 2 y 3 pulg., de diámetro con uniones deslizantes); los coples de unión se colocan en los tubos de 2 pulg. El ademe simple

es un tubo de PVC de 2 pulg., de diámetro. En la superficie se coloca un registro de protección e identificación.

6.24.3 INSTALACIÓN

6.24.4 Criterio de localización

El banco de nivel profundo deberá localizarse lejos de cimentaciones profundas que se apoyen en el mismo estrato donde se instale el banco; la profundidad de la referencia se determinará a partir de la estratigrafía del sitio. La distancia entre los bancos no excederá de 3 Km. y su distribución deberá elegirse de acuerdo al plano general de líneas de Metro proyectadas, de tal manera que un mismo banco sirva como referencia en la mayor cantidad posible de tramos.

6.24.5 Procedimiento de instalación

Una vez que se ha seleccionado el sitio y la profundidad para la instalación del banco de nivel, mediante el reconocimiento previo de la línea, se procede de la siguiente manera:

- Se hace el barreno de 4 1/2 pulg., de diámetro hasta penetrar en el estrato firme aproximadamente 0.3 m, estabilizando la excavación con lodo bentonítico

- Se introduce simultáneamente el conjunto de tubo central con su cilindro de apoyo y ademe protector, bajando estos dos últimos firmemente apoyados para evitar que penetre material sólido dentro del ademe.

- Una vez que se ha llegado al fondo y apoyado el cilindro de concreto, se levanta el ademe 1.2 m por arriba del fondo - Se coloca el registro de protección y se fija la tubería al registro

6.24.6 MEDICIONES

6.24.7 Equipo de medición

El nivel óptico deberá ser de precisión con radio de curvatura de 20 m y poder amplificador de 25 diámetros; en cada medición se verificará que la burbuja este centrada. Los estadales deberán estar graduados en milímetros, tener nivel de burbuja y base metálica. Todo el equipo deberá revisarse periódicamente para verificar su estado y ajustarse en caso necesario.

6.24.8 Procedimiento de medición

El procedimiento de medición recomendado es la nivelación diferencial, que se llevará a cabo dentro de las redes que se formen con los bancos y efectuando lecturas dobles en cada posición del aparato. Las nivelaciones que se realicen en la red de bancos deberán ser compensadas y tendrán una tolerancia ± 1 cm. /Km. Para lograr nivelaciones de calidad es recomendable que se realice en un solo día la nivelación de una red de bancos y cuando la temperatura sea menor (mañana o noche).

6.24.9 INFORMACIÓN OBTENIDA

6.24.10 Condiciones iniciales

Antes de que se inicien las obras de excavación en un tramo, deberá estar instalada la red de bancos de nivel correspondiente y se realizará una nivelación inicial entre los bancos. Con esta nivelación se obtendrán las cotas con las que deberán relacionarse las referencias superficiales.

6.25 BANCO DE NIVEL FLOTANTE

6.25.1. Objetivo

Este dispositivo permite determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de las excavaciones a cielo abierto. Las mediciones en este instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo si el instrumento se encuentra en la zona de lago o a una mojonera de concreto si se encuentra cerca de las lomas.

6.25.2 APARATO

Los elementos que lo integran son: a) tubo galvanizado de 1.0 pulg. de diámetro, en tramos de un metro cuya longitud es la profundidad de instalación del banco, b) muerto de concreto de $f'c = 100 \text{ Kg./cm}^2$ de 4 pulgadas de diámetro y 30 cm. de altura, colocado en la parte inferior de la tubería, c) cople de unión entre el tubo galvanizado y el muerto de concreto, d) tapón para nivelación colocado en la parte superior del tubo.

6.25.3 INSTALACIÓN

Profundidad

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante debe ser de 1.2 m abajo del nivel máximo de excavación.

Perforación

Debe efectuarse una perforación de 6" de diámetro con una maquina que cuente con equipo para el lavado del pozo.

Instalación

Se baja el cilindro de concreto a la parte inferior del pozo, acoplándole los tramos de un metro de tubo galvanizado. Debe asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo del pozo por lo que se debe cuidar la profundidad de perforación.

Después de instalado el banco de nivel flotante, deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de 3/4 de pulg.

Protección

La parte superior del aparato deberá estar protegida con un tubo de fierro de 6" de diámetro que cuente con tapón' capa. El tubo protector debe instalarse. Las características de instalación de la protección del aparato dependerán de su ubicación como sigue:

Vía pública; el tubo protector debe estar embebido en concreto pobre, el tapón capa debe estar a nivel de piso y tener un candado de seguridad.

Obra: el tubo protector deberá instalarse en una perforación rellena con tepetate compactado, no deberá tener candado y deberá sobresalir 20 cm. para que sea visible.

6.25.4 MEDICIONES

Variarán dependiendo de los requerimientos y avances de la obra; puede ser desde una lectura cada 15 días para verificación de hundimiento, regionales, hasta una lectura por día para el control de las expansiones o hundimientos durante la excavación y construcción respectivamente. Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1 m modificando el nivel de referencia original. Por su facilidad de instalación, el tapón protector deberá instalarse al fondo de la excavación cada vez que se desacople la tubería.

Las mediciones del banco de nivel flotante forman parte del control topográfico de las excavaciones"

CAPITULO. 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se proyecta la construcción de un edificio en condominio para apartamentos en un predio ubicado en Arquímedes No. 205, colonia Polanco, Delegación Miguel Hidalgo, D.F.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio constituido por un semisótano, dos niveles para estacionamiento y diez niveles tipo.

El edificio estará estructurado por medio de muros de carga, columnas, traveses y losas de concreto reforzado.

Para conocer las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo del sitio de interés, se realizó un sondeo de tipo mixto. Denominado SM-1, a 25 m de profundidad.

En la figura 5 se presenta la ubicación del sondeo realizado y de los dos pozos a cielo abierto excavados para conocer las características superficiales.

En la figura 6 se presenta, en forma gráfica, los resultados del sondeo efectuado, incluyendo el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados.

El predio de interés se localiza en el poniente del Área Urbana del valle de México, en la Zona de Transición Alta donde superficialmente se tienen suelos arcillosos o limosos, con contenido de agua bajo, de consistencia blanda. Bajo estos suelos se encuentra una capa de arcilla lacustre de alta compresibilidad cuyo espesor aumenta conforme se oriente hacia el centro de la zona lacustre. Finalmente subyaciendo a estos suelos se tienen los materiales resistentes característicos de la formación Tarango.

En la estratigrafía presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos materiales depende de su cercanía a la orilla del lago, bajo ellos se localizan depósitos producto de erupciones volcánicas formando lo que se conoce como arenas pumíticas y tobas.

Entre 3.8 y 10 m se encuentra un manto colgado. La estratigrafía del sitio puede resumirse como sigue: 1.0 m de relleno formado por arenas arcillosas; de 1 a 13 m de profundidad suelos de pradera constituidos por arcillas arenosas, limos arenosos y arenas aluviales limosas con gravas. De 13.0 a 25.0 m de profundidad, se tienen tobas, compuestas de 13.00 a 19.2 m por tobas redepositadas limo-arenosas, arcillo-limosas y arenosas; de 19.2 a 25.0 m de máxima profundidad de exploración, tobas areno limosas con intercalaciones de arena pumítica.

El nivel freático se detectó a 3.8 m de profundidad, en la fecha en que se efectuó la exploración, y de acuerdo a datos de las condiciones hidráulicas cercanas al predio de interés, existe un manto colgado entre 3.8 y 10.0 m de profundidad.

Para el diseño sísmico del edificio, deberá de considerarse un coeficiente sísmico de 0.32, dado que la cimentación se encuentra desplantado en tobas resistentes a 21 m de profundidad y se ubica en la zona denominada geotécnicamente de Transición.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, la geometría del edificio, y las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia, al esfuerzo cortante, entre los 2 y 13 m de profundidad, subyacidos por estratos de alta resistencia y poco compresibles, determinadas mediante el sondeo SM-1 se establece lo siguiente:

Tipo de cimentación. El tipo de cimentación que se juzga mas adecuado para el edificio será a base de *pilas* apoyadas en la toba resistente, de fuste recto o con ampliación de su base, coladas en seco.

Profundidad de desplante. La profundidad de desplante para las pilas serán apoyadas a 21 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta.

Capacidad de carga de las pilas. Las pilas se dimensionarán empleando la gráfica de la figura 8 donde se muestra la capacidad de carga contra el diámetro de la pila, pero en general aplicando factores de seguridad de 3 y 2 para condiciones estáticas y sísmicas, se obtuvieron capacidades de carga de 395 y 590 ton/m² respectivamente.

En la figura 8 se ha graficado las capacidades de carga útil para las pilas, en función del diámetro de la pila de su longitud y del empotramiento de su punta dentro de los materiales resistentes de depósito natural.

Los asentamientos evaluados son admisibles y de tipo elastoplásticos y se presentarán durante la construcción de la estructura.

Para el diseño sísmico del edificio, deberá de considerarse un coeficiente sísmico de 0.32, dado que la cimentación se encuentra desplantado en tobas resistentes a 21m de profundidad y se ubica en la zona denominada geotécnicamente de Transición.

Previamente al inicio de la excavación, se instalarán referencias topográficas sobre el paramento de los muros contiguos a la excavación de las estructuras colindantes, que constituyan líneas de colimación que permitan medir posibles desplazamientos laterales o verticales de las colindancias y poder fundamentar, con base en esta información, cambios al procedimiento constructivo.

Las lecturas de las referencias; instaladas se harán como mínimo semanalmente durante el procedimiento de excavación y construcción de la cimentación y sótano, y se podrá incrementar de ser necesario, de acuerdo con el comportamiento observado y analizado por un ingeniero especialista en mecánica de suelos, quien también podrá incrementar y reubicar referencias.

El proceso constructivo consiste en realizar inicialmente la construcción de las pilas, posteriormente la excavación del semisótano, recibiendo todas la cimentaciones vecinas que queden por arriba del nivel de desplante, cuidando la estabilidad de las paredes perimetrales y por último la construcción de al superestructura.

Deberá implementarse la instrumentación antes, durante y al final de la excavación para conocer su comportamiento.

Esperando que el presente trabajo contribuya para el apoyo de proyectos similares en zonas de Transición.

BIBLIOGRAFÍA

Reglamento de Construcciones para el Distrito federal Luis Arnal Simón y Máx. Bentacourt Suárez. Trillas, 1991.

El Cono en la exploración geotécnica. Enrique Santoyo, Riqing Lin Xue y efrain Ovando. TOC geotecnia, 1989.

Diseño Geotécnico de Cimentaciones. Holguín, E et al. TGC geotecnia, 1992

Mecánica de Suelos Tomo 2 Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Limusa, 1996.

Manual de Diseño Geotécnico, Volumen 1. Cuvitur, DDF, Secretaria General de Obras, Comicion de Vialidad y Transporte Urbano, 1987.

Zonificación Geosísmica en México y su aplicación al cálculo de Espectros de Diseño. Miguel P. Romo y Efraín Ovando. Instituto de ingeniería, UNAM.

ANEXO I
REPORTE FOTOGRAFICO



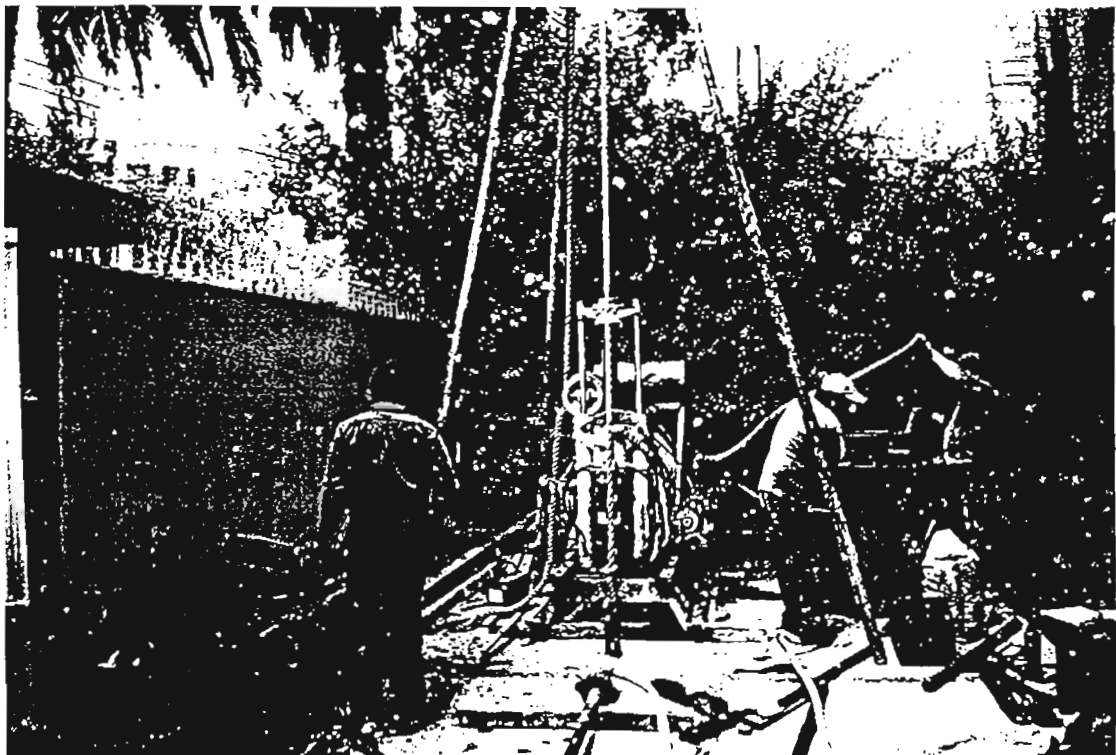
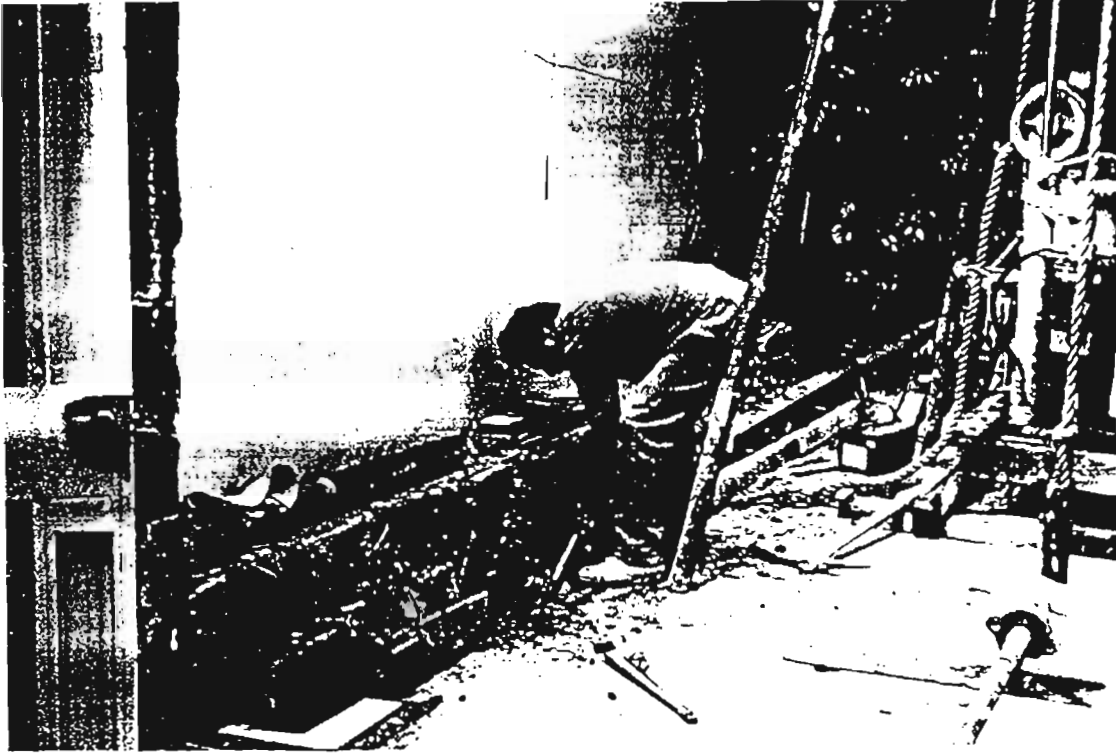
ACOMODO DE LAS HERRAMIENTAS UTILIZADAS POR LA MAQUINA



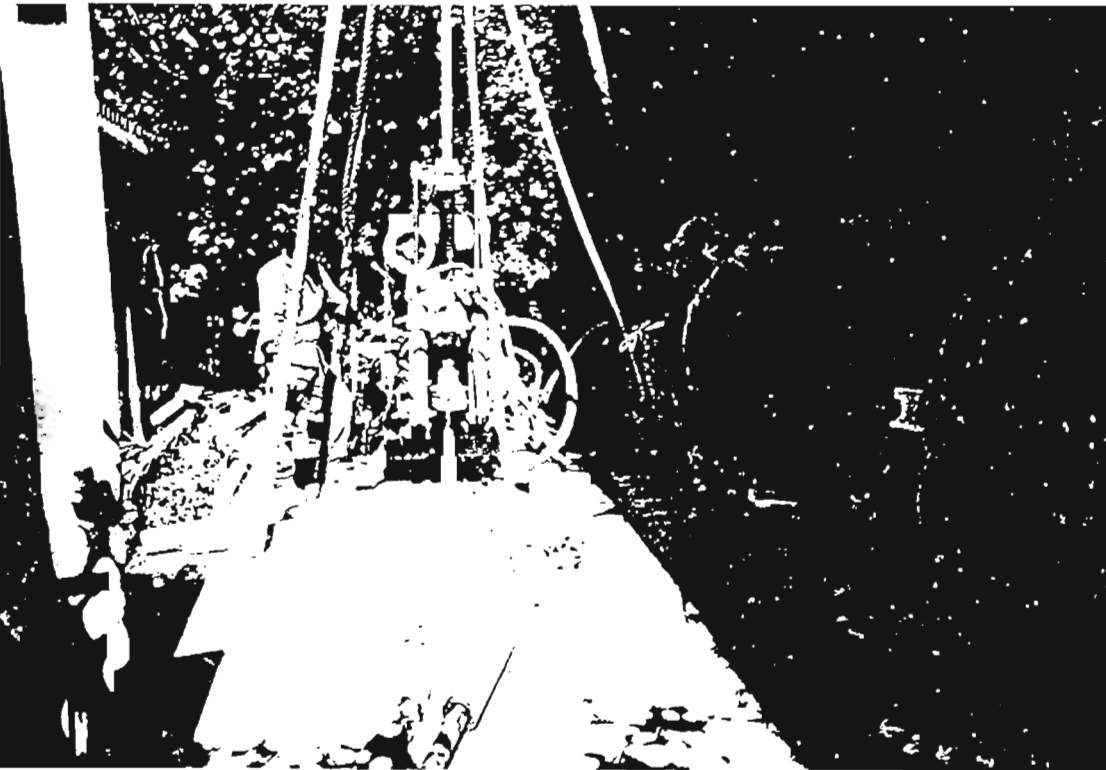
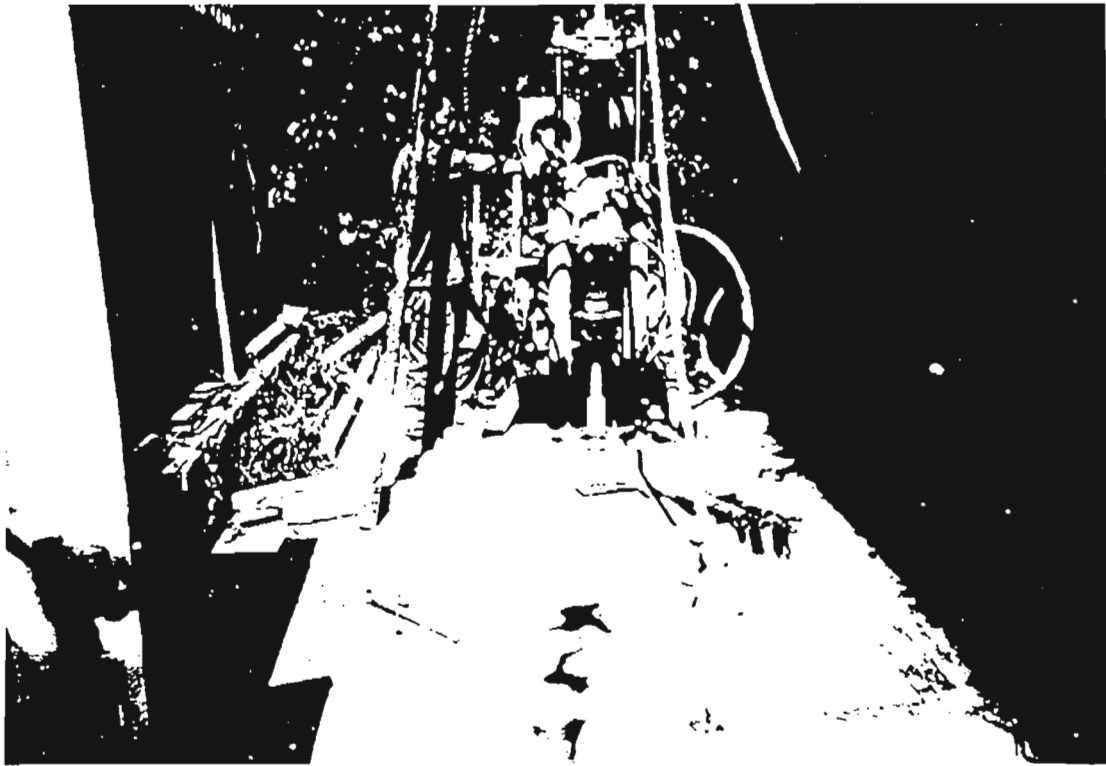
MANIOBRAS PARA BAJAR LA MAQUINA



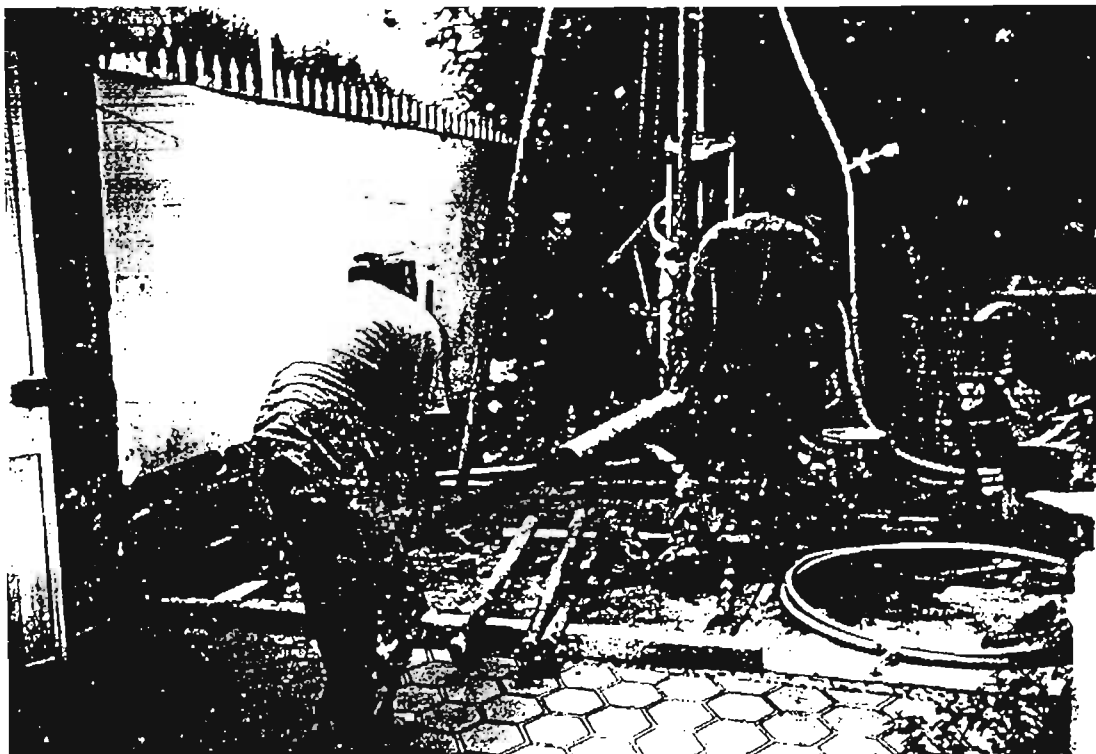
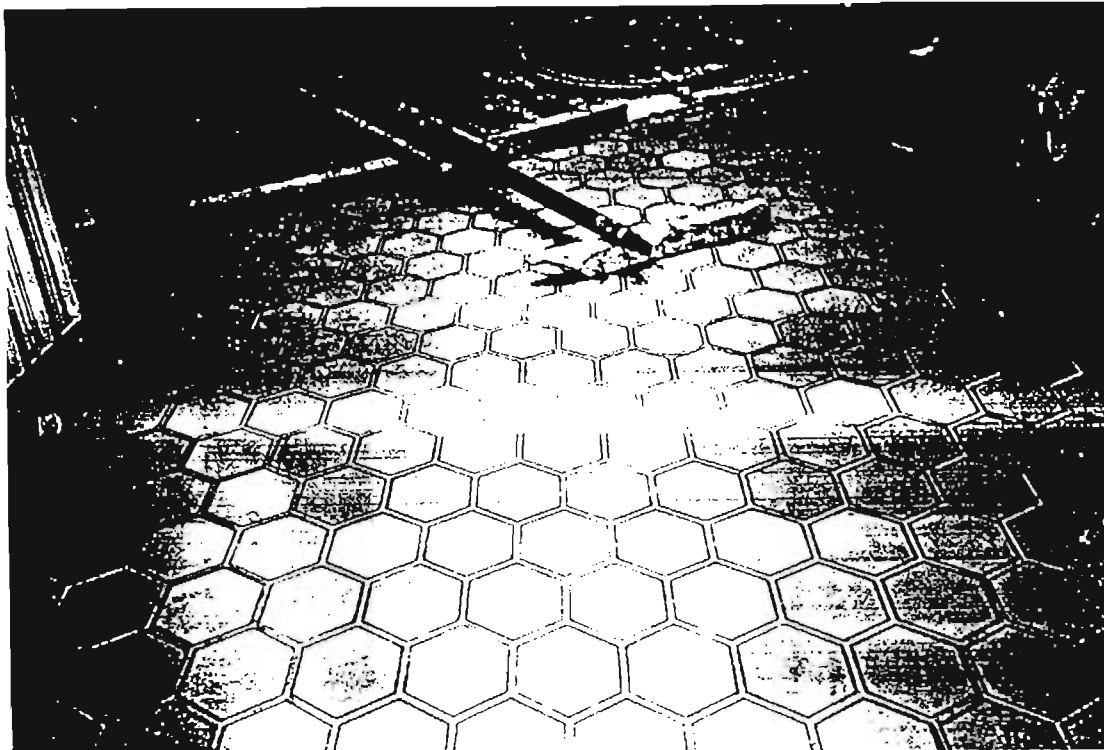
PREPARACIÓN DEL LODO BENTONITICO PARA EL SONDEO



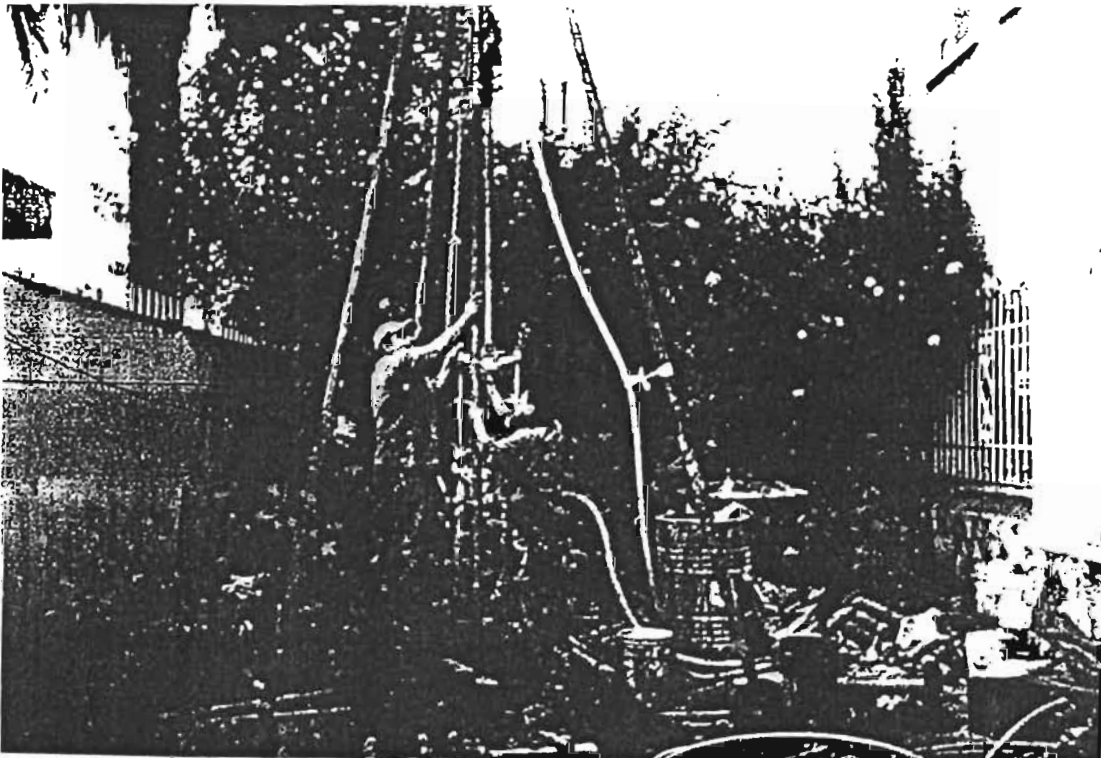
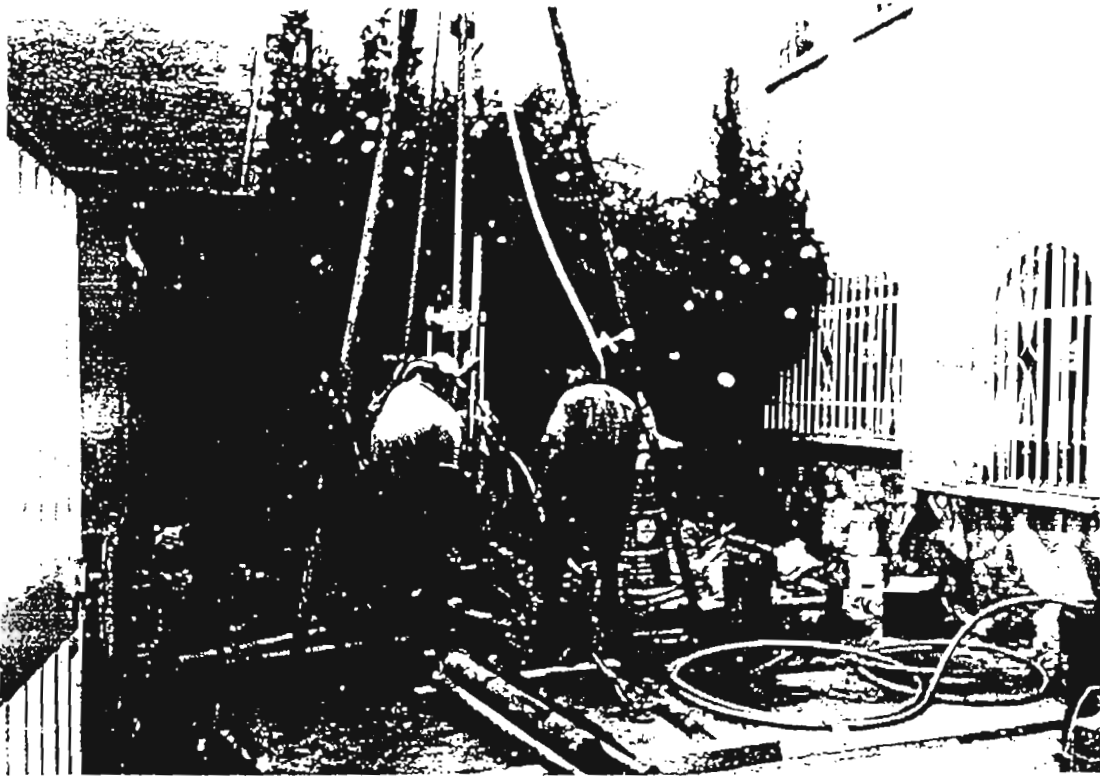
CONSTRUCCIÓN DEL CARCAMO QUE UTILIZARA DURANTE EL SONDEO



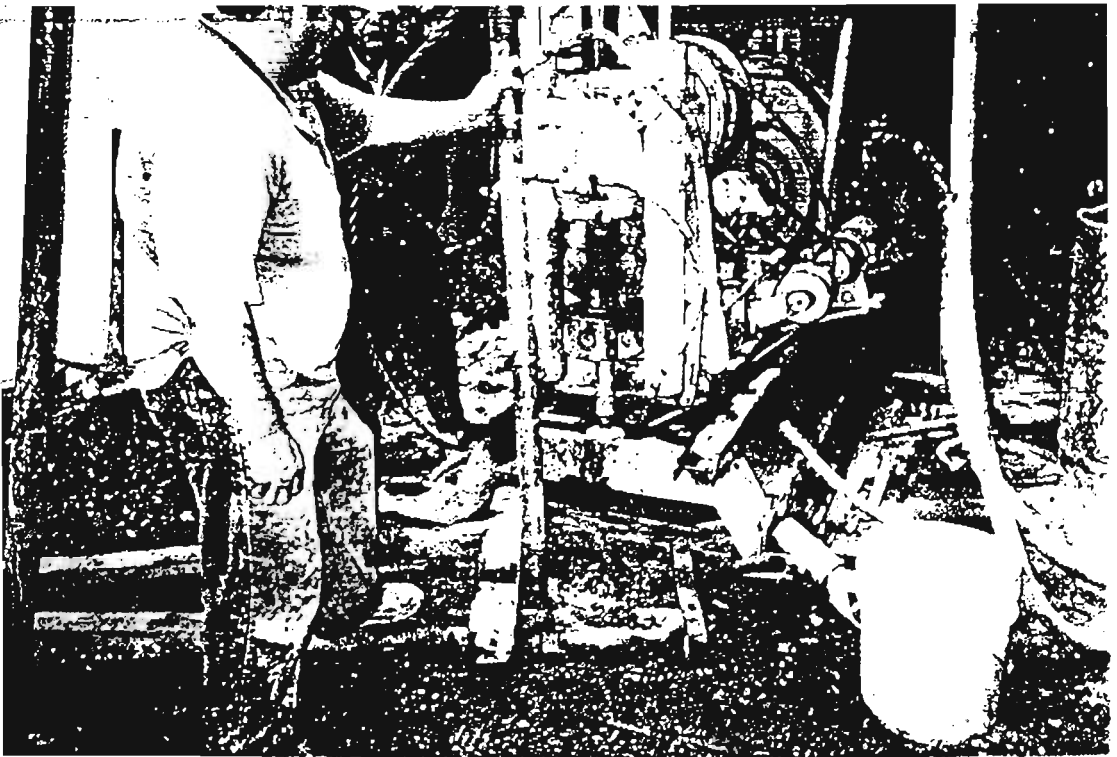
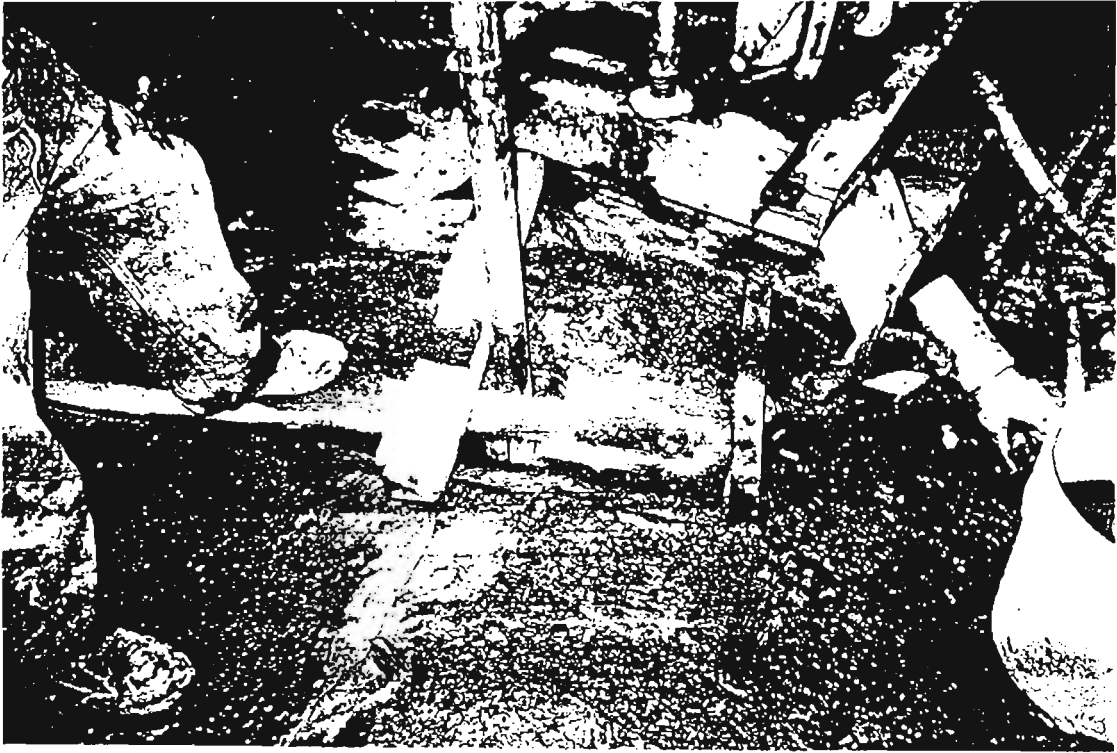
INICIO DEL SONDEO MEDIANTE ABANCE CON BROCA TRICONICA



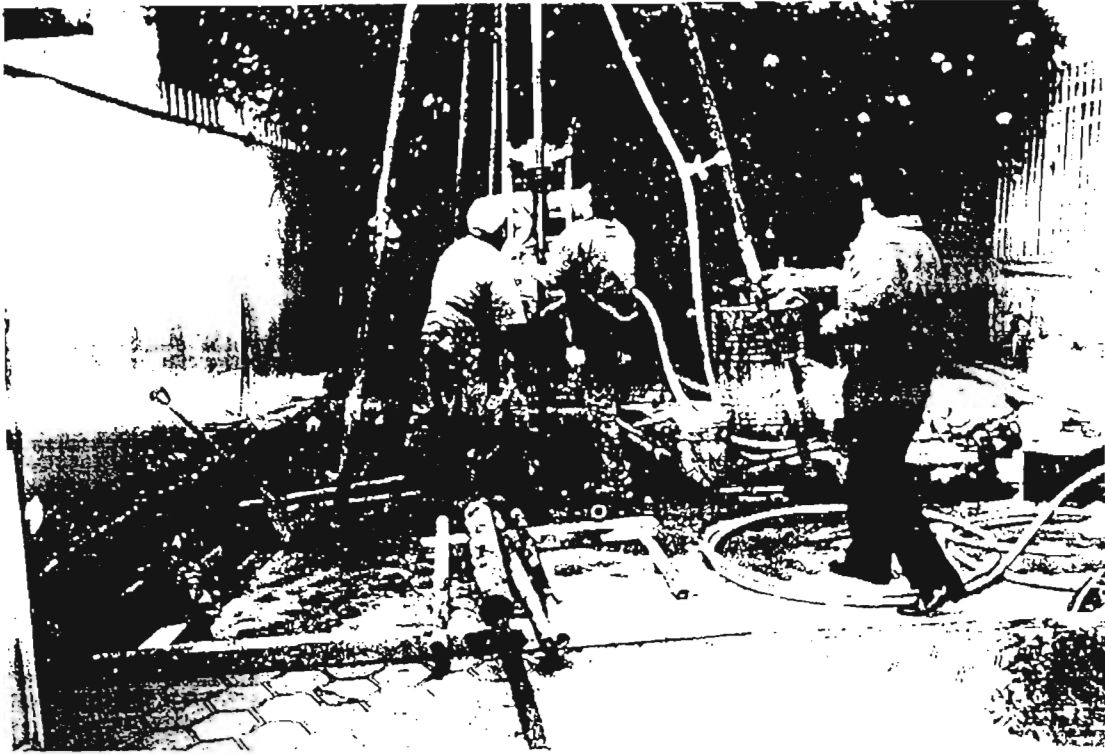
MARTINETE UTILIZADO EN EL SONDEO PARA OBTENER MUESTRAS



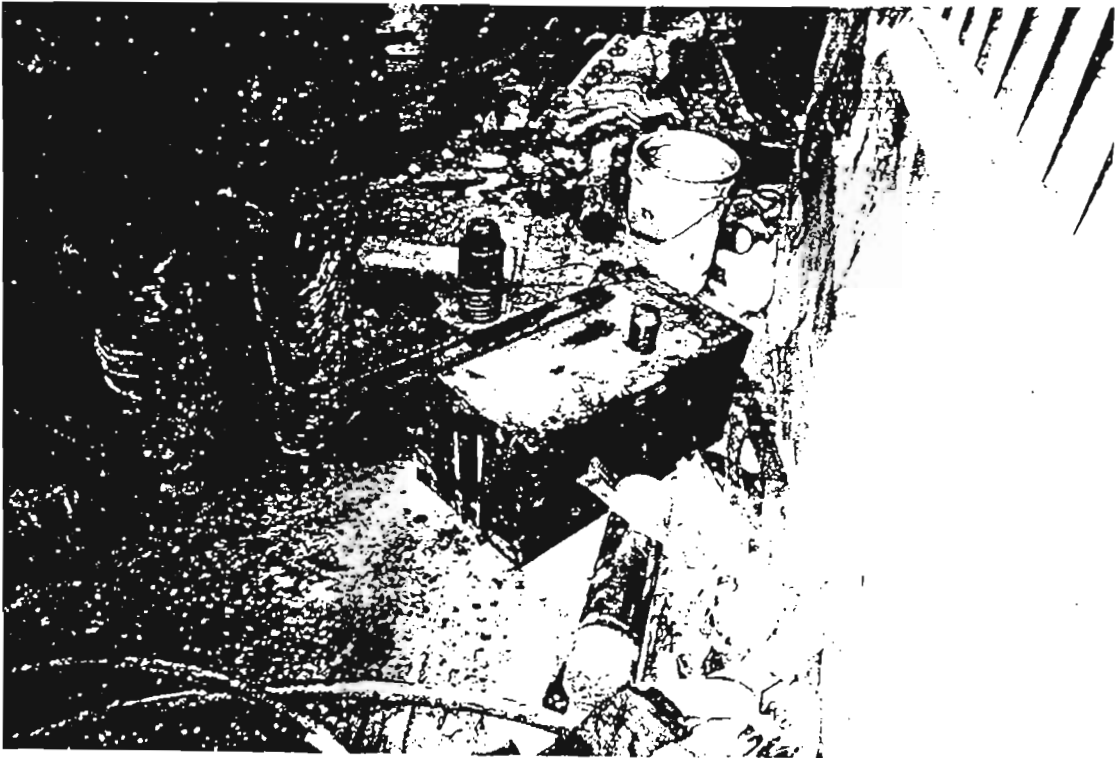
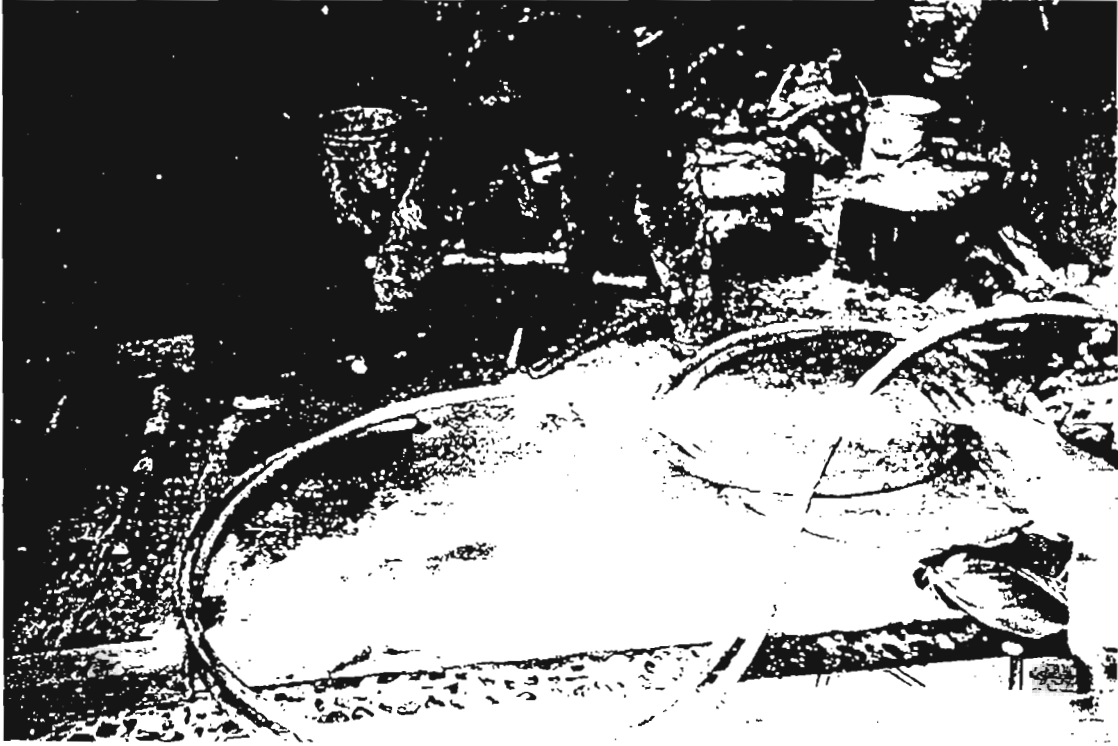
COLOCACIÓN DE LA HERRAMIENTA PARA OBTENER MUESTRAS ALTERADAS



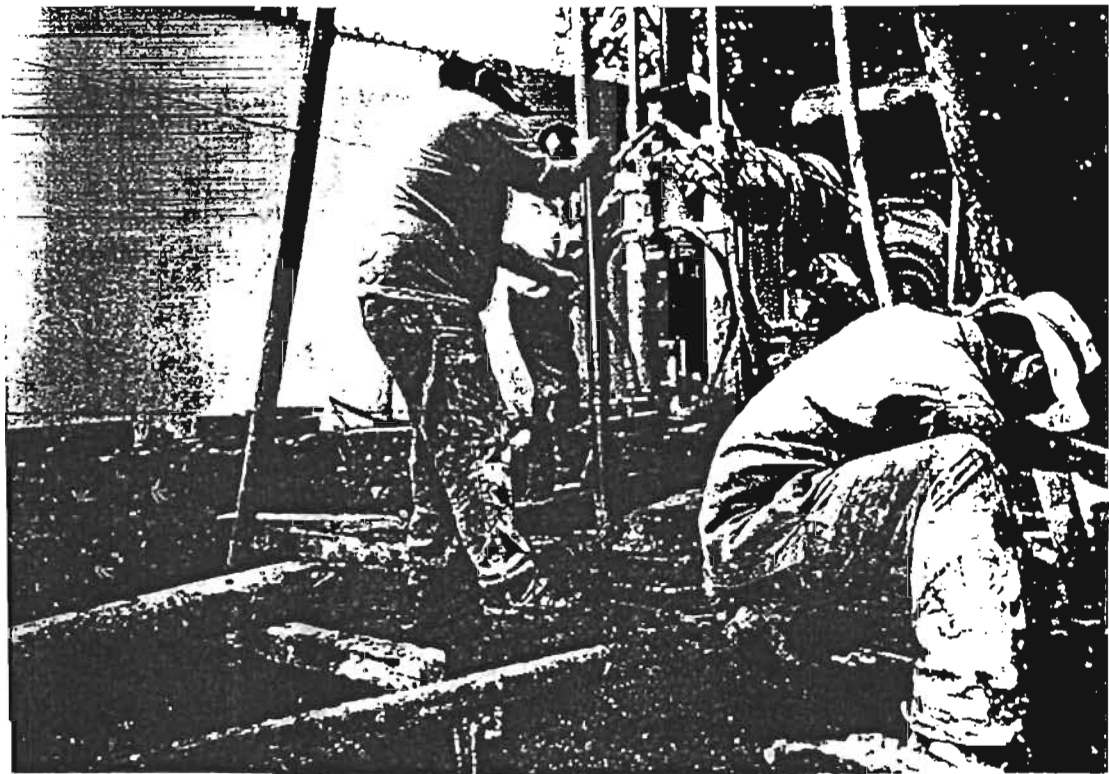
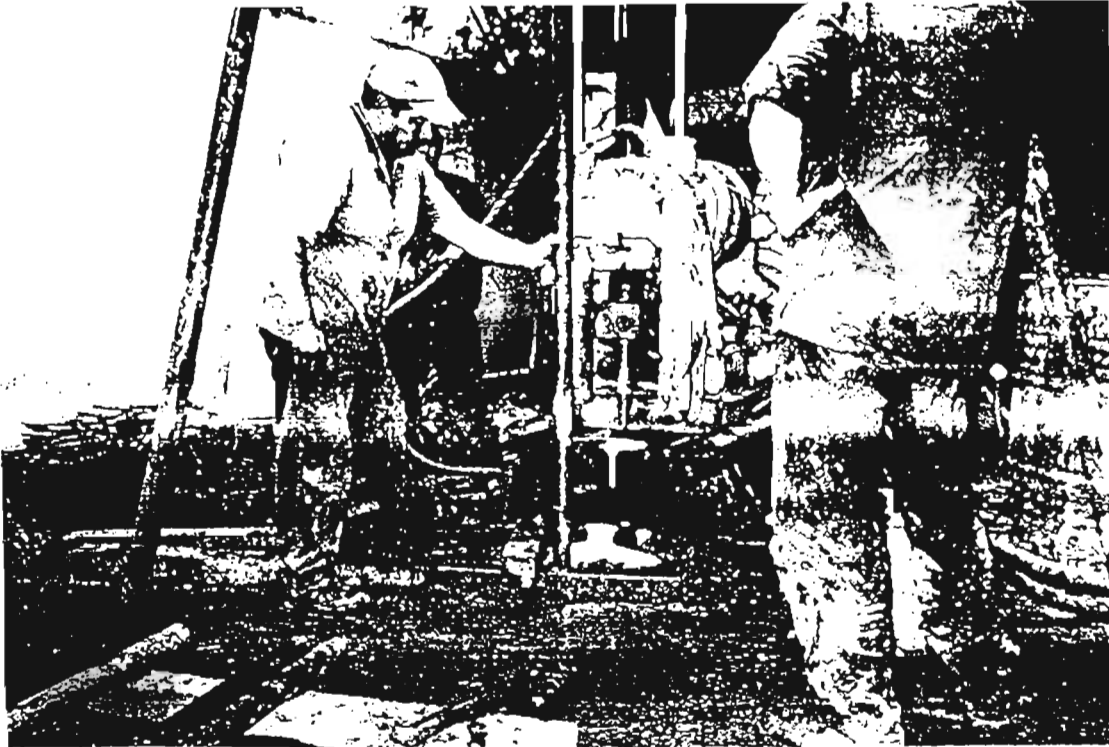
REGISTRO DE LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN ESTANDAR



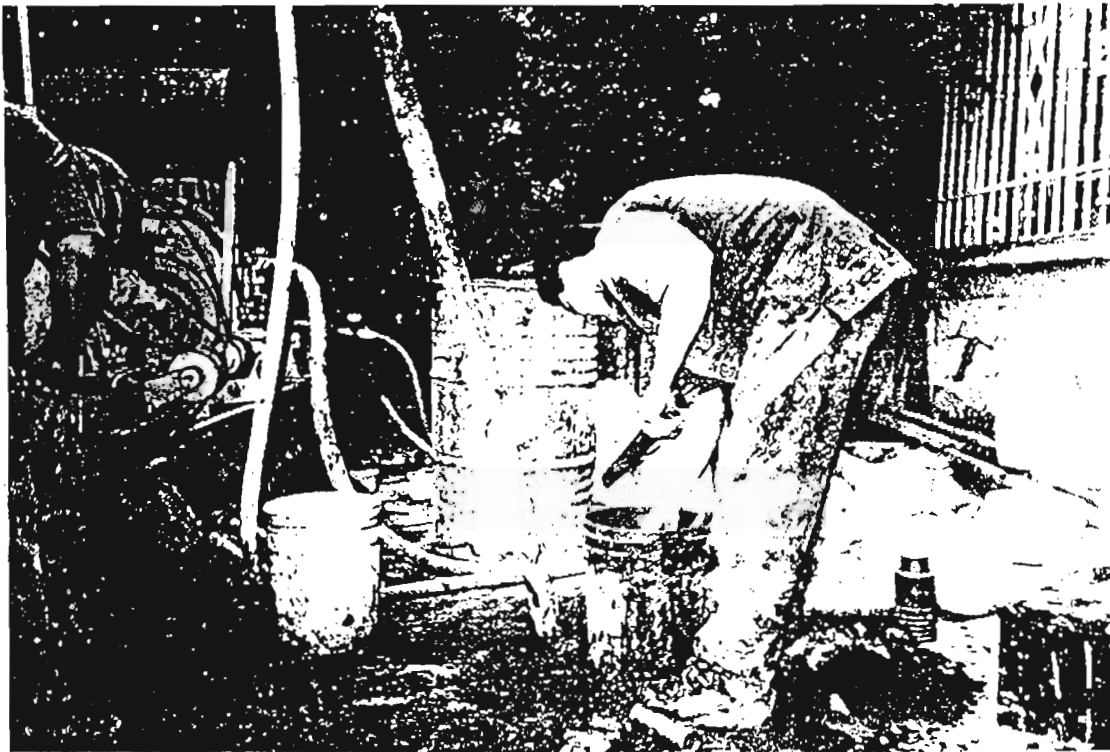
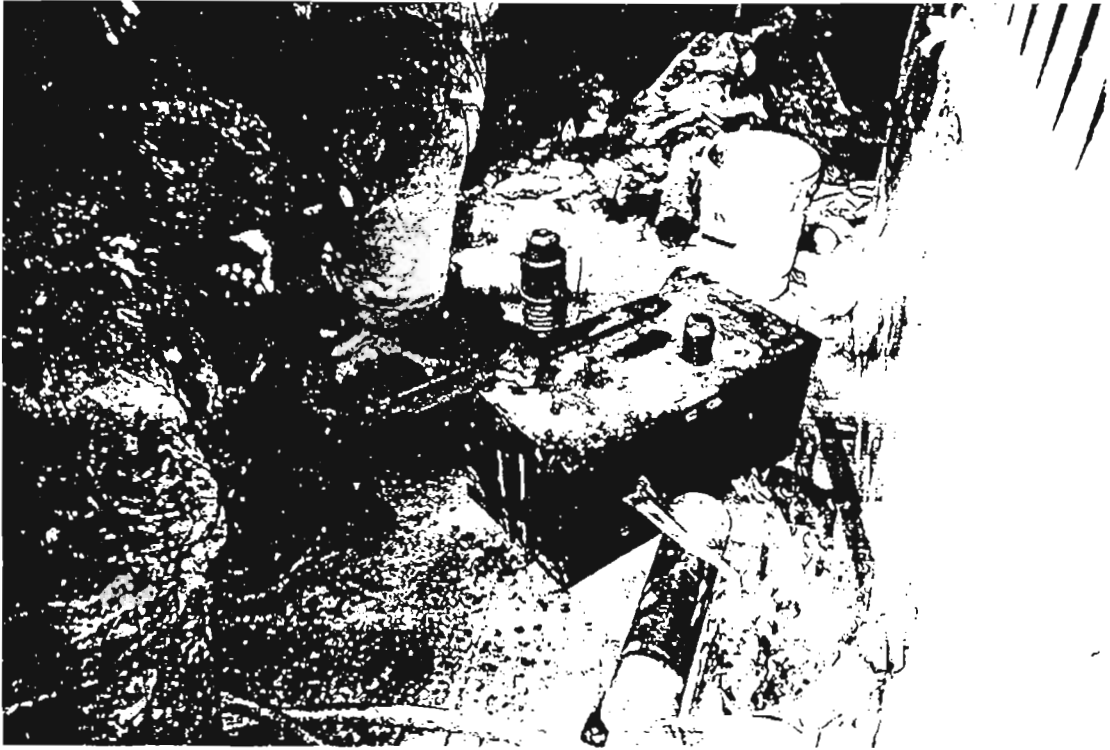
RECUPERACIÓN DEL TUBO PARTIDO CON MUESTRA ALTERADA



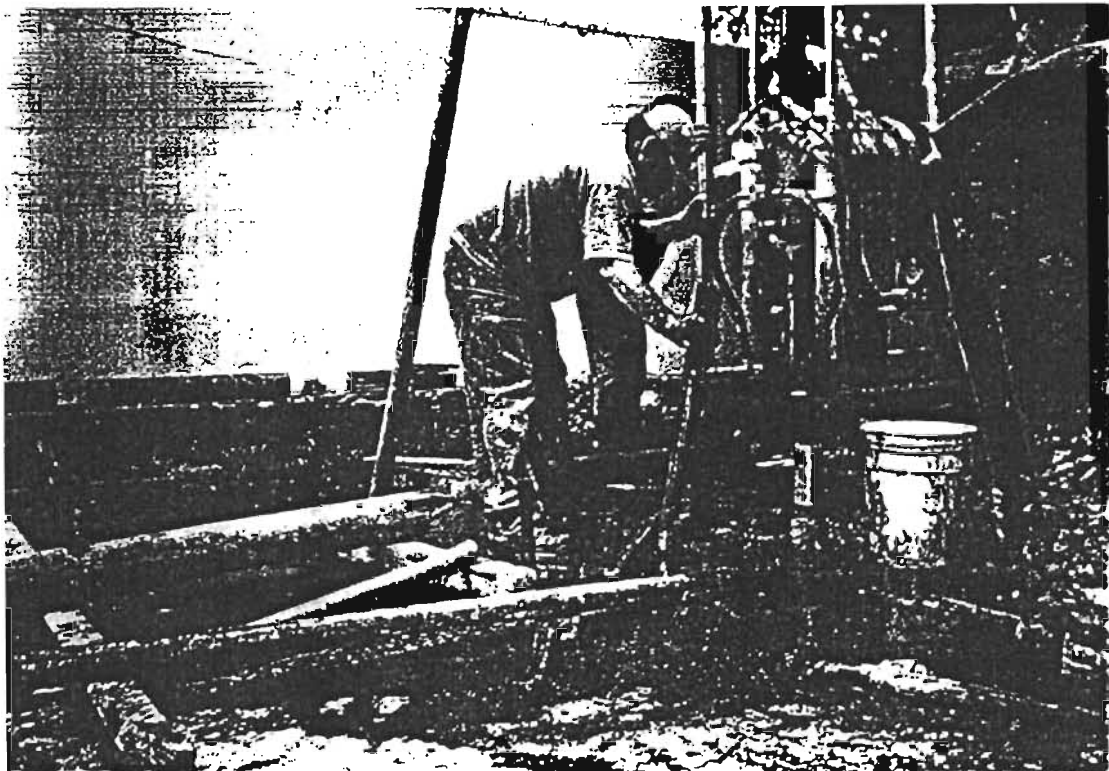
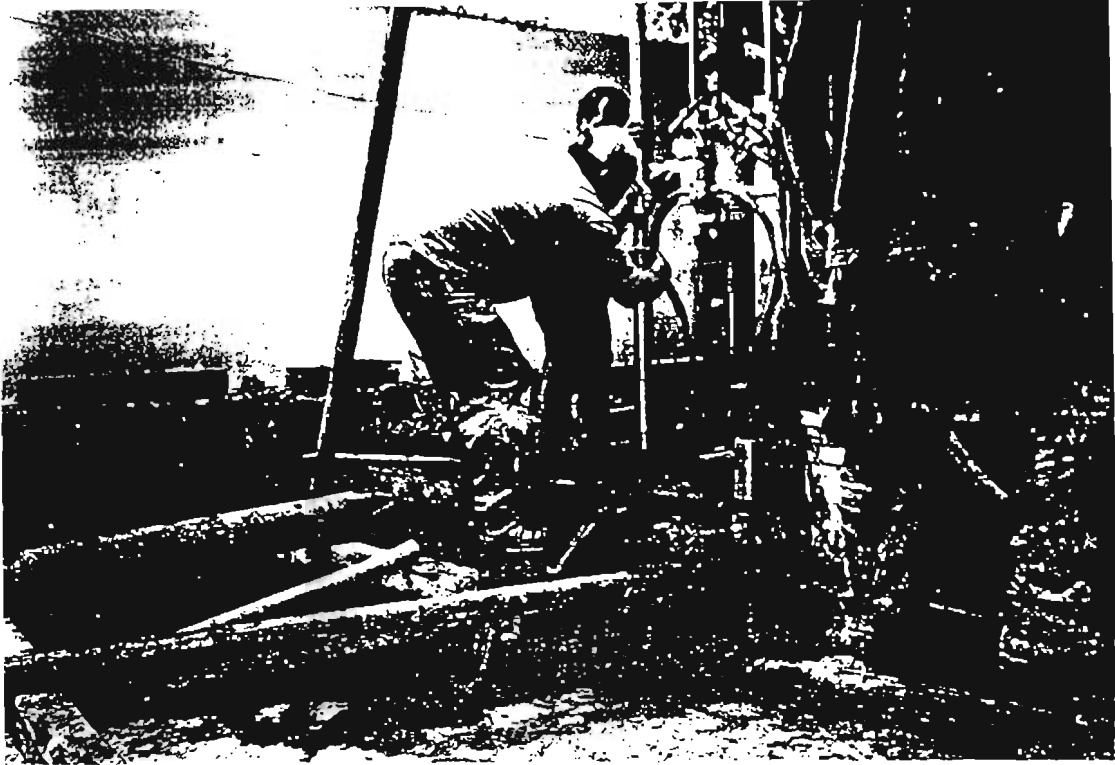
RECUPERACIÓN DE MUESTRA ALTERADA



MEDICIÓN DEL NUMERO DE GOLPES DEL TUBO PARTIDO



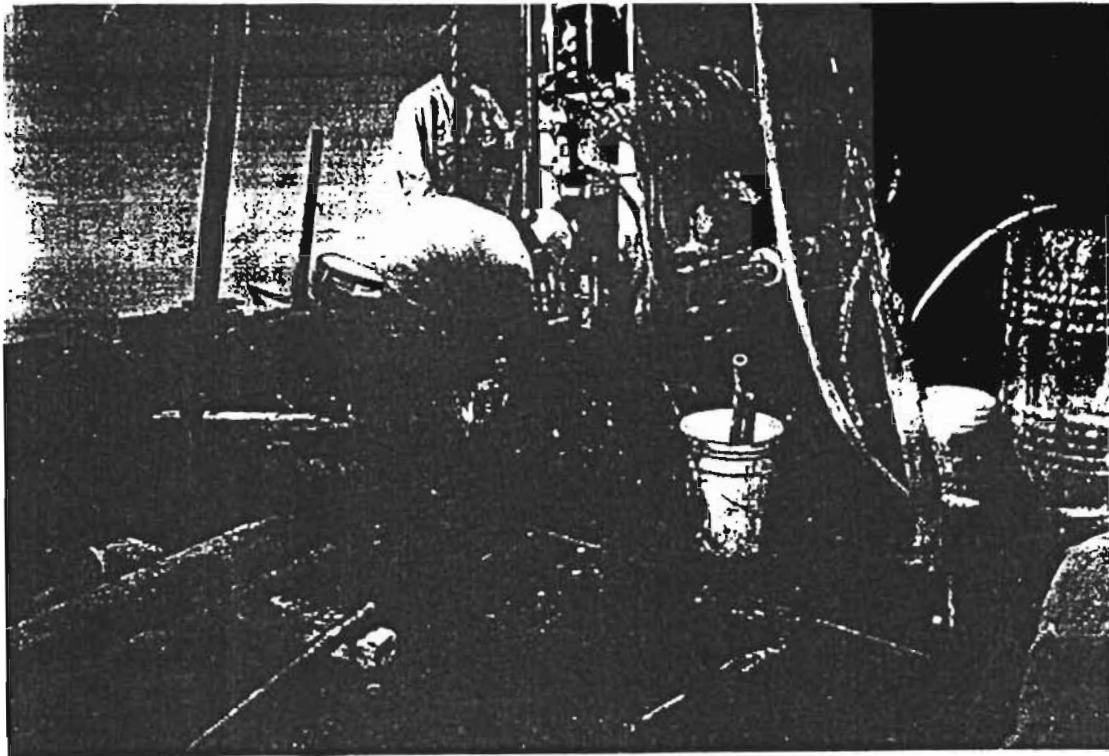
OBTENCIÓN DE MUESTRAS DEL TUBO PARTIDO



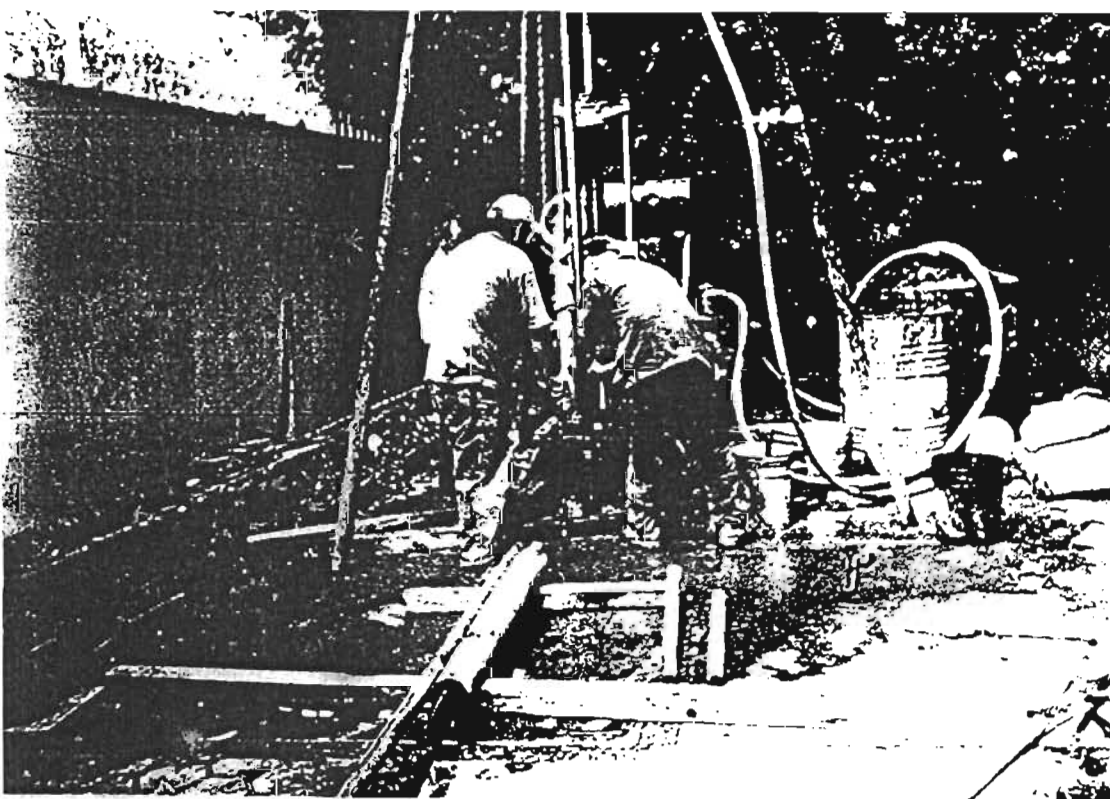
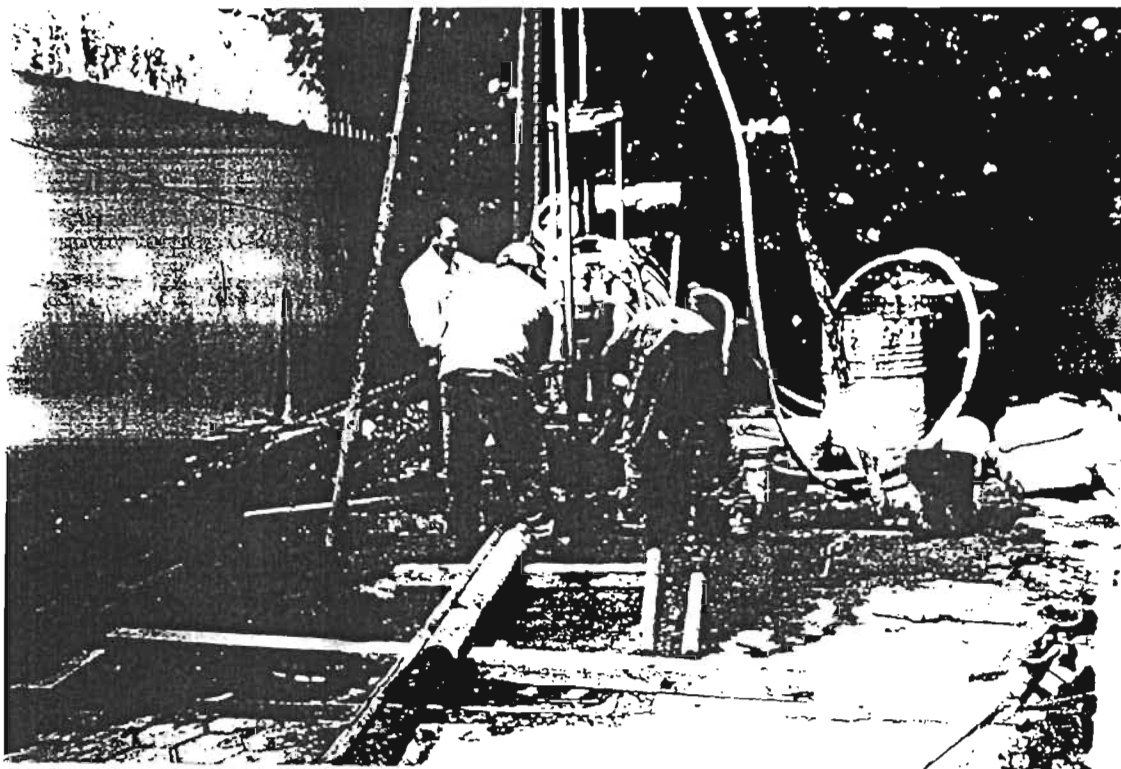
RECUPERACIÓN DEL TUBO PARTIDO



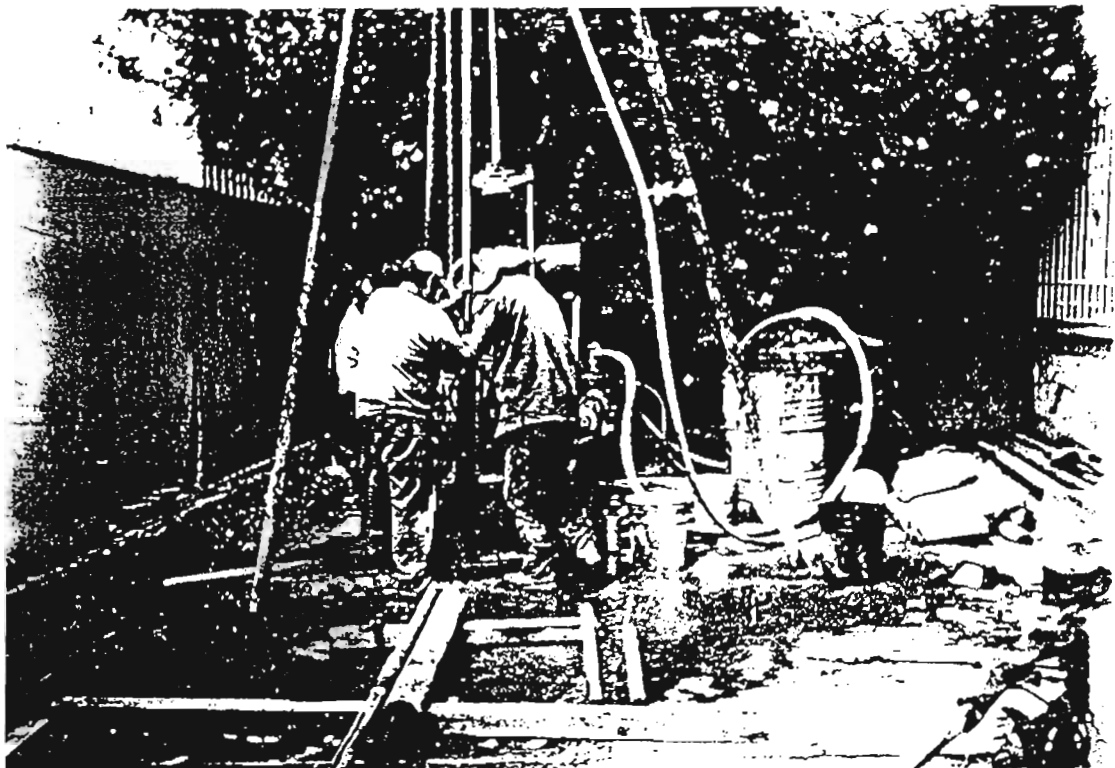
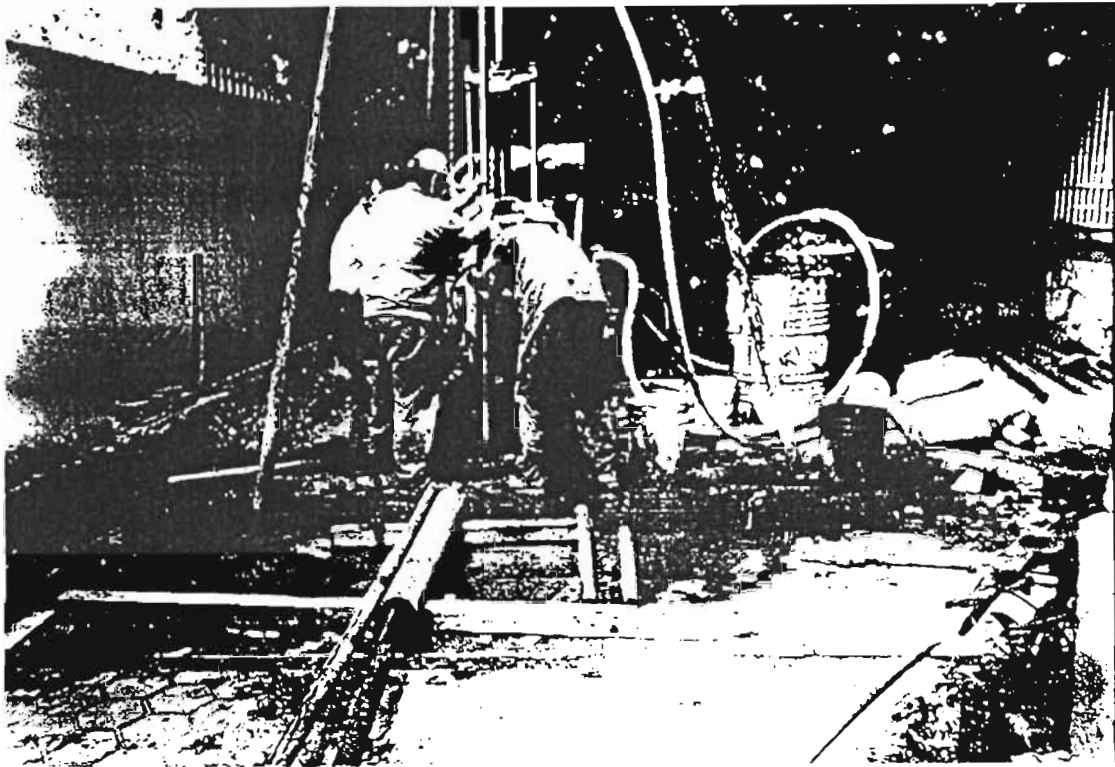
OBTENCIÓN DE MUESTRAS DEL TUBO PARTIDO



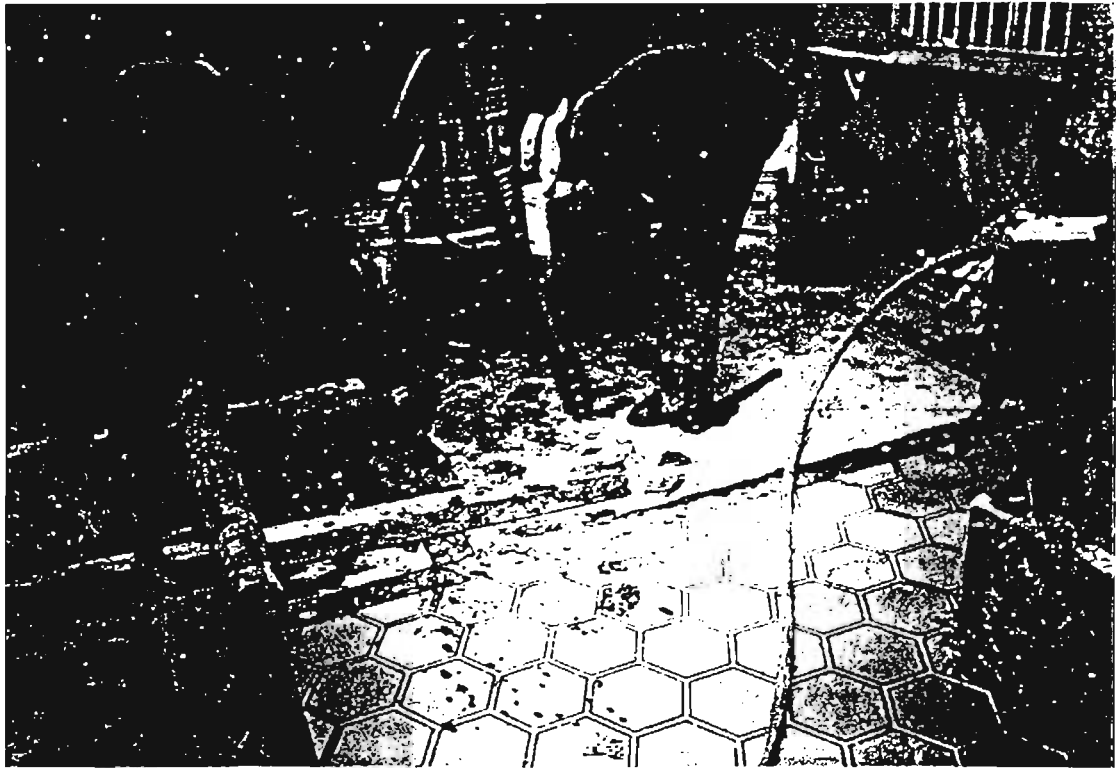
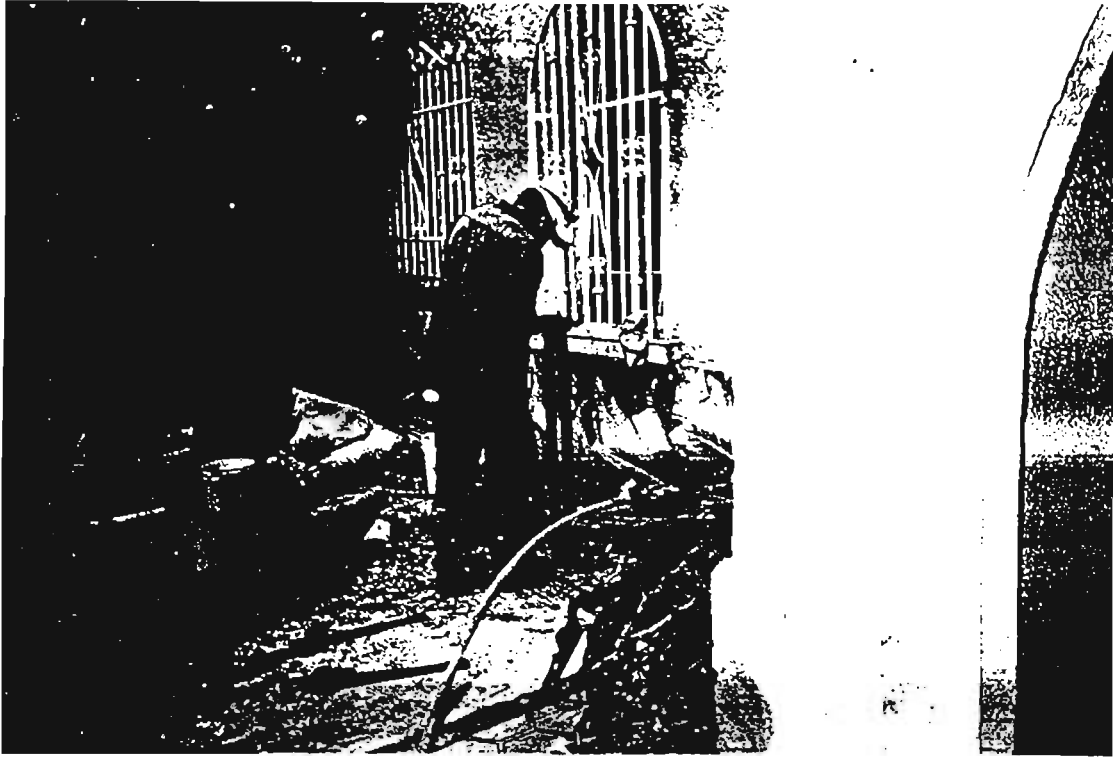
RECUPERACIÓN DE MUESTRAS ALTERADAS



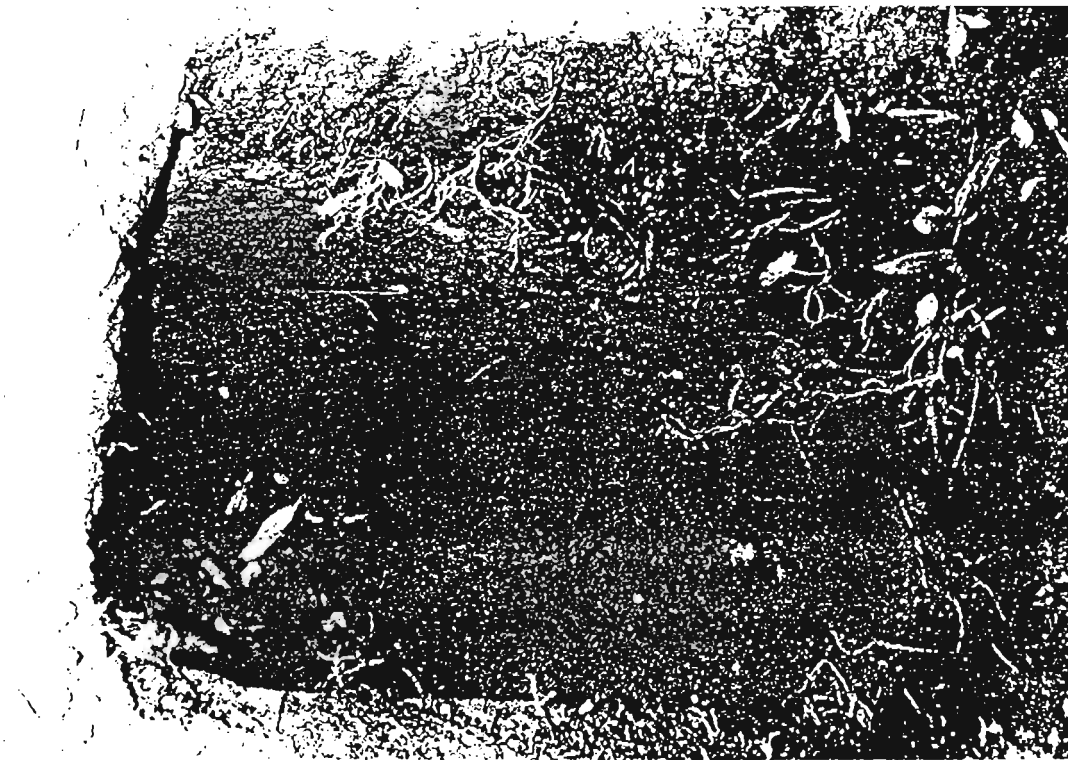
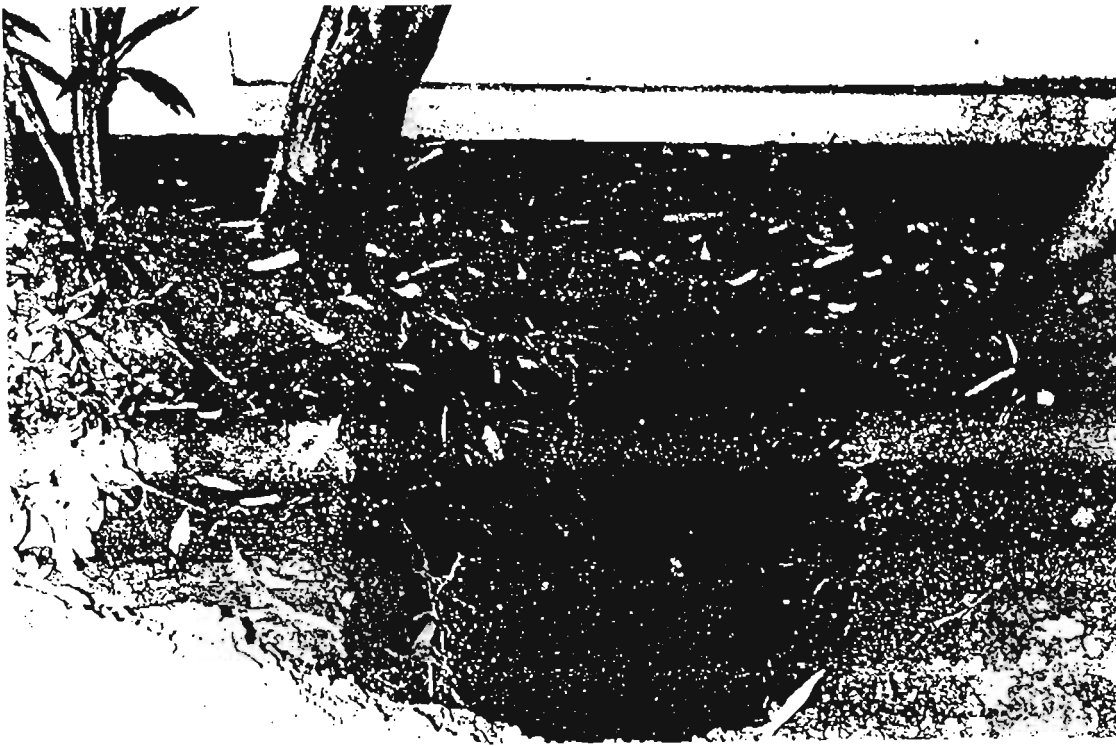
INTRODUCCIÓN DE TUBO SHELBY PARA OBTENER MUESTRAS INALTERADAS



RECUPERACIÓN DEL TUBO SHELBY



REGISTRO DEL TUBO SHELBY



VISTA DEL PCA 1 Y 2 RESPECTIVAMENTE

ANEXO II
PRUEBAS DE LABORATORIO

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: ARQUIMEDES # 205

FECHA: 14-Nov-03

SONDEO: SM-1

Muestra Nº	Profundidad m.	Tara Nº	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
2	0.60 1.20	177	28.10	122.50	98.70	33.71	ARCILLA CON POCA ARENA FINA CAFÉ OBSCURO	
3	1.20 1.80	174	17.40	125.30	104.10	24.45	ARENA FINA CON POCOS FINOS LIMOSOS CAFÉ GRISACEA	
4	1.80 2.40	160	16.80	75.60	65.90	19.76	ARENA FINA CON ESCASOS FINOS LIMOSOS CAFÉ GRISACEA	
4		105	16.70	71.20	55.80	39.39	ARCILLA CON ESCASA ARENA FINA CAFÉ GRISACEA	
5	2.40 3.00	98	16.70	110.40	88.60	30.32	ARCILLA CON POCA ARENA FINA GRIS OBSCURO	
6-1	3.14 3.37	121	23.30	135.80	108.10	32.67	ARCILLA POCO LIMOSA CON ARENA FINA Y MEDIA CAFÉ OBSCURO CON GRAVILLAS	
6-2	3.37 3.60	30	12.10	113.90	91.30	28.54	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA	
7	3.60 4.20	117	26.10	124.40	100.50	32.12	ARCILLA CON POCA ARENA FINA GRIS OBSCURO	
8	4.20 4.80	189	23.40	87.10	65.60	50.95	ARCILLA CON POCA ARENA FINA CAFÉ GRISACEO	
9	5.40 6.00	391	21.60	94.90	69.80	52.07	ARCILLA LIMOSA CON POCA ARENA FINA GRIS VERDOSA OBSCURA	
10-1	6.32 6.56	62	26.60	136.40	84.00	91.29	ARCILLA POCO LIMOSA CON ESCASA ARENA FINA CAFÉ GRISACEA	
10-2	6.56 6.80	26	12.20	99.00	56.80	94.62	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEA CON POCA ARENA FINA	
11	6.80 7.40	72	23.50	86.30	56.40	90.88	ARCILLA POCO LIMOSA CON ESCASA ARENA FINA	

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: ARQUIMEDES # 205 FECHA: 14-Nov-03
 SONDEO: SM-1

Muestra Nº	Profundidad m.	Tara Nº	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
	7.40							
12	8.00	126	22.80	92.50	62.30	76.46		ARCILLA CON ARENA FINA GRIS OSCURO
	8.00							
13	8.60	157	18.50	97.30	63.10	76.68		ARCILLA CON POCA ARENA FINA GRIS OSCURO
	8.60							
14	9.20	195	16.56	69.10	41.10	114.10		ARCILLA ORGANICA COLOR NEGRO
14		114	19.40	84.80	62.70	51.04		ARENA FINA POMITICA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO
14		139	26.30	87.80	54.80	115.79		ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA
	9.20							
15-1	9.40	56	23.20	122.50	92.40	43.50		ARENA FINA POMITICA CON ESCASOS FINOS LIMOSOS GRIS CLARO
	9.40							
15-2	9.60	81	22.90	119.20	60.10	158.87		ARCILLA CAFÉ GRISACEA CON ESCASA ARENA FINA
	9.60							
15-3	9.80	12	12.10	88.90	58.10	66.96		ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA POCA MEDIA GRIS VERDOSA OSCURA CON GRAVILLAS AISLADAS
	9.80							
15-4	10.00	7	12.20	88.30	55.60	75.35		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
	10.00							
16	10.60	198	18.50	74.80	36.30	216.29		ARCILLA CAFÉ OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
	10.60							
17	11.20	152	22.50	109.40	71.30	78.07		ARCILLA CON ARENA FINA GRIS VERDOSA OSCURA
	11.20							
18	11.80	101	24.10	85.60	48.70	150.00		ARCILLA CON ESCASA ARENA FINA GRIS VERDOSA OSCURA
	11.80							
19	12.40	172	17.30	85.30	56.90	71.72		ARCILLA CON ESCASA ARENA FINA CAFÉ GRISACEA
	12.80							
20-1	13.00	38	20.40	91.00	50.20	136.91		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: ARQUIMEDES # 205

FECHA: 14-Nov-03

SONDEO: SM-I

Muestra Nº	Profundidad m.	Tara Nº	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
21	13.20 13.61	130	17.50	87.40	76.00	19.49	ARENA FINA CON MUY POCOS FINOS LIMOSOS GRIS VERDOSA OSCURA	
21		162	27.20	127.10	108.80	22.43	LIMO CON ARENA FINA Y MEDIA GRIS VERDOSO CLARO CON GRAVILLAS ANGULOSAS	
22	13.80 14.23	96	22.80	71.30	63.00	20.65	ARENA FINA Poca MEDIA LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO CON GRAVILLAS ANGULOSAS	
23	14.40 15.00	190	19.90	112.80	101.80	13.43	ARENA FINA CON POCOS FINOS LIMOSOS GRIS VERDOSO CLARO	
24	15.00 15.60	153	23.00	92.60	70.10	47.77	LIMO CON ARENA FINA CAFÉ GRISACEO	
25	15.60 15.99	76	19.20	71.40	54.50	47.88	LIMO ARCILLOSO CON ESCASA ARENA FINA GRIS VERDOSO CLARO	
26	16.20 16.55	141	17.70	120.20	104.70	17.82	ARENA FINA LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO	
27	16.80 17.10	75	17.10	105.60	91.30	19.27	ARENA FINA LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO	
28	17.40 17.65	124	29.10	84.60	77.20	15.38	ARENA FINA CON ESCASOS FINOS LIMOSOS GRIS OSCURO	
29	18.00 18.60	159	17.00	120.90	99.00	26.71	ARENA FINA LIMOSA CAFÉ GRISACEO	
30	18.60 18.83	148	23.10	124.90	107.50	20.62	GRAVAS Y GRAVILLAS SUB REDONDEADAS TAMAÑO MAXIMO 1/2" CON ARENA GRUESA MEDIA Y FINA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO	
31	19.20 19.45	179	16.30	87.80	72.80	26.55	ARENA FINA Y MEDIA POCO LIMOSA CON GRAVILLAS Y GRAVAS AISLADAS SUBREDONDEADAS TAMAÑO MAXIMO 1/2" COLOR CAFÉ GRISACEO	
32	19.80 19.93	202	19.90	107.60	87.80	29.16	ARENA FINA Poca MEDIA LIMOSA CAFÉ GRISACEA	

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ARQUIMEDES # 205
 SONDEO N°: PCA-1 MUESTRA: CUBICA PROF: 2.00-2.20 m.
 DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CON LIMO CAFÉ OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
40	391	18.40	16.60	11.40	34.62
33	314	19.20	16.60	10.30	41.27
20	351	20.34	17.10	9.90	45.00
10	384	21.40	18.40	12.40	50.00

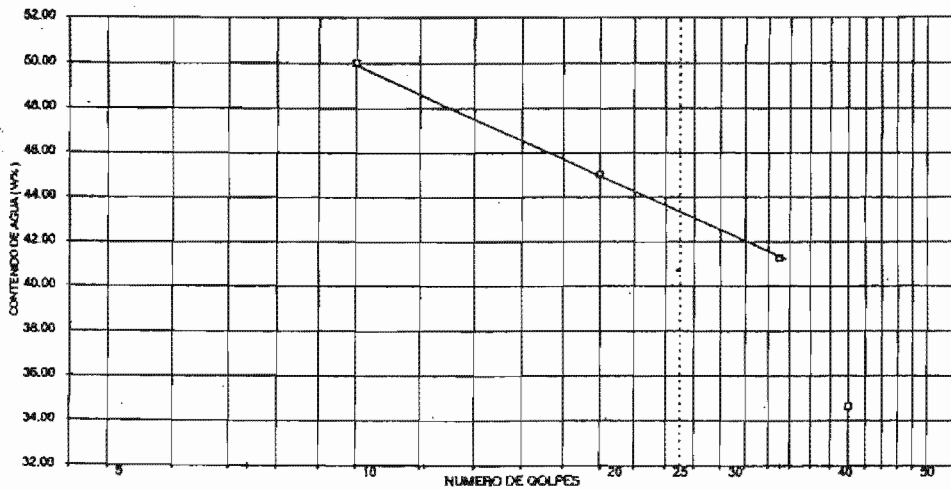
LIMITE PLASTICO

435	13.00	12.00	7.70	23.26
438	13.20	12.20	7.70	22.22

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. (%)

LL	LP	IP	S.U.C.S
43.50	22.74	20.76	CL



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ARQUIMEDES
 SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 15-4 PROF.: 9.80-10.00 m.
 DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CON LIMO GRIS OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
40	385	18.50	15.90	12.30	72.22
31	409	18.20	14.90	10.50	75.00
18	356	18.80	15.10	10.60	82.22
8	389	21.50	17.20	12.30	87.76

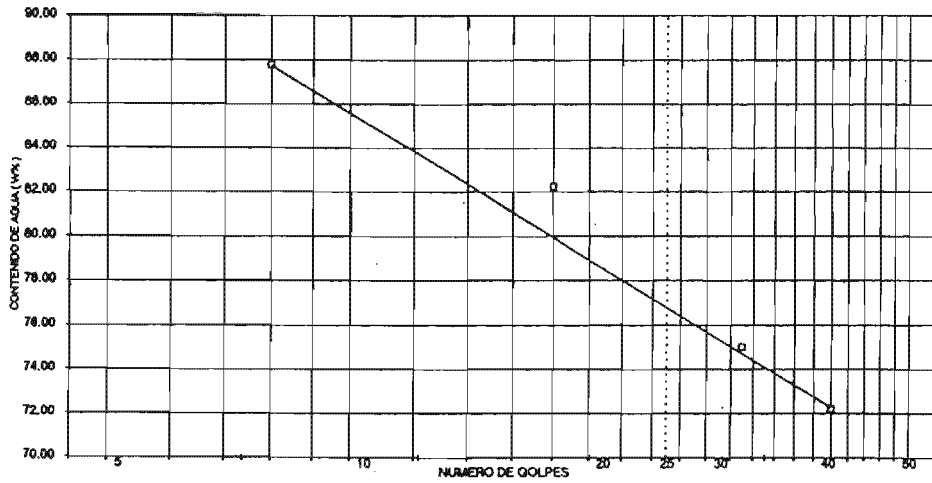
LIMITE PLASTICO

	455	13.20	11.50	7.70	44.74
	430	13.30	11.80	7.70	36.59

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

LL	LP	IP	S.U.C.S
76.80	40.66	36.14	OH-MH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ARQUIMEDES

SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 5 PROF.: 2.40-3.00 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CON LIMO, GRIS OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wl	W%
48	408	16.70	14.40	9.70	48.94
28	406	18.10	16.30	12.80	51.43
20	318	20.80	18.10	13.00	52.94
10	328	22.90	19.40	12.90	53.85

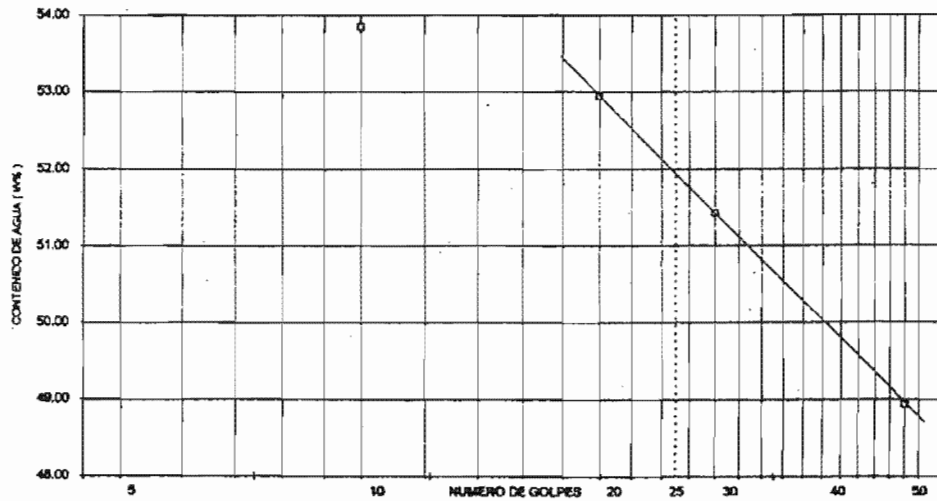
LIMITE PLASTICO

	9	14.00	13.30	10.10	21.88
	17	14.10	13.40	10.10	21.21

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. (%)

LL	LP	IP	S.U.C.S
61.90	21.54	30.38	CH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ARQUIMEDES

SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 10-2 PROF.: 6.56-6.60 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° bars	W _{h+T}	W _{e+t}	W _t	W%
47	314	17.50	12.00	10.20	305.58
37	343	19.70	14.70	13.10	312.50
22	386	18.00	12.10	10.30	327.78
10	406	20.30	14.60	12.90	335.29

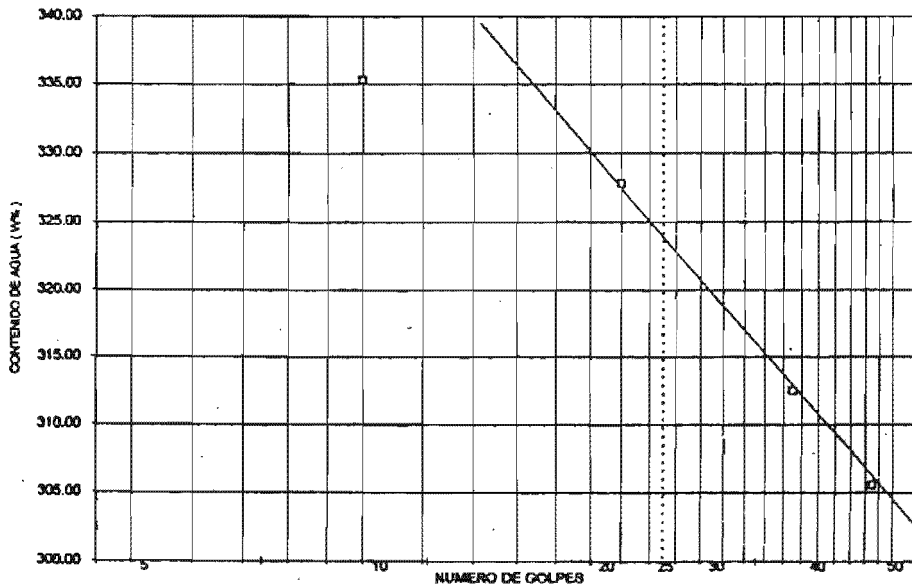
LIMITE PLASTICO

426	13.00	11.20	7.80	52.84
454	13.30	11.80	8.10	48.57

CONTRACCION LINEAL

barra n°	loc.inic.	loc.final	C.L. (%)

LL	LP	LP	S.U.C.S
324.00	50.76	273.24	CH



PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: limo con arena fina café oscuro.

PROYECTO: ARQUÍMEDES # 205, POLANCO

SONDEO: PCA-1

FECHA: 07/11/2003

MUESTRA: Cúbica

CONSTANTE: 0.192

PROFUND.: 2.00-2.20 m.

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR: JCRE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	4.08	cm	Wo=	169.50	gr
dm=	4.11	cm	Wt=	105.90	gr
di=	4.12	cm	Wt+sh=	275.40	gr
d prom.=	4.11	cm	Wt+ss=	229.10	gr
h1=	8.02	cm	Ss=	2.53	
h2=	8.02	cm	W(%)=	37.58	
h prom.=	8.02	cm	pvhi=	1.596	ton/m ³
Ao=	13.246	cm ²	pvhf=	1.596	ton/m ³
Vo=	106.229	cm ³	pvs=	1.160	ton/m ³
ei=	1.181		Gi=	80.48	(%)
ef=	1.181		Wi=	37.58	(%)
si=	80.48	(%)	Wf=	37.58	(%)
sf=	80.48	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.2455	0.0000
10	5.70	1.0944	0.1667	13.2676	0.0825
20	8.80	1.6896	0.3334	13.2898	0.1271
30	12.20	2.3424	0.5001	13.3121	0.1760
40	14.80	2.8416	0.6668	13.3344	0.2131
50	15.80	3.0336	0.8335	13.3568	0.2271
60	15.70	3.0144	1.0002	13.3793	0.2253
65	15.40	2.9568	1.0836	13.3906	0.2208
70	14.80	2.8416	1.1669	13.4019	0.2120
75	13.80	2.6496	1.2503	13.4132	0.1975

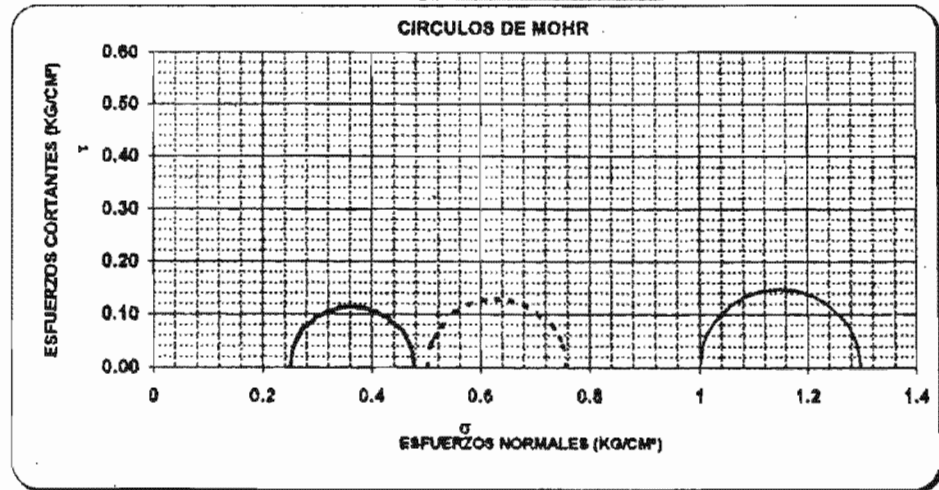
0.2271

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: ARQUÍMEDES # 205, POLANCO
 SONDEO: PCA-I
 MUESTRA: Cúbica PROF.: 2.00-2.20 m.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:
 LIMO CON ARENA FINA, CAPE OSCURO

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm ²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	Gw _f (%)	e _f	VALORES PROMEDIO	
						S _p =	w _f =
1	0.25	0.23	1.596	80.5	1.181	2.53	38.01 %
2	0.50	0.28	1.848	85.1	1.113	37.93 %	84.67 %
3	1.00	0.30	1.884	88.4	1.110	84.68 %	1.635 ton/m ³
DATOS FINALES						PVF=	1.634 ton/m ³
		e _f	Gw _f	w _f	pv _{hf}	e _i =	1.13
1	0.25	1.181	80.475	37.58	1.596	e _f =	1.14
2	0.50	1.115	84.942	37.44	1.844		
3	1.00	1.111	88.310	38.77	1.863		



C= _____ kg/cm²
 Ø= _____ grados
 E= _____ kg/cm²
 μ= 0.45

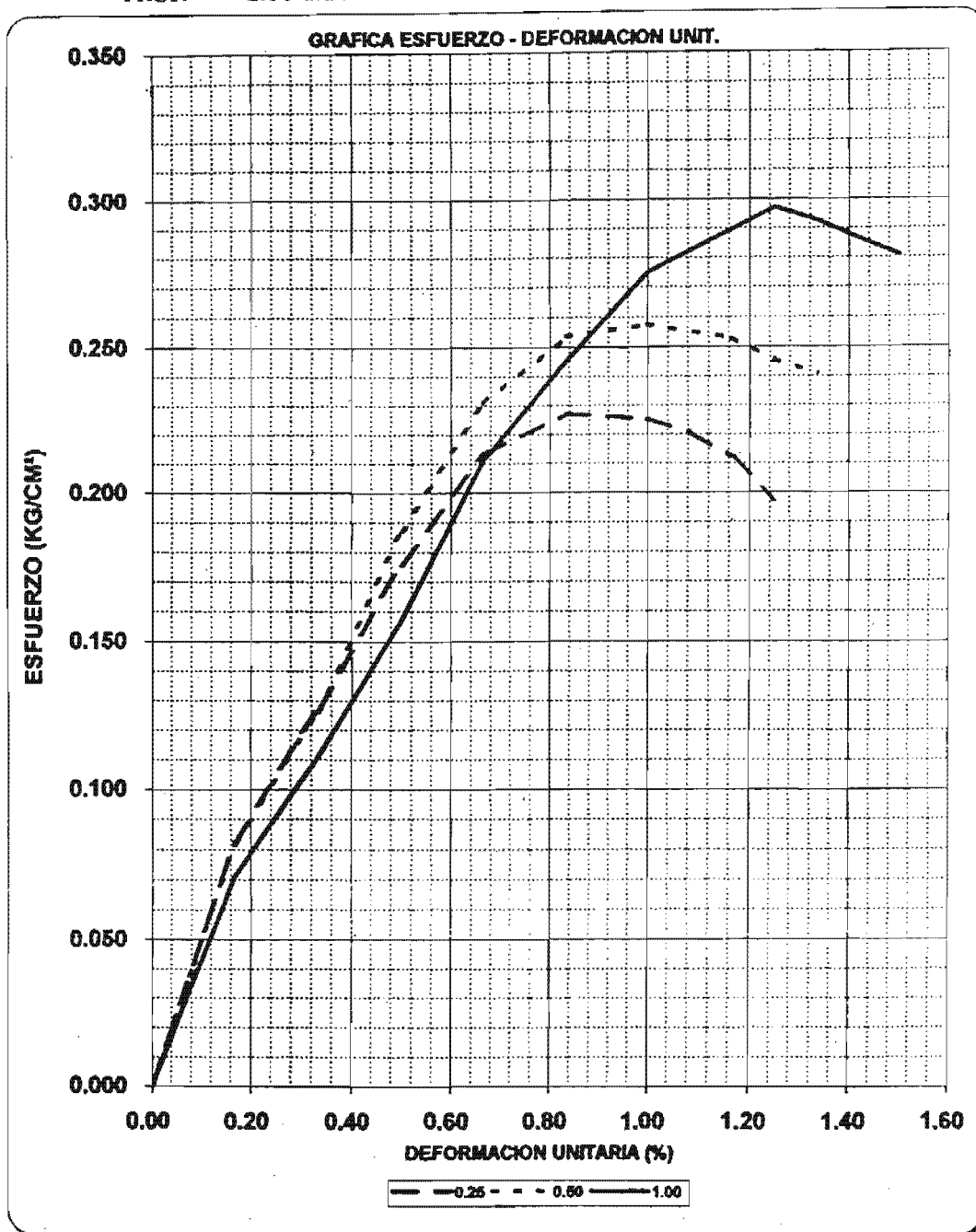
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: ARQUÍMEDES # 205, POLANCO

SONDEO: PCA-1

MUESTRA: Cúbica

PROF: 2.00-2.20 m.



PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arena limosa café claro

PROYECTO: ARQUIMEDES # 205

SONDEO: PCA-2

FECHA: 06/11/03

MUESTRA: MC

CONSTANTE: 0.192

PROFUND.: 1.80-2.00 m

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR: J.E.

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	4.12	cm	Wo=	167.60	gr
dm=	4.12	cm	Wt=	67.60	gr
di=	4.17	cm	Wt+sh=	235.10	gr
d prom.=	4.13	cm	Wt+ss=	190.00	gr
h1=	7.87	cm	Ss=	2.55	
h2=	7.87	cm	W(%)=	36.85	
h prom.=	7.87	cm	pvhi=	1.591	ton/m ³
Ao=	13.386	cm ²	pvhf=	1.590	ton/m ³
Vo=	105.345	cm ³	pvs=	1.163	ton/m ³
ei=	1.193		Gi=	78.73	(%)
ef=	1.195		Wi=	36.93	(%)
si=	78.82	(%)	Wf=	36.85	(%)
sf=	78.65	(%)			
tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.3856	0.0000
10	3.80	0.7296	0.1667	13.4080	0.0544
20	7.10	1.3632	0.3334	13.4304	0.1015
30	9.30	1.7856	0.5001	13.4529	0.1327
40	9.50	1.8240	0.6668	13.4755	0.1354
45	9.60	1.8432	0.7502	13.4868	0.1367
50	9.40	1.8048	0.8335	13.4982	0.1337
55	9.20	1.7664	0.9169	13.5095	0.1308
60	8.70	1.6704	1.0002	13.5209	0.1235

0.1367

PROYECTO: ARQUIMEDES # 205

SONDEO: PCA-2

MUESTRA: MC

PROFUND.: 1.80-2.00 m

PRESION: 0.50 kg/cm ²					
ds=	4.15 cm	Wo=	177.90 gr		
dm=	4.17 cm	Wt=	101.90 gr		
di=	4.15 cm	Wt+sh=	279.60 gr		
d prom.=	4.16 cm	Wt+ss=	237.00 gr		
h1=	7.98 cm	Ss=	2.55		
h2=	7.98 cm	W(%)=	31.53		
h prom.=	7.98 cm	pvhi=	1.638 ton/m ³		
Ao=	13.614 cm ²	pvhf=	1.636 ton/m ³		
Vo=	108.636 cm ³	pvs=	1.245 ton/m ³		
ei=	1.048	Gi=	76.71 (%)		
ef=	1.051	Wi=	31.68 (%)		
si=	76.90 (%)	Wf=	31.53 (%)		
sf=	76.54 (%)				
tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.6136	0.0000
10	5.10	0.9792	0.1667	13.6363	0.0718
20	7.70	1.4784	0.3334	13.6591	0.1082
30	9.20	1.7664	0.5001	13.6820	0.1291
40	10.20	1.9584	0.6668	13.7050	0.1429
50	10.70	2.0544	0.8335	13.7280	0.1497
60	10.80	2.0736	1.0002	13.7511	0.1508
70	10.70	2.0544	1.1669	13.7743	0.1491
75	10.50	2.0160	1.2503	13.7859	0.1462
80	10.40	1.9968	1.3336	13.7976	0.1447

0.1508

PROYECTO: ARQUIMEDES # 205

SONDEO: PCA-2

MUESTRA: MC

PROFUND.: 1.80-2.00 m

PRESION:		1.00 kg/cm ²	
ds=	4.06 cm	Wo=	174.40 gr
dm=	4.07 cm	Wt=	103.90 gr
di=	4.09 cm	Wt+sh=	278.10 gr
d prom.=	4.07 cm	Wt+ss=	234.10 gr
h1=	7.87 cm	Ss=	2.55
h2=	7.87 cm	W(%)=	33.79
h prom.=	7.87 cm	pvhi=	1.702 ton/m ³
Ao=	13.021 cm ²	pvhf=	1.700 ton/m ³
Vo=	102.473 cm ³	pvs=	1.272 ton/m ³
ei=	1.005	Gi=	85.78 (%)
ef=	1.007	Wi=	33.85 (%)
si=	85.97 (%)	Wf=	33.79 (%)
sf=	85.58 (%)		

tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.0207	0.0000
10	6.30	1.2096	0.1667	13.0424	0.0927
20	10.20	1.9584	0.3334	13.0643	0.1499
30	11.70	2.2464	0.5001	13.0861	0.1717
40	11.90	2.2848	0.6668	13.1081	0.1743
50	11.70	2.2464	0.8335	13.1301	0.1711
55	11.40	2.1888	0.9169	13.1412	0.1666
60	10.80	2.0736	1.0002	13.1522	0.1577

0.1743

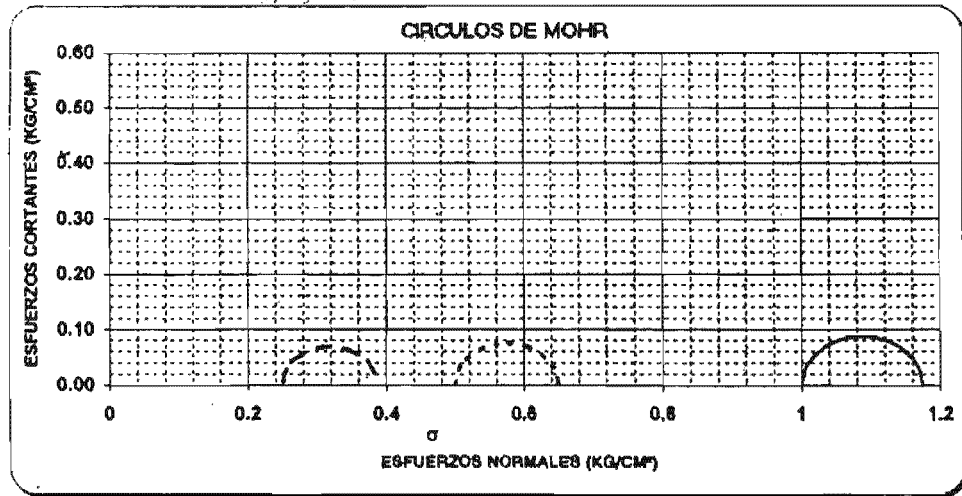
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: ARQUIMEDES # 205
 SONDEO: PCA-2
 MUESTRA: AC PROF.: 1.80-2.00 m

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:
ARENA FINA LIMOSA CAPB CLARO

ENSAYO Num.	PRESION CONF.	ESF. A LA FALLA	PESO VOLUM. NATURAL	Gwl (%)	ei
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(ton/m ³)		
1	0.25	0.14	1.591	78.7	1.193
2	0.50	0.15	1.638	78.7	1.048
3	1.00	0.17	1.702	85.8	1.005
DATOS FINALES					
		ef	Gwf	wf	pvhf
1	0.25	1.195	78.847	36.85	1.590
2	0.50	1.051	78.542	31.53	1.838
3	1.00	1.007	85.580	33.79	1.700

VALORES PROMEDIO	
Es=	2.55
wf=	34.19 %
wf=	34.06 %
Gw=	80.41 %
Gwf=	80.26 %
PVN=	1.643 ton/m ³
PVF=	1.642 ton/m ³
ei=	1.08
ef=	1.08



C= _____ kg/cm³
 Ø= _____ grados
 E= _____ kg/cm³
 μ = 0.45

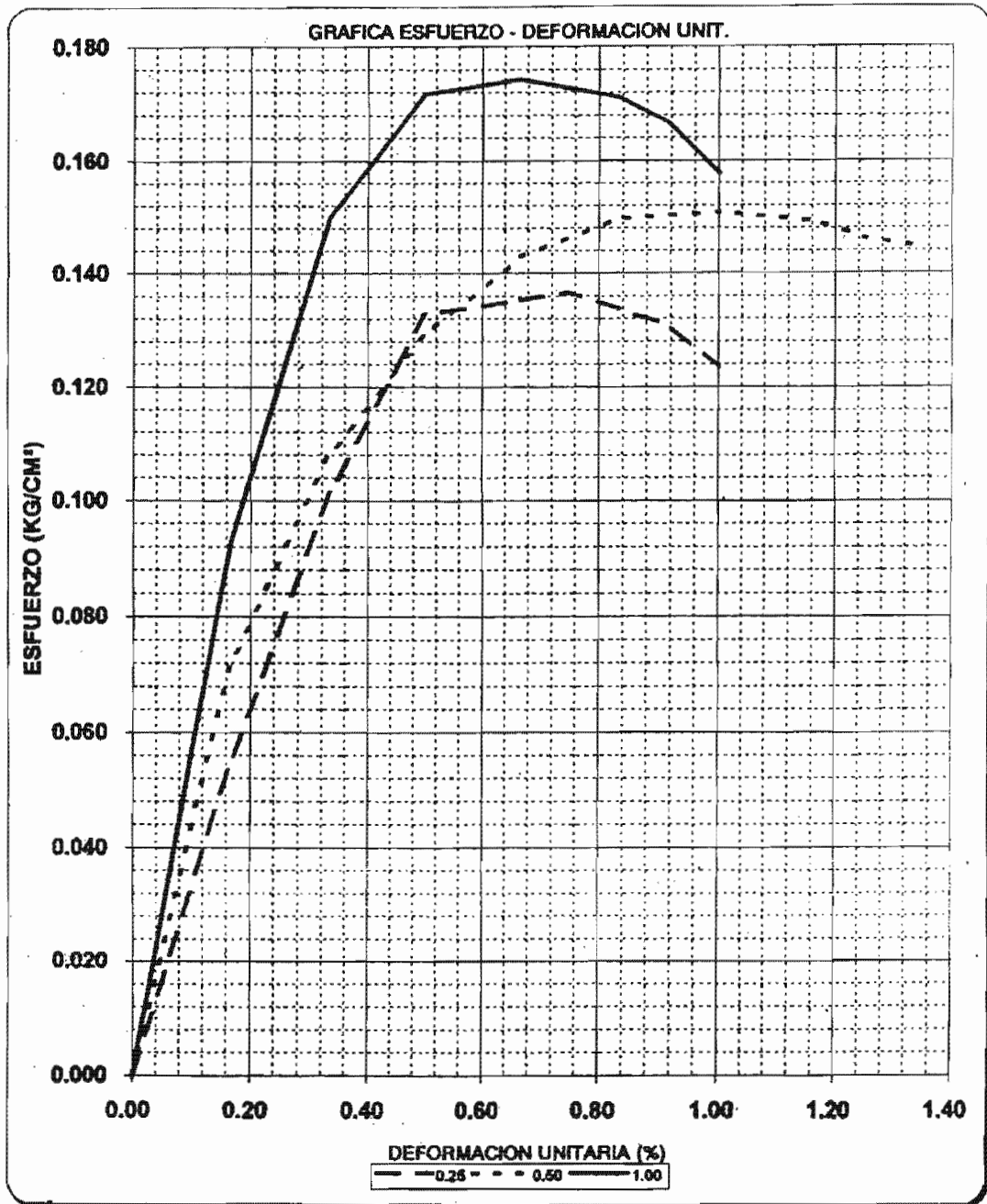
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: ARQUIMEDES # 205

SONDEO: PCA-2

MUESTRA: MC

PROF: 1.80-2.00 m



PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arcilla poco llimosa, café grisáceo oscuro
con escasa arena fina.

PROYECTO: ARQUIMEDES

SONDEO: SM-1

FECHA: 15/11/2003

MUESTRA: 6-2

CONSTANTE: 0.192

PROFUND.: 3.37-3.60 m.

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR: JCRE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.77	cm	Wo=	160.10	gr
dm=	3.72	cm	Wt=	3.50	gr
di=	3.72	cm	Wt+sh=	163.60	gr
d prom.=	3.73	cm	Wt+ss=	130.60	gr
h1=	7.80	cm	Ss=	2.51	
h2=	7.80	cm	W(%)=	25.96	
h prom.=	7.80	cm	pvhi=	1.880	ton/m ³
Ao=	10.917	cm ²	pvhf=	1.880	ton/m ³
Vo=	85.156	cm ³	pvs=	1.493	ton/m ³
ei=	0.682		Gi=	95.60	(%)
ef=	0.682		Wi=	25.96	(%)
si=	95.60	(%)	Wf=	25.96	(%)
sf=	95.60	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.9174	0.0000
10	8.00	1.5360	0.1667	10.9356	0.1405
20	19.00	3.6480	0.3334	10.9539	0.3330
30	27.00	5.1840	0.5001	10.9723	0.4725
40	33.00	6.3360	0.6668	10.9907	0.5765
50	37.00	7.1040	0.8335	11.0092	0.6453
60	40.00	7.6800	1.0002	11.0277	0.6964
80	45.00	8.6400	1.3336	11.0650	0.7808
100	50.00	9.6000	1.6670	11.1025	0.8647
120	54.00	10.3680	2.0004	11.1403	0.9307
150	60.00	11.5200	2.5005	11.1974	1.0288
180	67.00	12.8640	3.0006	11.2551	1.1429
210	73.00	14.0160	3.5007	11.3135	1.2389
240	79.00	15.1680	4.0008	11.3724	1.3338
270	86.00	16.5120	4.5009	11.4319	1.4444
300	89.00	17.0880	5.0010	11.4921	1.4869
330	90.00	17.2800	5.5011	11.5529	1.4957
350	89.00	17.0880	5.8345	11.5938	1.4739
360	88.00	16.8960	6.0012	11.6144	1.4547

1.4957

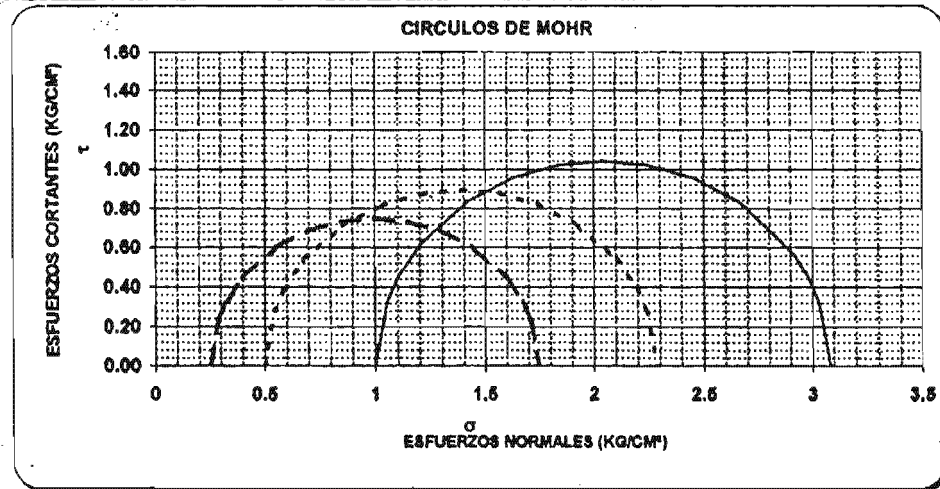
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: ARQUIMEDES
 SONDEO: SM-1
 MUESTRA: 6-2 PROF.: 3.37-3.60 m.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:
 ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISÁCTO OSCURO
 CON ESCASA ARENA FINA

ENSAYO	PRESION	ESF.	PESO		
Num.	CONF. (kg/cm ²)	A LA FALLA (kg/cm ²)	VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	Gwl (%)	ei
1	0.25	1.50	1.880	95.6	0.682
2	0.50	1.78	1.908	100.0	0.667
3	1.00	2.08	1.904	97.4	0.652
DATOS FINALES					
		ef	Gwf	wf	pvhf
1	0.25	0.682	95.601	25.98	1.880
2	0.50	0.667	100.004	26.56	1.906
3	1.00	0.652	97.448	25.31	1.904

VALORES PROMEDIO	
Se=	2.51
wf=	25.95 %
wf=	25.95 %
Gwf=	97.66 %
Gwf=	97.66 %
PVN=	1.897 ton/m ³
PVF=	1.897 ton/m ³
ei=	0.67
ef=	0.67

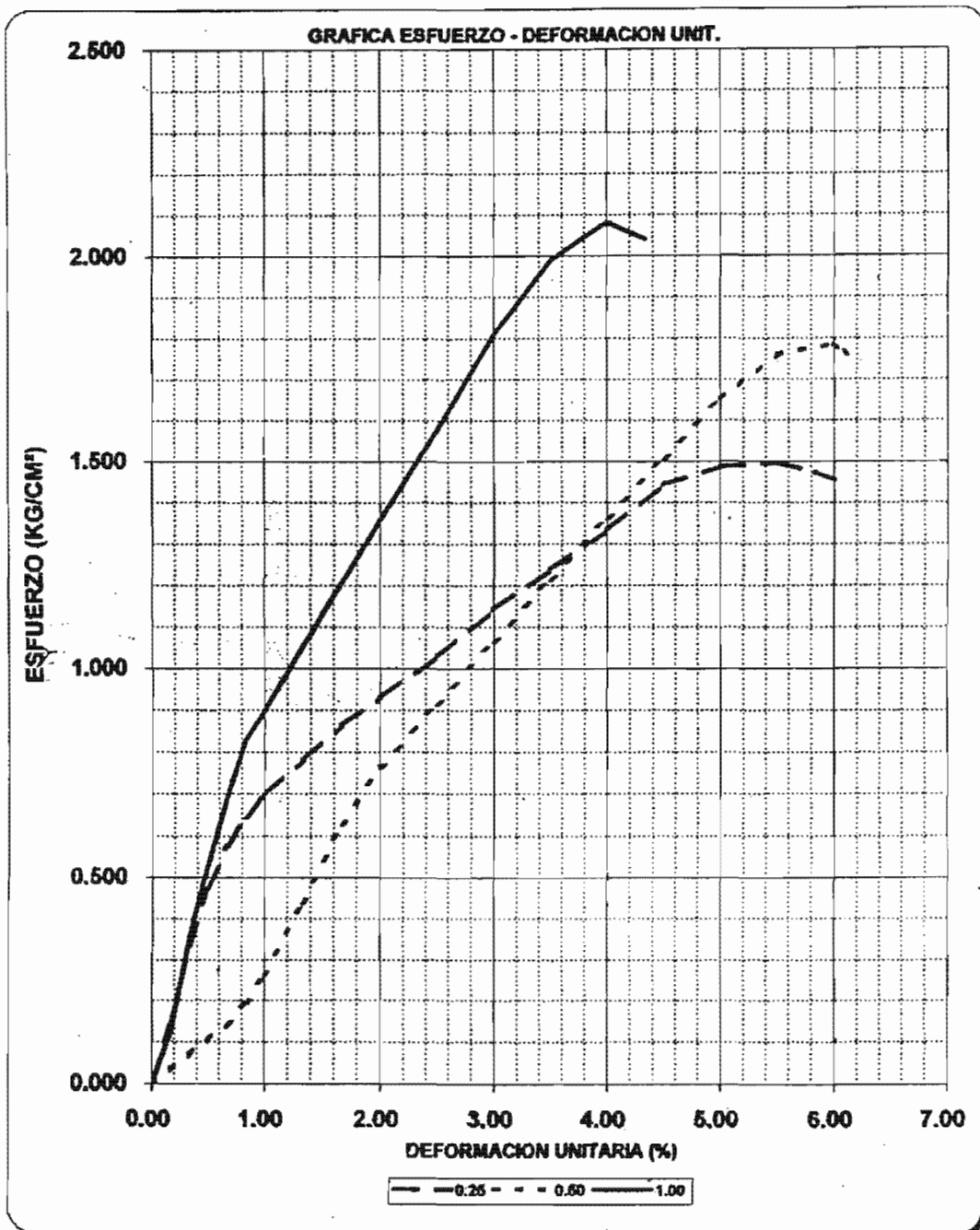


C= _____ kg/cm²
 Ø= _____ grados
 E= _____ kg/cm²
 %ei 0.45

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: ARQUIMEDES
SONDEO: SM-1
PROF: 3.37-3.60 m.

MUESTRA: 6-2



PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arcilla poco limosa, café grisáceo, con poca arena fina.

PROYECTO: ARQUIMEDES

SONDEO: SM-1	FECHA: 15/11/2003
MUESTRA: 10-2	CONSTANTE: 0.192
PROFUND.: 6.56-6.80 m.	PRESION: 0.25 kg/cm ²
OPERADOR: JCRE	VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.42	cm	Wo=	113.90	gr
dm=	3.40	cm	Wt=	36.40	gr
dí=	3.39	cm	Wt+sh=	150.30	gr
d prom.=	3.40	cm	Wt+ss=	99.50	gr
h1=	8.40	cm	Ss=	2.55	
h2=	8.40	cm	W(%)=	80.51	
h prom.=	8.40	cm	pvhi=	1.492	ton/m ³
Ao=	9.088	cm ²	pvhf=	1.492	ton/m ³
Vo=	76.340	cm ³	pvs=	0.827	ton/m ³
ei=	2.085		Gi=	98.46	(%)
ef=	2.085		Wi=	80.51	(%)
si=	98.46	(%)	Wf=	80.51	(%)
sf=	98.46	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.0881	0.0000
10	3.00	0.5760	0.1667	9.1033	0.0633
20	5.00	0.9600	0.3334	9.1185	0.1053
30	8.00	1.5360	0.5001	9.1338	0.1682
40	11.00	2.1120	0.6668	9.1491	0.2308
50	14.00	2.6880	0.8335	9.1645	0.2933
60	18.00	3.4560	1.0002	9.1799	0.3765
80	23.00	4.4160	1.3336	9.2109	0.4794
100	29.00	5.5680	1.6670	9.2422	0.6025
120	33.00	6.3360	2.0004	9.2736	0.6832
150	38.00	7.2960	2.5005	9.3212	0.7827
180	41.00	7.8720	3.0006	9.3692	0.8402
210	43.00	8.2560	3.5007	9.4178	0.8766
215	42.00	8.0640	3.5841	9.4259	0.8555
220	40.00	7.6800	3.6674	9.4341	0.8141

0.8766

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: ARQUIMEDES

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 10-2

PROFUND.: 6.56-6.80 m.

PRESION:		0.50 kg/cm²			
ds=	3.39 cm	Wo=	111.10 gr		
dm=	3.39 cm	Wt=	35.90 gr		
di=	3.38 cm	Wt+sh=	147.00 gr		
d prom.=	3.39 cm	Wt+ss=	97.30 gr		
h1=	8.40 cm	Ss=	2.55		
h2=	8.40 cm	W(%)=	80.94		
h prom.=	8.40 cm	pvhi=	1.467 ton/m ³		
Ao=	9.017 cm ²	pvhf=	1.467 ton/m ³		
Vo=	75.743 cm ³	pvs=	0.811 ton/m ³		
ei=	2.146	Gi=	96.20 (%)		
ef=	2.146	Wi=	80.94 (%)		
si=	96.20 (%)	Wf=	80.94 (%)		
sf=	96.20 (%)				
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.0170	0.0000
10	3.00	0.5760	0.1667	9.0321	0.0638
20	5.00	0.9600	0.3334	9.0472	0.1061
30	9.00	1.7280	0.5001	9.0623	0.1907
40	12.00	2.3040	0.6668	9.0775	0.2538
50	16.00	3.0720	0.8335	9.0928	0.3379
60	19.00	3.6480	1.0002	9.1081	0.4005
80	24.00	4.6080	1.3336	9.1389	0.5042
100	30.00	5.7600	1.6670	9.1699	0.6281
120	34.00	6.5280	2.0004	9.2011	0.7095
150	37.00	7.1040	2.5005	9.2483	0.7681
180	42.00	8.0640	3.0006	9.2959	0.8675
210	43.00	8.2560	3.5007	9.3441	0.8836
240	43.00	8.2560	4.0008	9.3928	0.8790
255	42.00	8.0640	4.2509	9.4173	0.8563
305	41.00	7.8720	5.0844	9.5000	0.8286

0.8836

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: ARQUIMEDES

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 10-2

PROFUND.: 6.56-6.80 m.

PRESION:		1.00 kg/cm²	
ds=	3.40 cm	Wo=	113.00 gr
dm=	3.40 cm	Wt=	16.70 gr
di=	3.39 cm	Wt+sh=	129.60 gr
d prom.=	3.40 cm	Wt+ss=	79.00 gr
h1=	8.40 cm	Ss=	2.55
h2=	8.40 cm	W(%)=	81.22
h prom.=	8.40 cm	pvhi=	1.483 ton/m3
Ao=	9.070 cm ²	pvhf=	1.482 ton/m3
Vo=	76.191 cm ³	pvs=	0.818 ton/m3
ei=	2.116	Gi=	97.89 (%)
ef=	2.119	Wi=	81.38 (%)
si=	97.954 (%)	Wf=	81.22 (%)
sf=	97.760 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.0703	0.0000
10	4.00	0.7680	0.1667	9.0854	0.0845
20	6.00	1.1520	0.3334	9.1006	0.1266
30	10.00	1.9200	0.5001	9.1159	0.2106
40	14.00	2.6880	0.6668	9.1312	0.2944
50	17.00	3.2640	0.8335	9.1465	0.3569
60	20.00	3.8400	1.0002	9.1619	0.4191
80	26.00	4.9920	1.3336	9.1929	0.5430
100	32.00	6.1440	1.6670	9.2241	0.6661
120	37.00	7.1040	2.0004	9.2554	0.7675
150	42.00	8.0640	2.5005	9.3029	0.8668
180	46.00	8.8320	3.0006	9.3509	0.9445
210	49.00	9.4080	3.5007	9.3993	1.0009
240	51.00	9.7920	4.0008	9.4483	1.0364
260	50.00	9.6000	4.3342	9.4812	1.0125
275	49.00	9.4080	4.5843	9.5061	0.9897

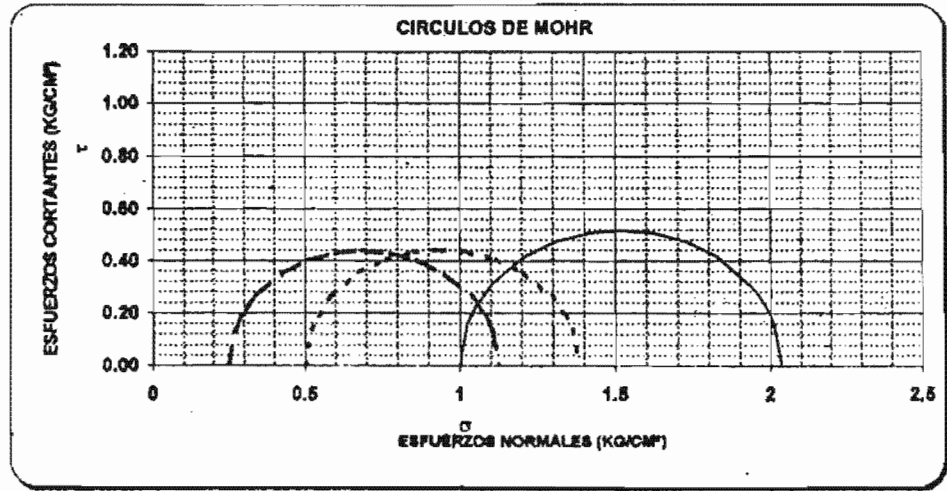
1.0364

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: ARQUIMEDES
 SONDEO: SM-1
 MUESTRA: 10-2 PROF.: 6.56-6.80 m.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:
 ARCILLA POCO LIMOSA, CAPÉ GRISÁCEO
 CON POCA ARENA FINA

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm ²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	Gwl (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Se=	
1	0.25	0.877	1.492	98.5	2.085	wf=	80.94 %
2	0.50	0.884	1.487	98.2	2.148	wf=	80.89 %
3	1.00	1.036	1.483	97.9	2.118	Gw=	97.51 %
DATOS FINALES						Gwl=	97.47 %
		ef	Gwl	wf	pvtf	PVN=	1.481 ton/m ³
1	0.25	2.085	98.459	80.51	1.492	PVF=	1.480 ton/m ³
2	0.50	2.148	98.198	80.94	1.487	eh=	2.12
3	1.00	2.118	97.760	81.22	1.482	ef=	2.12



C= _____ kg/cm²
 Ø= _____ grados
 E= _____ kg/cm²
 μ= 0.45

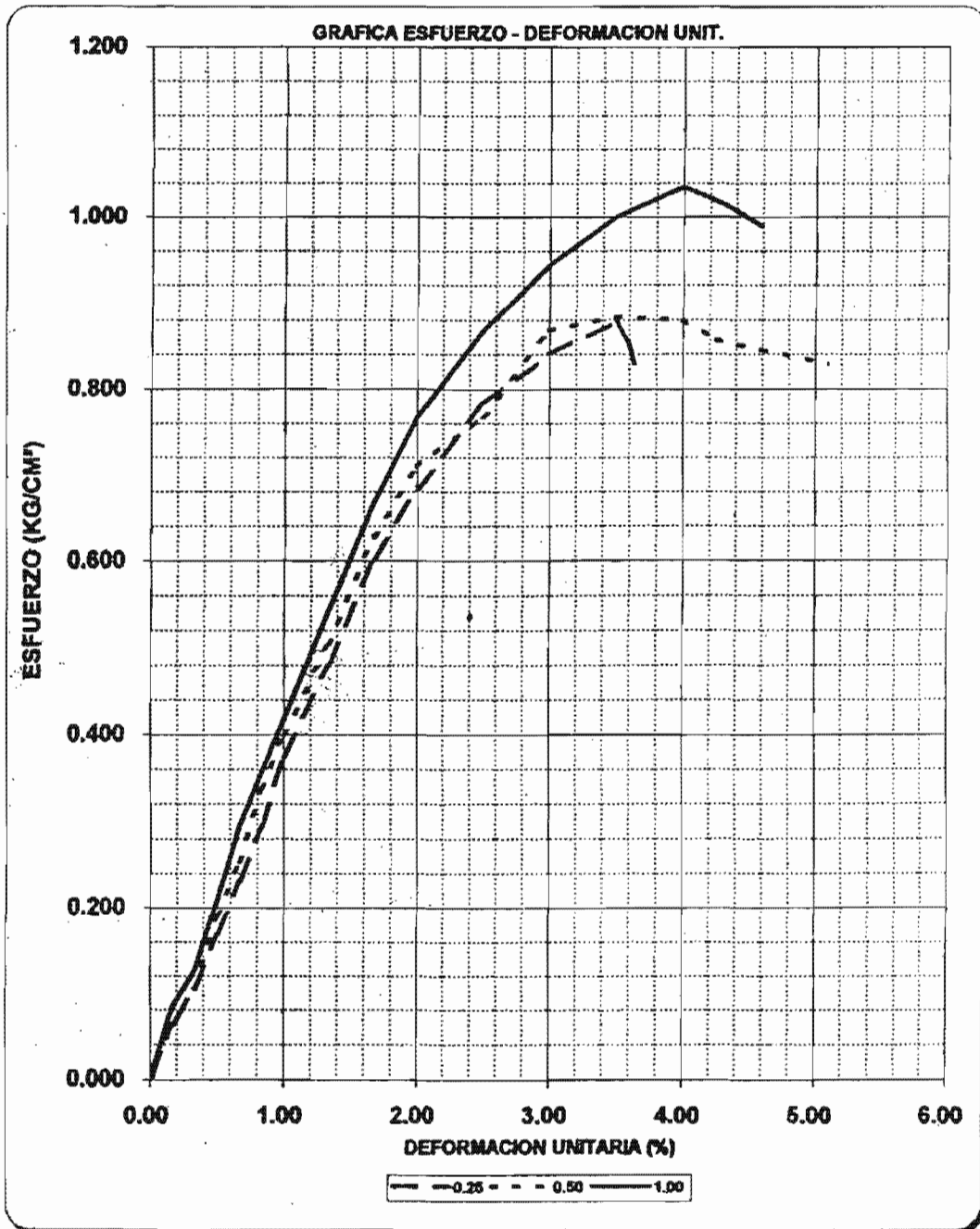
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: ARQUIMEDES

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 10-2

PROF: 6.56-6.80 m.



PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arcilla poco limosa, gris oscuro negruzco,
con escasa arena fina.

PROYECTO: ARQUIMEDES

SONDEO: SM-1

FECHA: 15/11/2003

MUESTRA: 15-4

CONSTANTE: 0.192

PROFUND.: 9.80-10.00 ml

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR: JCRE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.46	cm	Wo=	106.60	gr
dm=	3.46	cm	Wt=	144.90	gr
di=	3.45	cm	Wt+sh=	251.50	gr
d prom.=	3.46	cm	Wt+ss=	206.40	gr
h1=	7.82	cm	Ss=	2.53	
h2=	7.82	cm	W(%)=	73.33	
h prom.=	7.82	cm	pvhi=	1.451	ton/m ³
Ao=	9.393	cm ²	pvhf=	1.451	ton/m ³
Vo=	73.457	cm ³	pvs=	0.837	ton/m ³
ei=	2.022		Gi=	91.76	(%)
ef=	2.022		Wi=	73.33	(%)
si=	91.76	(%)	Wf=	73.33	(%)
sf=	91.76	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.3934	0.0000
10	4.00	0.7680	0.1667	9.4091	0.0816
20	7.00	1.3440	0.3334	9.4248	0.1426
30	10.00	1.9200	0.5001	9.4406	0.2034
40	13.00	2.4960	0.6668	9.4565	0.2639
50	16.00	3.0720	0.8335	9.4724	0.3243
60	19.00	3.6480	1.0002	9.4883	0.3845
80	25.00	4.8000	1.3336	9.5204	0.5042
100	31.00	5.9520	1.6670	9.5527	0.6231
120	38.00	7.2960	2.0004	9.5852	0.7612
150	44.00	8.4480	2.5005	9.6343	0.8769
180	47.00	9.0240	3.0006	9.6840	0.9318
185	45.00	8.6400	3.0840	9.6923	0.8914
190	41.00	7.8720	3.1673	9.7007	0.8115
195	39.00	7.4880	3.2507	9.7090	0.7712

0.9318

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: ARQUIMEDES

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 15-4

PROFUND.: 9.80-10.00 m.

PRESION:		0.50 kg/cm²	
ds=	3.50 cm	Wo=	108.90 gr
dm=	3.50 cm	Wt=	69.10 gr
di=	3.49 cm	Wt+sh=	177.90 gr
d prom.=	3.50 cm	Wt+ss=	132.60 gr
h1=	7.87 cm	Ss=	2.53
h2=	7.87 cm	W(%)=	71.34
h prom.=	7.87 cm	pvhi=	1.440 ton/m ³
Ao=	9.612 cm ²	pvhf=	1.438 ton/m ³
Vo=	75.646 cm ³	pvs=	0.840 ton/m ³
ei=	2.011	Gi=	89.74 (%)
ef=	2.014	Wi=	71.50 (%)
si=	89.82 (%)	Wf=	71.34 (%)
sf=	89.62 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.6120	0.0000
10	6.00	1.1520	0.1667	9.6280	0.1197
20	11.00	2.1120	0.3334	9.6441	0.2190
30	16.00	3.0720	0.5001	9.6603	0.3180
40	20.00	3.8400	0.6668	9.6765	0.3968
50	24.00	4.6080	0.8335	9.6928	0.4754
60	28.00	5.3760	1.0002	9.7091	0.5537
80	36.00	6.9120	1.3336	9.7419	0.7095
100	43.00	8.2560	1.6670	9.7749	0.8446
120	49.00	9.4080	2.0004	9.8082	0.9592
150	53.00	10.1760	2.5005	9.8585	1.0322
155	52.00	9.9840	2.5839	9.8669	1.0119
160	50.00	9.6000	2.6672	9.8754	0.9721
165	48.00	9.2160	2.7506	9.8838	0.9324

1.0322

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: ARQUIMEDES

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 15-4

PROFUND.: 9.80-10.00 m.

PRESION:		1.00 kg/cm²	
ds=	3.49 cm	Wo=	108.30 gr
dm=	3.48 cm	Wt=	63.50 gr
di=	3.47 cm	Wt+sh=	171.70 gr
d prom.=	3.48 cm	Wt+ss=	126.80 gr
h1=	7.98 cm	Ss=	2.53
h2=	7.98 cm	W(%)=	70.93
h prom.=	7.98 cm	pvhi=	1.427 ton/m ³
Ao=	9.511 cm ²	pvhf=	1.426 ton/m ³
Vo=	75.902 cm ³	pvs=	0.835 ton/m ³
ei=	2.031	Gi=	88.37 (%)
ef=	2.034	Wi=	71.09 (%)
si=	88.440 (%)	Wf=	70.93 (%)
sf=	88.244 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.5115	0.0000
10	5.00	0.9600	0.1667	9.5274	0.1008
20	9.00	1.7280	0.3334	9.5433	0.1811
30	13.00	2.4960	0.5001	9.5593	0.2611
40	17.00	3.2640	0.6668	9.5753	0.3409
50	21.00	4.0320	0.8335	9.5914	0.4204
60	25.00	4.8000	1.0002	9.6076	0.4996
80	33.00	6.3360	1.3336	9.6400	0.6573
100	41.00	7.8720	1.6670	9.6727	0.8138
120	50.00	9.6000	2.0004	9.7056	0.9891
150	59.00	11.3280	2.5005	9.7554	1.1612
180	68.00	13.0560	3.0006	9.8057	1.3315
240	80.00	15.3600	4.0008	9.9079	1.5503
260	79.00	15.1680	4.3342	9.9424	1.5256
265	76.00	14.5920	4.4176	9.9511	1.4664
270	73.00	14.0160	4.5009	9.9598	1.4073

1.5503