



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**RECIMENTACION DE UN EDIFICIO SOPORTADO
POR PILOTES DE PUNTA, DAÑADO POR
LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985**

TESIS PROFESIONAL
Que para obtener el Título de:
INGENIERO CIVIL
P r e s e n t a:
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

México, D. F.

1988



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 está 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.

	PAG.
INDICE	
INTRODUCCION	1
I CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO	3
I.1 Antecedentes	3
I.2 Zonificación del sitio	5
I.3 Características estructurales	5
II COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO A TRAVES DEL TIEMPO	7
II.1 Hundimiento regional	7
II.2 Nivelaciones recientes	8
III EXPLORACION DEL SUBSUELO	10
III.1 Sondeos de cono	11
III.2 Sondeo mixto N° 1	11
III.3 Calas en cimentación	13
III.4 Estación piezométrica	14
III.5 Ensayes de laboratorio	15
III.6 Estratigrafía	17
IV CARGAS ACTUANTES EN LA CIMENTACION	20
IV.1 Cargas originales	20
IV.2 Cargas opcionales	20
V ALTERNATIVA DE RECIMENTACION	21
V.1 Análisis de capacidad de carga	21
V.2 Análisis de hundimientos y/o emersiones	32
V.3 Movimientos horizontales	35
V.4 Selección de la alternativa de recimentación	39
VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	40
VI.1 Procedimiento constructivo para el relleno en entre las contratraves de la cimentación	41

INTRODUCCION

Las edificaciones que se han venido realizando en el transcurso de los años, han sido sujetas a diversas modificaciones conforme la experiencia lo ha requerido. Debido al avance que se ha tenido en el conocimiento de la Mecánica de Suelos, las metodologías tendientes a la implantación de determinados tipos de cimentación ha dado lugar a una mayor concordancia entre la cimentación elegida en una determinada edificación y las características propias del suelo.

Este trabajo resume los principales aspectos en la revisión de la cimentación que sobre una obra en particular se puede atender, como es el caso del edificio perteneciente al Patronato de Bonos del Ahorro Nacional, el cual se halla cimentado a base de pilotes de madera; en la década de los años cuarenta, etapa en la cual este edificio fue construido, la Mecánica de Suelos apenas se estaba desarrollando, la investigación del subsuelo en la Ciudad de México por parte de las compañías proyectistas presentaba serias deficiencias, lo que se reflejaba en los resultados que arrojaban las teorías existentes; sin embargo, aún si estas teorías pasaban por alto varios aspectos importantes en la determinación de las características del subsuelo, los factores de seguridad con los que se trabajaban eran bastantes sobrados; a pesar de esto, algunas cimentaciones han mostrado un comportamiento deficiente. Cabe hacer notar que los factores de seguridad han disminuido conforme se ha ido adquiriendo experiencia sobre el comportamiento de estructuras en el Valle de México.

El cuerpo de esta obra dilucida diversos aspectos concernientes a la metodología utilizada para llevar a cabo la revisión de una cimentación, misma que da lugar a la realización de una serie de trabajos con el fin de adecuar ésta.

Con motivo de lo anteriormente mencionado, la investigación de que fue objeto el subsuelo se hizo tratando de lograr en la medida de lo posible el máximo apego a las normas de calidad establecidas. La investigación básicamente consiste de varios sondeos y calas para determinar los parámetros de trabajo, además de las condiciones en que se encuentran los pilotes; adicionalmente, se instaló una estación piezométrica en un sitio estratégico del predio.

I CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO

I.1 Antecedentes

Como consecuencia de los sismos de septiembre de 1985, diversas edificaciones tuvieron problemas, siendo algunos de ellos bastante serios, las cuales presentaron como consecuencia en casos extremos el colapso total.

Podemos citar como causas principales de estos problemas las siguientes: las características propias que presentaron los sismos, la estructuración de las edificaciones refiriéndose esto en algunas ocasiones a la superestructura o a la infraestructura en otras; tomando también en consideración las diversas combinaciones de ambas que en muchos casos mostraron un comportamiento inadecuado.

Dentro de estos últimos, tenemos como caso particular el edificio perteneciente al Patronato del Ahorro Nacional, ubicado en la avenida Paseo de la Reforma N° 77, esquina con la calle de Ignacio Ramírez, colonia Tabacalera en la Ciudad de México.

Se trata de un edificio de 13 niveles construido entre los años de 1940 a 1943; inicialmente estuvo destinado a servir como con dominio; su superestructura se llevó a cabo a base de secciones de acero; en el análisis se consideraron las cargas muertas, las vivas y las probables cargas sísmicas, en base a los sismos registrados hasta el año de 1940; posteriormente, soportó los sismos de abril de 1941 durante su construcción y el de febrero de 1943, sin mostrar ninguna anomalía (1).

Aproximadamente en 1960 como consecuencia del sismo de julio de 1957, se llevó a cabo una reestructuración a fin de acondicionar una zona de elevadores de vehículos conjuntamente con cuatro niveles para tal efecto, así como también el sótano, pasando de esta manera a funcionar como un edificio de oficinas.

Esta reestructuración consistió en colocar una camisa de concreto armado a las columnas de acero en todos los niveles, de igual manera se procedió con las trabes y en algunos casos en los que el cálculo así lo requirió, se aumentó el área de la sección de los elementos estructurales.

Con el tiempo la losa de piso del estacionamiento del sótano sufrió una cuarteadura transversal en toda su extensión, la cual indica una posible falla de los pilotes en una zona determinada, o una penetración no uniforme de los mismos en la capa dura.

A raíz de los sismos de septiembre de 1985, el edificio sufrió una serie de problemas que coartaron definitivamente su funcionamiento.

Como primera parte, podemos mencionar que se contaba con una estructura metálica en la azotea, cubriendo el cubo de escaleras, misma que debido al sismo se derrumbó; por otra parte, una serie de columnas a partir del séptimo piso fallaron, dejando el acero de refuerzo expuesto en su parte superior. En la zona de azotea se tienen dos estructuras más, de las cuales una de ellas no presentó ninguna anomalía; sin embargo, en la otra se registraron varias columnas falladas. En cuanto a lo referente a la cuarteadura de la losa de estacionamiento del sótano, no incrementó sensiblemente sus proporciones, aunque sí se tuvo una frac

tura en las contratraves que delimitan la cisterna, ubicada bajo la losa de piso del sótano, lo que produjo una contaminación del agua potable al mezclarse con el agua freática proveniente de las celdas adyacentes.

1.2 Zonificación del sitio

Mencionando las características geológicas de la zona en la cual se encuentra desplantado el edificio, se puede comentar que el Valle de México es una cuenca cerrada, similar a una gran presa azolvada que antiguamente drenaba hacia el sur; dentro de esta cuenca se ubica el Distrito Federal (2).

El Valle de México queda dentro de una zona del país de mediana actividad sísmica (3), ver figura 1, y se caracteriza en general por el intenso desarrollo volcánico que tuvo lugar en el pasado, quedando vestigios de un gran número de volcanes actualmente inactivos y de los diversos materiales emitidos durante este período, como son los depósitos más finos que aparecen en la Ciudad de México.

Los numerosos estudios que se han realizado, permiten establecer una delimitación estratigráfica del subsuelo del Valle de México, identificándose tres zonas principales, ver figura 2; de acuerdo con lo anterior, el edificio en estudio se ubica dentro de la zona lacustre (Zona III) (4).

1.3 Características estructurales

El edificio del Patronato del Ahorro Nacional, se encuentra desplantado en un área de 2,266 m², consta de sótano, planta baja,

dos plantas tipo, una para los pisos 1^a a 6^a (ver figura 3), y la otra para los pisos 7^a a 12^a (ver figura 4) y azotea.

Se proyectó que la estructura del edificio fuera de acero, en el cálculo de la misma se agregó a los esfuerzos producidos por las cargas muertas y vivas, los esfuerzos probables que podían causar los sismos de magnitud mayor sufridos hasta la fecha (1940). A través de todas las plantas se tenían proyectados los cubos de tres elevadores para pasajeros, un montacarga y dos escaleras.

En cuanto a lo que a cimentación se refiere, para soportar las 17,200 toneladas que pesaría el edificio, se escogió una capa de terreno situada a 32 m bajo el nivel de banqueta, la que se decía, ofrecía una resistencia diez veces mayor que la superficial, habiéndose localizado esta capa mediante una serie de sondeos efectuados en diversos puntos del terreno; la carga se transmite al suelo por medio de 734 pilotes de madera de 27 m de longitud cada uno, las cabezas de los pilotes se encuentran a 5 m bajo el nivel de banqueta y a 2.50 m bajo el límite de fluctuaciones del agua del subsuelo, por lo que, la madera de los mismos permanece con humedad inalterable, garantizando su longevidad (ver figura 5).

Cada pilote está formado por tres postes de 30 cm de diámetro, en promedio y 9 m de longitud, unidos entre sí por una junta de concreto con casquillo de lámina de fierro, la cual impide que se separen las piezas de que está constituido el pilote, por la acción de la recuperación elástica del terreno al suprimirle las cargas de las construcciones antiguas y de la tierra que se excavó (1).

Todo el peso del edificio lo soportan los pilotes, despreciando el poder de sustentación del terreno superficial. Basándose en estadísticas y datos experimentales, se determinó que cada uno de estos pilotes era capaz de resistir cargas mayores de 35 toneladas, por lo que había un amplio margen de seguridad.

Las concentraciones de cargas se transmiten de las columnas a los pilotes mediante contratrabes de concreto reforzado, calculadas como apoyadas sólo en sus extremos, para tener seguridad en las reacciones.

Para alcanzar los pilotes situados fuera del eje de las contratrabes, se hicieron ménsulas invertidas coladas con la misma contratrase. El peralte obligado de las contratrabes en contacto con los pilotes, es de 1.30 m, variando el ancho de 50 a 70 cm, según lo requirió el cálculo.

II COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO A TRAVES DEL TIEMPO

II.1 Hundimiento regional

La Ciudad de México tiene entre sus diversos problemas el ocasionado por el hundimiento regional, causado principalmente por la extracción del agua del subsuelo para satisfacer las necesidades de la población; esta operación ha provocado la consolidación acelerada del manto arcilloso de la zona urbana de la Ciudad de México (5).

Desde 1891, se han tenido nivelaciones del centro de la Ciudad, las cuales se continuaron sin periodicidad constante y sólo se realizaron en la zona céntrica; a partir de julio de 1952 a la fecha, las mediciones en la Ciudad de México son más constantes y abarcan un área urbana cada vez mayor.

Para efectos de cálculo del hundimiento regional se tomaron datos bibliográficos, según correspondiera al período de tiempo a tratar; en primer lugar para el lapso de tiempo comprendido entre 1942 y 1952, los datos fueron obtenidos de los documentos recopilados en el año de 1959 (2); para el período de 1952 a 1977, la velocidad de hundimiento fue calculada en base a los datos de la Comisión de Aguas del Valle de México (6); por último, para los años de 1977 a 1987, la velocidad de hundimiento se calculó con base al plano de curvas de igual hundimiento (7) de la Ciudad de México, D. F. (este plano indica los hundimientos para el período 1976-1981, con los que se realizó una extrapolación hasta el año de 1987), ver figura 6; se observa que desde 1942 a la fecha, el hundimiento regional total ha sido de 5.07 m, con velocidades que han ido decreciendo hasta alcanzar un valor que en la actualidad es de 4.4 cm/año con tendencia a disminuir.

11.2 Nivelaciones recientes

Con objeto de proporcionar los elementos que permitieran observar el comportamiento del edificio, y de obtener a corto plazo bases para determinar la velocidad de hundimiento o emersión del edificio, se colocó una instrumentación y se llevó a cabo el control de hundimientos y medición de desplomes.

Los trabajos efectuados consistieron en tres nivelaciones realizadas en las fechas siguientes (8):

- . 1ª Nivelación: 17 al 20 de julio de 1987
- . 2ª Nivelación: 17 al 20 de agosto de 1987
- . 3ª Nivelación: 17 al 20 de septiembre de 1987

A continuación se mencionan los resultados obtenidos en la nivelación efectuada entre los días del 17 al 20 de septiembre de 1987, estos datos están referidos a la nivelación efectuada en el mes anterior.

Se nivelaron 16 puntos de control vertical ubicados sobre las columnas del sótano; también, se nivelaron 45 puntos instalados en la losa superior del sótano. En el nivel mezzanine fueron instrumentados 14 puntos; se nivelaron 29 puntos en el 6º piso y 18 puntos instalados en el perímetro del edificio; además, se midieron 10 desplomes alrededor del edificio (ver figura 7).

Los movimientos obtenidos en base a los resultados son los siguientes: en los puntos circundantes se observa un ligero movimiento promedio de emersión de + 1.6 mm; en el sótano tenemos que el promedio de las referencias ubicadas en las columnas es de + 1 mm de emersión y en los puntos ubicados en la losa superior se tiene un promedio de \pm 1 mm.

En el nivel mezzanine también se observa un movimiento de emersión de + 1 mm; en el 6º piso se vienen a reflejar los movimientos obtenidos en sótano y mezzanine, ya que el promedio para este piso es de + 1.5 mm de emersión.

En general el edificio mantiene una ligera tendencia a la emersión, dándonos un promedio general de + 1 mm a + 1.6 mm.

Con base en los resultados obtenidos, se observa que el edificio continúa con la tendencia a la emersión que tenía en los primeros 3 meses de 1986; el promedio de la emersión detectada en el nivel sótano es de 22.4 mm, en un lapso de 16 meses, lo que representa una velocidad de emersión de 1.68 cm/año; asimismo, se detectó un desplome del edificio con una magnitud de 32 cm hacia el sur-poniente para los trece niveles actuales y sin ninguna tendencia a incrementarse.

III EXPLORACION DEL SUBSUELO

Para conocer las características estratigráficas y propiedades actuales del subsuelo en el sitio bajo estudio, se efectuaron los siguientes trabajos de exploración: un sondeo mixto (SM-1) a 50.4 m de profundidad, tres sondeos de cono (SK-1 a SK-3), con profundidades de 30.5, 49.5 y 25.9 m respectivamente, el nivel de pavimento se tomó como la elevación 0.0 m; se excavaron seis calas en el cajón de cimentación (C-1 a C-6), para verificar el tipo de pilotes y observar directamente sus condiciones.

Se instaló una estación piezométrica con tres bulbos abiertos tipo A. Casagrande (PA-1 a PA-3), a las profundidades de 11.6, 20.5 y 33.7 m. La localización de los sitios explorados, se muestra en la figura 8.

111.1 Sondeos de cono

Los sondeos de cono SK-1 y SK-3, se realizaron con un equipo de 2 toneladas de capacidad, y en el sondeo de cono SK-2, se utilizó un equipo de 5 toneladas de capacidad; este tipo de sondeos consiste en la utilización de un cono instrumentado con deformímetros eléctricos, que miden la fuerza necesaria para el hincado de la punta cónica de 60° de ángulo de ataque y 13.4 cm^2 de área transversal en algunos y en otros de 10.0 cm^2 ; la capacidad de carga de la celda es la mencionada de 2 ó 5 toneladas y tiene sensibilidad de 1 Kg (9). El hincado del cono se realizó con una máquina perforadora convencional, aplicando una velocidad de penetración de 1 cm/seg, midiendo resistencia a la penetración a cada 10 cm (10). Donde la dureza del suelo no permitió el hincado del cono, se avanzó sin muestreo con la broca tricónica. En las figuras 9 a 15, se muestran las gráficas de resistencia pertenecientes a los tres sondeos de cono.

111.2 Sondeo mixto N^o 1

En el sondeo mixto (SM-1) se combinó el muestreo alterado con el inalterado; el muestreo alterado se realizó con el procedimiento de penetración estándar, consistente en hincar el penetrómetro estándar 60 cm, de acuerdo a intervalos de 15, 30 y 15 cm empleando una masa de golpeo de 63.5 Kg con cada libra de 76 cm, contando el número de golpes para cada uno de los intervalos mencionados. Se define la resistencia a la penetración con el número "N" de golpes en el intervalo intermedio de 30 cm (11). Si el penetrómetro no se puede hincar los 60 cm, la prueba se suspende cuando se ha alcanzado 100 golpes y por extrapolación se deduce el número de golpes "N". La intención de no considerar los primeros y los últimos 15 cm es evitar la

zona de alteración que se produce por la perforación y lavado. La masa metálica de 63.5 Kg se levanta con un cable de manilla de 19 mm y un malacate de fricción (cabeza de gato), cuidando que el cable sólo dé una vuelta en el malacate para evitar que frene la caída de la masa, ver figura 16 A.

El nivel de agua o lodo utilizado para estabilizar las paredes de la perforación debe mantenerse constante para evitar que ocurra flujo; en caso de presentarse artesianismo, de ser posible se debe colocar un tubo boquilla para levantar el nivel de agua y evitar el flujo. El movimiento de las barras al introducir las y sacarlas de la perforación debe ser uniforme y lento para evitar que se produzca succión en el fondo. En el muestreo inalterado, se ocuparon muestreadores de pared delgada (tipo Shelby), el cual se hinca a presión en el suelo. Este muestreador está constituido por un tubo metálico, usualmente acero o latón, montado en una cabeza que lo une a la columna de barras con que se hinca, aplicando presión desde la superficie. El tubo es usualmente de 7.5 ó 10 cm de diámetro exterior con espesor máximo de pared de 1.5 mm y longitud generalmente de 90 cm.

La cabeza tiene perforaciones laterales para aliviar la presión dentro del muestreador y una válvula para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan al extraerlo, ver figura 16 B.

Donde la dureza del suelo no permitió el uso de tubo Shelby, se introdujo un barril doble giratorio tipo Dénison que consta de dos tubos concéntricos montados en una cabeza con baleros; el tubo exterior gira para cortar el suelo mientras que el interior permanece sin girar y por presión toma la muestra. Durante el muestreo se inyecta agua o lodo que circula entre los dos tubos, enfriando así la broca y arrastrando al exterior el material cortado.

La broca de corte es una pieza de acero, con pastillas de carburo de tungsteno en las partes de mayor desgaste; básicamente puede cortar en toda el área simultáneamente o en escalones para disminuir las vibraciones. La velocidad de rotación varía entre 50 y 200 r.p.m. La longitud de muestreo debe ser menor que la longitud del tubo para poder alojar azolves (12). En las figuras 17 a 19, se presenta el perfil estratigráfico con sus propiedades y las profundidades correspondientes.

III.3 Calas en cimentación

Para realizar las calas en el cajón de cimentación, se demolió parcialmente la losa del sótano en las zonas donde no existía algún registro, con excepción de la cala uno; una vez abierto el acceso al cajón, se desalojó el agua freática, el cascajo y el lodo que ocupaban las celdas. Por medio de las excavaciones efectuadas en el cajón, se descubrieron un total de doce pilotes de madera de 30 cm de diámetro, en buen estado y que no tienen empotramiento en las contratraves ni en los cabezales de concreto (ver figura 20); también se verificó que sí existen pilotes bajo las columnas.

En la cala uno, se detectaron cuatro pilotes, cuya ubicación se muestra en la figura 21; hay que señalar que uno de los pilotes está situado parcialmente fuera de su cabezal de concreto. La figura 22, correspondiente a la cala dos, presenta la localización de tres pilotes descubiertos sin desplazamiento aparente.

Respecto a la cala tres, cabe comentar que no fue posible efectuar excavación alguna, debido a fuertes filtraciones provenientes de la cisterna, por lo que se infirió que pudiera estar filtrada.

La cala cuatro que se localiza contigua a la subestación eléctrica, permitió descubrir el pilote que se indica en la figura 23; en la cala cinco, se encontraron tres pilotes, presentándose se en uno de ellos una unión con un elemento de acero y pernos, tal como se observa en la figura 24. En la cala seis, se localizó un pilote bajo el cabezal de concreto (ver figura 25).

En general los pilotes localizados en la serie de calas efectuadas se encuentran en un adecuado estado de conservación, entendiéndose por esto que no se aprecia degradación alguna provocada por el confinamiento o algún efecto del agua en la madera. Además, se midieron las dimensiones reales del cajón y las contratraves, siendo estas de 3.0 m y 1.5 m respectivamente.

III.4 Estación Piezométrica

La estación EP-1, con tres piezómetros abiertos, se instaló en la esquina formada por las calles de Madrid y Antonio Caso en la periferia del edificio. Los piezómetros son aparatos cuya función es medir la presión neutral en el suelo en un punto determinado, a una cierta profundidad. Estos piezómetros consisten en un tubo con extremo inferior poroso, que se coloca en el suelo a la profundidad a que se desea medir la presión en el agua. Si el nivel de equilibrio del agua en el tubo es igual al nivel natural representado por el nivel freático, quiere decir que en el punto medido, la presión en el agua es la correspondiente a la condición hidrostática. Una altura de la columna equilibrante mayor que el nivel de aguas freáticas indica la existencia de una presión en exceso de la hidrostática, que puede calcularse automáticamente del desnivel observado en la columna de agua. De igual manera, una presión en el agua, menor que la hidrostática, queda indicada por un menor nivel de la columna piezométrica respecto al nivel freático. La celda porosa es

tá constituida por un tubo de 60 cm de longitud, perforado para permitir la entrada del agua. El diámetro interior del tubo puede ser de 2.5 cm. El extremo inferior del tubo se sella con hule y el superior se conecta a un tubo sarán de 1.3 cm (1/2 pulgada) de diámetro, con un empaque también sellado con hule; el tubo sarán debe ser de longitud suficiente para que sobresalga a la superficie (11)

Esta estación piezométrica consta de tres piezómetros colocados a 11.60, 20.50 y 33.70 m de profundidad; en la figura 26 se muestra la gráfica de variación de la presión piezométrica. El nivel de aguas freáticas promedio se determinó a 2.40 m de profundidad.

III.5 Ensayes de laboratorio

Para determinar las propiedades índice y mecánicas del subsuelo y poder determinar los parámetros de resistencia y deformabilidad, necesarios para realizar los análisis, se efectuaron los siguientes ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas en el sondeo mixto (13):

- . Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco, de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- . Contenido de agua.
- . Límites de consistencia, líquido y plástico.
- . Determinación del porcentaje de finos por lavado.

. Granulometría por mallas

En las muestras inalteradas representativas, adicionalmente se realizaron los siguientes ensayos:

- . Densidad de sólidos
- . Peso volumétrico, seco y húmedo
- . Resistencia con torcómetro
- . Compresión no confinada
- . Compresión triaxial no consolidada no drenada, UU
- . Compresión triaxial consolidada no drenada, CU
- . Consolidación unidimensional

En las figuras 27 a 29, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, obtenidas de los ensayos de compresión simple.

En las figuras 30 a 43, se muestran los resultados de las pruebas triaxiales, incluyendo los círculos de Mohr y sus respectivas curvas esfuerzo vs deformación unitaria; además, se indica la cohesión y el ángulo de fricción aparentes del suelo.

En las figuras 44 a 48, se reportan las curvas de compresibilidad obtenidas de las pruebas de consolidación unidimensional.

III.6 Estratigrafía

En base a los resultados de los trabajos de la exploración geotécnica, se determinó la estratigrafía siguiente:

En la parte superior se encuentra la costra superficial con un espesor promedio de 4.5 m, con contenidos de agua natural que varían entre 40 y 130%; está constituida por una capa de material de relleno de 2.5 m de espesor, le subyace un estrato de limo gris claro con poca arena fina pumítica, cuyo espesor aproximado es de 60 cm, su resistencia a la penetración estándar es mayor de 50 golpes. Enseguida, y hasta los 4.5 m, se encuentra una arcilla limosa gris verdosa con poca arena fina, con una resistencia a la penetración estándar de 21 golpes en la parte superior y de 3 golpes en la inferior. El nivel de aguas freáticas, se detectó a 2.40 m de profundidad.

Subyaciendo a la costra superficial, se encuentra la primera formación arcillosa, que se localiza entre los 4.5 y 30.5 m de profundidad; está constituida principalmente por espesores de arcilla de alta plasticidad con presencia de fósiles calcáreos y lentes de limos y arenas finas localizados a lo largo de dicha formación. Hasta los 20.8 m de profundidad, existe una arcilla de consistencia blanda, con una resistencia a la penetración estándar prácticamente nula, ya que casi todo este espesor fue atravesado con el peso de la herramienta; el contenido de

agua varía desde 130 hasta 430 %; la cohesión promedio determinada en pruebas triaxiales no consolidadas - no drenadas (UU) y ensayos de compresión simple, resultó de 3.46 ton/m². La resistencia promedio a la penetración de cono (q_c) en este espesor, es de 6.0 kg/cm² según el sondeo de cono SK - 1, mientras que en los sondeos SK - 2 y SK - 3. $q_c = 4.5$ kg/cm², aumentando en los tres casos con la profundidad. La variación entre las resistencias del sondeo SK - 1 respecto a los otros dos, puede tener su origen en las diferentes magnitudes de las precargas anteriores a la construcción del edificio.

De los 20.8 a los 24.8 m, se tiene una arcilla de consistencia media, con una resistencia a la penetración estándar de 2 a 7 golpes, un contenido de agua de 150 a 280% y la cohesión promedio resultó de 7.87 ton/m². De los 24.8 a 26.5 m de profundidad, existe un estrato de arena fina y otro de limo arcilloso con poca arena fina, los cuales presentan una resistencia a la penetración estándar que varía de 4 a 7 golpes y un contenido de agua de 45 a 110%. De los 26.5 a los 30.5 m, se presenta una arcilla de consistencia media, con una resistencia a la penetración estándar que va desde el peso de la herramienta hasta 2 golpes, el contenido de agua varía de 100 a 260% y la cohesión promedio resultó de 9.10 ton/m².

De 30.5 a 33.4 m aproximadamente, se encuentra la primera capa dura, la cual está integrada por un limo arenoso con poca arcilla, con una resistencia a la penetración estándar de 27 hasta más de 40 golpes, un contenido de agua de 30 a 50%, una resistencia a la penetración con el cono (q_c) de 30 hasta 353 kg/cm², obteniéndose un promedio del orden de $q_c = 170$ kg/cm².

La segunda formación arcillosa, se localiza entre los 33.4 y 39.6 m de profundidad, y está constituida por una arcilla de consistencia firme con una resistencia a la penetración estándar de 2 a 28 golpes, el contenido de agua varía de 30 a 170%, con una resistencia a la penetración con el cono de 14 hasta más de 500 kg/cm².

Finalmente, hasta la máxima profundidad explorada de 50.5 m, se encuentran los depósitos profundos, los cuales están compuestos por espesores alterados de arcilla limosa de consistencia dura, arena fina limosa y en menor proporción gravas empacadas de arena fina, presentando una resistencia a la penetración estándar de 25 hasta más de 50 golpes, un contenido de agua que varía de 20 a 70%, una resistencia a la penetración con el cono de 20 hasta más de 500 kg/cm².

Las mediciones tomadas en la estación piezométrica, indican que existe un abatimiento de la presión hidrostática de 4.78 ton/m² a 11.60 m de profundidad, de 9.97 ton/m² a 20.50 m y de 23.43 ton/m² a 33.70 m (ver figura 26).

IV. Cargas Actuales en la Cimentación.

IV. 1 Cargas Originales.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal tuvo una serie de modificaciones, debiendo hacerse una revisión de la capacidad de carga del terreno contra las solicitaciones con el fin de satisfacerlo. Realizándose de esta manera un análisis de capacidad de carga con las cargas presentes en la estructura para 13 niveles (ver figura 49); los resultados del mismo se presentan en el capítulo siguiente obteniéndose que el edificio no satisface las mencionadas modificaciones, de lo cual se tienen como consecuencia directa dos posibles soluciones, la primera consiste en recimentar el edificio y la segunda en reducir las solicitaciones estructurales, lo que se traduce en disminuir el número de niveles con que cuenta el edificio. De estas dos alternativas de solución se optó por una combinación de ambas en la cual se contempla la demolición de algunos niveles superiores y una recimentación parcial.

IV. 2 Cargas Opcionales.

Como la marca la solución combinada, la necesidad de disminuir el número de niveles prevalece; esto llevó a hacer un análisis de capacidad de carga para diferentes opciones de solicitaciones; en el capítulo siguiente se presenta este análisis con las cargas para 7 niveles y los resultados de este para las cargas correspondientes a 10 niveles (ver figuras 50 y 51). De este análisis se dedujo que la solicitación que resulta ser aceptable es la correspondiente a 7 niveles, por lo que se hace necesaria la demolición de los 6 niveles superiores. A consecuencia de esto se tendrá un alivio de esfuerzos en el suelo, lo que dará lugar a una emersión paulatina del edificio.

Alternativa de Recimentación.

7. 1 Análisis de capacidad de carga.

En este capítulo se describen los análisis efectuados en base a las características del subsuelo investigadas y tomando en cuenta las cargas y descargas generadas por la reestructuración.

La cimentación actual está resuelta mediante un cajón de 3.0 m. de profundidad, con contratraves apoyadas a 4.5 m, sobre 734 pilotes de madera de 30 cm. de diámetro, desplantados en la primera capa dura que está localizada a 30.5m; el nivel del terreno natural bajo el edificio está a la profundidad media de 4.5m, lo que representa que la losa está desligada del suelo; estas celósas se encuentran parcialmente ocupadas por cascajo y material deleznable, con un tirante de 1.40 m de aguas freáticas y aguas negras (ver figura 52).

A continuación se presenta el análisis de capacidad de carga, efectuado conforme al Reglamento vigente, analizando la condición estática y sísmica.

Revisión de la capacidad de carga del suelo del edificio del Patronato del Ahorro Nacional.

Análisis para 7 niveles.

Datos:

Peso máximo del edificio	27,503.44 ton.
Peso sísmico del edificio	25,303.21 ton.
Momento de volteo (análisis estructural dinámico)	46,248.50 ton-m
Momento de volteo (análisis estructural estático)	58,556.00 ton-m
Tipo de pilotes: de madera hincados en la primera capa dura (de punta)	
Número de pilotes	734 pilotes
Diámetro de los pilotes (D)	0.30 m
Longitud de los pilotes	27 m
Profundidad de la capa dura	30.5 m
Profundidad de desplante de las contratraves	4.5 m
Profundidad máxima del N.A.F.	2.4 m (varía con la topografía).

Con motivo de determinar la estabilidad de la cimentación, se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\sum Q F_0 < R$$

Donde

$\sum Q F_0$ Suma de los incrementos netos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluyen el peso propio de los pilotes y el efecto de la fricción negativa desarrollada sobre el fuste de los mismos.

R Capacidad de carga del sistema.

Para la verificación del estado límite de falla, R, estará representada por la suma de las capacidades de carga del conjunto de pilotes; el análisis se efectuará teniendo en consideración que el suelo en el que se hallan empotrados los pilotes es del tipo friccional, para lo cual la capacidad de carga queda definida por la ecuación siguiente:

$$C_p = (\bar{P}_v N_q^* F_r + P_v) A_p \quad \text{--- --- --- --- --- } \textcircled{1}$$

C_p Capacidad de carga por punta.

A_p Area transversal del pilote.

$$A_p = \pi D^2/4 = \pi (0.3)^2 / 4$$

$$A_p = 0.0707 \text{ m}^2$$

P_v Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes.

$$P_v = \gamma h$$

Profundidad (h)
(m)

Peso Volumétrico
del suelo (γ)
(ton / m³)

0.00 - 4.50
4.50 - 28.00
28.00- 32.00

1.50
1.10
1.43

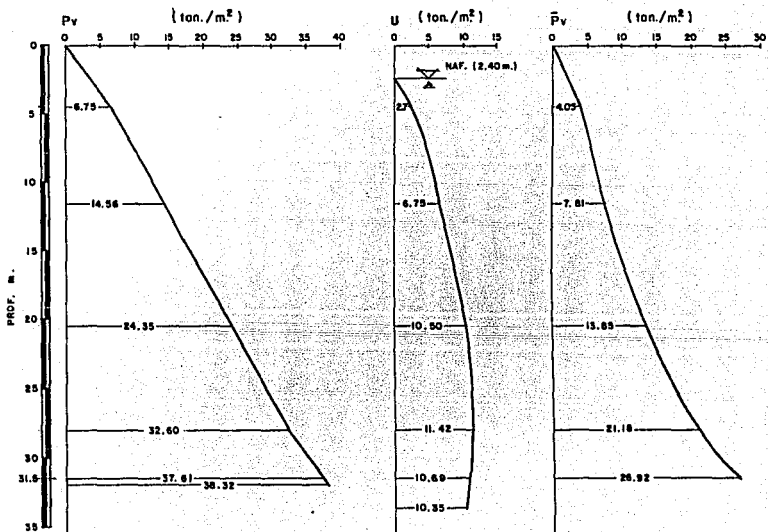
De donde:

$$P_v = 1.5 \text{ ton/m}^3 \times 4.5 \text{ m} + 1.1 \text{ ton/m}^3 \times 23.5 \text{ m} + 1.43 \text{ ton/m}^3 \times 3.5 \text{ m}$$

$$P_v = 37.62 \text{ ton/m}^2$$

\bar{P}_v Presión vertical efectiva a la profundidad de desplante de los pilotes (obedeciendo al comportamiento registrado en la estación piezo--
métrica).

$$\bar{P}_v = 26.92 \text{ ton/m}^2$$



N_q^* Coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{\min} + Le (N_{\max} - N_{\min}) / (4B \tan (45^\circ + \phi/2)) \quad \text{--- (2)}$$

Cuando $Le/B \leq 4 \tan (45^\circ + \phi/2)$ --- (3)

Teniéndose:

$$\phi = \text{Ang tan } (\leq \tan \phi^*)$$

ϕ^* = ángulo con horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla.

$$\phi^* = 38^\circ$$

\leq = Coeficiente igual a 1 debido a que se tiene una compacidad relativa mayor del 70%.

De donde:

$$\phi = \text{Ang tan } (1 \tan 38^\circ)$$

$$\phi = 38^\circ$$

de la siguiente tabla se obtiene N_{\min} y N_{\max} .

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N_{\max}	12.5	26	55	132	350
N_{\min}	7	11.5	20	39	78

$$N_{\max} = 262.80$$

$$N_{\min} = 62.40$$

Le = longitud empotrada del pilote en el estrato resistente.

$$Le = 1.00 \text{ m.}$$

B = diámetro de los pilotes

$$B = 0.30 \text{ m.}$$

Sustituyendo en (3):

$$1.00/0.30 \leq 4 \tan (45^\circ + 38^\circ / 2)$$

$$3.33 < 8.20$$

sustituyendo en (2):

$$Nq^* = 62.40 + 1.00(262.8 - 62.40) / (4(0.3) \tan(45^\circ + 38^\circ/2))$$

$$Nq^* = 143.85$$

Fr = Factor de resistencia igual a 0.35

Sustituyendo en (1):

$$Cp = (26.92 (143.85) (0.35) + 37.62) 0.0707$$

$$Cp = 98.50 \text{ ton/pilote.}$$

Cálculo del eje neutro (E.N.) considerando que los pilotes continúan penetrando en la primera capa dura.

Expresión utilizada (ref. 15):

$$Q + FN = FP + Cp \text{ ----- (4)}$$

Donde:

Q Cargas actuantes

FN Fricción negativa

FP Fricción positiva

Cp Capacidad de carga última del suelo a la profundidad de desplante de la cimentación.

Obtención de la cohesión promedio (c) desde la superficie hasta la profundidad de desplante (h) de los pilotes dentro de la primera capa dura.

Prof. (m)	qu/2 (ton/m ²)	Tx (uu) (ton/m ²)	c (ton/m ²)	h (m)	Longitud para Cálculo del E.N. (m)	Adherencia ^m f (ton/m ²)
5.95	2.90	2.40	2.65	0.0-7.3	2.80	2.55
8.65	4.96	--	4.96	7.3-12.1	4.80	3.85
15.55	3.31	--	3.31	12.1-19.0	6.90	3.05

^m Los valores de la adherencia fueron calculados con base en la gráfica obtenida en la ref. 14 (ver figura 53).

22.45	7.73	8.00	7.87	19.0-25.0	6.00	5.20
27.55	9.10	—	9.10	25.0-30.5	5.50	5.60
31.40	2.77	—	2.77	30.5-31.5	1.00	2.60

26

qu/2 Cohesión obtenida de pruebas de compresión simple.

Tx (UU) Cohesión obtenida mediante la prueba triaxial rápida.

Parámetro del pilote (P): $P = \pi D = \pi (0.3) = 0.942 \text{ m}$.

Cálculo de la fricción (Cf) que se desarrolla en el fuste del pilote en las diferentes longitudes consideradas, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$C_f = P L f N$$

Donde:

- P perímetro del pilote.
- L Longitud en la cual actúa una determinada adherencia.
- f Adherencia lateral media suelo-pilote
- N Número de pilotes, igual a 734.

De esta manera.

$$\begin{aligned} Cf_1 &= 0.942 \text{ m}(2.80\text{m}) (2.55 \text{ ton/m}^2) (734 \text{ pilotes}) = 4936.80 \text{ ton.} \\ Cf_2 &= 0.942 \text{ m}(4.80\text{m}) (3.85 \text{ ton/m}^2) (734 \text{ pilotes}) = 12777.60 \text{ ton.} \\ Cf_3 &= 0.942 \text{ m}(6.90\text{m}) (3.05 \text{ ton/m}^2) (734 \text{ pilotes}) = 14551.10 \text{ ton.} \\ Cf_4 &= 0.942 \text{ m}(6.00\text{m}) (5.20 \text{ ton/m}^2) (734 \text{ pilotes}) = 21572.60 \text{ ton.} \\ Cf_5 &= 0.942 \text{ m}(5.50\text{m}) (5.60 \text{ ton/m}^2) (734 \text{ pilotes}) = 21296.00 \text{ ton.} \\ Cf_6 &= 0.942 \text{ m}(1.00\text{m}) (2.60 \text{ ton/m}^2) (734 \text{ pilotes}) = 1797.70 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Fricción negativa desarrollada en el perímetro del cajón.

$$Cf_7 = P L f$$

- P Perímetro del edificio (205.30 m)
- L Profundidad del cajón y contratraves (4.5 m)
- f Adherencia lateral media suelo-pilote (2.55 ton/m²)

$$Cf_7 = (205.30 \text{ m}) (4.5\text{m}) (2.55 \text{ ton/m}^2)$$

$$Cf_7 = 2,355.80 \text{ ton.}$$

La capacidad de carga admisible por punta (Cp) de los pilotes, resultó igual a:

$$C_p = 98.50 \text{ ton/pilote}$$

La capacidad de carga por punta de todo el conjunto de pilotes (Cpt) resulta:

$$C_{pt} = 98.50 (734)$$

$$C_{pt} = 72,299 \text{ ton.}$$

Peso total del edificio $Q = 27,503.44$ ton

Sustituyendo en la expresión (4):

$(27,503.44 \text{ ton}) + (2,355.80 \text{ ton} + 4,936.80 \text{ ton} + 12,777.60 \text{ ton} + 14,551.10 \text{ ton} + 3,595.40 \text{ ton/m (LN)}) = (72,299.00 \text{ ton}) + (3,595.40 \text{ ton/m (LP)}) + 21,296.00 \text{ ton} + 1,797.70 \text{ ton}$

$62,124.70 \text{ ton} + 3,595.40 (6-LP) = 95,392.70 \text{ ton} + 3595.40 \text{ ton/m (LP)}$
 $7,190.80 \text{ ton/m (LP)} = -11,695.60 \text{ ton.}$

$LP = -1.63 \text{ m}$

$LN = 6 - (-1.63)$

$LN = 7.63 \text{ m}$

Profundidad del eje neutro = 26.63 m

Considerando que la fricción negativa se encuentra actuando en la periferia del edificio se calculó la fricción negativa (FN) desarrollada, quedando como sigue:

$$FN = PLf$$

Donde:

P Perimetro del edificio (205.30 m)

L Longitud en la cual actúa una determinada adherencia

f Adherencia lateral media suelo-area ocupada por pilotes.

FN 1 = (205.30 m) (7.30 m) (2.55 ton/m²) = 3,821.70 ton.
 FN 2 = (205.30 m) (4.80 m) (3.85 ton/m²) = 3,793.90 ton.
 FN 3 = (205.30 m) (6.90 m) (3.05 ton/m²) = 4,320.50 ton.
 FN 4 = (205.30 m) (6.00 m) (5.20 ton/m²) = 6,405.40 ton.
 FN 5 = (205.30 m) (1.63 m) (5.60 ton/m²) = 1,874.00 ton.

$\Sigma FN = 20,215.50 \text{ ton.}$

Determinación de la capacidad de carga para las sollicitaciones estáticas.

Sustituyendo los resultados anteriores en la expresión proporcionada por el Reglamento, se determina la capacidad de carga en condiciones estáticas.

$$\sum Q F_c < R$$

Donde:

$$\sum Q = Q + F_N$$

Q = 27,503.44 ton (Sollicitación estática)

F_N = 20,215.50 ton

F_c = 1.5 (Tipo de sollicitación).

F_c = 1.1 (Fricción negativa).

R = C_p x No. de pilotes

C_p = 98.50 ton/pilote

No. de pilotes = 734

1.4 (27,503.44 ton) + 1.1 (20,215.50 ton) < 98.50 ton/pilote (734 pilotes)
60,741.87 ton < 72,299.00 ton (aceptable)

Verificandose que se cumple satisfactoriamente la desigualdad.

Determinación de la capacidad de carga para las sollicitaciones sísmicas.

El momento de volteo máximo fue determinado mediante el análisis estructural estático y vales:

$$M_v = 58,556.00 \text{ ton-m}$$

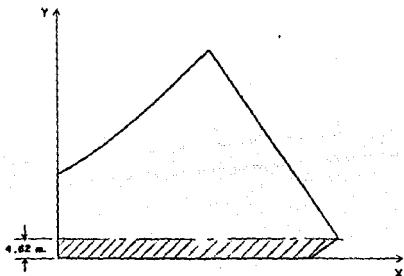
Peso total del edificio (Q) = 27,503.44 ton

$$e = \frac{Mv}{Q}$$

$$e = \frac{58,556.00}{25,303.21}$$

$$e = 2.31 \text{ m.}$$

Tomando de la longitud más desfavorable en la planta de cimentación $2e = 4.62 \text{ m.}$ se tiene que se tendrán que descontar 148 pilotes, debido a que por efecto del momento de volteo dejan de trabajar conjuntamente con el edificio.



Número de pilotes a considerar = $734 - 148 = 586$ pilotes.

Considerando la fricción negativa únicamente en aquella parte del perímetro en la cual no involucra el área donde se descuenten los pilotes, hasta la profundidad del eje neutro (26.63 m).

Perímetro considerado = 203.74 m.

$$F N = P L f$$

F N 1=	(203.74 m)	(7.30 m)	(2.55 ton/m ²)	=	3,792.62 ton.
F N 2=	(203.74 m)	(4.80 m)	(3.85 ton/m ²)	=	3,765.12 ton.
F N 3=	(203.74 m)	(6.90 m)	(3.05 ton/m ²)	=	4,287.71 ton.
F N 4=	(203.74 m)	(6.00 m)	(5.20 ton/m ²)	=	6,356.69 ton.
F N 5=	(203.74 m)	(1.63 m)	(5.60 ton/m ²)	=	<u>1,859.74 ton.</u>
				± F N =	20,061.88 ton.

Sustituyendo los resultados anteriores en la expresión proporcionada por el Reglamento, se determina la capacidad de carga en condiciones sísmicas.

$$\sum Q F_c < R$$

$$\sum Q = Q + F_N$$

$Q = 25,303.21$ ton (Solicitud sísmica).

$F_N = 20,061.88$ ton

$F_c = 1.1$ (tanto sollicitaciones como fricción negativa).

$R = C_p \times \text{No. de pilotes}$

$C_p = 98.50$ ton/pilote

No. de pilotes = 586

$1.1 (25,303.21 \text{ ton.} + 20,061.88 \text{ ton.}) < 98.5 \text{ ton./pilote (586 pilotes).}$
 $49,901.60 \text{ ton.} < 57,721.00 \text{ ton. (aceptable).}$

Se verifica que se cumple satisfactoriamente la desigualdad.

De un análisis de capacidad de carga para las sollicitaciones estáticas proporcionadas por 10 y 13 niveles respectivamente, y un análisis para las sollicitaciones sísmicas para 10 niveles, se tiene lo siguiente:

Datos adicionales:

Momento de volteo 10 niveles = 99,988.30 ton-m.

Peso total 10 niveles - - - = 31,738.50 ton.

Peso total 13 niveles - - - = 39,901.20 ton.

Satisfaciendo la desigualdad propuesta por el Reglamento (Sollicitaciones estáticas):

$$\sum Q F_c < R$$

Se obtiene para 10 niveles:

65,924.79 ton. < 72,299.00 ton. (Aceptable)

Y para 13 niveles:

75,919.92 ton. < 72,299.00 ton. (Inaceptable)

Y para 10 niveles (Solicitaciones sísmicas):

55,483.01 ton. < 54,076.50 ton. (Inaceptable)

Con base en los resultados anteriores, se concluyó que la desigualdad antes citada para el sistema suelo-pilotes se cumple satisfactoriamente para la alternativa de dejar siete niveles.

Adicionalmente, se revisó el factor de seguridad ante cargas, estática y sísmica, bajo las siguientes expresiones (16):

a) Condición estática

$$FS_e = \frac{N Q P}{W t} \geq 2$$

Siendo:

FS e Factor de seguridad de los pilotes en condición estática.
 N Número total de pilotes
 Q P Capacidad de carga última del pilote individual
 W t Carga total transmitida por la estructura.

b) Condición sísmica

$$F S_s = \frac{n Q P}{n Q_e + \sum n_i \Delta Q_{e i}} \geq 1.7$$

Donde:

- F S_e Factor de seguridad de los pilotes en condición sísmica.
 Q P Capacidad de carga última de los pilotes individuales.
 Q e Carga estática media por pilote sin efecto de compensación.
 Δ Q sí Incremento de carga por sismo en los pilotes del eje i.
 n i Número de pilotes en el eje i.

Resultando los siguientes valores:

$$F S e = 5.95$$

$$F S s = 5.50$$

V. 2 Análisis de hundimientos y/o emersiones.

Cálculo del hundimiento regional en la zona cercana al edificio del Patronato del Ahorro Nacional, con base en las referencias 2, 6, 7.

1 El hundimiento regional con base en la referencia 2, se obtuvo para el período de 1942 a 1952, considerando la curva de hundimientos del monumento a Carlos IV (punto de referencia más cercano), se tiene:

Para el período de 1942 a 1952, el hundimiento regional (Hr) es aproximadamente igual a 3.0 m., de lo que se deduce la velocidad del mismo, resultando:

$$V H r 1 = \frac{300 \text{ cm.}}{10 \text{ años}} = 30 \text{ cm/año}$$

2 El hundimiento regional con base en la referencia 6, se obtuvo para el período de 1952 a 1977, de la forma siguiente:

Para el período de 1952 a 1977, el hundimiento regional es aproximadamente igual a 2.0 m., siendo la velocidad para este período de:

$$V H r 2 = \frac{200 \text{ cm.}}{25 \text{ años}} = 8 \text{ cm/año}$$

3 Se obtuvo el hundimiento regional con base en la referencia 7,

para el periodo de 1977 a 1981, debido a la carencia de información para el lapso de tiempo comprendido entre 1981 y 1987, se hicieron extensivos estos resultados, obteniéndose:

Para el periodo de 1976 a 1981, el hundimiento regional es aproximadamente igual a 22 cm, por lo que la velocidad para este periodo es:

$$V H r 3 = \frac{22 \text{ cm.}}{5 \text{ años}} = 4.4 \text{ cm/año}$$

Esta velocidad de hundimiento regional se consideró representativa desde 1977 a 1987.

En resumen se tiene que el hundimiento regional desde 1942 a la fecha, ha sido de 5.07 m., con velocidades que han ido decreciendo hasta alcanzar un valor de 4.4 cm/año.

Cálculo aproximado de la emersión a largo plazo que sufrirá el edificio, a causa de la demolición de los niveles superiores.

Datos:

Peso de los 6 niveles que serán demolidos	9,500	ton.
Peso de los 7 niveles restantes	27,503.44	ton.
Sobrecarga considerada debido a fricción negativa	20,215.50	ton.
Area del edificio	2,266.06	m ² .
Espesor de la formación arcillosa inferior	6.3	m.
Espesor considerado de los depósitos profundos	10.9	m.

Expresión utilizada.

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

Donde:

ΔH	Hundimiento o emersión total.
H	Espesor del estrato considerado.
e	Relación de vacíos inicial.
Δe	Diferencia entre las relaciones de vacíos debidas a las cargas actuantes.

$$\text{Presión futura } P F = \frac{27,503.44 + 20,215.50}{2,266.06} = 21.06 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Presión actual } P A = \frac{27,503.44 + 20,215.50 + 9,500.00}{2,266.06} = 25.25 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando la curva de compresibilidad cuya profundidad es de 40.65m., tenemos:

$$\text{Para } P A = 25.25 \text{ ton/m}^2 = 2.53 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow e_a = 0.575 \quad (\text{Rama de carga})$$

$$\text{Para } P F = 21.06 \text{ ton/m}^2 = 2.11 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow e_f = 0.580 \quad (\text{Rama de carga})$$

$$e_o = 0.648$$

De lo cual:

$$\Delta H_1 = \frac{0.580 - 0.575}{1 + 0.648} (6.3) = 0.0191 \text{ m}$$

$$\Delta H_1 = 1.91 \text{ cm.}$$

Utilizando la curva de compresibilidad cuya profundidad es de 47.70 m. tenemos:

$$\text{Para } P A = 2.53 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow e_a = 1.059 \quad (\text{Rama de carga})$$

$$\text{Para } P F = 2.11 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow e_f = 1.069 \quad (\text{Rama de carga})$$

$$e_o = 1.168$$

De lo cual.

$$\Delta H_2 = \frac{1.069 - 1.059}{1 + 1.168} (10.9) = 0.0503 \text{ m.}$$

$$\Delta H_2 = 5.03 \text{ cm.}$$

De lo anterior se tiene que la emersión total vale:

$$\Delta H_T = \Delta H_1 + \Delta H_2 = 1.91 + 5.03 = 6.94 \text{ cm.}$$

$$\Delta H_T = 6.94 \text{ cm. (Debido a la descarga del terreno)}$$

V. 3 Movimientos Horizontales

Cálculo del empuje pasivo que puede desarrollarse en el lado más desfavorable del edificio, debido al empotramiento del cajón.

Datos:

Profundidad de desplante del cajón = 4.5 m.
 Desnivel máximo del terreno circundante al edificio = 0.675m
 Nivel de aguas freáticas = 3.0 m (respecto a la configuración promedio del terreno).

- * Angulo de fricción = 30°
- * Cohesión = 2.5 ton/m²
- * Peso volumétrico del suelo 1.5 ton/m³

(*) datos supuestos debido a falta de ensayos

De la expresión obtenida de la teoría de Rankine para suelos cohesivo-friccionantes, se tiene:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 (45^\circ + \phi/2) + 2c \sqrt{N\phi} H$$

con

$$N\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

donde

- E_p Empuje pasivo.
- γ Peso volumétrico del suelo
- H Profundidad de empotramiento del cajón
- c cohesión
- ϕ Angulo de fricción
- $N\phi$ Número de flujo

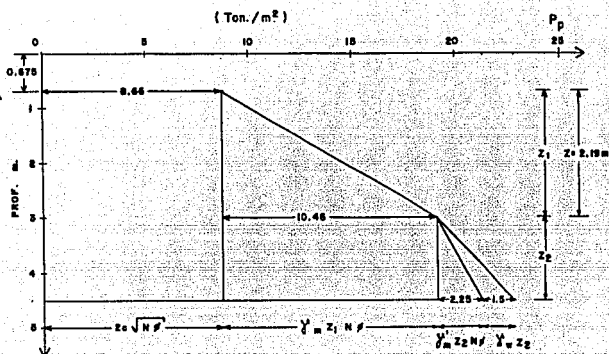
$$N\phi = \tan^2 (45^\circ + 30^\circ / 2)$$

$$N\phi = 3$$

Cálculo de la presión (P_p): $P_p = \gamma \cdot Z \cdot N\phi + 2c \sqrt{N\phi}$

$P_{p1} = 2c \sqrt{N\phi} = 2.0 (2.5) (\sqrt{3}) = 8.66 \text{ ton/m}^2$
$P_{p2} = \gamma \cdot Z_1 \cdot N\phi = 1.5 (3 - 0.675) (3) = 10.46 \text{ ton/m}^2$
$P_{p3} = \gamma \cdot Z_2 \cdot N\phi = 0.5 (4.5 - 3) (3) = 2.25 \text{ ton/m}^2$
$P_{p4} = \gamma \cdot Z_3 = 1.0 (4.5 - 3) = 1.50 \text{ ton/m}^2$
$\Sigma = 22.87 \text{ ton/m}^2$

Distribucion de presiones.



Cálculo del empuje pasivo (E_p):

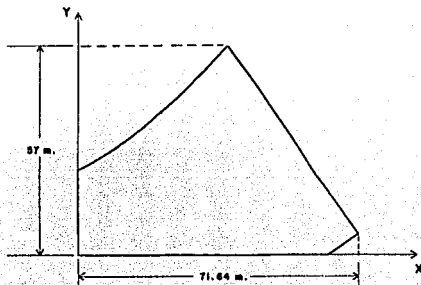
$$E_p = 8.66 (4.5 - 0.675) + 0.5(10.46)(3 - 0.675) + 10.46(4.5 - 3) + 0.5(2.25)(4.5 - 3) + 0.5(1.5)(1.5)$$

$$E_p = 33.12 + 12.13 + 15.69 + 1.69 + 1.125$$

$$E_p = 63.76 \text{ ton/m.}$$

Cálculo del empuje pasivo en el lado más desfavorable del edificio.

El siguiente croquis se obtuvo de las mediciones de la planta de cimentación del edificio:



El empuje pasivo en el lado más corto (E_{pc}) resulta:

$$E_{pc} = (63.76 \text{ ton/m}) (57 \text{ m}) = 3,634.32 \text{ ton.}$$

Cálculo del punto de aplicación del empuje pasivo (Z)

$$Z = \frac{0.5(4.5-0.675)(33.12) + (2/3)(3-0.675)(12.13) + ((3-0.675) + (2/3)(4.5-3))(1.69+1.125) + ((3-0.675) + 0.5(4.5-3))(15.69)}{(33.12+12.13+1.69+1.125+15.69)}$$

$$Z = 139.75/63.76$$

$$Z = 2.19 \text{ m.}$$

Este empuje se traduce directamente como la resistencia que el cajón es capaz de proporcionar ante la sollicitación dada por la carga horizontal, y es uno de los principales parámetros que brindan la resistencia necesaria para impedir los movimientos horizontales.

Con el fin de proporcionar un margen de seguridad ante la presencia de fuerzas que tiendan a producir movimientos horizontales, se deberá colocar un relleno consistente en una mezcla suelo-cemento cuyas características se especifican en el capítulo VI y para el cual a continuación se presentan los cálculos del factor de seguridad con y sin la presencia de este relleno.

Cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante del área de contacto de las contratraves con la arcilla, considerando la cohesión supuesta en la costra superficial.

$$R_s = cA$$

Donde

R_s Resistencia al corte de la contratrabe-suelo

A Área de contacto de las contratraves con el suelo (656.66 m²)

c Cohesión (2.5 ton/m²)

$$R_s = (2.5)(656.66)$$

$$R_s = 1641.65 \text{ ton.}$$

Se revisó la alternativa de que la fuerza cortante actuante en la base del edificio sea absorbida por la cimentación, mediante la siguiente expresión:

$$F.S. = (R_c + R_s + R_{sc}) / V$$

Donde

- R_c Resistencia que proporciona el muro del cajón
- R_s Resistencia al corte de la contratrabes-suelo.
- R_{sc} Resistencia al corte de la mezcla suelo-cemento
- V Fuerza cortante actuante en la base del edificio.

Para la condición de 7 niveles se tiene:

- R_c = 3,634.32 ton
- R_s = 1,641.65 ton
- R_{sc} = 0
- V = 3,800 ton.

De lo cual se obtiene:

$$F.S. = (3634.32 + 1641.65 + 0) / 3800$$

$$F. S. = 1.39$$

Cálculo del factor de seguridad considerando que se colocará el relleno propuesto de la mezcla suelo-cemento, considerando una cohesión de 2.5 ton/m².

Resistencia al esfuerzo cortante de la mezcla suelo-cemento (ver figura 55):

$$R_{sc} = C A_{sc}$$

Donde:

- R_{sc} = Resistencia al corte de la mezcla suelo-cemento
- C = Cohesión de la mezcla suelo-cemento
- A_{sc} = Área rellena con la mezcla suelo-cemento
- A_{sc} = Área del edificio - Área de contacto de las contratrabes con el suelo
- A_{sc} = 2266.06 - 656.66
- A_{sc} = 1609.4 m²

Sustituyendo,

$$\begin{aligned} Rsc &= (2.5) (1609.4) \\ Rsc &= 4023.5 \text{ ton} \end{aligned}$$

El factor de seguridad vales:

$$\begin{aligned} F.S. &= (3634.32 + 1641.65 + 4023.50)/3800 \\ F.S. &= 2.45 \end{aligned}$$

De los resultados de los análisis anteriores se tiene que para la condición actual, el factor de seguridad es 1.39, y considerando la colocación del relleno el factor de seguridad es de 2.45, apreciándose de esta manera la conveniencia de la colocación de este relleno.

V. 4 Selección de la alternativa de recimentación.

Como ya se ha puesto de manifiesto en el cuerpo de este capítulo, la solución que brinda los resultados más adecuados conforme a los análisis efectuados consiste en reducir a siete el número de niveles del edificio y colocar un relleno en el espacio existente entre la losa del sótano y el terreno natural. Se antoja pensar que el dejar el edificio con ocho o nueve niveles pudiera dar resultados aceptables, el no haber realizado los análisis correspondientes a estas posibles opciones obedece a que de acuerdo a una apreciación visual del sitio, a las características del mismo citadas en los antecedentes, así como a los resultados obtenidos del análisis de la estructura, se concluyó que la opción correspondiente a siete niveles es la que brinda mayor confiabilidad.

VI Conclusiones y Recomendaciones.

A continuación se presentan una serie de conclusiones y recomendaciones determinadas conforme a los resultados de la exploración de la cimentación, análisis de la capacidad de carga y deformaciones.

- La cimentación esta resuelta mediante 734 pilotes de madera, de sección circular de 30cm de diámetro.
- El sótano lo constituye un cajón a 3.0 m de profundidad con contratraveses apoyadas a 4.5 m sobre los pilotes de punta; el nivel del suelo bajo el edificio, está a la profundidad media de 4.5m, lo que representa que la losa está desligada del suelo (ver figura 55).
- La capa dura se localiza a la profundidad de 30.5 m, por lo tanto los pilotes se encuentran dentro de esta primera capa dura a la profundidad de 31.5 m.
- Los pilotes de madera se encuentran en buen estado aparente; la cabeza de los pilotes (prof, 4.5 m), está abajo del nivel de aguas freáticas (prof. 2.4 m). No existe unión contratrabe-pilote que garantice una resistencia ante cargas laterales.
- El hundimiento regional total, desde la construcción del edificio, es del orden de 5 m; actualmente, la velocidad de hundimiento se puede estimar del orden de 4.4 cm/año con tendencia a disminuir.
- Las traveses no se aprecian deformadas o distorsionadas; cabe aclarar que en algunas zonas de la cimentación, el acero de refuerzo es visible.
- Al observar los resultados de los tres sondeos de cono, se puede notar que en el SK-1, se obtuvo en la parte superior una resistencia mayor que en los otros dos sondeos; dicha diferencia, probablemente se deba a que en el pasado el área que ocupa el edificio estuvo sometida a una carga no uniforme.
- De acuerdo al análisis de capacidad de carga efectuado se determinó que el número de niveles con el que el edificio se comporta satisfactoriamente es de siete, considerando que se efectuará un relleno entre la losa de piso del sótano y el terreno actual.
- Se deberá rellenar el espacio comprendido entre la losa de sótano y el terreno natural, con el doble propósito de garantizar en el futuro que el pilote se encuentre confinado por el suelo, y de incrementar el factor de seguridad ante deslizamiento horizontal. El procedimiento constructivo, se indica en el subcapítulo VI. 1.

- Deben construirse los drenajes del sótano para encauzar las aguas negras que se generan en la planta del sótano, a la red municipal; lo anterior tiene el objetivo de evitar que el agua penetre en el relleno que se deberá colocar.
- Con base en los resultados de las nivelaciones efectuadas hasta noviembre de 1987, se puede comentar que el edificio presenta una tendencia a la emersión del orden de 22.4 mm en 16 meses, lo cual representa una velocidad de emersión de 1.68 cm/año; con la descarga que se realizará de 9,500 ton., se estima que la emersión sea de 7 cm. en un largo plazo; los cuales se sumarán a los que se vienen presentando debido al fenómeno del hundimiento regional.
- A partir de la medición de los desplomes, se puede determinar que el edificio se encuentra desplomado hacia el sur-poniente del orden de 32 cm. (considerando los 13 niveles actuales); las mediciones efectuadas a la fecha, no indican que se esté incrementando el desplome.
- Es importante continuar con las nivelaciones y plomeos del edificio durante la etapa de demolición y reconstrucción, estas mediciones deben ser quincenales y posteriormente serán bimestrales; dependiendo de los resultados obtenidos, se podrá aumentar o reducir la periodicidad.
- Se recomienda inspeccionar la cisterna, con el objeto de verificar su estado actual, y en caso de existir figuras en sus paredes, realizar las reparaciones necesarias.

VI. 1 Procedimiento constructivo para el relleno entre las contrarribas de la cimentación.

- 1.- El procedimiento que a continuación se menciona, contempla que el relleno entre las celdas de cimentación se efectúe por separado en cada una de ellas; sin embargo, para agilizar el proceso constructivo se podrán atacar simultáneamente varias celdas siempre y cuando estas no sean contiguas y se respete una simetría en toda la planta de cimentación.
- 2.- En las celdas que carecen de acceso (registro), se deberá realizar uno al centro de la celda, con dimensiones de 60 x 60 cm.

- 3.- Se deberá abatir temporalmente el nivel de aguas freáticas. Una vez abatido el nivel hasta el terreno natural, se excavará en el fondo de la celda un cárcamo de 40x40 cm, en donde se recolectarán las aguas freáticas.
- 4.- La celda deberá limpiarse, extrayéndose los desperdicios que pudieran existir (cascajo, madera, etc.) así como la arcilla deleznable que se detectó en las calas efectuadas, recomendándose que para esta operación, deberá verificarse que se tenga la ventilación mínima necesaria para los operarios.
- 5.- Con la celda limpia, se realizará la cuantificación aproximada del volumen por rellenar. Se efectuarán los trabajos necesarios para ademar y proteger el cárcamo de bombeo, de tal manera que se permita continuar con el abatimiento y que el proceso de relleno, no afecte el sistema de bombeo.
- 6.- Se inyectará a gravedad en la celda un producto de alta fluidez o revenimiento (concreto de baja resistencia o suelo-cemento).

El relleno será a base de un suelo-cemento compuesto por:

Limo-arenoso	20 partes
Cemento	4 partes
Bentonita	1 parte
Cemento/agua	2:1

Los materiales deben cumplir con las siguientes características

Limo-arenoso:

Límite líquido	40% máximo
Índice de plasticidad	20% máximo
Contracción Lineal	5% máximo
Valor relativo de soporte	15% mínimo

Además su curva granulométrica deberá caer dentro de las zonas limitadas por las curvas A y D de la figura 54.

Cemento:

Normal tipo I

Bentonita:

Viscosidad plástico	10 a 15 centipoises
Viscosidad Marsh	55 segundos
Contenido de Arena	3.5% máximo
Volumen de agua filtrada	25 cm ³
Densidad	1.03 a 1.07 gr/cm ³
Potencial de hidrógeno (PH)	7 a 10

Agua:

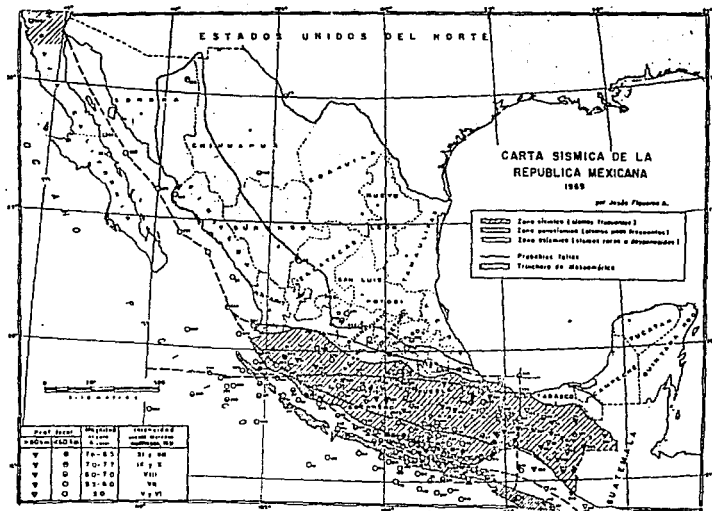
Libre de Sulfatos.

- 7.- El llenado de la celda se hará por medio de cuatro perforaciones de 6" de diámetro, efectuadas en cruz (ver figura 55) llevando un control del volumen inyectado.
- 8.- Cuando el relleno tienda a salir por el registro central, se verificará que el volumen inyectado sea por lo menos el 90% del volumen de la celda que se está tratando.
- 9.- En caso de que el volumen inyectado sea menor que el 90% del que puede admitir la celda, se procederá a inyectar el volumen faltante con una presión máxima de 0.5 kg/cm², durante un lapso no mayor de 15 min.
- 10.- Si por la distribución del relleno, se saturan las zonas bajo las perforaciones de 6", sin que alcance a salir el material por el registro central, se deberá completar el volumen, inyectando directamente en el registro.
- 11.- Habiendo terminado de llenar la celda, se observará durante 12 horas que el nivel del material no descienda más de 10 cm. abajo del paño inferior de la losa de sótano; en cuyo caso, se inyectará el volumen necesario para alcanzar dicha altura.
- 12.- Se repondrá el acero de refuerzo en las zonas demolidas y se colará la losa con un concreto de volumen estable.
- 13.- El orden de mezclado de los materiales es importante para asegurar la homogeneidad del relleno, por lo que se propone mezclar la bentonita con agua, a continuación el cemento y por último el limo-arenoso; si este es compuesto por dos materiales, deberán mezclarse previamente en seco. Si en la mezcla ocurrieran segregaciones, se podrá utilizar cloruro de calcio para evitarlas.

REFERENCIAS

- (1) Memoria Técnica de la Construcción de la Casa Latinoamericana (hoy edificio del Patronato del Ahorro Nacional), México, D. F. 1943.
- (2) Raúl J. Marsal y Marcos Mazari "El Subsuelo de la Ciudad de México", Contribución al 1º Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos, UNAM, Instituto de Ingeniería. México, D. F. 1959.
- (3) Esteva L. "Regionalización Sísmica de México para fines de Ingeniería", Informe N° 246, UNAM, Instituto de Ingeniería. México, D. F. 1970.
- (4) Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publicado en el Diario Oficial de la Federación del 3 de julio de 1987.
- (5) Botas, Guillermo y Téllez, José B., " Asentamientos regionales en la Ciudad de México ", Memoria del SIMPOSIO sobre Mecánica de Suelos y la Geohidrología celebrado en la Ciudad de México, publicación de la SMMS y la AGM. México, D. F., 1985.
- (6) SARH " Comisión de Aguas del Valle de México ", Boletín N° 8, Mecánica de Suelos, 1974-1977.
- (7) DIRAC, S. A. DE C. V., " Informe Técnico para la DGOH del estudio del comportamiento futuro de los Interceptores Oriente, Oriente-Sur y Central del Drenaje Profundo ", México, D. F. 1981.

- (8) DIRAC, S. A. DE C. V., "Medición de Desplomes y Nivelaciones en el edificio de Bonos del Ahorro Nacional", In formas de 1986 y 1987.
- (9) Martínez Vargas R., Santoyo Villa E., "Sondeos con Cono Eléctrico en el Centro de la Ciudad de México", Exploración Geotécnica, publicación de la SMMS, México, D. F.
- (10) U.S. Department of Transportation, "Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design", Julio 1978.
- (11) PEMEX, "Especificaciones Generales para Proyectos de Obras", México, D. F., 1976.
- (12) M. Juul Hvorslev, "Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes", 1965.
- (13) SARH, Manual de Mecánica de Suelos, México, D.F., 1970.
- (14) Juárez Badillo E., Rico Rodríguez A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, México, D. F., 1984.
- (15) Auvinet Gabriel, Hanel Juan J., "Fricción Negativa en Pilotes (Estado Actual del Conocimiento)", Memoria del SIMPOSIO sobre el Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México, publicación de la SMMS, México, D. F., 1978.
- (16) Tamez G. Enrique, Martínez P. Ernesto, "Metodología de Revisión Geotécnica de Cimentaciones", TGC Geotecnia, S. A., y Colinas de Buen, S. A., México, D. F., 1987.



RECONOCIMIENTO DEL SITIO
SISMICIDAD



UNAM

TESIS PROFESIONAL

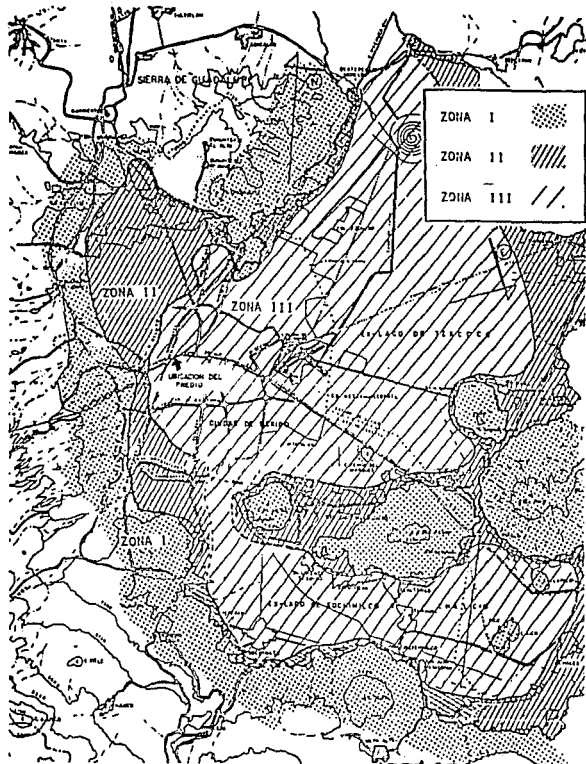
REGIONALIZACION SISMICA

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA 1

FECHA
MARZO, 88

Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.



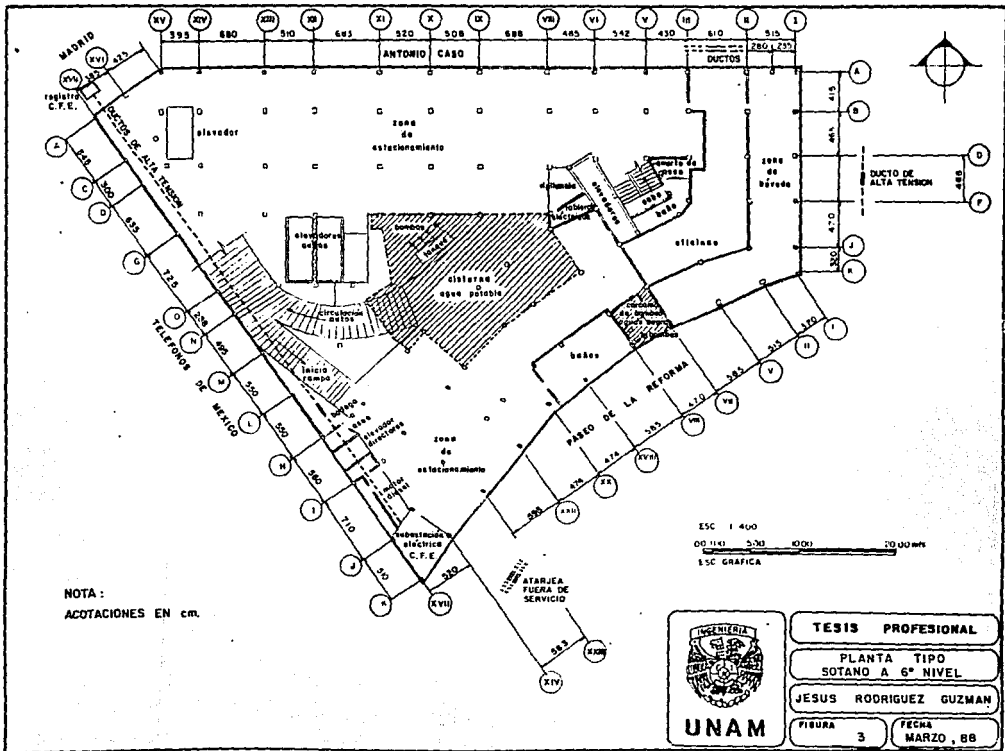
TESIS PROFESIONAL

ZONIFICACION GEOTECNICA

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA 2

FECHA
MARZO, 88

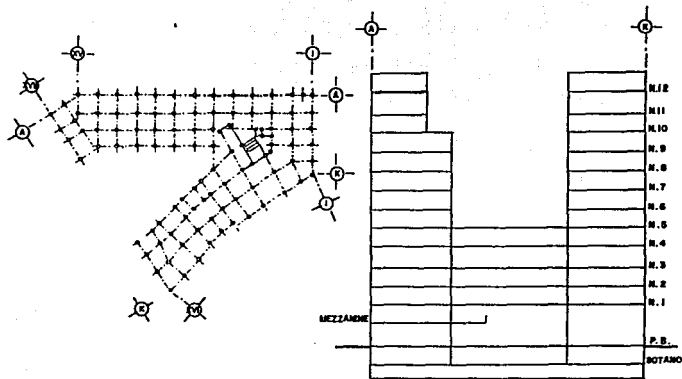


NOTA:
ACOTACIONES EN cm.

ESC 1:400
00 1143 5.703 10001 20 00000
ESC GRAFICA



TESIS PROFESIONAL	
PLANTA TIPO SOTANO A 6º NIVEL	
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN	
FIGURA 3	FECHA MARZO, 88



PLANTA

SECCION



TESIS PROFESIONAL

PLANTA TIPO
7° A 12° NIVELES

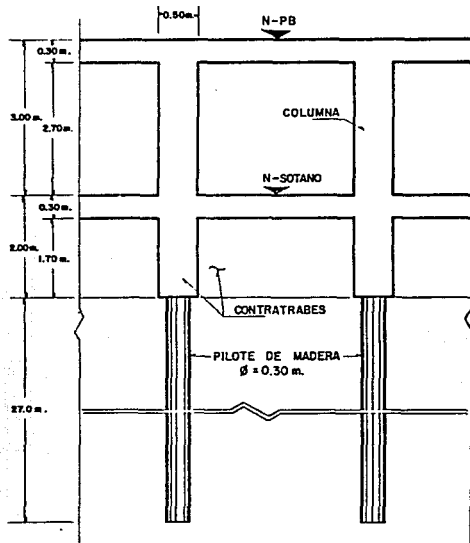
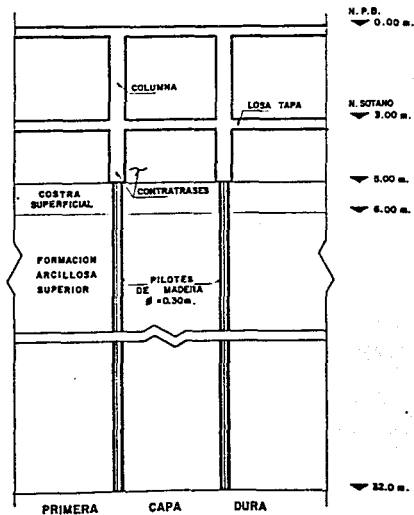
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA

4

FECHA

MARZO, 88



CORTE ESQUEMATICO DE LA CIMENTACION



UNAM

TESIS PROFESIONAL

CIMENTACION SUPUESTO INICIAL

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

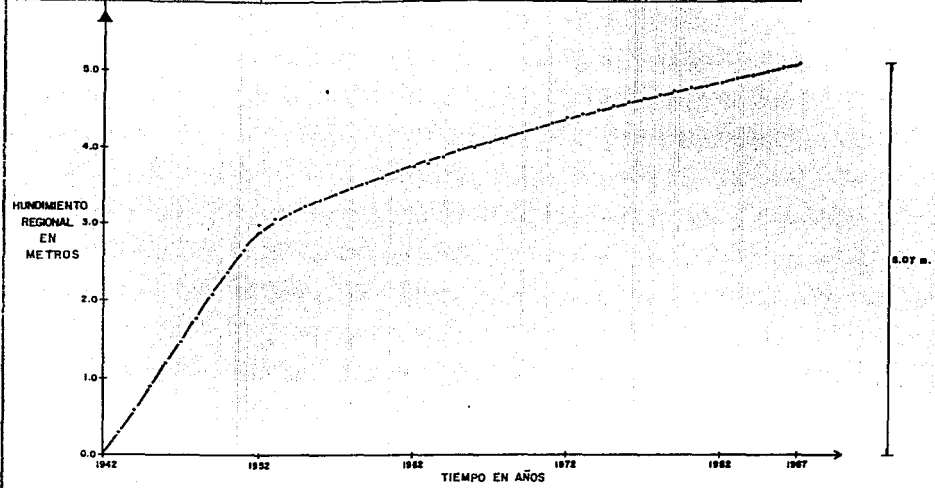
FIGURA

5

FECHA

MARZO, 88

VELOCIDAD PROMEDIO, cm/año	300	80	6.67	6.07	6.36	8.0	4.75	4.4
REFERENCIAS	1	2					3	

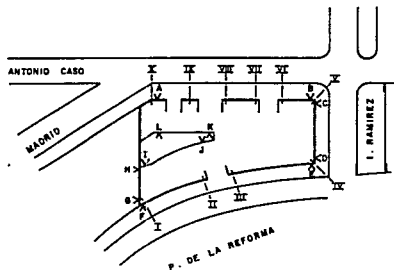


REFERENCIAS :

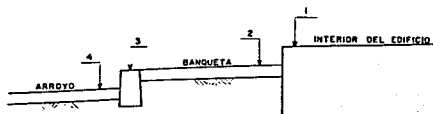
- 1 "EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO" MARSAL RAUL J. Y MAZARI MARCOS. UNAM, 1959.
- 2 "BOLETIN Nº 8 DE MECANICA DE SUELOS" SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO, 1974 - 1977.
- 3 INFORME TECNICO PARA LA DGGON DEL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO FUTURO DE LOS INTERCEPTORES ORIENTE, ORIENTE-SUR Y CENTRAL DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DIRAC, S.A DE CV 1961



TESIS PROFESIONAL	
HUNDIMIENTO REGIONAL DEL SITIO ENTRE 1942 Y 1987	
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN	
FIGURA 6	FECHA MARZO, 88



CROQUIS DE LA PLANTA



SECCION TRANSVERSAL TIPO

NOTAS :

- LOS NIVELES ESTAN RELACIONADOS CON UN BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL.
- LAS NIVELACIONES SE EFECTUARON EL DIA 5 DE AGOSTO DE 1987.

SECCION Y PUNTOS DE CONTROL	COTA ORIGINAL (m.)	DESNIVEL CON RESPECTO A LA COTA SUPERIOR (m.)	SECCION Y PUNTOS DE CONTROL	COTA ORIGINAL (m.)	DESNIVEL CON RESPECTO A LA COTA SUPERIOR (m.)
I, 1	obstruido	—	XI, 1	100.927	0.00
I, 2	100.222	0.00	XI, 2	100.748	0.179
I, 3	100.079	0.143	XI, 3	100.590	0.337
I, 4	99.955	0.267	XI, 4	100.439	0.488
II, 1	100.818	0.00	XII, 1	100.943	0.00
II, 2	100.659	0.159	XII, 2	100.754	0.189
II, 3	100.322	0.496	XII, 3	100.579	0.364
II, 4	100.143	0.675	XII, 4	100.431	0.512
III, 1	100.828	0.00	XIII, 1	100.797	0.00
III, 2	100.674	0.154	XIII, 2	100.678	0.119
III, 3	100.356	0.472	XIII, 3	100.572	0.225
III, 4	100.239	0.589	XIII, 4	100.374	0.423
IV, 1	obstruido	—	IX, 1	100.563	0.00
IV, 2	100.631	0.00	IX, 2	100.563	0.00
IV, 3	100.325	0.306	IX, 3	100.295	0.268
IV, 4	100.231	0.460	IX, 4	100.285	0.278
X, 1	obstruido	—	X, 1	100.621	0.00
X, 2	100.749	0.00	X, 2	100.460	0.161
X, 3	100.481	0.268	X, 3	100.373	0.248
X, 4	100.361	0.388	X, 4	100.255	0.366



TESIS PROFESIONAL

NIVELACIONES

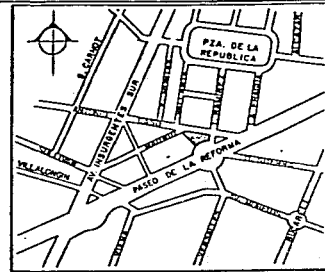
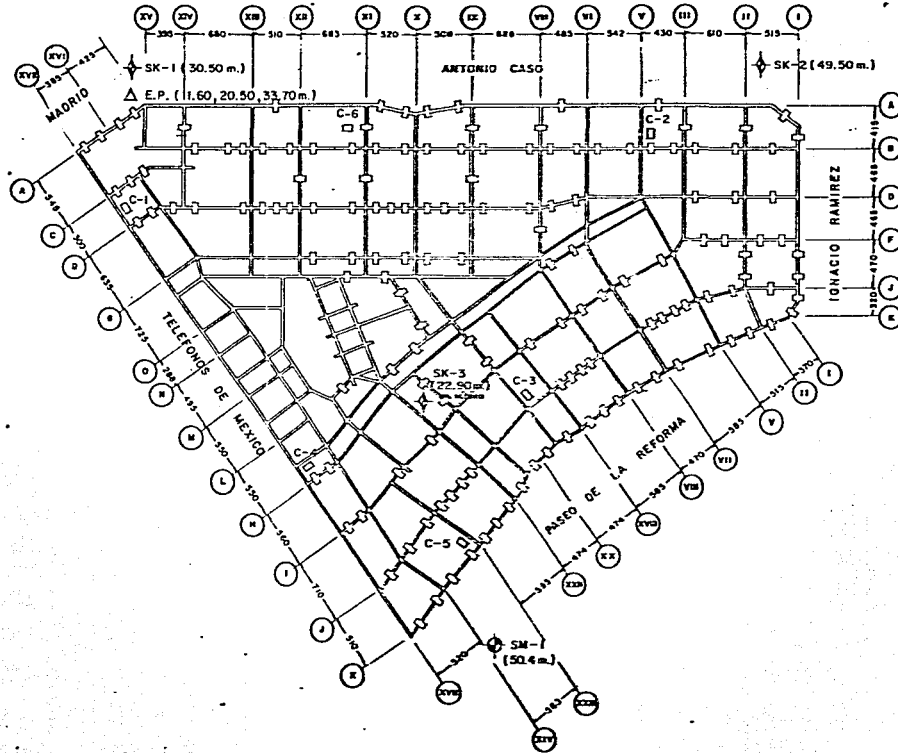
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA

7

FECHA

MARZO, 88



CROQUIS DE LOCALIZACION

SIMBOLOGIA

- ◆ SONDEO DE CONO
- ⊕ SONDEO MIXTO
- △ ESTACION PIEZOMETRICA
- CALA

NOTA :
ACOTACIONES EN cm.

ESC. 1 : 400
ESC. GRAFICA

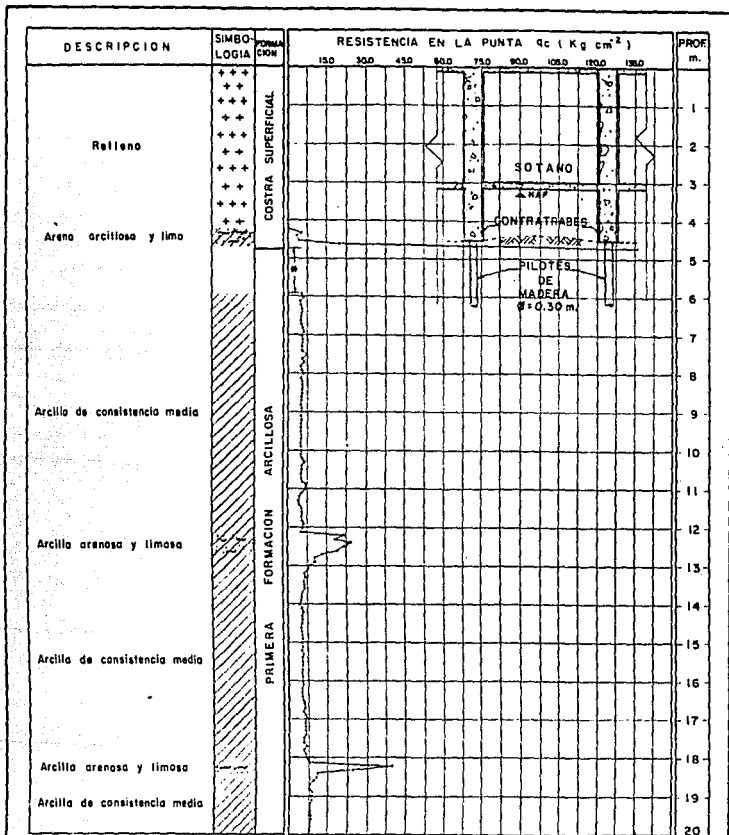


TESIS PROFESIONAL

LOCALIZACION DE SONDEOS

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA 8
FECHA MARZO, 88



SIMBOLOGIA



Arcilla



Relleno



Limo



Arena



Grava

Capacidad del cono = 2000 Kg
 vel de hincado (cono 2 ton) 1.0 cm/seg
 La descripción y simbología se obtuvo de correlaciones indicadas por Be-gemann y Scherzmann

* Avance con broca triconica

COTA DEL BROCAL : NIVEL DE BANQUETA



UNAM

TESIS PROFESIONAL

SONDEO DE CONO SK-1
 PERFIL ESTRATIGRAFICO

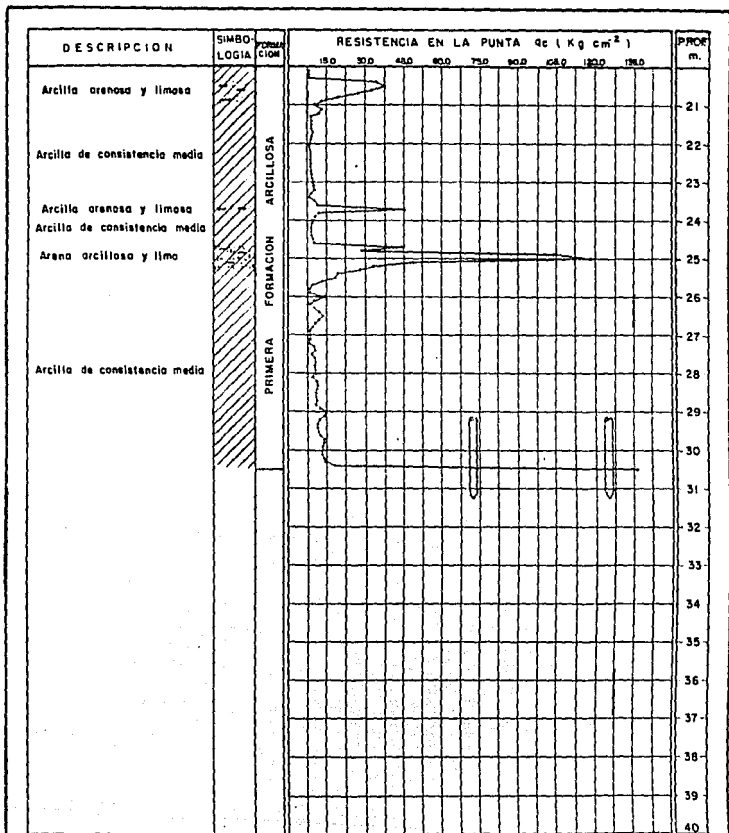
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA

9

FECHA

MARZO, 88



COTA DEL BROCAL : NIVEL DE BANQUETA

SIMBOLOGIA

- Arcilla
 - Limo
 - Arena
 - Grava
 - Relleno
- Capacidad del cono = 2000 Kg.
 Vel de hincado (cono 2 ton) 10 cm/seg
 La descripción y simbología se obtuvo de correlaciones indicados por Rejgemanh y Schmertmann
 * Avanza con broca tricónica

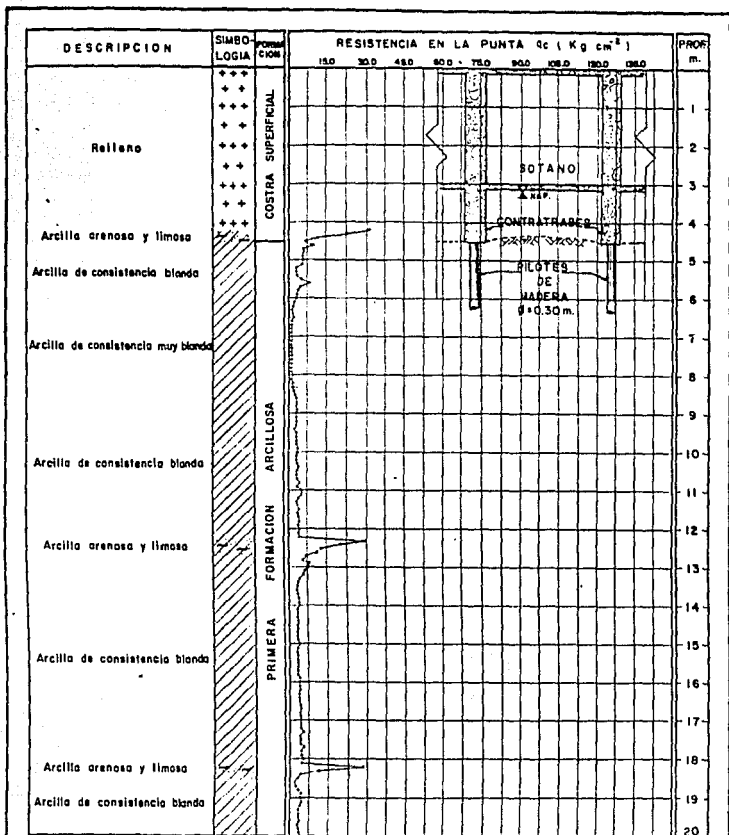


TESIS PROFESIONAL

SONDEO DE CONO SK-1
 PERFIL ESTRATIGRAFICO

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA 10 FECHA MARZO, 88



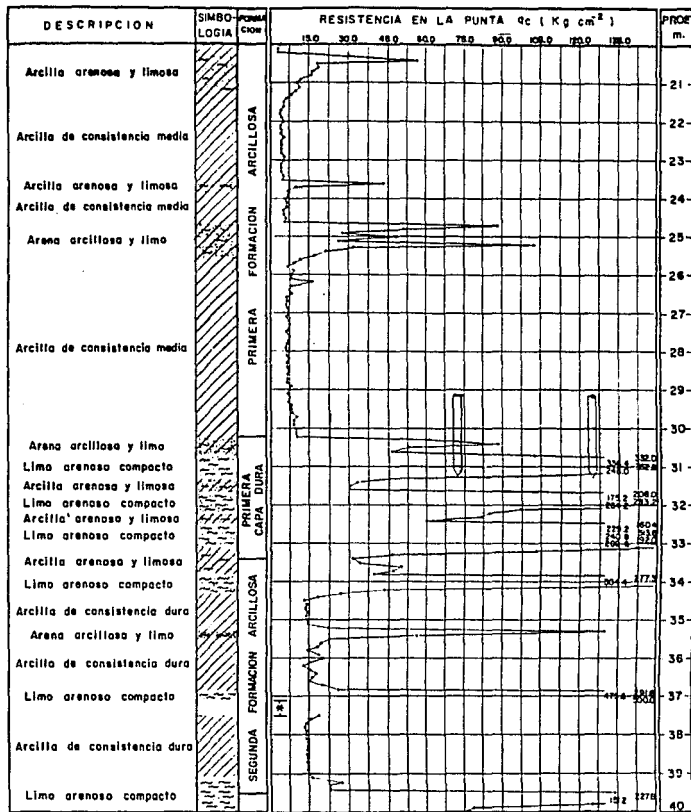
COTA DEL BROCAL : NIVEL DE LA CALLE

SIMBOLOGIA

	Arcilla		Relleno
	Limo	Capacidad del cono = 5000 Kg.	
	Arena	Vel de hincado (cono 5 ton) 1.0 cm/seg	
	Grava	La descripción y simbología se obtuvo de correlaciones indicadas por Bergemann y Scherfmann	
		* Avance con broca tricónica	



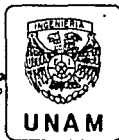
TESIS PROFESIONAL	
SONDEO DE CONO SK-2 PERFIL ESTRATIGRAFICO	
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN	
FIGURA	FECHA
11	MARZO, 88



COTA DEL BROCAL : NIVEL DE LA CALLE

SIMBOLOGIA

- Arcilla
 - Limo
 - Arena
 - Grava
 - Relleno
- Capacidad del cono = 5000 Kg.
Vel. de hincado (cono 5 ton) 10 cm/seg.
La descripción y simbología se obtuvo de correlaciones indicadas por Be-gemann y Scherflmann
M Avance con broca triconica

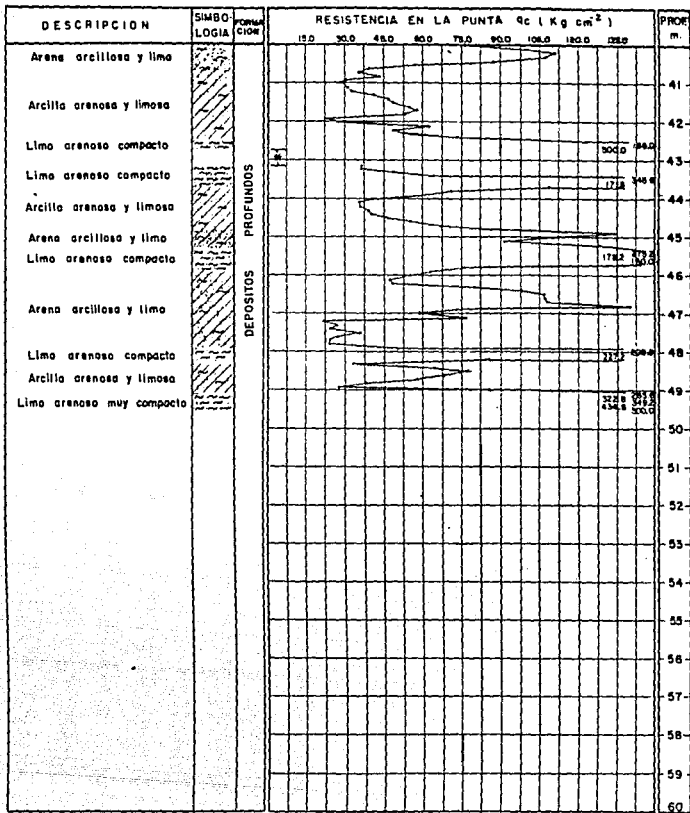


TESIS PROFESIONAL

SONDEO DE CONO SK-2
PERFIL ESTRATIGRAFICO

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA 12 FECHA MARZO, 88



SIMBOLOGIA



Arcilla



Releno



Limo

Capacidad del cono = 5000 Kg.



Arena

Vel de hincado (cono 5 ton) 1.0 cm/seg



Grava

La descripción y simbología se obtuvo de correlaciones indicadas por Bergmann y Schermitzmann

M Avance con braca triconica



COTA DEL BROCAL : NIVEL DE LA CALLE

TESIS PROFESIONAL

SONDEO DE CONO SK-2
PERFIL ESTRATIGRAFICO

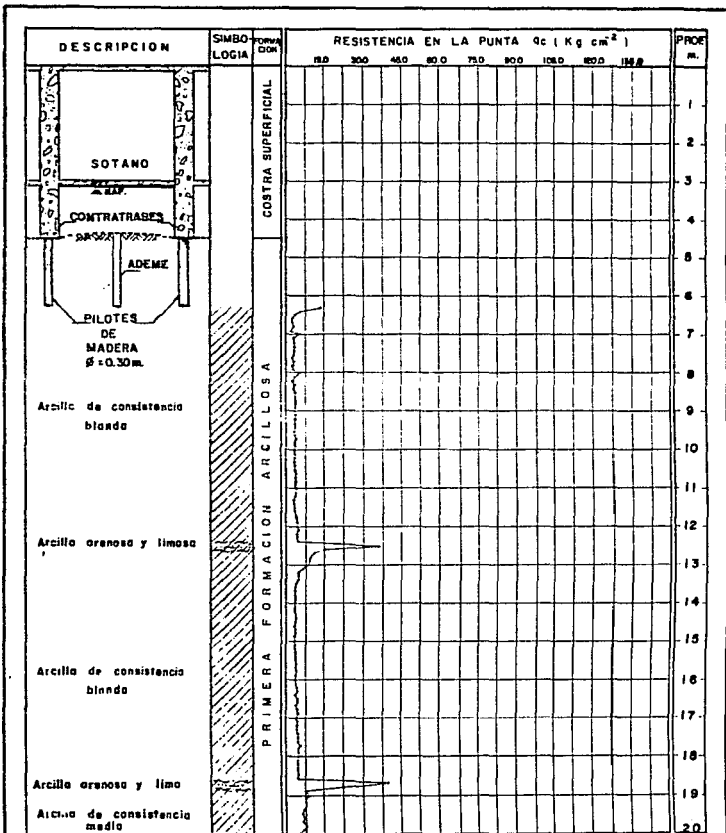
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA

13






FECHA

MARZO, 88



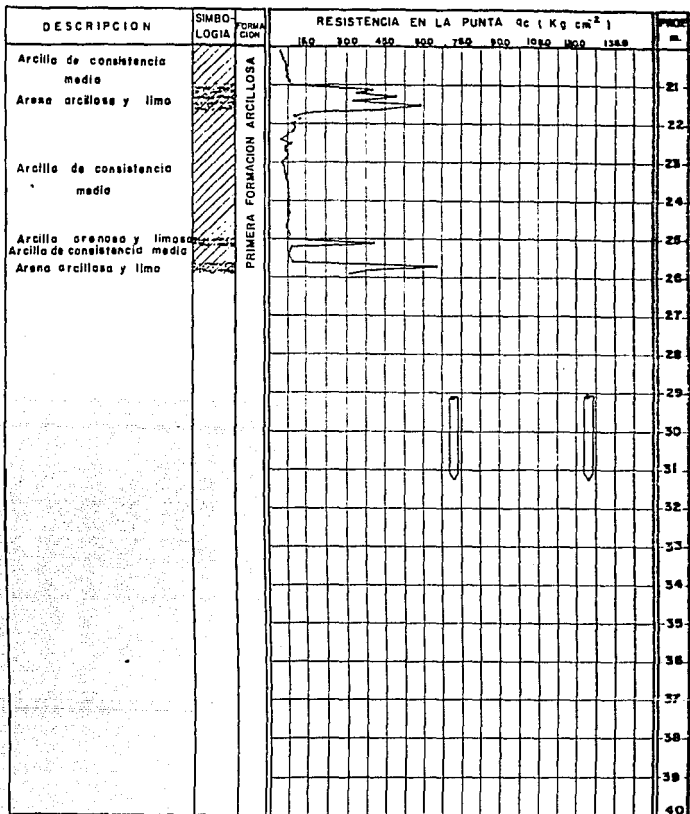
COTA DEL BROCAL-NIVEL DE BANQUETA

SIMBOLOGIA

-  Arcilla
 -  Limo
 -  Arena
 -  Grava
 -  Reteno
- Capacidad del cono 2000 Kg.
 Vel de hincado (cono 2 ton) 10 cm/seg
 La descripción y simbología se obtuvo de correlaciones indicadas por Bergemann y Scherlmann
- * Avance con broca tricónica



TESIS PROFESIONAL	
SONDEO DE CONO SK-3 PERFIL ESTRATIGRAFICO	
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN	
FIGURA 14	FECHA MARZO, 88



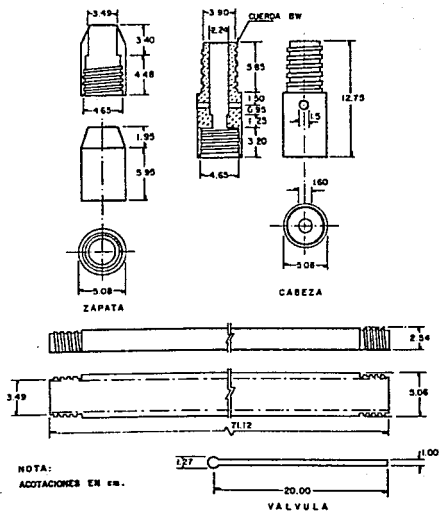
SIMBOLOGIA

- Arcilla
 - Limo
 - Arena
 - Grava
 - Relleno
- Capacidad del cono 2000 Kg.
Vel de hincado (cono 2 ton) 10 cm/seg.
La descripción y simbología se obtuvo de correlaciones indicadas por Bergemann y Schmertmann
- M Avance con broca tricónica

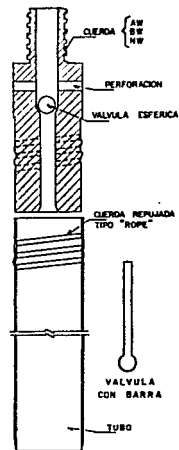


COTA DEL BROCAL NIVEL DE BANQUETA

TESIS PROFESIONAL	
SONDEO DE CONO SK-5 PERFIL ESTRATIGRAFICO	
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN	
FIGURA 15	FECHA MARZO, 68



A) PENETROMETRO ESTANDAR



B) TUBO SHELBY



TESIS PROFESIONAL

HERRAMIENTAS UTILIZADAS
PARA MUESTREO

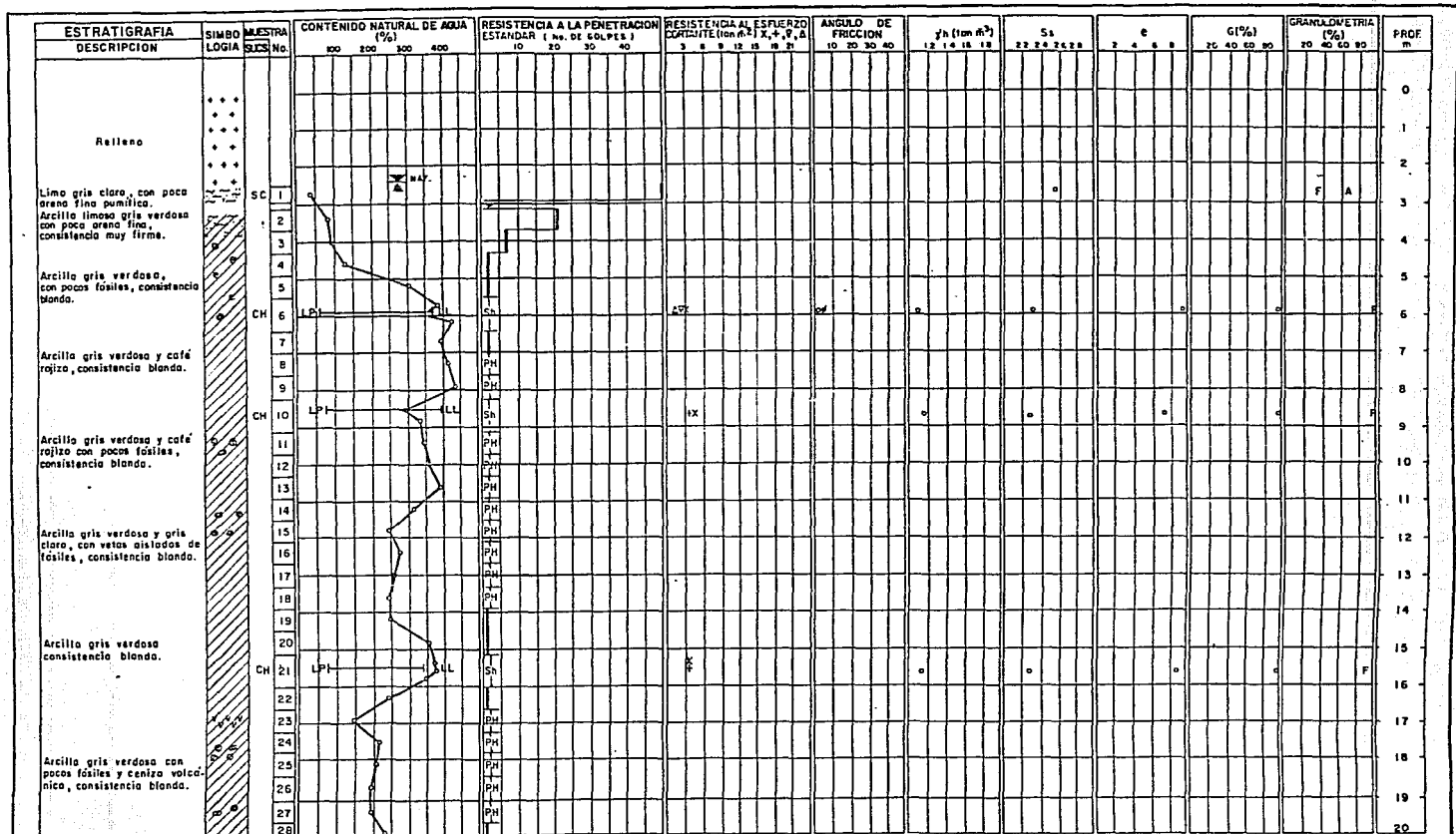
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA

16

FECHA

MARZO, 88



SIMBOLOGIA...



- Arcilla
- Limo
- Arena
- Grava
- Retlino
- Fósiles
- Vidrio volcánico

- NR - No recuperó muestra
- G = Grava
- A = Arena
- F = Finos
- LP - Límite plástico
- LL - Límite líquido

- Δ = Avance con broca tricónica
- D = 50 golpes
- N = Número de golpes para 30cm.
- No. de golpes/penetración en cm.
- PH = Peso de herramienta
- Δ = Cohesión con triaxial (CU)

- S_u = Densidad de sólidos
- V = Cohesión con triaxial (UU)
- + = Torquímetro
- φ = Ángulo de fricción interna (UU)
- γ_n = Peso volumétrico húmedo
- X = Cohesión, qu/x

- Pe = Penetración estándar
- Sh = Muestreo con tubo Shelby
- D = Muestreo con tubo Dehman
- G = Grado de saturación
- B = Relación de vacíos
- o = Ángulo de fricción interna (CU)



TESIS PROFESIONAL

SONDEO MIXTO SM-I
PERFIL ESTRATIGRAFICO

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA 17

FECHA MARZO, 88

ESTRATIGRAFIA		SIMBOLOGIA	MUESTRA SLICES No.	CONTENIDO NATURAL DE AGUA (%)				RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR (No. DE GOLPES)				RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE (ton m ²) X, Y, Z						ANGULO DE FRICCION			S _s			e			G(%)			GRANULOMETRIA (%)			PROF. m					
DESCRIPCION				100	200	300	400	10	20	30	40	3	6	9	12	15	18	21	10	20	30	40	1	2	3	4	5	6	7	8	9	20		40	60	80	20	40
Arcilla limosa gris clara con gravas, consistencia dura. Gravas empajadas en arena limosa gris verdosa.		CL	63							*																												42
Arenas finas limosas gris verdosas con gravas aisladas.		SL	65							*																												43
Arcilla gris verdosa con poca ceniza volcánica, consistencia dura.		SL	67							*																												44
Arcilla gris clara muy poca limosa, consistencia dura.		CL	68							D																												45
Arcilla limosa gris clara con poca arena fina, consistencia dura.		SL	69																																			46
Arcilla gris clara, consistencia dura.		SL	70																																			47
Arcilla gris clara, consistencia dura.		SL	71																																			48
Arcilla gris clara, consistencia dura.		SL	72																																			49
Arcilla gris clara, consistencia dura.		MH	73							D																												50
Arenas finas poco limosas gris clara.		SL	74																																			51
Arenas finas poco limosas gris clara.		SL	75																																			52
Arenas finas poco limosas gris clara.		SL	76																																			53
Arenas finas poco limosas gris clara.		SL	77																																			54
Arenas finas poco limosas gris clara.		SL	78																																			55
Arenas finas poco limosas gris clara.		SL	79																																			56
Arenas finas poco limosas gris clara.		SL	80																																			57
Arenas finas poco limosas gris clara.		SL	81																																			58
Arenas finas poco limosas gris clara.		SL	82																																			59
Arenas finas poco limosas gris clara.		SL	83																																			60
Arenas finas poco limosas gris clara.		SL	84																																			61

SIMBOLOGIA...

- Arcilla
- Limo
- Arena
- Grava
- Relleno
- Fósiles
- Vidrio volcánico

- NR = No recuperó muestra
- G = Grava
- A = Arena
- F = Finas
- LP = Límite plástico
- LL = Límite líquido
- ☆ = Avanca con broca tridónica
- D = 50 golpes
- N = Número de golpes para 30 cm.
- No. de golpes/penetración en cm.
- PH = Paso de herramienta
- A = Cohesión con triaxial (CU)

- S_s = Densidad de sólidos
- γ = Cohesión con triaxial (UU)
- + = Tarcómetro
- φ = Ángulo de fricción interna (UU)
- γ_n = Peso volumétrico húmedo
- X = Cohesión qu/2
- Pe = Penetración estándar
- Sh = Muestreo con tubo Shelby
- D = Muestreo con tubo Dénison
- G = Grado de saturación
- e = Relación de vacíos
- α = Ángulo de fricción interna (CU)



TESIS PROFESIONAL

SONDEO MIXTO SM-1
PERFIL ESTRATIGRAFICO

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA 19 FECHA MARZO, 88

FIGURA 20

ANEXO FOTOGRAFICO

Foto 1:

Pilote perteneciente a la ca-
la 2, se encontró en buen es-
tado y posición correcta res-
pecto al cabezal. Nótese la
marca que dejó el material
que mantenía en confinamien-
to el pilote.

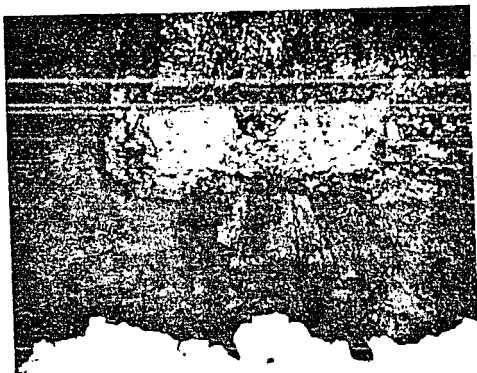


Foto 2:

En esta fotografía puede apre-
ciarse el tipo de unión utili-
zado para la conexión de los
tramos que forman el pilote.

FALLA DE ORIGEN

Foto 1:

Pilote perteneciente a la ca
la 2, se encontró en buen es
tado y posición correcta res
pecto al cabezal. Nótese la
marca que dejó el material
que mantenía en confinamien
to el pilote.

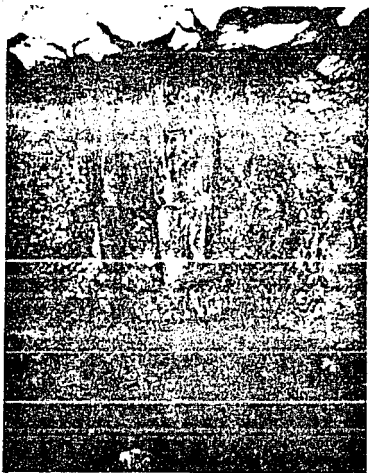
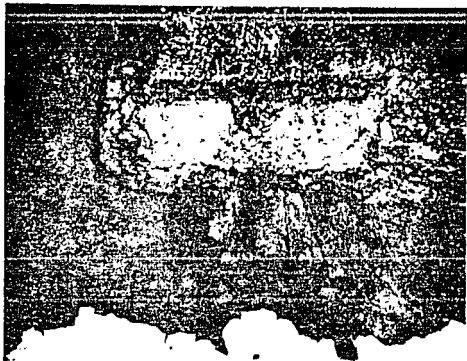


Foto 2:

En esta fotografía puede apre
ciarse el tipo de unión utili
zado para la conexión de los
tramos que forman el pilote.

FALLA DE ORIGEN

Foto 3:

Pilote de madera en buen estado, localizado bajo el cabezal de concreto; hubo necesidad de abatir el nivel de aguas freáticas para poder excavar.



Foto 4:

Zona de la cala 5, en la que se aprecia un pilote en buenas condiciones bajo el cabezal de concreto.

FAJELA DE ORIGEN

Foto 5:

La gráfica muestra el nivel de confinamiento en que se encuentran los pilotes, mismo que garantiza el buen estado de conservación de éstos.

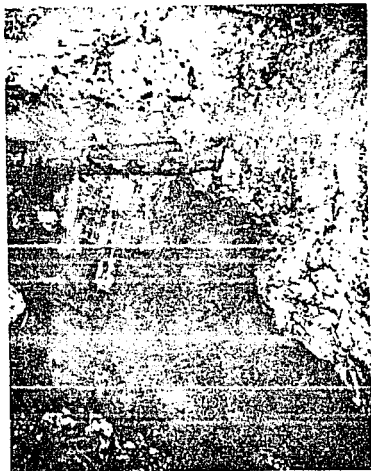
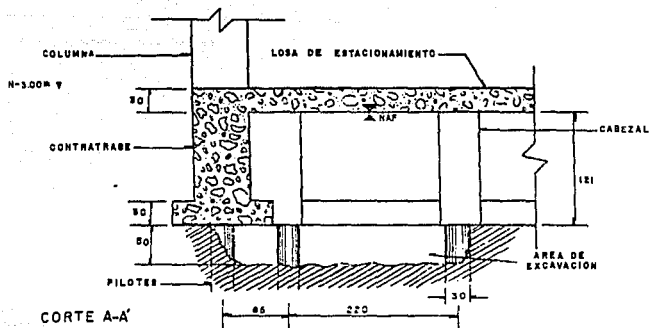
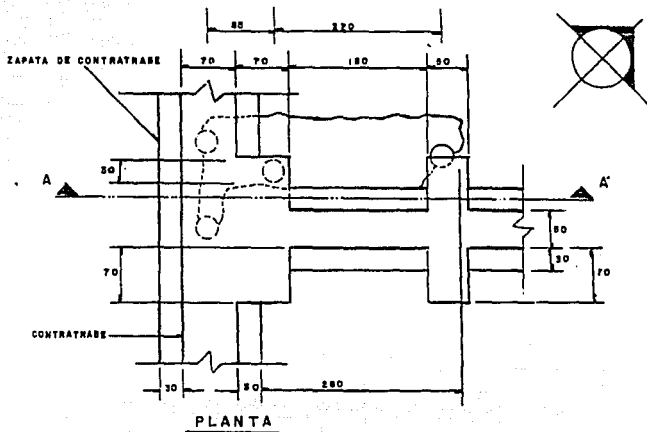
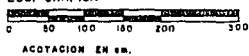


Foto 6:

En el cabezal de este pilote se investigó la posible existente de empotramiento del pilote dentro del concreto, encontrándose ambos simplemente apoyados.



ESC. 1 : 50
 ESC. GRAFICA



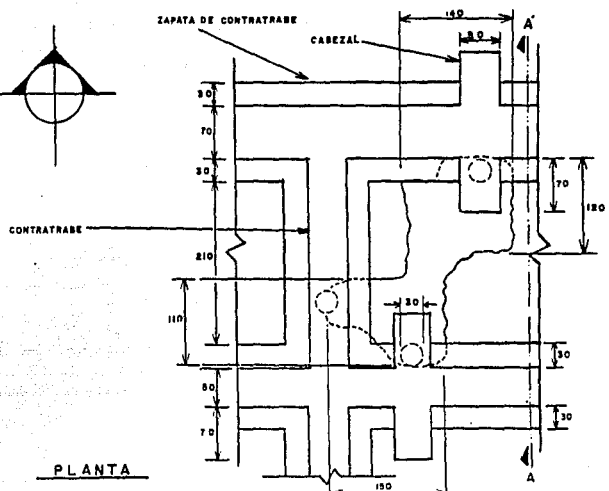
TESIS PROFESIONAL

CALA N° 1

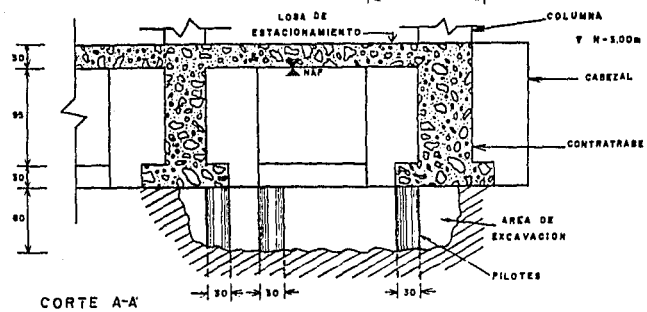
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA
 21

FECHA
 MARZO, 88



PLANTA



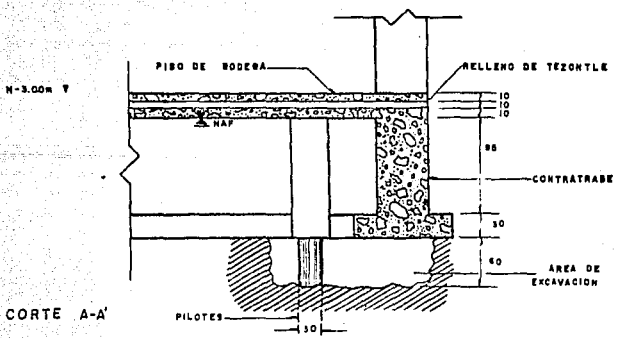
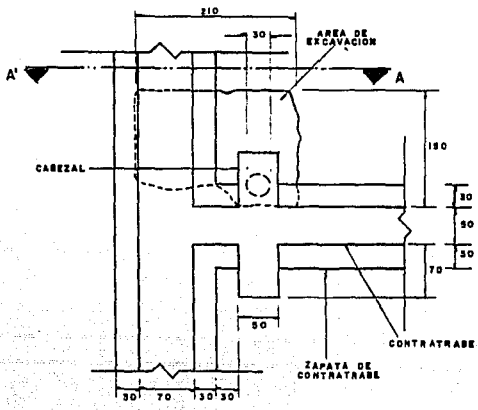
CORTE A-A

ESC. 1:50
 ESC. GRAFICA

 ACOTACION EN CM.



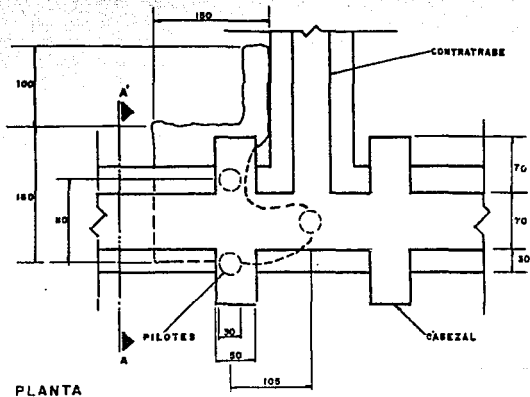
TESIS PROFESIONAL	
CALA N° 2	
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN	
FIGURA 22	FECHA MARZO, 88



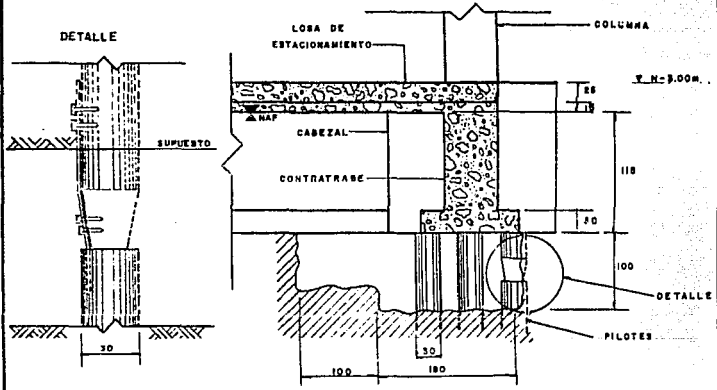
ESC. 1 : 50
 ESC. GRAFICA
 0 50 100 150 200 300
 ACOTACION EN cm.



TESIS PROFESIONAL	
CALA N° 4	
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN	
FIGURA 23	FECHA MARZO, 88



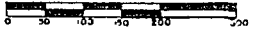
PLANTA



CORTE A-A

AREA DE EXCAVACION

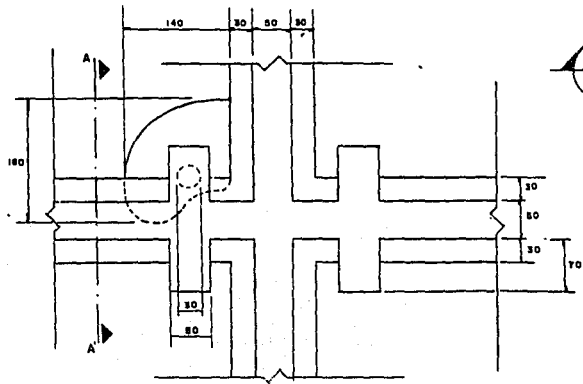
ESC. 1 : 50
ESC. GRAFICA



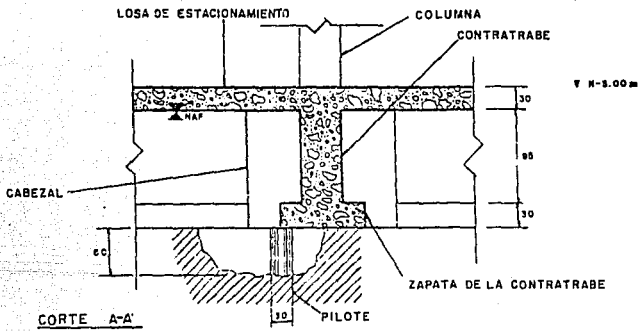
ACOTACION EN CM




TESIS PROFESIONAL	
CALA N° 5	
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN	
FIGURA 24	FECHA MARZO, 88



PLANTA

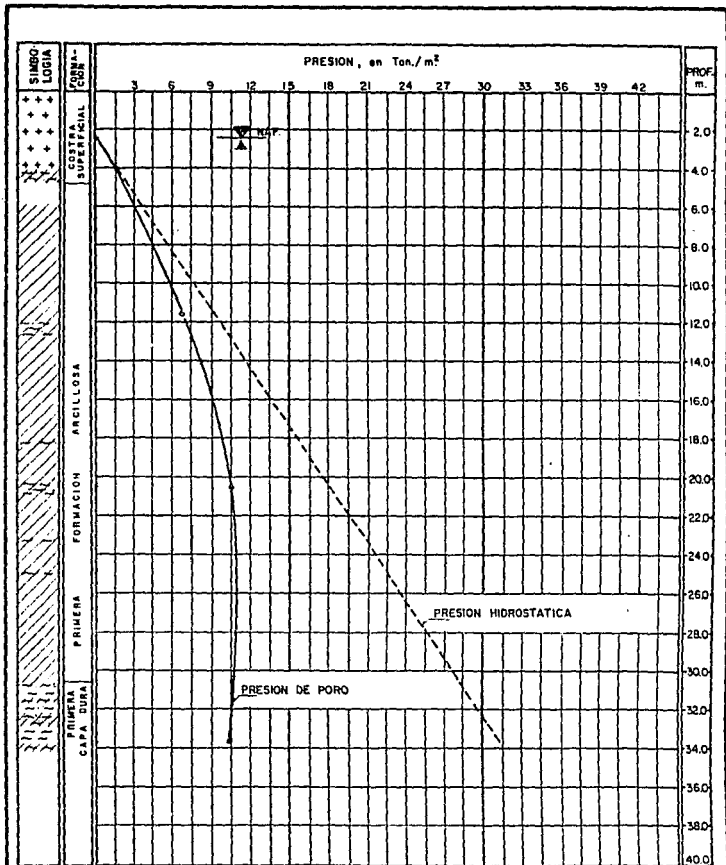


CORTE A-A'

ESC. 1 : 50
 ESC. GRAFICA

 ACOTACION EN cm.



TESIS PROFESIONAL	
CALA Nº 6	
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN	
FIGURA 25	FECHA MARZO, 88



SIMBOLOGIA

- Relleno
- Arcilla
- Limo
- Arena
- Grava
- Fósiles

NOTA :
 Lecturas realizadas el día
 5 de octubre de 1987



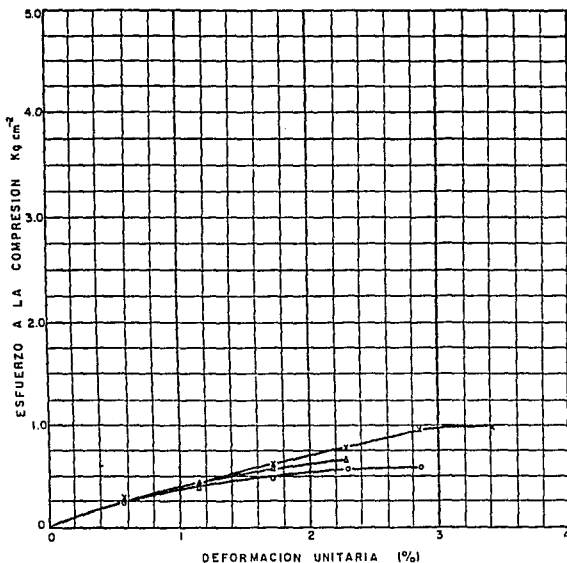
TESIS PROFESIONAL

DISTRIBUCION DE PRESION DE PORO

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA 26 FECHA MARZO, 88

SIMBOLOS	PROF	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA INICIAL	GRADO DE SATURACION	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE	DEFORMACION A LA RUPTURA	PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION SUCS
		ρ_s	e	w	S	q_u	δ/L	NUMEDO	SECO	
	m	—	—	%	%	Kg cm ²	%	Ton m ³	Ton m ³	
○—○	5.95	2.29	9.34	406.79	99.74	0.579	2.86	1.12	0.22	CH
×—×	8.65	2.26	7.39	333.87	102.10	0.992	3.41	1.17	0.27	CH
▲—▲	15.55	2.27	8.35	376.28	102.29	0.662	2.28	1.16	0.24	CH
□—□										



TESIS PROFESIONAL

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION SIMPLE SM-1

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

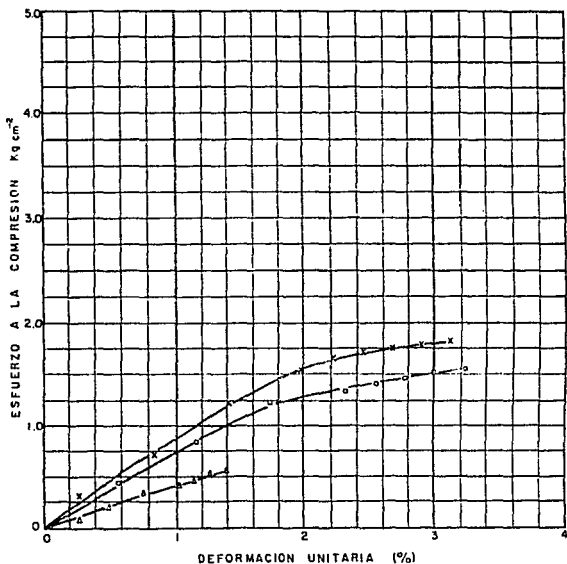
FIGURA

27

FECHA

MARZO, 88

SIMBOLOS	PROF	DENSIDAD DE SOLIDOS γ_s	RELACION DE VACIOS INICIAL e	CONTENIDO NATURAL DE AGUA INICIAL w	GRADO DE SATURACION INICIAL c	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE q_u	DEFORMACION A LA RUPTURA δ/L	PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION BUCC
								HUMEDO γ_h	SECO γ_d	
	m	—	—	%	%	Kg cm ²	%	Ton m ³	Ton m ³	
	22.45	2.28	5.49	241.70	100.38	1.546	3.23	1.20	0.35	CH
	27.55	2.29	5.93	262.79	101.48	1.820	3.12	1.20	0.33	CH
	30.50	2.42	1.43	52.86	89.46	0.551	1.39	1.53	1.00	CH



TESIS PROFESIONAL

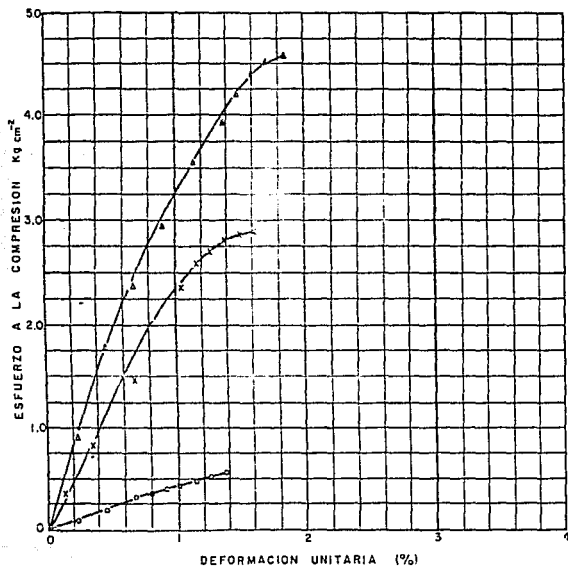
CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION SIMPLE SM-1

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA
28

FECHA
MARZO, 88

SIMBOLOS	PROF	DENSIDAD DE SOLIDOS ρ_s	RELACION DE VACIOS INICIAL e	CONTENIDO NATURAL DE AGUA INICIAL w	GRADO DE SATURACION INICIAL S	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE q_u	DEFORMACION A LA RUPTURA ϵ/L	PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION SUCS
								HUMEDO γ_h	SECO γ_d	
	m	—	—	%	%	$Kg\ cm^{-2}$	%	$Ton\ m^{-3}$	$Ton\ m^{-3}$	
○	31.40	2.40	1.13	46.69	99.16	0.554	1.37	1.67	1.14	MH
x	40.65	2.48	0.74	26.21	87.34	2.900	1.61	1.80	1.43	CL
△	44.55	2.38	0.68	25.79	100.77	4.584	1.83	1.83	1.42	CL
○										



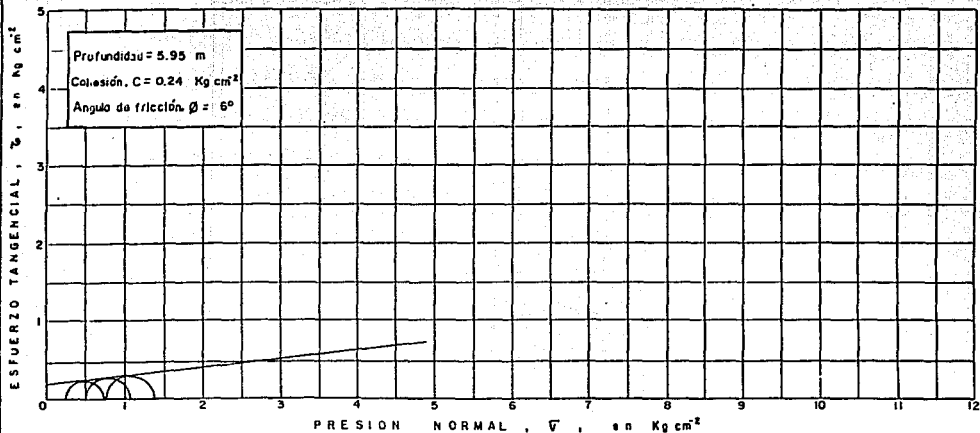
TESIS PROFESIONAL

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION SIMPLE SM-1

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA
29

FECHA
MARZO, 88

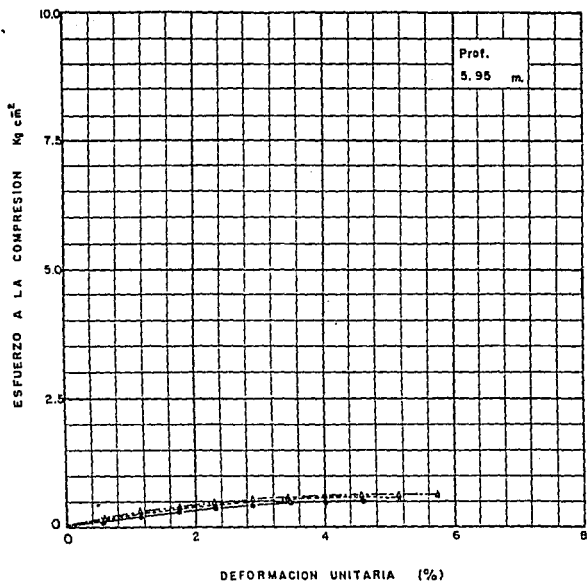


DENSIDAD DE SUELOS	RELACION DL VACIOS INICIAL	CONTENIDO DE AGUA NATURAL	GRADO DE SATURACION	LIMITE LIQUIDO	INDICE DE PLASTICIDAD	DEFORMACION PORCENTUAL	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO	
							Menor	Mayor	HUMEDO	SECO
γ_s	w	%	%	%	%	%	Kg cm^{-2}	Kg cm^{-2}	Ton m^{-3}	Ton m^{-3}
2.29	8.85	382.34	98.93	370.50	308.50	4.60	0.25	0.74	1.13	0.23
	8.36	365.15	100.02			5.13	0.50	1.06	1.14	0.25
	8.04	346.92	98.81			5.72	0.75	1.38	1.16	0.26

DESCRIPCION ARCILLA GRIS VERDOSA
CON POCOS FOSILES DE CONSISTENCIA
BLANDA (CH)
 SONDEO SM-1



TESIS PROFESIONAL
 COMPRESION TRIAXIAL
 NO CONSOLIDADA-NO DRENADA (UU)
 JESUS RODRIGUEZ GUZMAN
 FIGURA 30
 FECHA MARZO, 88



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE F_{III} (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $F_I - F_{III}$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (%)
○-----○	0.25	0.49	4.60
X-----X	0.50	0.56	5.13
△-----△	0.75	0.63	5.72

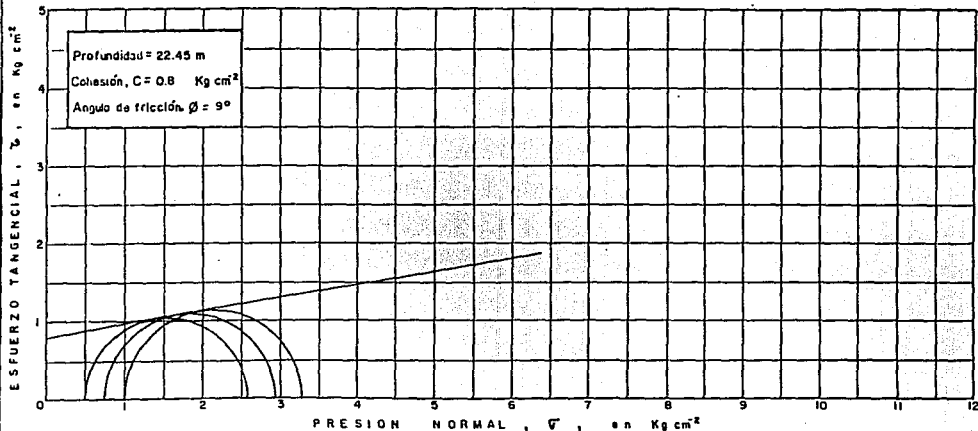


TESIS PROFESIONAL

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION COMPRESION TRIAXIAL (UU) SM-1

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA 31 FECHA MARZO, 88



DESCRIPCION DE SOLIDIDAD %	RELACION DE VACIOS INICIAL e	CONTENIDO DE AGUA %	GRADO DE SATURACION U	LIMITE LIQUIDO %	INDICE DE PLASTICIDAD I_p	DEFORMACION PORCENTUAL S/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO	
							MENOR σ_{III}	MAYOR σ_I	HUMEDO γ_h	SECO γ_s
		%	%	%	%	%	Kg cm^{-2}	Kg cm^{-2}	Ton m^{-3}	Ton m^{-3}
2.28	5.67	246.00	98.92	250.60	197.3	3.46	0.50	2.56	1.19	0.34
	5.52	246.56	101.84			3.82	0.75	2.95	1.21	0.34
	5.42	243.89	102.60			3.57	1.0	3.29	1.22	0.35

DESCRIPCION ARCILLA GRIS VERDOSA
DE CONSISTENCIA MEDIA (CH)
SONDEO SM-1



UNAM

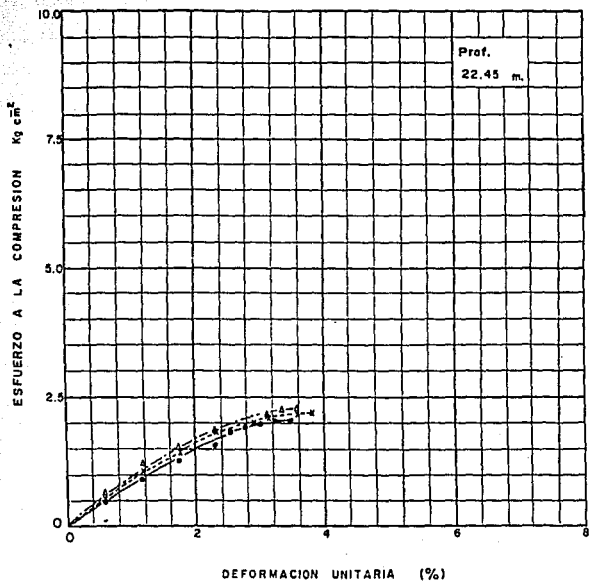
TESIS PROFESIONAL

COMPRESION TRIAXIAL
NO CONSOLIDADA-NO DRENADA (UU)

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA
32

FECHA
MARZO, 88



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE P_{III} (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $P_I - P_{III}$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION ϵ/L (%)
●—●	0.50	2.05	3.46
X—X	0.75	2.20	3.82
△—△	1.0	2.29	3.57



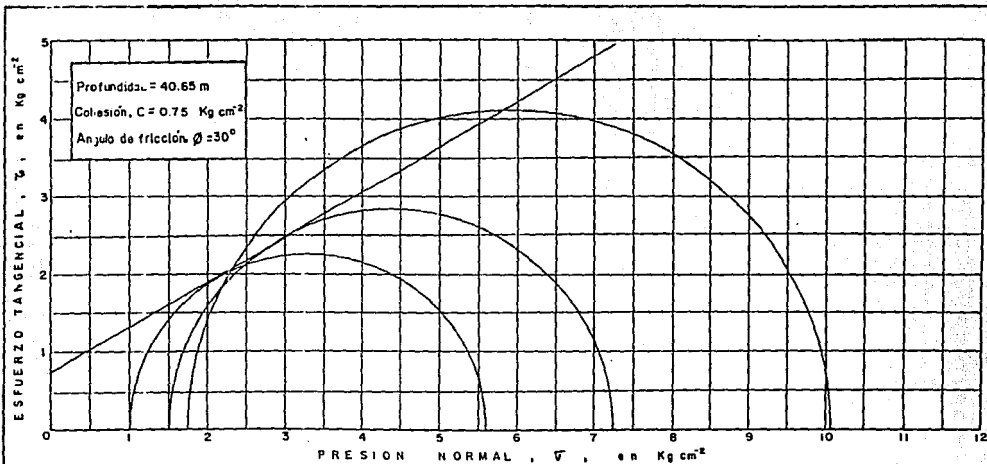
TESIS PROFESIONAL

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL (UU) SM-I

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA
33

FECHA
MARZO, 88



DENSIDAD DE SOLIDOS %	RELACION DE VACIOS INICIAL	CONTENIDO DE AGUA W %	GRADO DE SATURACION S %	LIMITE LIQUIDO LL %	INDICE DE PLASTICIDAD %	ESFUERZO PRINCIPAL MENOR V_{III} Kg cm ²	ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR V_I Kg cm ²	PESO VOLUMETRICO		
								SECO γ_s Ton m ⁻³	HUMEDO γ_h Ton m ⁻³	
2.48	0.85	29.60	86.33	37.00	16.20	2.66	1.0	5.60	1.74	1.34
	0.80	29.20	90.46			3.53	1.5	7.25	1.78	1.38
	0.77	29.75	95.82			4.20	1.75	10.08	1.81	1.39

DESCRIPCION ARCILLA LIMOSA GRIS
CLARO, DE CONSISTENCIA FIRME (CL)
 SONDEO SM-1



UNAM

TESIS PROFESIONAL

COMPRESION TRIAXIAL
NO CONSOLIDADA-NO DRENADA (UU)

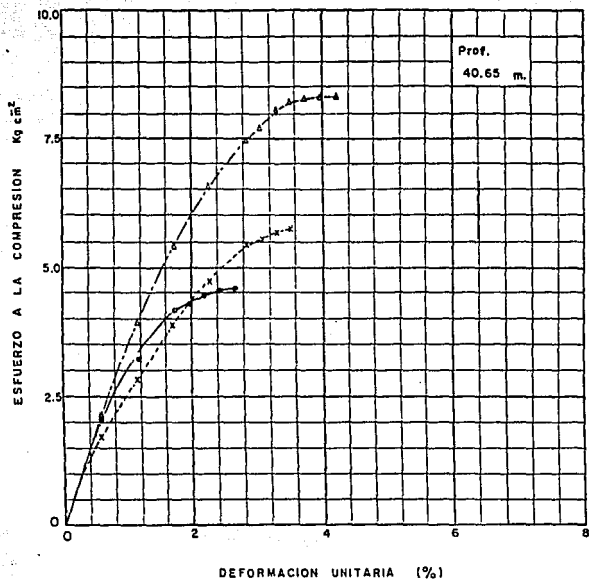
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA

34

FECHA

MARZO, 88



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_{III} (Kg / cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_{III}$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION S/L, (%)
●—●	1.0	4.60	2.66
×---×	1.5	5.75	3.53
△---△	1.75	8.33	4.20



UNAM

TESIS PROFESIONAL

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL (UU) SM-1

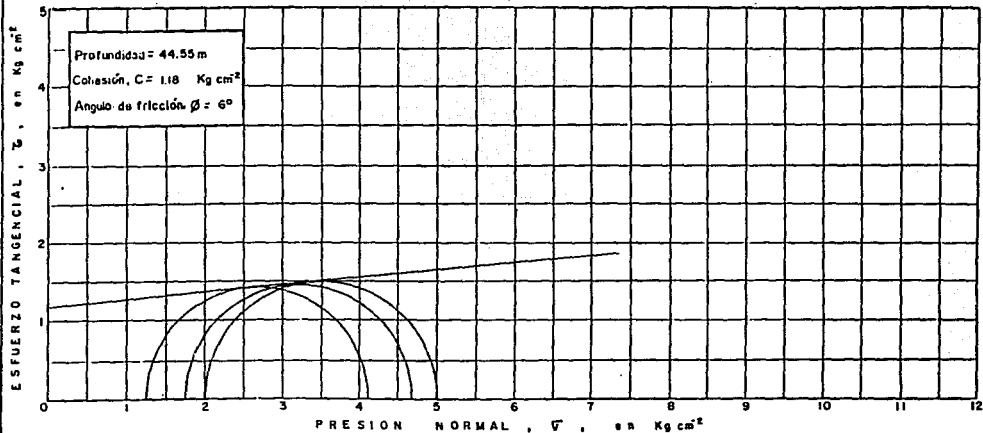
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA

35

FECHA

MARZO, 88



DENSIDAD DE SÓLIDOS ρ_s	RELACION DE VACÍOS INICIAL e	CONTENIDO DE AGUA NATURAL w	GRADO DE SATURACION U	LÍMITE LIQUIDO LL	ÍNDICE DE PLASTICIDAD I_p	DEFORMACION PORCENTUAL S/L	ESFUERZO PRINCIPAL			PESO VOLUMÉTRICO	
							MEJOR σ_{III}	MAJOR σ_I	HUMEDO γ_b	SECO γ_d	
2.38	0.88	40.04	108.29	41.00	17.99	5.71	1.25	4.11	1.77	1.26	
	0.94	40.10	101.53			6.68	1.75	4.69	1.72	1.23	
	0.97	39.80	97.63			6.41	2.0	5.0	1.69	1.21	

DESCRIPCIÓN ARCILLA LIMOSA GRIS
CLARO CON POCAS ARENAS FINAS,
DE CONSISTENCIA DURA (CL)

SONDEO SM-1



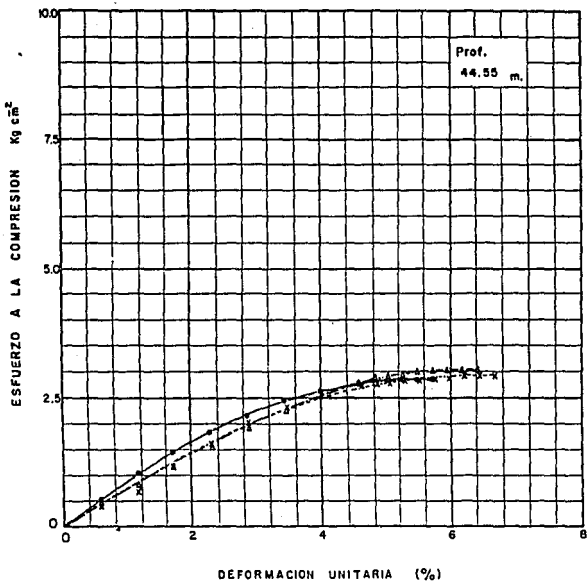
TESIS PROFESIONAL

COMPRESIÓN TRIAXIAL
 NO CONSOLIDADA - NO DRENADA (UU)

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA 36

FECHA
 MARZO, 88



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_{III} (Kg / cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_{III}$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION S/L, (%)
●—●	1.25	2.86	5.71
X---X	1.75	2.94	6.68
△---△	2.0	3.00	6.41



UNAM

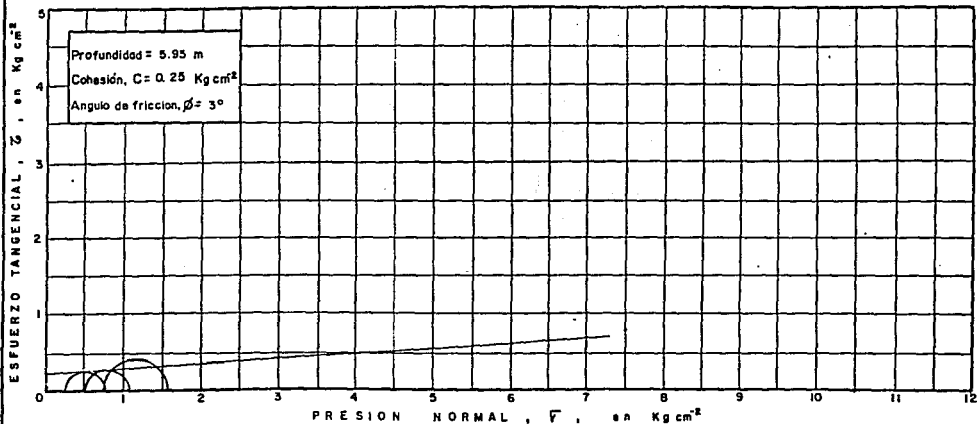
TESIS PROFESIONAL

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL (UU) SM-1

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA
37

FECHA
MARZO, 88



DENSIDAD DE BOLIDOS ρ_b	RELACION DE VACIOS INICIAL e	RELACION DE VACIOS FINAL e'	CONTENIDO NATURAL DE AGUA INICIAL w	CONTENIDO NATURAL DE AGUA FINAL w'	GRADO DE SATURACION INICIAL g	GRADO DE SATURACION FINAL g'	DEFORMACION PORCENTUAL S/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO γ_b
								MEJOR F_{HI}	MAJOR F_V	
—	—	—	%	%	%	%	%	$Kg\ cm^{-2}$	$Kg\ cm^{-2}$	$Ton\ m^{-3}$
2.29	7.82	7.80	355.47	354.29	104.10	104.02	1.27	0.25	0.79	1.18
	7.39	7.36	338.10	336.64	104.77	104.74	2.30	0.50	1.09	1.20
	7.28	7.23	339.54	337.34	106.85	106.85	2.19	0.75	1.56	1.14

DESCRIPCION ARCILLA GRIS VERDOSA
CON POCOS FOSILES, DE
CONSISTENCIA BLANDA (CH)
 SONDEO SM-1



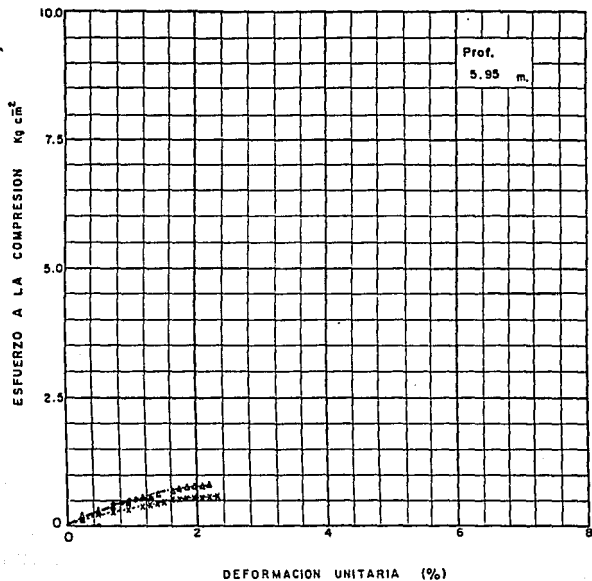
TESIS PROFESIONAL

COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA-NO DRENADA (CU)

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA 38

FECHA MARZO, 88



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE F_{III} (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $F_I - F_{III}$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION S/L, (%)
●—●	0.25	0.54	1.27
×---×	0.50	0.59	2.30
△---△	0.75	0.81	2.19



TESIS PROFESIONAL

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL (CU) SM-I

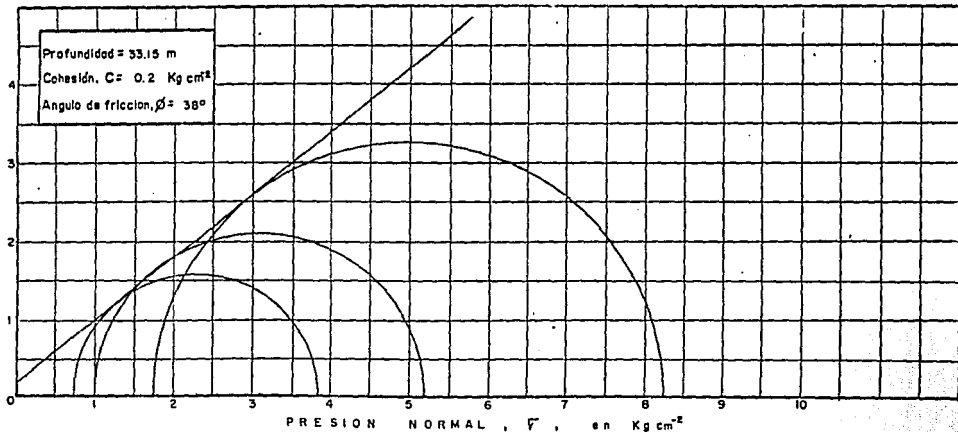
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA
39

FECHA
MARZO, 88

ESFUERZO TANGENCIAL, τ , en Kg cm^{-2}

Profundidad = 53.15 m
 Cohesión, $C = 0.2 \text{ Kg cm}^{-2}$
 Angulo de fricción, $\phi = 38^\circ$

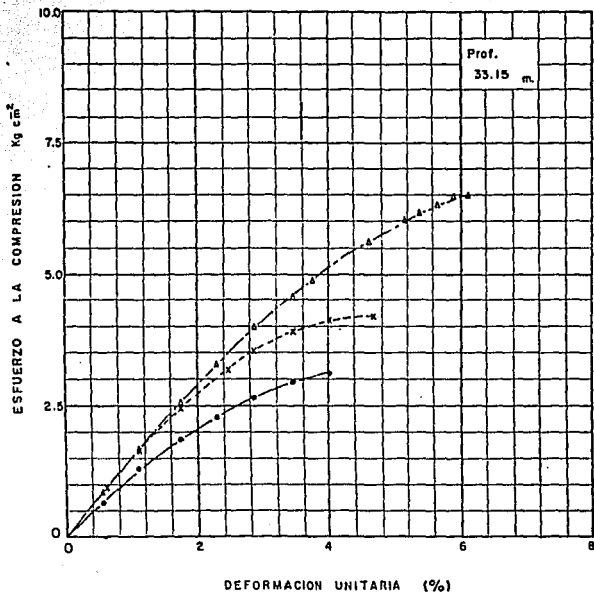


DENSIDAD DE SOLIDOS ρ_s	RELACION DE VACIOS INICIAL e	RELACION DE VACIOS FINAL e'	CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		GRADO DE DEFORMACION PORCENTUAL S/L	ESFUERZO PRINCIPAL			PESO VOLUMETRICO γ_n
			INICIAL w	FINAL w	INICIAL u	FINAL u		MEJOR $\bar{\sigma}_{III}$	MAJOR $\bar{\sigma}_I$	HUECO $\bar{\sigma}_n$	
2.44	1.69	1.67	66.98	66.35	96.93	96.88	4.03	0.75	3.85	1.52	
	1.75	1.73	65.91	65.05	91.71	91.60	4.66	1.00	5.20	1.39	
	1.58	1.56	62.58	61.55	96.64	96.27	6.11	1.75	8.25	1.55	

DESCRIPCION ARCILLA LIMOSA GRIS
CLARO DE CONSISTENCIA MEDIA (CH)
 SONDEO SM-1



TESIS PROFESIONAL
 COMPRESION TRIAXIAL
 CONSOLIDADA-NO DRENADA (CU)
 JESUS RODRIGUEZ GUZMAN
 FIGURA 40 FECHA MARZO, 88



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION S/L, (%)
●—●	0.75	3.10	4.03
X---X	1.00	4.20	4.66
Δ---Δ	1.75	6.50	6.11



TESIS PROFESIONAL

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL (CU) SM-1

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA

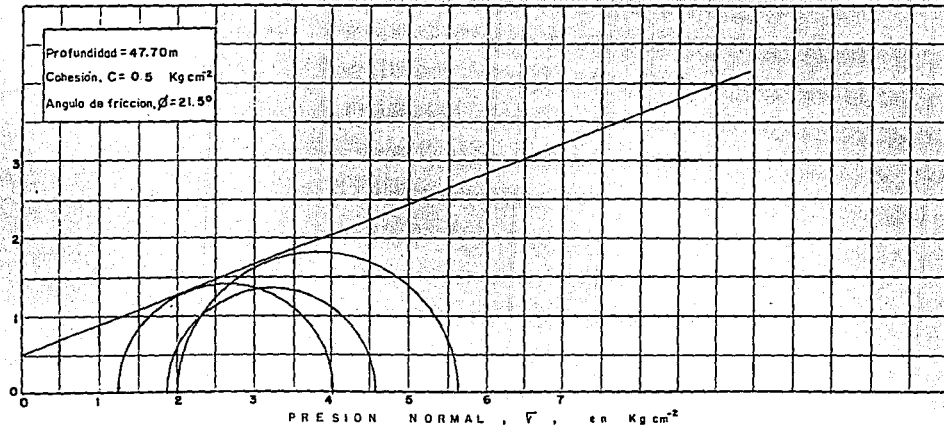
41

FECHA

MARZO, 88

ESFUERZO TANGENCIAL, τ , en Kg cm^2

Profundidad = 47.70m
 Cohesión, $C = 0.5 \text{ Kg cm}^2$
 Angulo de fricción, $\phi = 21.5^\circ$



UNIDAD DE SÓLIDOS s_1	RELACION DE VACIOS INICIAL e	RELACION DE VACIOS FINAL e	CONTENIDO DE AGUA INICIAL w	CONTENIDO DE AGUA FINAL w	GRADO DE SATURACIÓN INICIAL g	GRADO DE SATURACIÓN FINAL g	GRADO DE DEFORMACIÓN PORCENTUAL S/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMÉTRICO γ_h
								MENOR F_{III}	MAYOR F_I	
			%	%	%	%	%	Kg cm^2	Kg cm^2	TON m^{-3}
2.37	1.10	1.09	47.99	47.36	103.40	102.98	6.08	1.25	4.01	1.68
	1.21	1.19	47.85	47.10	94.03	93.80	5.91	1.75	4.58	1.60
	1.11	1.09	46.42	45.56	99.11	99.06	5.94	2.00	5.61	1.65

DESCRIPCION ARCILLA GRIS CLARA
DE CONSISTENCIA DURA (MH)
 SONDEO SM-1



TESIS PROFESIONAL

COMPRESION TRIAXIAL
 CONSOLIDADA - NO DRENADA (CU)

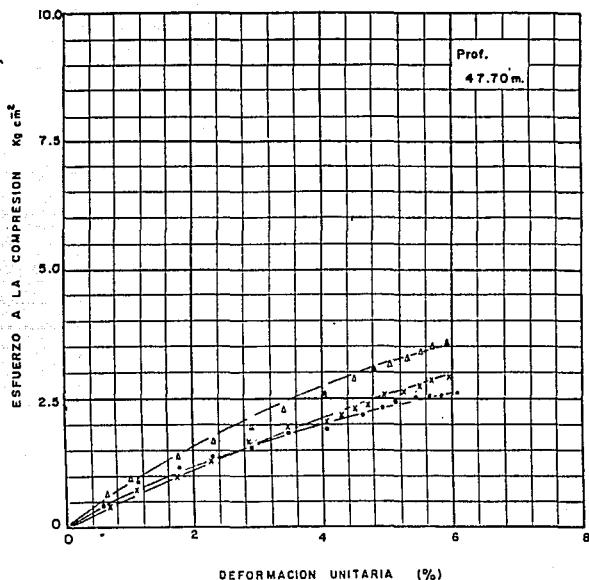
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA

42

FECHA

MARZO, 88



SÍMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE P_{III} (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $P_I - P_{III}$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION S/L, (%)
●---●	1.25	2.76	6.08
X---X	1.75	2.83	5.90
Δ---Δ	2.00	3.61	5.94



UNAM

TESIS PROFESIONAL

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION COMPRESION TRIAXIAL (CU) SM-I

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

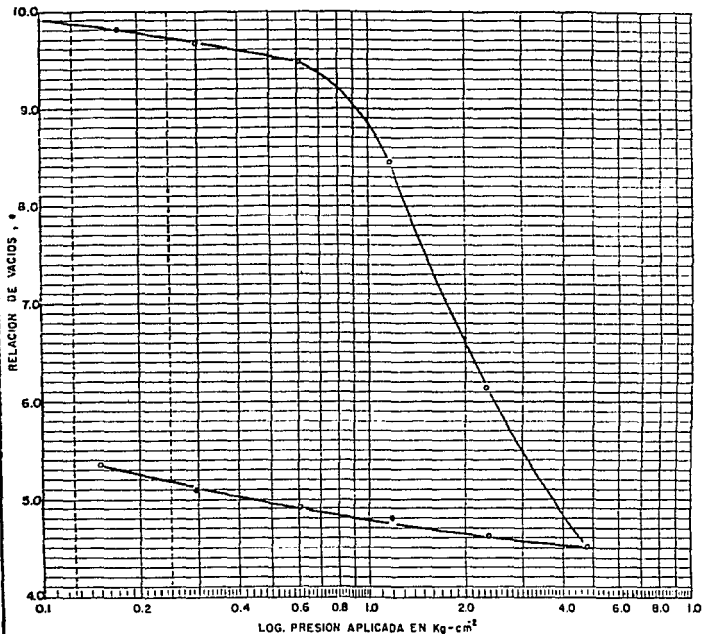
FIGURA

43

FECHA

MARZO, 88

PROF.	DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	PESO VOLUMETRICO	INDICE DE RECOM-PRESION	INDICE DE COMPRESION	PRESION EFECTIVA VERTICAL	CARGA DE PRECOMBIDACION	CLASIFICACION S U C S
	S _s	e	w	w	G	G	LL	IP	γ _m	C _r	C _c	P _o	P _c	
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	Ton m ³	—	—	Kg-cm ⁻²	Kg-cm ⁻²	
5.95	2.29	9.93	389.4	202.1	89.85	46.46	370.5	308.8	1.03	1.05	6.38	0.48	0.98	C H



TESIS PROFESIONAL

CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL
SM-1

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

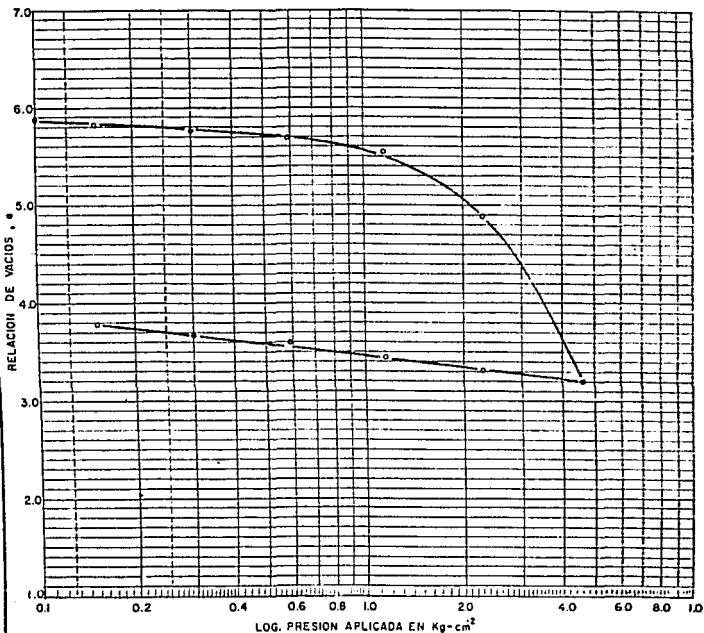
FIGURA

44

FECHA

MARZO, 88

PROP.	DENSIDAD DE SólIDOS		RELACION DE VACIOS		CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO IP	PESO VOLUMETRICO γ_m	INDICE DE RECOM-PRESION Cr	INDICE DE COMPRESION Cc	PRESION EFECTIVA VERTICAL Po	CARGA DE PRECONSOLIDACION Pc	CLASIFICACION SUCS
	Ss	Ø	W	W	IG	IFG	%	%								
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	%	%	Ton m ³	—	—	Kg-cm ⁻²	Kg-cm ⁻²	CH
22.45	2.28	5.89	243.3	181.6	94.22	70.34	250.6	197.3	1.14	0.61	5.56	0.81	1.92	CH		



TESIS PROFESIONAL

CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL
SM-1

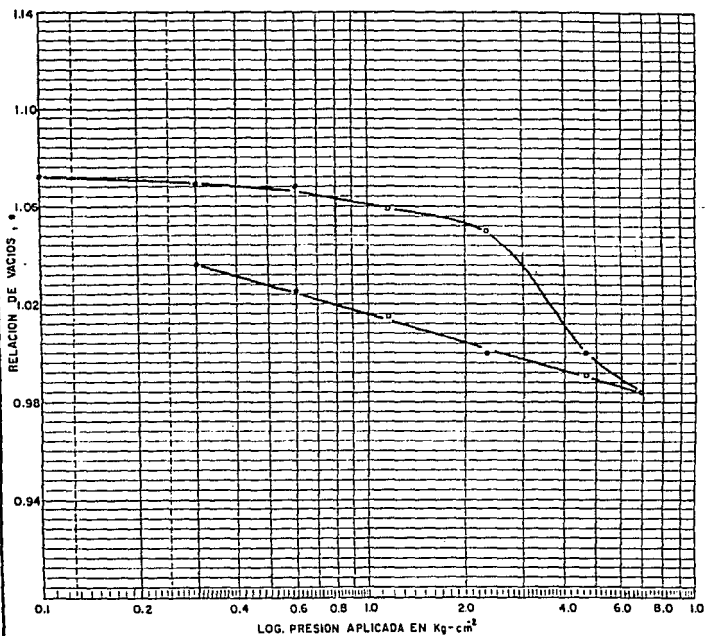
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA

45

FECHA
MARZO, 88

PROF.	DENSIDAD DE SólIDOS S_s	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO IP	PESO VOLUMETRICO γ_m	INDICE DE RECOM-PRESION C_r	INDICE DE COMPRESION C_c	PRESION EFECTIVA P_o	CARGA DE PRECONSOLIDACION P_c	CLASIFICACION SUCS
		INICIAL e	FINAL w	INICIAL G	FINAL G	INICIAL G	FINAL G								
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	%	Ton m^3	—	—	$Kg-cm^{-2}$	$Kg-cm^{-2}$	CH
33.15	2.44	1.07	43.80	39.94	99.61	90.83	59.40	29.04	1.69	0.019	0.14	1.02	2.5	CH	



TESIS PROFESIONAL

CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL
SM-1

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

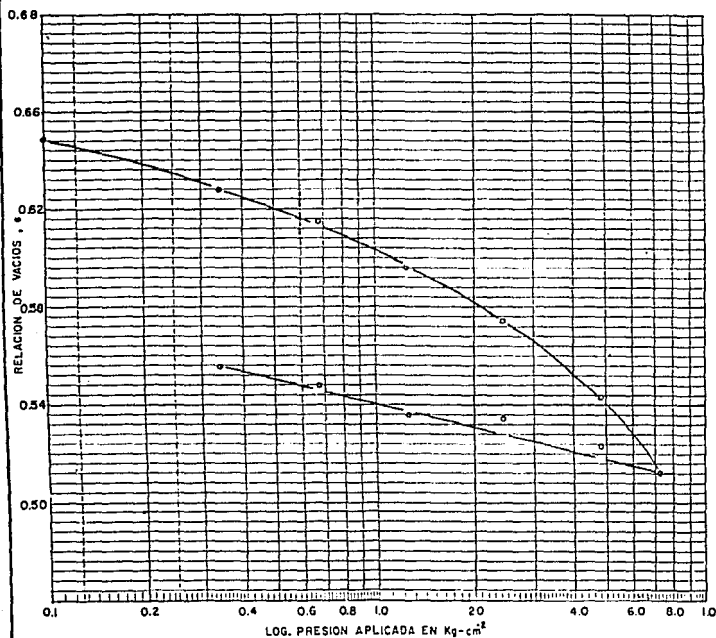
FIGURA

46

FECHA

MARZO, 88

PROP.	DENSIDAD DE SOLIDOS S_s	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO IP	PESO VOLUMETRICO γ_m	INDICE DE RECOM-PRESION Cr	INDICE DE COMPRESION VERTICAL Cc	PRESION EFECTIVA P_0	CARGA DE PRECONSOLIDACION P_c	CLASIFICACION S U C S
		INICIAL e	FINAL e	INICIAL W	FINAL W	INICIAL G	FINAL G								
m.	—	—	—	%	%	%	%	%	%	Ton m^{-3}	—	—	Kg-cm ²	Kg-cm ²	
40.65	2.48	0.65	0.63	18.55	19.40	71.01	74.24	37.00	16.20	1.78	0.055	0.125	1.48	—	CL



UNAM

TESIS PROFESIONAL

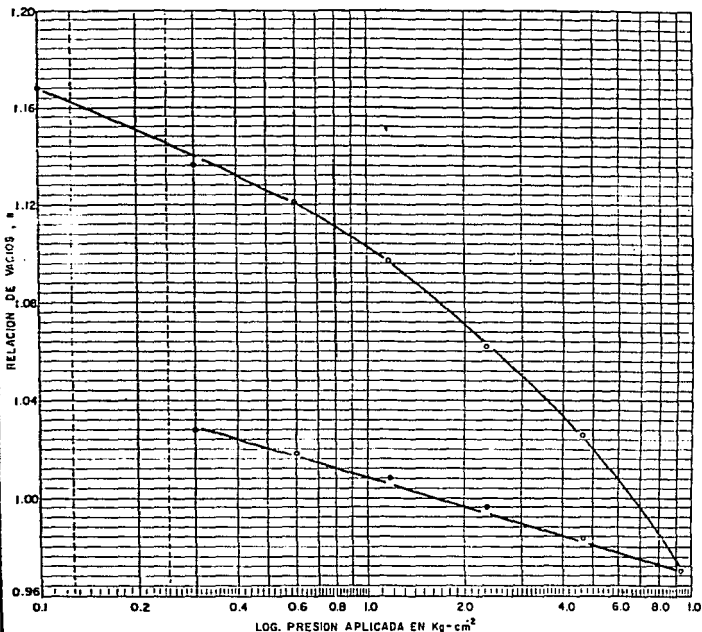
CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL
SM - I

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA 47

FECHA
MARZO, 88

PROF.	DENSIDAD DE SÓLIDOS		RELACION DE VACIOS		CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO IP	PESO VOLUMETRICO γ_m	INDICE DE RECOM-PRESION Cr	INDICE DE COMPRESION Cc	PRESION EFECTIVA VERTICAL Po	CARGA DE PRECARGO P _c	CLASIFICACION S U C S
	S _s	S _e	e _{inicial}	e _{final}	w _{inicial}	w _{final}	g _{inicial}	g _{final}								
	—	—	%	%	%	%	%	%								
47.70	2.37	1.17	38.42	45.25	77.92	91.79	54.70	23.87	1.51	0.08	0.16	1.85	—	MH		



TESIS PROFESIONAL

CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL
SM - I

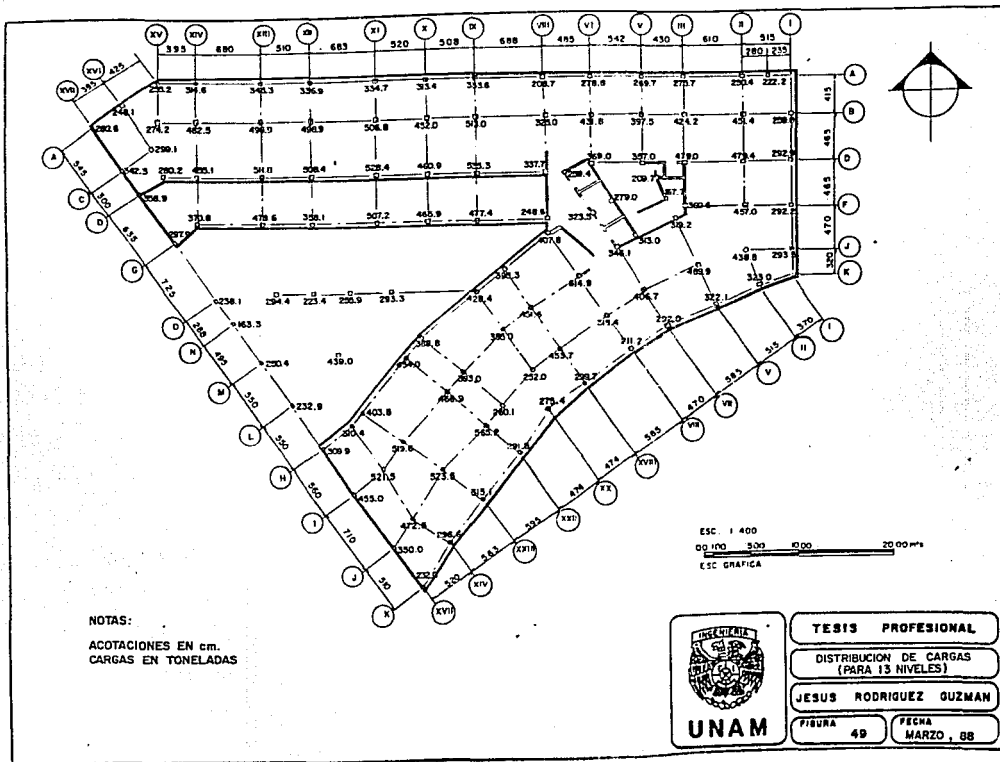
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

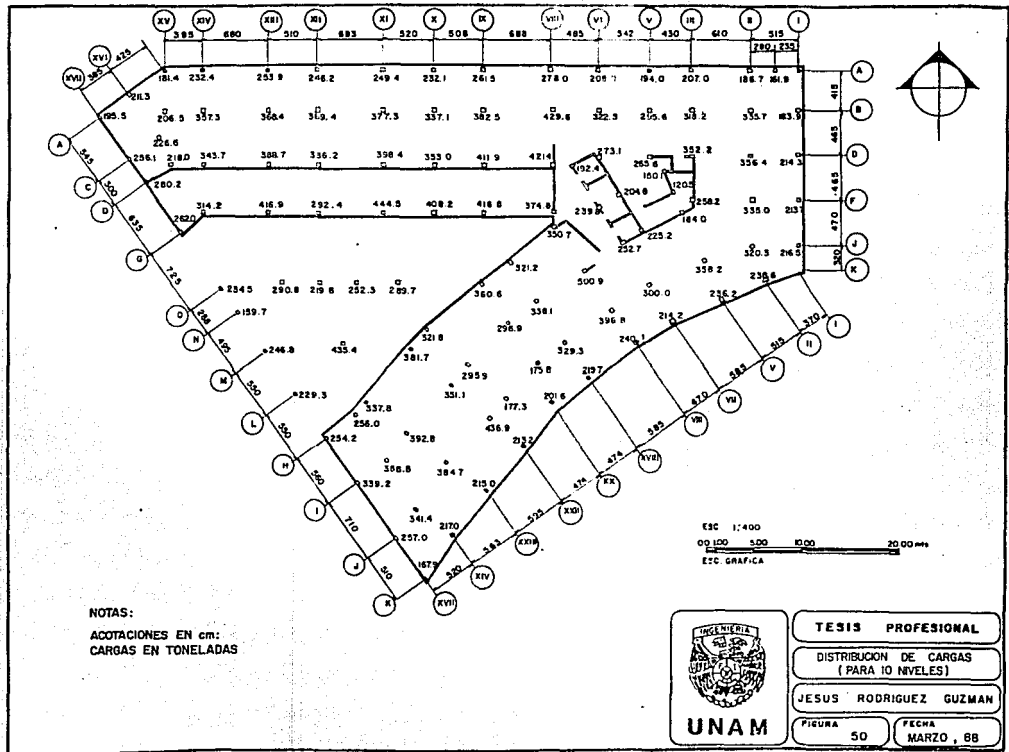
FIGURA

48

FECHA

MARZO, 88





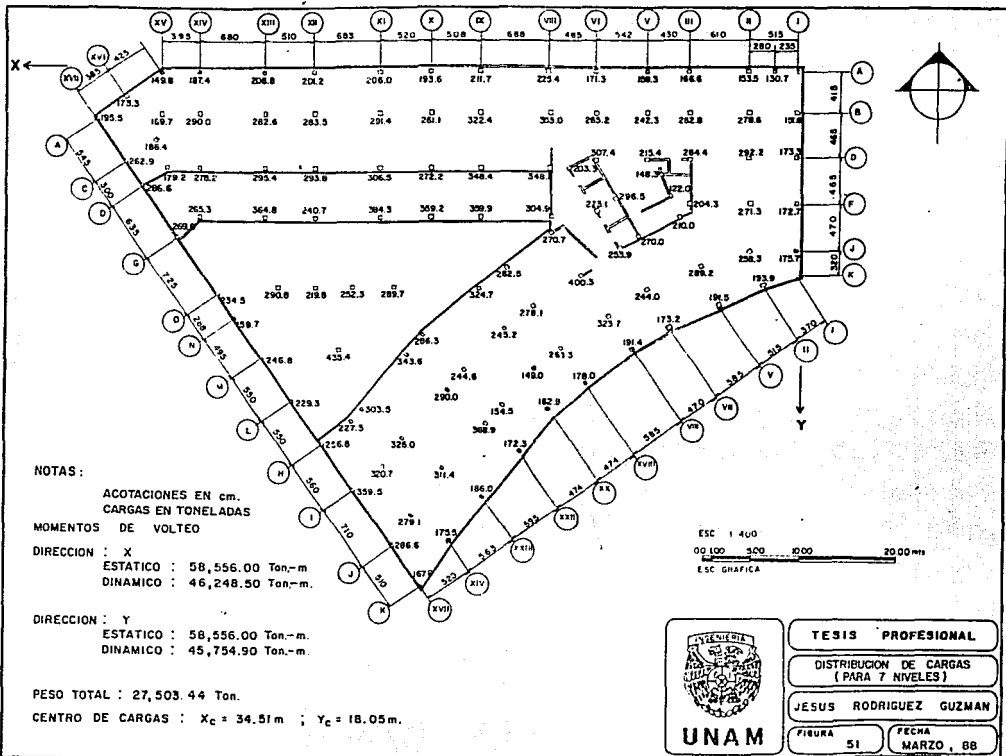
NOTAS:

ACOTACIONES EN cm:
CARGAS EN TONELADAS

ESC 1:400
0 100 500 1000 2000 mm
E.C. GRAFICA



TESIS PROFESIONAL	
DISTRIBUCION DE CARGAS (PARA 10 NIVELES)	
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN	
FIGURA	FECHA
50	MARZO, 88



NOTAS:

ACOTACIONES EN cm.
CARGAS EN TONELADAS

MOMENTOS DE VOLTEO

DIRECCION : X

ESTATICO : 58,556.00 Ton.-m

DINAMICO : 46,248.50 Ton.-m.

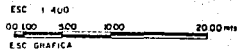
DIRECCION : Y

ESTATICO : 58,556.00 Ton.-m.

DINAMICO : 45,754.90 Ton.-m.

PESO TOTAL : 27,503.44 Ton.

CENTRO DE CARGAS : $X_c = 34.51m$; $Y_c = 18.05m$.



TESIS PROFESIONAL

**DISTRIBUCION DE CARGAS
(PARA 7 NIVELES)**

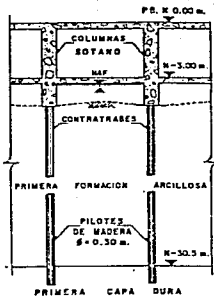
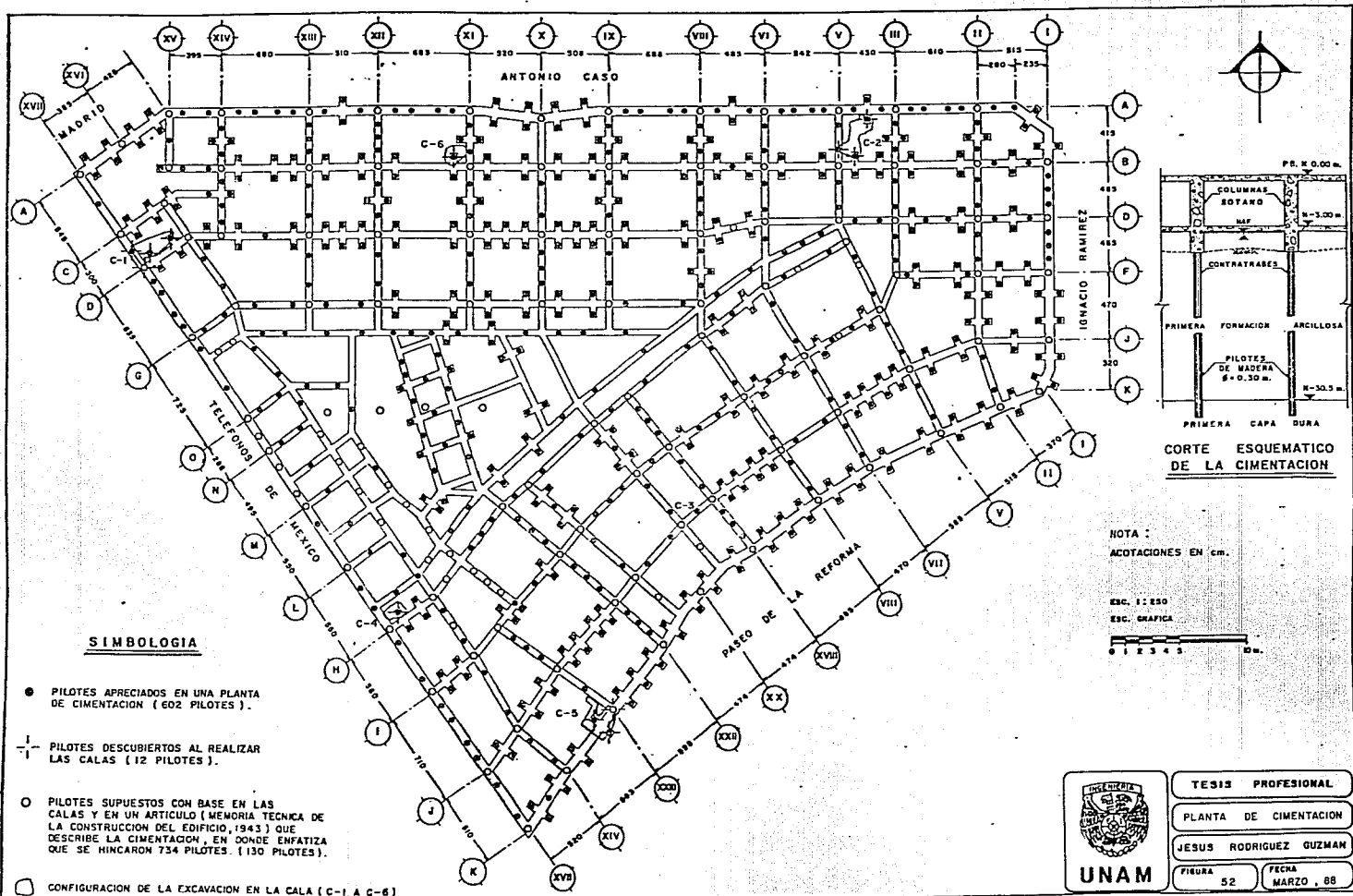
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA

51

FECHA

MARZO, 88



CORTE ESQUEMATICO DE LA CIMENTACION

NOTA :
ACOTACIONES EN cm.

ESC. 1: 250
ESC. GRAFICA

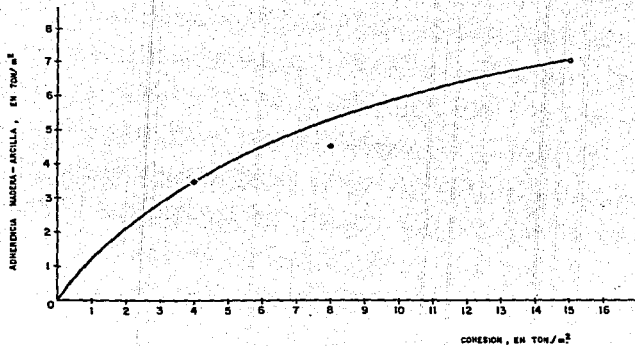


SIMBOLOGIA

- PILOTES APRECIADOS EN UNA PLANTA DE CIMENTACION (602 PILOTES).
- |- PILOTES DESCUBIERTOS AL REALIZAR LAS CALAS (12 PILOTES).
- PILOTES SUPUESTOS CON BASE EN LAS CALAS Y EN UN ARTICULO (MEMORIA TECNICA DE LA CONSTRUCCION DEL EDIFICIO, 1943) QUE DESCRIBE LA CIMENTACION. EN DONDE ENFATIZA QUE SE HINCARON 754 PILOTES. (130 PILOTES).
- CONFIGURACION DE LA EXCAVACION EN LA CALA (C-1 A C-6)



TESIS PROFESIONAL	
PLANTA DE CIMENTACION	
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN	
FIGURA 52	FECHA MARZO, 88



MATERIAL DEL PILOTE	CONSISTENCIA DE LA ARCILLA	COHESION, c ton/m^2	ADHERENCIA f ton/m^2
MADERA	BLANDA	0-4	0-3.5
	FIRME	4-8	3.5-4.5
	DURA	8-15	4.5-7



TESIS PROFESIONAL

RELACION COHESION-ADHERENCIA
SEGUN REFERENCIA 14

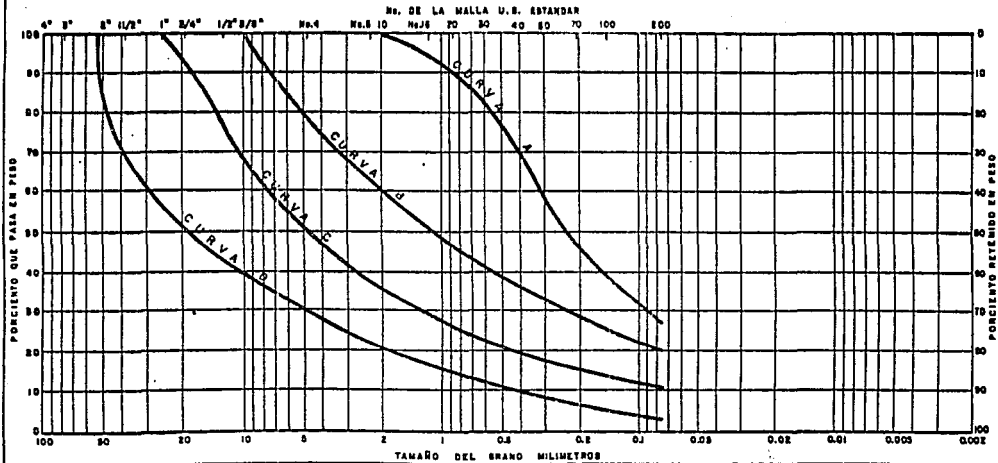
JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA

53

FECHA

MARZO, 68



GRAVA		ARENA			LIMO O ARCILLA		
GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA			

PROFUNDIDAD m	MUESTRA Nº	SIMBOLO	D ₁₀ mm	D ₃₀ mm	D ₆₀ mm	C _u = D ₆₀ / D ₁₀	C _c = $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CONTENIDO DE AGUA NATURAL %	SUCS



TESIS PROFESIONAL

ANALISIS GRANULOMETRICO

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA 54 FECHA MARZO, 88

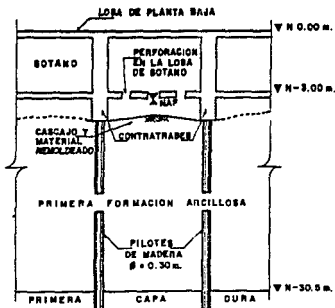


FIG. A-2a. PERFORACION DE LA LOSA DE SOTANO Y CONDICION ACTUAL

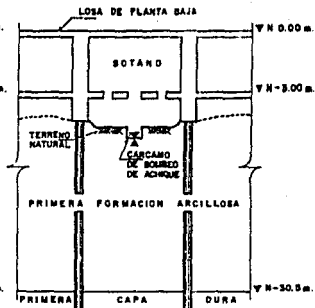


FIG. A-2b. ABATIMIENTO DEL NAF, RETIRO DEL MATERIAL ALTERADO E IMPERMEABILIZACION

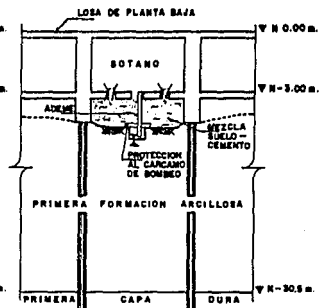


FIG. A-2c. ABATIMIENTO Y COLOCACION DE LA MEZCLA SUELO-CEMENTO

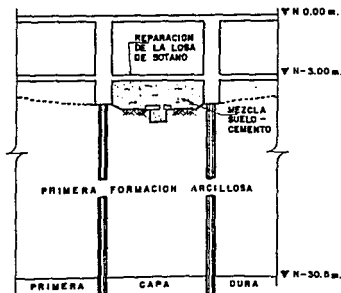
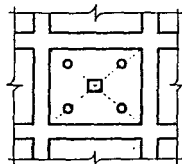


FIG. A-2d. RETIRO DEL BOMBEO Y DEL ADEME, RELLENO DE LA CELDA CON MEZCLA SUELO-CEMENTO Y SELLADO DE LA LOSA DE SOTANO.



DETALLE DE UNA CELDA EN LA LOSA DE SOTANO

NOTA :

SE DEBERA ATACAR POR CELDAS, DE TAL FORMA DE EVITAR QUE SE TRABAJE SIMULTANEAMENTE EN DOS CELDAS CONTIGUAS .



ESC. GRAFICA
ESC. 1 : 200



TESIS PROFESIONAL

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
RELLENO BAJO EL SOTANO

JESUS RODRIGUEZ GUZMAN

FIGURA

55

FECHA

MARZO, 88