

47
2ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

"CAMPUS ARAGON"

"ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
PARA UNA NAVE INDUSTRIAL Y PATIO
DE MANIOBRAS UBICADO EN
CUAUTITLAN IZCALLI, EDO. DE
MÉXICO"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
CESAR SEGOVIA MORALES

ASESOR: ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

México

1998

259803

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL
DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

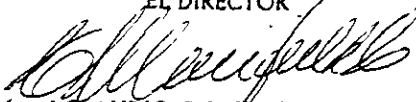
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

CÉSAR SEGOVIA MORALES
PRESENTE.

En contestación a su solicitud de fecha 2 de junio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, "ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA UNA NAVE INDUSTRIAL Y PATIO DE MANIOBRAS UBICADO EN CUAUTITLAN IZCALLI, EDO. DE MÉXICO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México., 12 de junio de 1997
EL DIRECTOR


M en I CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO



c c p Jefe de la Unidad Académica.
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.



CCMC'AIR'la.

AGRADECIMIENTOS

A MIS PADRES

Por el gran apoyo que siempre me han brindado, sabiendo que jamás existirá una forma de agradecer una vida de lucha, sacrificio y esfuerzo constante.

Como tributo a su confianza y comprensión este logro no solo es mío, también es suyo.

A MI HERMANA

Por tu amistad, cariño y confianza, motivo suficiente para saber que siempre contare contigo.

AL Ing. Gabriel Alvarez Bautista

Quien de manera desinteresada dedico parte de su tiempo, transmitiendo sus conocimientos y buenos consejos para la culminación del presente trabajo

A MIS PROFESORES

*Quienes haciendo alarde a su profesionalismo,
transmitieron sus enseñanzas y conocimientos
para poder culminar con esta meta.*

*Gracias por otorgar su tiempo y todo lo que
estaba a su alcance para llegar a este momento.*

A MIS AMIGOS

*Por el compañerismo, convivencia y motivación
durante nuestros años de estudio, ya que con
ustedes fue más fácil concluir con este objetivo.
Su amistad siempre perdurara.*

INDICE

INTRODUCCION.....	4
I.- ANTECEDENTES.....	11
II.- EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO	
2.1 Generalidades.....	14
2.2 Pozos a cielo abierto.....	16
2.3 Sondeos con equipo mecánico.....	18
III.- PRUEBAS DE LABORATORIO	
3.1 Muestras alteradas.....	24
3.2 Muestras inalteradas.....	25
3.3 Presentación de resultados.....	27
IV.- CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO	
4.1 Sondeo Mixto SM - 1.....	29
4.2 Sondeo Exploratorio SE - 1.....	33
V.- ANALISIS DE CIMENTACION	
5.1 Elección de la alternativa de Cimentación.....	39
5.2 Determinación de la Capacidad de Carga.....	40
5.3 Dimensionamiento de las Zapatas.....	41
5.4 Estado Limite de Falla en condiciones Estáticas.....	42
5.5 estado Limite de Falla en condiciones Dinámicas.....	43
5.6 Estado Limite de Servicio.....	44
5.7 Muro perimetral de retención del terraplén.....	46
5.7.1 Empuje sobre el muro perimetral de retención.....	46
5.8 Estabilidad del muro perimetral de retención.....	47
5.8.1 Capacidad de Carga.....	47

5.8.2 Deslizamiento.....	49
5.8.3 Volteo.....	50
VI.- DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO	
6.1 Estructuración de Pavimentos Rígidos.....	53
6.2 Piso en naves de molienda y almacenamiento.....	55
6.3 Piso en vialidad, patio de maniobras y nave de contenedores.....	57
VII.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	63
ANEXO.....	64
FIGURAS.....	74
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	127
BIBLIOGRAFIA.....	130

INTRODUCCION

INTRODUCCIÓN

Hacer una edificación no importa cual sea el tamaño o destino que se le va a dar, requiere necesariamente del conocimiento geotécnico del terreno de cimentación, con el fin de determinar cuales serán las deformaciones y riesgos de falla que pudiera presentar y cual será la cimentación que más se ajuste a las condiciones del terreno.

El diseño de cimentaciones en el Distrito Federal y Zonas Metropolitanas aledañas presentan dificultades muy superiores a las que se encuentran en otras zonas urbanas. Retomando la historia geológica de esta zona, el Valle de México es la unidad geográfica limitada al norte por las Sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al Sur por las Sierras de Cuauhtzin y el Ajusco, y al Oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo (ver Fig. I).

La superficie total del Valle es del orden de 7,160 km², de los cuales 3,080 km² corresponden a zona montañosa y 2,050 km² a zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del mar en la parte más baja es de 2,240 m. aproximadamente.

Todo el Valle de México se caracteriza en general por la muy intensa actividad volcánica que tuvo lugar en el pasado, de la cuál quedan aún vestigios en forma de un gran número de volcanes apagados, el Popocatepetl, aún activo y muy abundantes materiales de aquel origen. Los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación al subsuelo del Valle de México permitieron a Marsal y Mazari zonificar la Ciudad de México en tres grandes áreas, atendiendo a un punto de vista estratigráfico (ver Fig. I.1).

La primera de las áreas mencionadas corresponde a la zona llamada *Zona de Lomas o Pétreas (Zona I)*, por desarrollarse en parte en las últimas estribaciones de la Sierra de las Cruces y esta constituida por terrenos compactos areno-limosos, con alto contenido de grava unas veces y otras son tobas pumíticas bien cementadas,

INTRODUCCIÓN

por algunas partes en esta zona se tienen los derrames basálticos del Pedregal. En general, la zona de Lomas presenta buenas condiciones para la cimentación de estructuras; la capacidad de carga del terreno es alta y no hay formaciones compresibles capaces de asentarse mucho. Sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios pueden estar cruzados por galerías de desarrollo muy errático. Muchas de estas galerías pueden estar actualmente rellenas de material arenoso suelto, lo cual, sin disminuir en mucho su peligrosidad, hace muy difícil su localización.

Cuando las zapatas de cimentación quedan asentadas en estas zonas falsas se producen asentamientos diferenciales fuertes entre columnas, lo cual ha sido fuente de problemas en estas áreas.

Otro problema que se presenta en la parte Norte de la Ciudad de México, dentro de la zona general de Lomas, es la presencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme; estas formaciones son susceptibles de producir asentamientos diferenciales bruscos y erráticos y exigen estudios importantes para elegir el tipo de cimentación más conveniente o el método más eficaz de compactación artificial.

Entre las serranías y el fondo del Lago de Texcoco se presenta la *Zona de Transición (Zona II)*, en donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico varían demasiado de un punto a otro de la zona urbanizada. En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos, orgánicos cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas; todo el conjunto subyace sobre mantos potentes, predominantemente de arena y grava. Los problemas de capacidad de carga y de asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos, sobre todo en construcciones industriales, por otra parte muy frecuentes en esta zona.

INTRODUCCIÓN

La tercera zona se denomina *Zona de Lago (Zona III)*, así llamada por corresponder a los terrenos que constituyen los antiguos lagos de Texcoco, Chalco y Xochimilco. Un corte estratigráfico típico de esta zona exhibe los siguientes estratos :

1. Depósitos areno-arcillosos o limosos o bien rellenos artificiales de hasta 10 m. de espesor.
2. Arcillas de origen volcánico altamente compresibles, con intercalaciones de arena en pequeñas capas o en lentes.
3. La primera capa dura, de unos 3 m. de espesor, constituida por materiales arcillo-arenosos o limo-arcillosos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de 33 m.
4. Arcillas volcánicas altamente compresibles de estructura cerrada, el espesor de este manto oscila entre 4 y 14 m.
5. Estratos alternados de arena con grava y limo o arcilla arenosa.

En algunos lugares a partir de los 65 m. se ha encontrado un tercer manto arcilloso compresible.

Es evidente que en la zona urbanizada pueden encontrarse variaciones importantes respecto a la anterior secuencia estratigráfica. Una causa importante de diferente comportamiento mecánico en los suelos radica en los antiguos monumentos aztecas o coloniales, hoy desaparecidos, pero que han introducido fuerte preconsolidación en zonas determinadas; hay lugares en que por estos efectos la capa arcillosa superior no pasa de 20 cm. de espesor (Palacio Nacional); otra causa de diferencias es el bombeo disparado de gran intensidad en los distintos puntos de la Ciudad. Con base en estos criterios, la Zona de Lago ha sido subdividida por Marsal y Mazari en dos : La primera abarca la ciudad antigua y

INTRODUCCIÓN

en ella son frecuentes las diferencias por preconsolidación, notorias aún dentro de los límites de un predio; la segunda, cubriendo aquella parte de la ciudad que no fue antes cargada con construcciones antiguas y que por lo tanto, presenta mayor homogeneidad en propiedades mecánicas.

Debido a lo anterior tenemos que para una misma construcción existirán varias posibilidades de cimentación de acuerdo a la zona en que se ubique, esto es solo tomando en consideración el tipo de suelo, a lo que habrá que agregarle las restricciones propias del predio, la economía de la cimentación, el movimiento de tierras, entre otras. La cuál nos da mucho más opciones por analizar y nos obliga a verificar que la solución propuesta sea la más económica con el mayor grado de seguridad.

Teniendo en cuenta las limitantes de tiempo que se tienen en la ejecución de los estudios de campo, como es la Mecánica de Suelos, y por considerarla parte fundamental en el desarrollo del proyecto ejecutivo dentro de su etapa preliminar, el presente trabajo tiene como objetivo proporcionar lineamientos geotécnicos que permitan desde el inicio de proyecto, tomar en cuenta las condiciones particulares del subsuelo para que la distribución de cargas sea tal que, tanto el suelo como la estructura se comporten en forma adecuada.

ZONIFICACION DE LA CIUDAD DE MEXICO ATENDIENDO AL PUNTO DE VISTA ESTRATEGICO

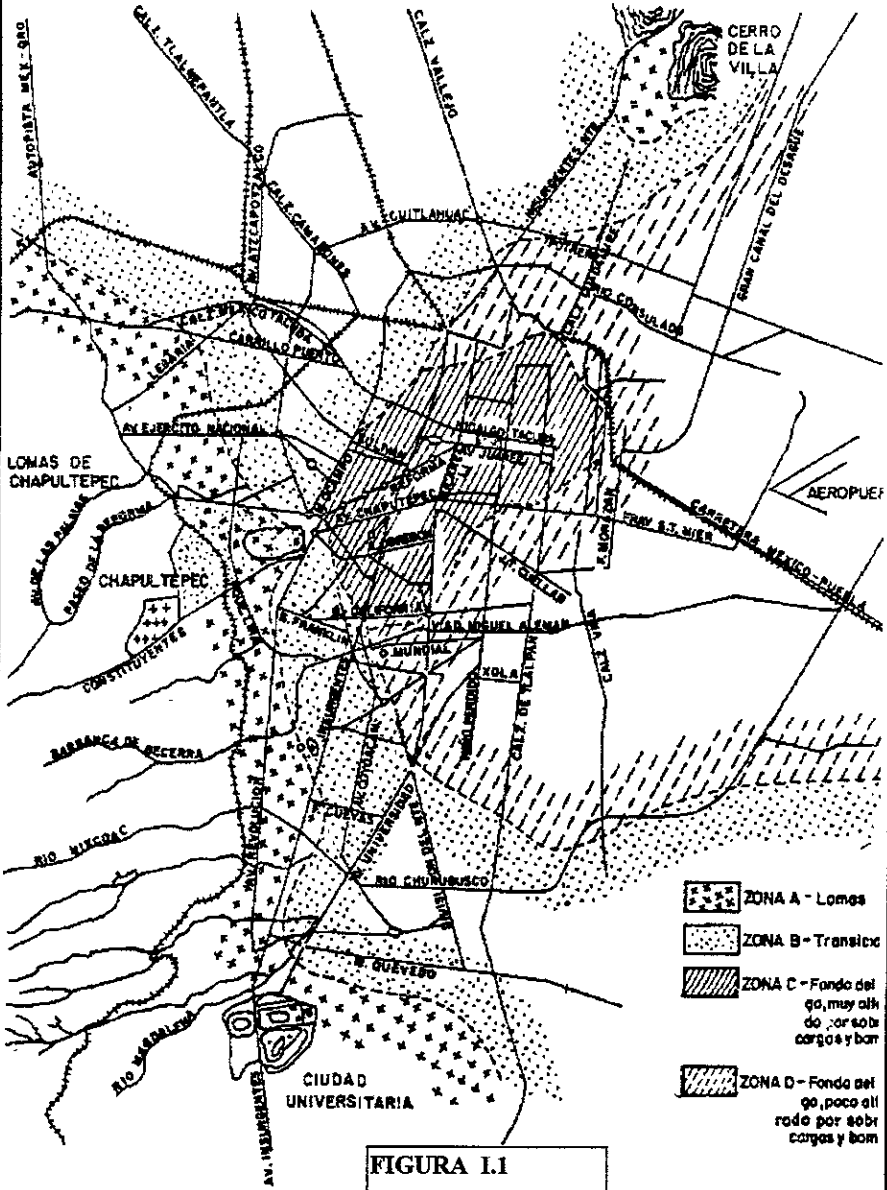


FIGURA 1.1

CAPITULO I

ANTECEDENTES

ANTECEDENTES

Se proyecta la construcción de instalaciones para una empresa de molineras industriales, una vialidad y patio de maniobras donde circularán trailers de 40 ton., así como oficinas, en el predio ubicado en carretera Cuautitlan-Teoloyucan No. 1 Prov., Colonia San Lorenzo Río Tenco, Mz. El Peral, Cuautitlan Izcalli, Estado de México. La localización del sitio se presenta en la fig. 1.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de tres cuerpos de naves tipo industrial, las cuales corresponden a una zona de contenedores para el almacenamiento de las materias primas, una zona de molienda y una zona para el almacenamiento de material ya procesado. Las naves correspondientes a las zonas de molienda y almacenamiento estarán estructuradas por medio de columnas metálicas, techo a dos aguas con armaduras metálicas y cubierta con lamina acanalada pintor; en el caso de la zona de contenedores su estructuración será mediante columnas y muros divisorios de concreto armado. La distancia entre columnas variará de 12.20 a 23.18 m. En el piso de la nave de almacenamiento circularán montacargas y se estibarán una carga viva de 5 ton/m^2 , y en el caso de la nave de molienda se tendrá aplicada una carga viva de 5.0 ton/m^2 . El proyecto también contempla la construcción de una vialidad y un patio de maniobras para la circulación de trailers de 40 ton., los cuales, en la zona de contenedores se introducirán para vaciar su carga donde se almacenarán las materias primas.

En la figura 2 se presenta la distribución de las estructuras, así como la distribución de columnas en las naves.

La superficie actual del terreno en el área que será ocupada por las estructuras se presenta sensiblemente horizontal y con un desnivel medio de -1.47 m. respecto al nivel de la carretera Cuautitlan Teoloyucan, en el tramo que colinda

ANTECEDENTES

con el predio, por lo que para alcanzar los niveles de proyecto será necesario efectuar un terraplén.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más adecuada para las estructuras proyectadas, así como el diseño de la sección estructural de sus pisos y el de la vialidad, se llevo a cabo un estudio de mecánica de suelos consistente en exploración y muestreo del subsuelo, la ejecución de pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

En este informe se describen los trabajos realizados, reportando los resultados obtenidos, consignando las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada; también se indica la sección estructural de los pisos así como el de la vialidad, los materiales a emplear y el procedimiento constructivo.

CAPITULO II

EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO

2.1 GENERALIDADES

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural del suelo sobre el que se la cimentara antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas.

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

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

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

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

La Exploración Directa se recomienda para estudios preliminares del suelo donde se requiere tener un criterio general pero confiable del suelo en el que se cimentara, o bien cuando los sondeos a realizar no se requieran a profundidades considerables (más de 20 m. de profundidad). Ahora bien, si se cimentara en zonas minadas, con oquedades por su misma formación geológica o que contengan grandes capas de rellenos ya sean naturales o artificiales, se considerará

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

conveniente utilizar los métodos de Exploración Indirecta, ya que estos nos permitirán conocer una porción más amplia del terreno.

Respecto al propósito con el que se toman las muestras, estas se dividen en muestras de inspección y muestras para el laboratorio. De las muestras de inspección solo se requiere que sean representativas. En cambio, las muestras destinadas a estudios de laboratorio deben llenar una serie de requisitos con respecto al tamaño, método de obtención, embarque, etc.

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

Las muestras de suelo alteradas pueden ser :

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

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

2.2 POZOS A CIELO ABIERTO

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

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

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de aproximadamente 1.0 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar el N.A.F. (Nivel de Agua Freática). En el caso de que este se encuentre muy superficial se bombeará el agua y se seguirá excavando hasta una profundidad de 3.0 m., si las condiciones de los taludes de la excavación lo permiten, de lo contrario se ampliará la excavación si se considera conveniente.

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

Es importante mencionar que la excavación y todos los trabajos realizados deberán estar supervisados por una persona especializada en Mecánica de Suelos,

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

para que ahí mismo realice sencillas pruebas de campo que determinen de manera preliminar el tipo de suelo y algunas de sus características como granulometría, plasticidad, entre otras.

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

Se deberá cuidar que la ubicación de los pozos sea tal que permita la mayor información con el mínimo costo y tiempo dependiendo de las condiciones antes citadas y de manera práctica se recomienda al proyectista realizar como mínimo el número de pozos que se indica en la siguiente tabla, pero este podrá incrementarse en función de las observaciones en el sitio.

NUMERO DE POZOS A CIELO ABIERTO EN FUNCION DEL AREA DEL PREDIO

200	2
201 A 500	4
501 A 1500	6
1500 A 3000	9
3001 A 5000	12
5001 A 10000	20

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

Los sondeos deberán indicarse en un croquis del terreno, ubicándolos dentro del mismo.

2.3 SONDEOS CON EQUIPO MECANICO

Como complemento al Estudio de Mecánica de Suelos, además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto, es conveniente realizar sondeos más profundos. Como se menciono anteriormente, los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso podremos hacer uso de la posteadora manual, la cual nos permitirá llegar hasta 2.0 m. más abajo del nivel de excavación. Sin embargo con la realización de un sondeo a mayor profundidad podremos completar una estratigrafía del suelo más confiable, la cual será de gran ayuda en el cálculo de asentamientos.

De los métodos utilizados más comúnmente en México para el muestreo de suelos con equipo mecánico y que consideramos los más adecuados por la veracidad de los resultados y lo económico de las pruebas, tenemos :

1.- METODO DE PENETRACION ESTANDAR

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

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

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

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

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

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

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

**CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION Y LAS
PROPIEDADES DE LOS SUELOS A PARTIR DE LA PRUEBA DE
PENETRACION ESTANDAR**

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

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

2.- MUESTREO CON TUBO DE PARED DELGADA.

Con este método se obtienen muestras inalteradas del suelo, aunque en Mecánica de Suelos se habla de muestras "inalteradas" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida con cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

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

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

Los muestreadores más comunes son :

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

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

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

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo se realizaron dos sondeos, uno exploratorio y el otro de tipo mixto, a 15.0 m. de profundidad, denominados SE-1 y SM-1 respectivamente.

El sondeo exploratorio se realizó ejecutando la prueba de penetración estándar y el sondeo mixto se efectuó combinando el muestreo inalterado, usando el muestreador Shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar.

CAPITULO III

PRUEBAS DE LABORATORIO

Una vez obtenidas las muestras, se emplearán para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que habrá que realizar a los suelos, de acuerdo al tipo de muestra :

3.1 MUESTRAS ALTERADAS

Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Formación Estratigráfica
- 4.- Análisis Granulométrico
- 5.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 6.- Densidad de Sólidos

Propiedades Mecánicas

- 1.- Resistencia al esfuerzo cortante (empleando muestras remoldeables).
 - a) Compresión Simple
 - b) Compresión Triaxial

3.2 MUESTRAS INALTERADAS

Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Formación Estratigráfica
- 4.- Análisis Granulométrico
- 5.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 6.- Densidad de Sólidos

Propiedades Mecánicas

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
 - a) Corte Directo
 - b) Compresión Simple
 - c) Compresión Triaxial Rápida

- 2.- Compresibilidad (Consolidación Unidimensional)

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

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia o granulometría por mallas según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Para conocer los parámetros de resistencia de los depósitos del subsuelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión triaxial no consolidada no drenada; se determinó el peso volumétrico en estado natural.

El comportamiento deformacional del estrato compresible que se verá afectado por la construcción de las estructuras se obtuvo efectuando en muestras inalteradas la prueba de consolidación unidimensional.

En las figuras 4 y 5 se presentan las columnas estratigráficas de los sondeos efectuados, así como los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los materiales atravesados.

En las figuras 6 a 11 se presentan las columnas estratigráficas y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en los pozos a cielo abierto.

La ley de resistencia definida por la envolvente de círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzos máximos determinados en las pruebas de compresión triaxial, se presentan en las figuras 12 a 20, y las curvas de compresibilidad obtenidas en las pruebas de consolidación unidimensional en las figuras 21 a 24.

Las curvas resultantes del ensaye granulométrico con mallas se muestra en las figuras 25 a 32.

PRESENTACION DE RESULTADOS

Al termino de los estudios, la empresa de Mecánica de Suelos deberá presentar un reporte de los trabajos efectuados, el cual contemplará:

- 1.- Memoria Descriptiva, señalando la ubicación del predio de acuerdo a la zonificación geológica de la zona; además de dar una breve descripción de los métodos y criterios de cálculo empleados para analizar la capacidad de carga del suelo y los asentamientos.
- 2.- Resultado de los estudios de laboratorio mediante gráficas y secuelas de cálculo.
- 3.- Características de las construcciones cercanas y su estado actual, tipos de cimentación utilizados en la zona, indicación de posibles problemas constructivos con construcciones aledañas por su antigüedad y/o mala construcción, recimentación en colindancias.
- 4.- Recomendaciones de excavación y construcción (cortes, rellenos, bombeo, dureza de suelo, etc.).
- 5.- Conclusiones. Determinación del tipo de cimentación más adecuada, nivel de desplante y mejoramiento del suelo.

En el caso de haber utilizado Métodos Geofísicos se entregarán los registros de los sondeos obtenidos en campo, su interpretación y perfiles estratigráficos.

CAPITULO IV

CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

El predio de interés se localiza al norte del Valle de México, en una zona de depósitos aluviales y lacustres limitada por la Sierra de Tepetzotlán¹.

A continuación se describe la secuencia estratigráfica detallada, determinada en los sondeos.

4.1 SONDEO MIXTO SM-1

Profundidad (m)	Descripción
0 - 1.20	<p>Arcilla limosa, café oscuro, con arena fina y raíces, con contenido medio de agua de 14% y consistencia muy firme. Presenta las siguientes características :</p> <ul style="list-style-type: none">• arena 18%• material fino 62%• límite líquido 39%• límite plástico 16%• pertenece al grupo CL según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)• resistencia a la penetración estándar variable de 24 a 31 golpes.

¹El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México, Simposio 10 de Marzo de 1978, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

Profundidad (m)	D e s c r i p c i o n
1.20 - 3.20	<p>Arcilla poco limosa, gris oscuro con raicillas, material grumoso y quebradizo, con contenido de agua variable de 36% a 41% y consistencia dura. Presenta las siguientes características :</p> <ul style="list-style-type: none">• límite líquido de 106%• límite plástico de 36%• pertenece al grupo CH según el SUCS• resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.• cohesión de 20 ton/m² y ángulo de fricción interna de 41°, determinados en prueba triaxial no consolidada - no drenada.• peso volumétrico natural de 1.62 ton/m³• densidad de sólidos de 2.62.
3.20 - 4.40	<p>Arcilla limo arenosa, café claro, con contenido de agua variable de 11% a 20% y consistencia dura. Presenta las siguientes características :</p>

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

Profundidad
(m)

Descripción

- límite líquido de 32% a 45%
- límite plástico de 17%
- pertenece al grupo CL según el SUCS
- resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.
- cohesión de 37 ton/m² y ángulo de fricción interna de 41°, determinados en prueba triaxial no consolidada - no drenada.
- peso volumétrico natural de 1.96 ton/m³

4.40 - 6.50

Arena de fina a gruesa limosa, café claro con contenido de agua variable de 7% a 14%. Presenta las siguientes características :

- arena 75%
- material fino 25%
- resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

Profundidad (m)	D e s c r i p c i o n
6.50 - 7.90	<p style="text-align: center;">Arcilla arenosa, café verdoso con contenido medio de agua de 21%, de consistencia dura. Presenta las siguientes características :</p> <ul style="list-style-type: none">• arena 24%• material fino 76%• límite líquido de 32%• límite plástico 21%• resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes• densidad de sólidos de 2.67.
7.90 - 15.40	<p style="text-align: center;">Limo arcilloso, gris verdoso, con arena fina, con contenido de agua variable de 27 % a 49% y consistencia dura. Presenta las siguientes características :</p> <ul style="list-style-type: none">• arena variable de 5% a 25%• material fino de 95% a 75%• límite líquido variable de 34% a 47%• límite plástico variable de 25% a 28%• pertenece al grupo CL según el SUCS• resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.

4.2 SONDEO EXPLORATORIO SE-1

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 1.60	<p>Arcilla limosa, café oscuro, poco arenosa con raíces (material de relleno), con contenido de agua medio de 19% y consistencia medianamente firme. Presenta las siguientes características :</p> <ul style="list-style-type: none">• límite líquido 38%• límite plástico 17%• pertenece al grupo CL según el SUCS• resistencia a la penetración estándar variable de 4 a 9 golpes.
1.60 - 3.00	<p>Arcilla poco limoso, gris oscuro, con raicillas, material grumoso y quebradizo, con contenido de agua variable de 48% a 58% y consistencia firme a muy firme. Presenta las siguientes características :</p> <ul style="list-style-type: none">• material fino 100%• límite líquido 98%• límite plástico 46%

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

Profundidad

(m)

D e s c r i p c i o n

- pertenece al grupo CH según el SUCS
- resistencia a la penetración estándar variable de 13 a 20 golpes
- densidad de sólidos de 2.49 a 2.52%.

3.00 - 3.60

Arcilla limosa, gris oscuro, con poca arena fina, con contenido de agua medio de 36%, consistencia firme, con resistencia a la penetración estándar de 15 golpes.

3.60 - 4.80

Arcilla limosa, gris verdoso, con arena de fina a media, con contenido de agua medio de 31% y consistencia firme. Presenta las siguientes características :

- arena 33%
- material fino 63%
- límite líquido 33%
- límite plástico 15%
- pertenece al grupo CL según el SUCS
- resistencia a la penetración estándar variable de 11 a 12 golpes
- densidad de sólidos 2.12

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

Profundidad (m)	D e s c r i p c i o n
4.80 - 7.50	<p>Arcilla limosa, gris verdoso, con poca arena fina con contenido de agua variable de 28% a 33% y consistencia dura. Presenta las siguientes características :</p> <ul style="list-style-type: none">• arena 14%• material fino 86%• límite líquido 39%• límite plástico 24%• pertenece al grupo CL-ML según el SUCS• resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.
7.50 - 9.00	<p>Arcilla limosa, gris verdoso, con escasa arena fina, con contenido de agua medio de 35%, consistencia dura y resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.</p>

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

Profundidad (m)	D e s c r i p c i o n
9.00 - 10.00	Arena fina limosa, gris verdoso claro, con contenido de agua medio de 28%, compacta y resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.
10.00 - 10.50	Arcilla limosa, café verdoso, con contenido de agua de 49% y consistencia dura. Presenta las siguientes características : <ul style="list-style-type: none">• material fino 100%• límite líquido 55%• límite plástico 30%• pertenece al grupo CH-MN según el SUCS• resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.
10.50 - 11.60	Arcilla limosa, café claro, con arena fina, con contenido de agua de 38% y consistencia dura. Presenta las siguientes características : <ul style="list-style-type: none">• arena 21%• material fino 79%• límite líquido 29%

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

Profundidad
(m)

Descripción

- límite plástico 21%
- pertenece al grupo CH-MN según el SUCS
- resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.

11.60 - 12.40

Arena de fina a media limo arcillosa café verdoso y gris claro, con contenido de agua variable de 14% a 26%, compacta y con resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.

12.40 - 15.10

Arcilla limosa, gris verdoso y café, con arena fina, con contenido de agua variable de 31% a 37% y consistencia dura. Presenta las siguientes características :

- arena 31%
- material fino 69%
- límite líquido 34%
- límite plástico 19%
- pertenece al grupo CL según el SUCS
- resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.

CAPITULO V

ANALISIS DE CIMENTACION

5.1 ELECCION DE LA ALTERNATIVA DE CIMENTACION

La elección de la alternativa de cimentación más apropiada para las estructuras de interés se efectuó considerando las características del proyecto arquitectónico, que contempla tres naves tipo industrial (área de contenedores, molienda y de almacenamiento), estructuradas a base de columnas metálicas, techos a dos aguas con armaduras metálicas y cubierta con lamina acanalada metálica pintora, en el caso de la nave de contenedores las columnas serán de concreto armado y muros divisorios también de concreto armado, con niveles de piso terminado en la nave de contenedores y la de molienda al NPT+0.33 m. y para el caso de la nave de almacenamiento al NPT+0.60 m. respecto al nivel N+0.00 de proyecto; y las correspondientes a las propiedades estratigráficas y mecánicas del suelo, particularmente la existencia entre 0.7 a 3.0 m. de un estrato de arcilla poco limosa gris oscura, preconsolidada por desecación, intensamente fisurada, poca agrietada, de plasticidad media a alta, escasamente expansiva y de consistencia firme a dura, subyacente hasta la máxima profundidad explorada (15.40 m.) por materiales de alta resistencia constituidos por arcilla limosa intercalada con estratos de arcilla arenosa, arcilla limo-arenosa y arena fina, por lo que, se juzga que el tipo de cimentación más adecuada para las estructuras proyectadas será a base de zapatas aisladas bajo todas las columnas y zapatas corridas en muros divisorios de la nave de contenedores, desplantadas a una profundidad de 1.50 m. respecto a la superficie actual del terreno y diseñadas para una capacidad de carga admisible de 15 ton/m^2 , dadas las características de heterogeneidad de los materiales de apoyo en cuanto a su fisuramiento y preconsolidación por desecación.

Para llegar a los niveles de proyecto en todas las estructuras será necesario efectuar un terraplén con una altura del orden de 1.70 m., por lo que, las zapatas

corridas de todos los muros de colindancia donde se tenga terraplén deberán funcionar adicionalmente como parte de un muro de retención, dimensionada adecuadamente para mantener la estabilidad del muro del que formará parte.

En el caso de las bardas perimetrales donde no se tenga terraplén y que tenga como fin únicamente delimitar la propiedad, es decir, que no están sujetas a acciones más que de su peso propio, se cimentarán mediante una zapata corrida, diseñada para aplicar una presión de contacto de 6 ton/m².

De la misma manera, dadas las condiciones de heterogeneidad de los materiales de apoyo en cuanto a su fisuramiento y preconsolidación por desecación, es conveniente tener una buena rigidez de la cimentación, por lo que, la zapata corrida deberá ser de concreto reforzado, desplantada a una profundidad mínima de 0.8 m., respecto a la superficie del terreno en la vecindad de la barda, con el propósito de que cuente con una contratrabe del mismo peralte.

5.2 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga de los materiales sobre los que se desplantarán las zapatas se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de la falla son suelos cohesivos aplicando la siguiente expresión².

$$R = CNcF_R + Pv$$

en donde :

²Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., Quinta Epoca No. 40, México D.F. 12 de Noviembre de 1987.

R : capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de las zapatas, en ton/m².

C : cohesión del material de apoyo, en ton/m².

Nc : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por :

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

en la cual :

D_f : profundidad de desplante de la cimentación en m.

B : ancho del cimiento, en m.

L : largo del cimiento, en m.

F_R : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.

P_v : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación en ton/m².

Considerando conservadoramente una cohesión de 4.0 ton/m² y un peso volumétrico de los materiales hasta la profundidad de desplante de 1.8 ton/m³, se obtuvo una capacidad de carga admisible para fines de diseño de 15 ton/m².

5.3 DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZAPATAS

Para el dimensionamiento de las zapatas se deberá tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones :

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

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

En el caso de la combinación de cargas (en particular las que incluyan solicitaciones sísmicas) que den lugar a excentricidades actuando a una distancia "e" del eje centroidal del cimientto, el ancho efectivo de éste deberá considerarse igual a :

$$B' = B - 2e$$

donde :

B' : ancho reducido, en m.

B : ancho de la zapata, en m.

e : excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación.

5.4 ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTATICAS

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.4, deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga :

$$\frac{\Sigma QFc}{A} \leq R$$

donde :

ΣQ : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.

Fc : factor de carga, adimensional igual a 1.4

A : área de apoyo de la zapata de cimentación, en m

R : capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación, igual a 15 ton/m².

5.5 ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica, el sismo, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1, deberá comprobarse que la desigualdad siguiente se satisfaga :

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} \leq R$$

donde :

ΣQ : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.

Fc : factor de carga, adimensional igual a 1.4

A : área de apoyo de la zapata de cimentación, en m²

R : capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación, igual a 15 ton/m².

5.6 ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Se calcularon los movimientos verticales que sufrirán las estructuras provocados por la consolidación del depósito arcilloso que se tiene entre 0.7 y 3.0 m. de profundidad, debido al incremento de presión transmitido.

Para estimar los asentamientos que sufrirán las estructuras, a largo plazo, se consideró un incremento de presión debido a una carga superficial de 9.0 ton/m^2 .

En el análisis se empleó un programa de computadora que determina la distribución de esfuerzo en el subsuelo según la teoría de Boussinesq y en base a éstos, los asentamientos, tomando en cuenta las presiones efectivas actuales en el subsuelo y las curvas de compresibilidad del estrato arcilloso afectado por la sobrecarga aplicada. Se obtuvieron los asentamientos que se muestran en la figura 33, los cuales resultan admisibles.

Como se dijo anteriormente, el tipo de cimentación más adecuado para una estructura depende de factores como su función, las cargas a las que estará sujeta, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la estructura.

Al elegir el tipo de cimentación el ingeniero debe dar los siguientes 5 pasos :

1. Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la estructura y de las cargas que se van a transmitir a la cimentación.
2. Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.

ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

3. Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevaecientes, si serían capaces de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En esa etapa preliminar se eliminan los tipos de cimentación que son inadecuados.
4. Hacer estudios más detallados y aún anteproyectos de las alternativas más prometedoras. Para hacer estos estudios puede ser necesario tener información adicional con respecto a las cargas y condiciones del subsuelo, y generalmente, deberán extenderse lo suficiente para determinar el tamaño aproximado de las zapatas o el tipo de cimentación elegido.

También puede ser necesario hacer estimaciones más definidas de los asentamientos, para predecir el comportamiento de la estructura.

5. Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación, y elegir el tipo que represente la transacción más aceptable entre el funcionamiento y el costo.

Una vez definido el tipo de cimentación es necesario considerar que se presentarán dos problemas básicamente en el funcionamiento de la misma. Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos puede fallar porque el suelo o la roca sean incapaces de soportar la carga. Por otro lado, el suelo o roca de apoyo no pueden fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparejo, que la estructura pueda agrietarse y dañarse. El mal comportamiento del primer tipo se relaciona con la resistencia del suelo de apoyo y se le denomina *falla por capacidad de carga*.

El segundo tipo está asociado a las características de la relación de esfuerzo-deformación del suelo y se conoce como *asentamiento diferencial*.

5.7 MURO PERIMETRAL DE RETENCION DEL TERRAPLÉN

El muro de retención será la propia zapata perimetral de colindancia, de concreto armado y una sección transversal igual a una "C" invertida, una profundidad de desplante de 1.20 m. respecto a la superficie original del terreno, una altura de 2.90 m. y un ancho de la pared del muro estimado de 0.25 m.

A continuación se describe el análisis de estabilidad.

5.7.1. EMPUJE SOBRE EL MURO PERIMETRAL DE RETENCION

Empuje que actuará sobre el muro, con la geometría y dimensiones que se observan en la figura 34, corresponde a la condición activa y se evaluó utilizando el criterio de Rankine³, aplicando la siguiente expresión :

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

donde :

E_A : empuje activo

1 : coeficiente de presión de tierras que dependen, de

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

³Juárez Badillo E., Rico Rodríguez a., "Mecánica de Suelos", Tomo II, Limusa, 1973.

ϕ : ángulo de fricción interna del material de relleno

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

H : altura del relleno, (m)

q : sobrecarga aplicada sobre el relleno, (ton/m²).

Considerando un ángulo de fricción interna de 40°, un peso volumétrico de los materiales de relleno de 2.0 ton/m³ y una sobrecarga superficial de 5.0 ton/m², se obtuvo un empuje activo de 4.98 ton/m², cuya resultante actuará a 1.27 m. de altura, ver figura 34.

5.8 ESTABILIDAD DEL MURO PERIMETRAL DE RETENCION

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

5.8.1 Capacidad de Carga

La capacidad de carga del suelo bajo el muro se determinó aplicando el criterio de Terzaghi para falla local en un suelo puramente cohesivo, con la siguiente expresión⁴ :

⁴Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics", Capitulo VIII, John Willey and Sons, 1956.

$$q_c = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f$$

donde :

q_c : capacidad de carga, (ton/m²)

c : cohesión del suelo, (ton/m²)

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

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

N'_c : factor de capacidad de carga, (adimensional)

Considerando un peso volumétrico de 1.6 ton/m³, una cohesión de 4.0 ton/m² (debido al grado de fisuramiento que presenta el material y la generación de grietas por desecación), y una profundidad de desplante de 1.20 m., se obtuvo una capacidad de carga última de 17 ton/m².

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

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

donde :

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

ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

R_v : componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro,
e igual a 13.44 ton/m

e : excentricidad de la componente R_v respecto al punto central
de la base del muro, e igual a 0.075 m

B : ancho de la base del muro, igual a 2.10 m.

Del cálculo se obtuvo que la presión máxima en la base del muro será de 7.8 ton/m².

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

$$FS_q = \frac{qc}{P_t}$$

Del análisis se obtuvo un factor de seguridad igual a 2.18 que es admisible, ver figura 35.

5.8.2. Deslizamiento

El análisis se llevo a cabo aplicando la siguiente expresión :

$$FS = \frac{F_{jr}}{E_{AH} - E_{PH}}$$

donde :

FS : factor de seguridad contra deslizamiento

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

E_{PH} : componente horizontal del empuje pasivo generado al frente del muro por su empotramiento, e igual a 4.41 ton/m

F_f : fuerza de fricción desarrollada en la base del muro, en ton/m.

$$\text{siendo } F_f = C' B$$

donde :

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

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

Considerando una cohesión de 4.0 ton/m² y un ancho de base del muro de 2.10 m se obtuvo un factor de seguridad contra deslizamiento de 9.8, ver figura 36.

5.8.3. Volteo

Se determinó el factor de seguridad contra volteo aplicando la siguiente expresión:

$$FSV = \frac{R_v \cdot x}{E_{AH} \cdot y} \geq 2$$

donde :

ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

R_v : componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro, e igual a 13.44 ton/m

x : distancia de la proyección de R_v en el eje de las abscisas, e igual a 0.975 m.

E_{AH} : componente horizontal del empuje activo, e igual a 4.98 ton/m

y : distancia de la proyección de E_{AH} en el eje de las ordenadas, e igual a 1.274 m.

De la revisión se obtuvo un factor de seguridad contra volteo de 2.07 que es admisible; no obstante, para garantizar que no se generen esfuerzos de tensión en la base del muro, deberá ligarse, monolíticamente en la corona del muro, el piso de concreto armado en un ancho mínimo de 2.50 m. Ver figura 37 y 38.

CAPITULO VI

DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO

6.1 ESTRUCTURACION DE PAVIMENTOS RIGIDOS

Pavimentos.

Se define como pavimento al conjunto de capas de materiales seleccionados que reciben en forma directa las cargas del tránsito y las transmiten adecuadamente distribuidas a las capas inferiores que proporciona la superficie de rodamiento en donde se debe tener una operación "rápida" y "cómoda".

La superficie de rodamiento de un pavimento rígido es proporcionada por losas de concreto hidráulico que distribuyen las cargas de los vehículos, hacia las capas inferiores, por medio de toda la superficie de la losa y de las adyacentes que trabajan en forma conjunta con la que recibe directamente las cargas. Este tipo de pavimento no puede plegarse a deformaciones de las capas inferiores sin que se presente la falla estructural; aunque en teoría las losas de concreto hidráulico pudieran colocarse en forma directa sobre la subrasante, es necesario la construcción de una capa de sub-base para evitar que los finos sean bombeados hacia la superficie de rodamiento al paso de los vehículos, lo cual puede provocar fallas de esquina o de orilla en la losa; si falla las partes bajas de la capa entonces falla la estructura.

La sección transversal de un pavimento rígido está formada por la losa de concreto hidráulico y la sub-base que se construyen sobre la capa subrasante.

Antiguamente, la losa se construía sobre las terracerías sin importar la calidad que tuvieran; esto dio lugar a que un gran número de pavimentos fallaran al aparecer grietas transversales o longitudes cercanas a las orillas; al investigar el fenómeno se encontró que la causa de ellas había sido lo que se ha dado por llamar "fenómeno de bombeo", que consiste en el ascenso de materiales finos y húmedos

hacia la superficie de rodamiento a través de las juntas, en virtud de la deformación y recuperación de las losas en las orillas, al paso de los vehículos.

A partir de este estudio, se especifico que la losa debía colocarse sobre un material granular , que cuando menos cumpliera las normas para sub-base de pavimento; el espesor de la losa se puede disminuir, sobre todo si la sub-base se estabiliza con cemento portland.

Los concretos que se utilizan en la losa suelen ser de resistencia relativamente alta, generalmente comprendida entre 200 kg/cm² y 400 kg/cm². Las losas pueden ser de concreto simple, reforzado o presforzado.

Cuando se utiliza concreto simple o reforzado, el tamaño de las losas es similar, tendiendo generalmente a ser cuadradas con 3 a 5 m. de lado, pero en la actualidad existe una tendencia a aumentar su área, el concreto presforzado permite la utilización de superficies continuas de área muy superior; se usa más frecuentemente ya que se ahorra en el espesor y es más económico.

Los factores que afectan el espesor de la losa son principalmente el nivel de carga que han de soportar, las presiones de inflado de las llantas de los vehículos, el modulo de reacción del suelo de apoyo y las propiedades mecánicas del concreto que en ellas se utilice.

De acuerdo al proyecto, toda el área cubierta por las estructuras se construirá un terraplén con espesor del orden de 1.70 m., para sobreelevar la superficie del terreno, por lo que los pisos se apoyarán sobre el terraplén, así también, en el diseño de la sección estructural de los pisos se tomaron en cuenta las sobrecargas que actuarán en ellos (5 ton/m² en las naves de trituración y almacenamiento con circulación de montacargas y, en el caso de la

DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO

vialidad y el patio de maniobras la circulación de trailers con peso de 40 ton., los cuales se introducirán en la nave de contenedores para vaciar su carga) y, las características físicas y estratigráficas de los depósitos superficiales, las cuales se describen en el Capítulo IV.

A continuación se presentan los resultados del diseño de pavimento rígido, así como el anexo, las especificaciones para la construcción del terraplén y el sistema de piso.

Para el diseño del piso, constituido por losas de concreto hidráulico, se empleó el criterio de la P.C.A. (Portland Cement Association) que aplica las fórmulas de Picket y se basa en los siguientes parámetros :

6.2 PISO EN NAVES DE MOLIENDA Y ALMACENAMIENTO

Carga máxima aplicada al piso por los vehículos de mayor peso (montacargas y cargadores frontales) que circularán por él, a través de un arreglo de ruedas de eje sencillo, incluyendo la carga que el piso soporta, con peso de hasta

5 ton/m² 8,500 kg

Carga de diseño, considerando un incremento por impacto del 5%

9,000 kg

Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural

7.0 kg/cm³

DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO

Espesor de la base de apoyo de la losa de concreto hidráulico	15 cm.
Módulo de reacción corregido por efecto de la base	9.0 kg/cm ³
Resistencia de proyecto del concreto f'c	250 kg/cm ²
Modulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f'c, siendo f'c la resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días	37.5 kg/cm ³
Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2.0	18.8 kg/cm ²

Los vehículos de mayor peso que circularán por el piso y para el cuál fue efectuado el diseño, corresponden a un cargador frontal con una carga de 3 ton. La carga más crítica transmitida al piso por estos vehículos corresponden al eje sencillo en el que la carga será de 3500 kg., a la que se agrega la carga que soporta el piso con un peso máximo de 5 ton/m².

Utilizando el nomograma de diseño para ejes sencillos presentado en la figura 39, en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 18.8 kg/cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 9.0 kg/cm³, y una carga de diseño de 9.0 ton. Se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el piso de 17.5

cm., que se apoyará sobre una base de materiales con las especificaciones que se indican en el anexo, ver figura 40.

**6.3 PISO EN VIALIDAD, PATIO DE MANIOBRAS Y NAVE DE
CONTENEDORES**

Carga máxima aplicada al pavimento por los vehículos de mayor peso que circularán por él, a través de un arreglo de ruedas tandem	18.0 ton
Carga de diseño, considerando un incremento por impacto del 10%	19.8 ton
Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural	7.0 kg/cm ³
Espesor de la base granular del suelo de apoyo de la losa de concreto hidráulico, compactada al 98% de su peso volumétrico seco máximo	15.0 cm.
Módulo de reacción corregido por efecto de la base	9.0 kg/cm ³
Módulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f'c, siendo f'c la resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días	37.5 kg/cm ²

DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO

Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto

S_p , igual a MR/FS , para un factor de seguridad

$FS = 2$ 18.8 kg/cm²

Resistencia de proyecto del concreto f'_c 250 kg/cm²

Los vehículos de mayor peso que circularán por el pavimento y para los cuales fue efectuado el diseño, corresponden a trailers T3-S3 cuyas características se indican en las tablas de las figuras 41 y 42. La carga más crítica transmitida al pavimento por estos vehículos corresponden al eje tandem en el que la carga por rueda doble es de 3.75 ton.

Durante la vida útil del pavimento circularán vehículos en cuyos ejes la carga máxima del sistema tandem es de 18 ton.

Utilizando el nomograma de diseño para ejes tandem presentado en la figura 43, en donde se entra con un modulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 18.8 kg/cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 9.0 kg/cm³ y una carga de diseño de 19.8 ton., se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el pavimento rígido de 20 cm., que se apoyará sobre una base granular de 15 cm. de espesor, como se ilustra en la figura 44.

La determinación del "*modulo de reacción*" de los materiales de apoyo del pavimento (subrasante) se determino a través de correlacionar éste con su valor

DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO

relativo de soporte (CBR)⁵. De la realización de pruebas para la determinación del valor relativo de soporte en muestras recompactadas del suelo de cimentación, se obtuvo un valor del CBR recompactado al 90% de su peso volumétrico seco máximo de 7 kg/cm³, este valor se ve afectado debido a que la losa del pavimento se apoyará sobre una base de materiales mejorados de 15 cm. de espesor, obteniéndose de esta manera un módulo de reacción de la subrasante de 9 kg/cm².

Las losas que formarán el pavimento tendrán refuerzo de acero para el control de agrietamientos por temperatura, determinado mediante la siguiente expresión :

$$As = \frac{WfL}{2fs}$$

donde :

As = área de acero para una franja de un metro de ancho de losa, en cm²

W = peso de la losa, en kg/m

f = coeficiente de fricción entre losa y base, igual a 1.5

L = longitud de los tableros de losa, en m.

fs = esfuerzo permisible en el acero, en kg/cm², (igual a 0.6 fy)

Además, en toda dirección en el que la dimensión de un tablero sea mayor de 1.5 m., el área de refuerzo que se suministre no será menor que :

⁵Packard, R.G. "Desing of Concrete Airport Paviments" P.C.A. Engineering Bulletin, Chicago Illinois, 1973.

$$a_s = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)}$$

donde :

a_s = área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm^2/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1

$x_1 = 1/3$ de H, siendo H el espesor del pavimento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor a $1.5 a_s$.

El espaciamiento máximo del refuerzo en los tableros no será mayor se 37.5 cm., para el acero longitudinal y de 75 cm. para el acero transversal.

Considerando acero de refuerzo de alta resistencia ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) se obtuvo que las losas del pavimento (de acuerdo a la distribución mostrada en las figuras 45 a 47) en la zona de vialidad, patio de maniobras, contenedores, molienda y almacenamiento, deberán armarse en sus sentidos longitudinal y transversal como se indica en las figuras 48 y 49.

Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas mediante el refuerzo debido al acero distribuido, el espaciamiento entre juntas transversales será variable entre 3.0 y 4.575 m. como se indica en las figuras 45 y 46. Respecto al ancho de las losas, éstas quedarán comprendidas entre 3.507 y 6.00 m. (ver figuras 45 a 47).

DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO

En el anexo I se presentan las especificaciones para la construcción del pavimento rígido.

El diseño del pavimento rígido de acuerdo al criterio de la Portland Cement Association es función de la carga máxima aplicada por el vehículo de mayor peso que circulará por el pavimento, por el módulo de ruptura del concreto y el módulo de reacción de la subrasante del material de apoyo, determinándose en función de estos parámetros un pavimento cuya vida útil corresponde a la usualmente establecida para estructuras de concreto, que en el caso de pavimentos se estima de 25 años, siempre y cuando se encuentren debidamente protegidos los materiales de la subrasante, se tenga un mantenimiento adecuado de los materiales que sellan las juntas entre las losas y que no se permita la circulación de vehículos de mayor peso al de diseño.

CAPITULO VII

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

1. Se efectuará un despalme general de 0.20 m., garantizando que la capa de suelo que contiene materia orgánica sea retirada.
2. Posteriormente se procederá a la excavación de las cepas que alojarán las zapatas, con taludes verticales.
3. Al alcanzar la profundidad de desplante se retirará todo el material suelto y se tenderá, a la brevedad posible, una plantilla de concreto pobre.
4. Se procederá a colocar el armado y a colar las zapatas; una vez hecho esto, se rellenarán las excavaciones con tepetate, colocado en capas de 20 cm. de espesor, las que compactarán al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar.
5. Enseguida se procederá a la construcción del terraplén en toda el área cubierta por las estructuras, llevándolo hasta los niveles de proyecto. Las especificaciones de los materiales a emplear en el terraplén y el procedimiento se describe en el Capítulo VII y el Anexo.
6. Una vez concluido el terraplén se efectuará la construcción del sistema de piso. Las especificaciones y el procedimiento constructivo para el sistema de piso se presentan en el Capítulo VII y el Anexo.

A N E X O

ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DEL SISTEMA DE PISO

1. *Espesor de la losa de concreto hidráulico.*

Será de 17.5 cm. en las zonas de molienda y almacenamiento y de 20 cm para la vialidad, patio de maniobras y zona de contenedores, según se especifica en el estudio de Mecánica de Suelos.

2. *Niveles*

Para llegar a los niveles de proyecto deberá efectuarse la construcción de un terraplén en toda el área cubierta por las estructuras con espesor promedio de 1.70 m.

Para eliminar la capa de suelo que contiene materia orgánica o materiales de relleno no controlado, deberá hacerse un despalme de 0.20 m. El material producto del despalme será desechado.

Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc., reponiéndose en caso de que se dañen o se alteren.

3. *Materiales*

Para construir los pisos se requerirán materiales para terracerías y base. Las características que deberán tener los materiales serán las siguientes :

3.1 Para terracerías.

Se podrán emplear en la construcción de los terraplenes los materiales que satisfagan las siguientes especificaciones :

Límite líquido	40% máx.
Límite plástico	15% máx.
Contracción lineal	5% máx.
Valor Relativo de Soporte (CBR)	15% máx.
Contenido de agua óptimo	25% máx.
Peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m ² mín.

3.2 Para base

- De granulometría

La curva granulométrica queda comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2, adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

- De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, se tendrán las siguientes especificaciones :

Zonas granulométricas del material

	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor cementante, kg/cm ²	4.5 mín.	3.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	80 mín.	80 mín.
Tamaño máximo del agregado	2" máx.	2" máx.
Peso volumétrico seco máximo, kg/m ³	1800 mín.	1800 mín.

4. *Procedimiento constructivo para terracerías y base.*

4.1 Se despalmará el terreno 0.20 m., con lo que se eliminará la capa de suelo orgánico y los materiales de relleno no controlados.

El material producto del despalmado será desechado.

4.2 Los materiales que se emplearán en las terracerías se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría.

4.3 La terracería (subrasante) se colocará en capas de 20 cm. de espesor, las que se compactarán al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Proctor Estándar.

4.4 A continuación se hará una escarificación de 5 cm. de profundidad en la subrasante y se colocará la base cuyo espesor será de 15 cm., compactada al 95% de su peso volumétrico seco máximo. Para compactar se deberá humedecer y

homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima ($\pm 2\%$).

5. *Moldes*

El concreto se vaciará en moldes metálicos e indeformables, que no sufran variaciones en sus alineamientos y niveles, fijados firmemente a la base.

Antes del vaciado se engrasarán las superficies que estarán en contacto con el concreto. Los moldes no se removerán antes de que el concreto haya endurecido lo suficiente, para soportar sin deterioro las maniobras respectivas, siendo este lapso de 24 horas como mínimo.

6. *Juntas*

Las juntas serán de tres tipos .

• Juntas transversales de contracción

El objeto de una junta de contracción es limitar los esfuerzos de tensión a valores permisibles. Como estas juntas deben estar en libertad de abrirse, la continuidad del refuerzo se interrumpe en las juntas. Esta junta se construye formando una ranura en la superficie del piso. Las juntas irán espaciadas a cada 6 m.

Estas juntas consisten en ranuras cuya profundidad será la tercera parte del espesor de la losa, las cuales se harán por medio de cortadoras

especiales de abrasivo o diamante industrial con un ancho de 3 a 6 mm., el tiempo que debe transcurrir entre el colado y el corte será de 72 horas.

Las ranuras se limpiaran perfectamente y se rellenaran con un material elástico resistente al efecto de los solventes, el calor de los motores y el intemperismo. Debe ser adherente a las paredes y permitir dilataciones y contracciones sin agrietarse. se recomiendan dispositivos mecánicos para transmisión de cargas entre juntas, mediante barras de sujeción, con el propósito de mantener las caras de las losas colindantes en contacto íntimo asegurando así una transmisión de cargas adecuadas. Para este propósito se podrán emplear barras lisas de 1/2" de 70 cm. de longitud espaciadas a cada 1.0 m.

En la figura 50, se presentan los detalles recomendados para el diseño de una junta de contracción transversal.

Juntas transversales de expansión o dilatación.

La función principal de una junta de expansión es proporcionar el espacio para que tenga lugar la expansión del pavimento y por consiguiente evitar que se originen esfuerzos de compresión que pudieran causar daños al mismo.

El ancho del espacio para expansión por junta, será de 19 mm. Es necesario colocar dispositivos para transmisión de cargas en las juntas de expansión, consistentes en pasajuntas. La separación entre estas juntas deberá ser a cada 48 m. como máximo, y en este caso se ubicarán como se

indica en las figuras 45 a 47 y tendrán varillas pasajuntas lisas de 60 cm. de longitud, 1" de diámetro y separadas a cada 30 cm.

En las juntas de expansión, los extremos libres de las pasajuntas deberán penetrar en un casquillo metálico adecuado, que permita el movimiento de la pasajunta dentro del concreto durante un ciclo de expansión.

La junta deberá sellarse con material compresible e impermeable (asfalto No. 8), los detalles recomendados para el diseño de juntas de expansión se muestra en la figura No. 51.

• Juntas de construcción.

Estas pueden ser de dos tipos :

Longitudinales. El pavimento se dividirá longitudinalmente en fajas de ancho variable entre 3.507 y 6.0 m., de acuerdo con el proyecto, entre estas fajas existirán juntas longitudinales de construcción que pueden ser planas o machihembrados, mediante el uso de cimbra deslizante. Podrán efectuarse la junta plana provocándola mediante un corte con regla cuando aún el concreto está fresco (en proceso de fraguado) o dejando ahogada una cimbra machiembreada.

Transversales. El vaciado longitudinal se hará en forma continua dependiendo del avance del contratista, haciendo una junta transversal plana o machihembrado al terminar el trabajo diario o por interrupción imprevista, respetando la modulación de proyecto.

Al retirar los moldes (en el caso de utilizarlos) y en cuanto la superficie este suficientemente seca, se procederá a pintarla con cemento asfáltico del No. 6 u 8, hasta lograr un espesor uniforme de 3 mm. antes de proceder al vaciado de la losa contigua. Igualmente que en el caso de las juntas de contracción se recomienda la instalación de barras de sujeción para la transmisión de cargas entre las juntas, siendo del mismo calibre y distribución en este caso.

Los detalles de diseño recomendados para las juntas de construcción tanto articuladas como planas se muestra en la figura 52.

7. Concreto Hidráulico.

El concreto por emplearse deberá de tener una resistencia mínima a la compresión a la edad de 28 días de 250 kg/cm².

El revenimiento del concreto será entre 8 y 12 cm.

8. Colocación y vibrado del concreto.

Antes de iniciar la colocación del concreto, se deberá humedecer la superficie de la base hasta saturarla, pero sin que se formen charcos.

Será conveniente utilizar una espaciadora tipo tolva que reciba el concreto del camión de descarga lateral y lo deposite de manera uniforme sobre todo el ancho del piso.

La altura de caída del concreto no deberá ser mayor de 50 cm.

El concreto en el momento de colocarse tendrá la consistencia especificada por el revenimiento de proyecto.

La revoltura se distribuirá uniformemente sobre la superficie preparada y se compactará mediante vibrador de inmersión, seguido de una regla vibratoria hasta lograr una compactación uniforme y la eliminación de huecos.

9. *Acabado del piso*

Una vez conformada la superficie mediante el vibrado superficial, se aplanara con llana de madera de mango largo, después se afinara con banda de lona y hule de aproximadamente 20 cm. de ancho, colocada perpendicularmente al eje de la vía, con el objeto de eliminar prominencias y depresiones, hasta dejarla uniforme pero con una textura ligeramente áspera. No se permitirán crestas ni depresiones mayores de 4 mm. medidas con una regla paralela al eje de la vía.

También puede dársele al piso un acabado con ranuras longitudinales con objeto de lograr una superficie antiderrapante.

Las aristas de las juntas se redondearán a un radio aproximado de 4 mm. para lo cual se emplea un volteador que pasa sobre el concreto fresco inmediatamente después de terminado el afinado de la superficie.

10. *Curado del concreto para el piso.*

Inmediatamente después de terminarse el colado de las losas, se procederá a cubrirla con una membrana impermeable de algún producto aprobado por la dirección de la obra y que cumpla con la especificación ASTM-C-309 vigente, que se aplicará finamente atomizando y que mantendrá la humedad por un tiempo mínimo de 24 horas, al cabo de las cuales se podrá seguir usando esta membrana manteniéndola en buenas condiciones o alguno de los siguientes procedimientos durante siete días posteriores al colado.

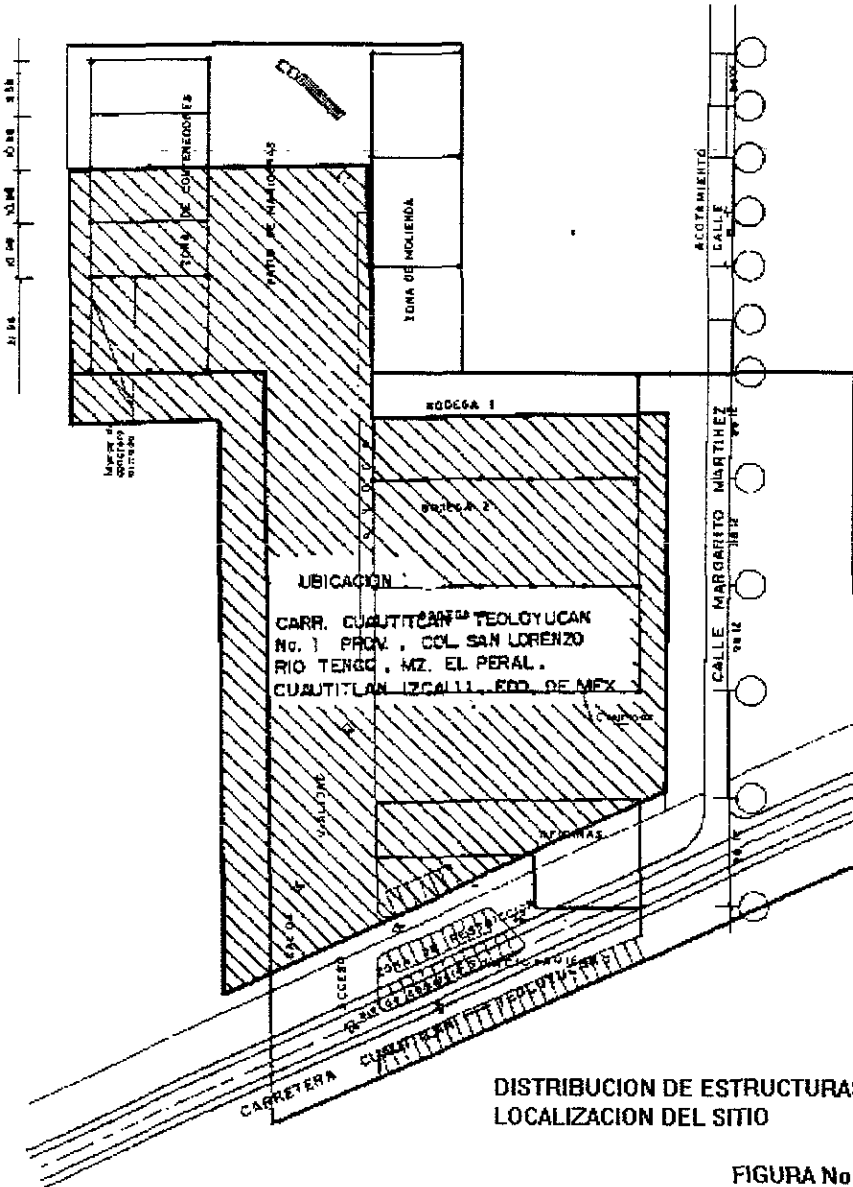
- a) Riego de agua. Para conservar constante y eficientemente húmeda toda la superficie.
- b) Lámina de agua. Con un tirante de 5 cm. retenida mediante bordes de arcilla.
- c) Arena húmeda. Con un espesor de 5 cm. manteniéndola constantemente humedecida.

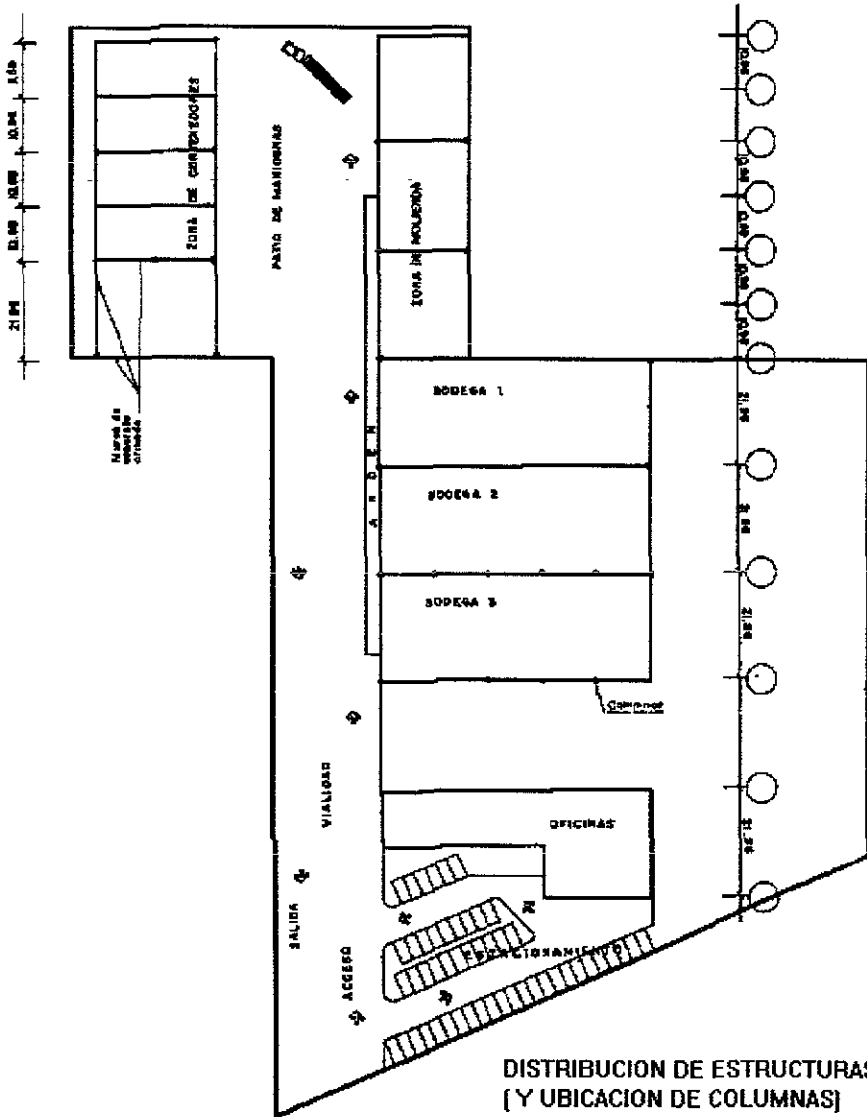
11. *Protección del concreto.*

El piso de concreto hidráulico terminado deberá protegerse contra el tránsito de vehículos o personas por un tiempo mínimo de siete días si se emplea cemento de resistencia rápida y 14 días con concreto de resistencia normal.

En la figura No. 49 se muestra la sección estructural del piso diseñado.

FIGURAS





DISTRIBUCION DE ESTRUCTURAS
[Y UBICACION DE COLUMNAS]

FIGURA No. 2

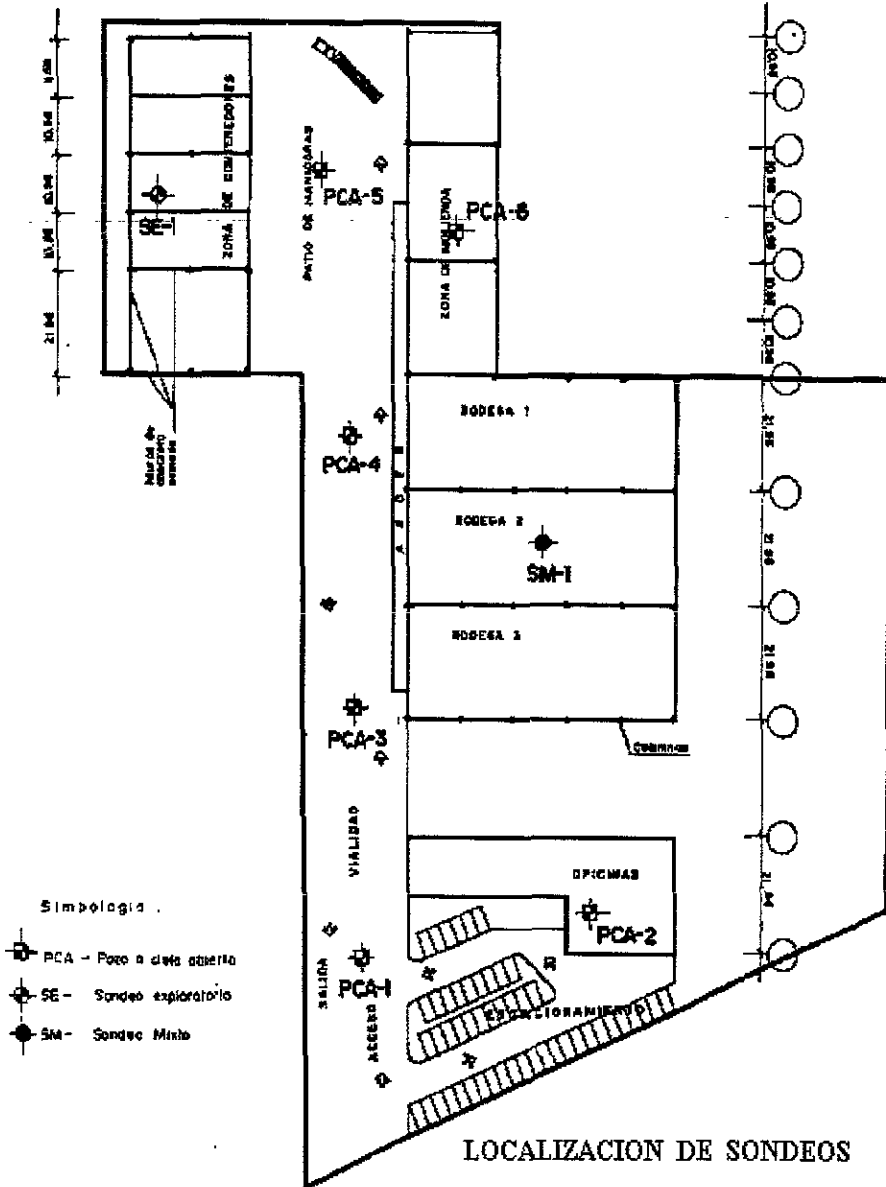
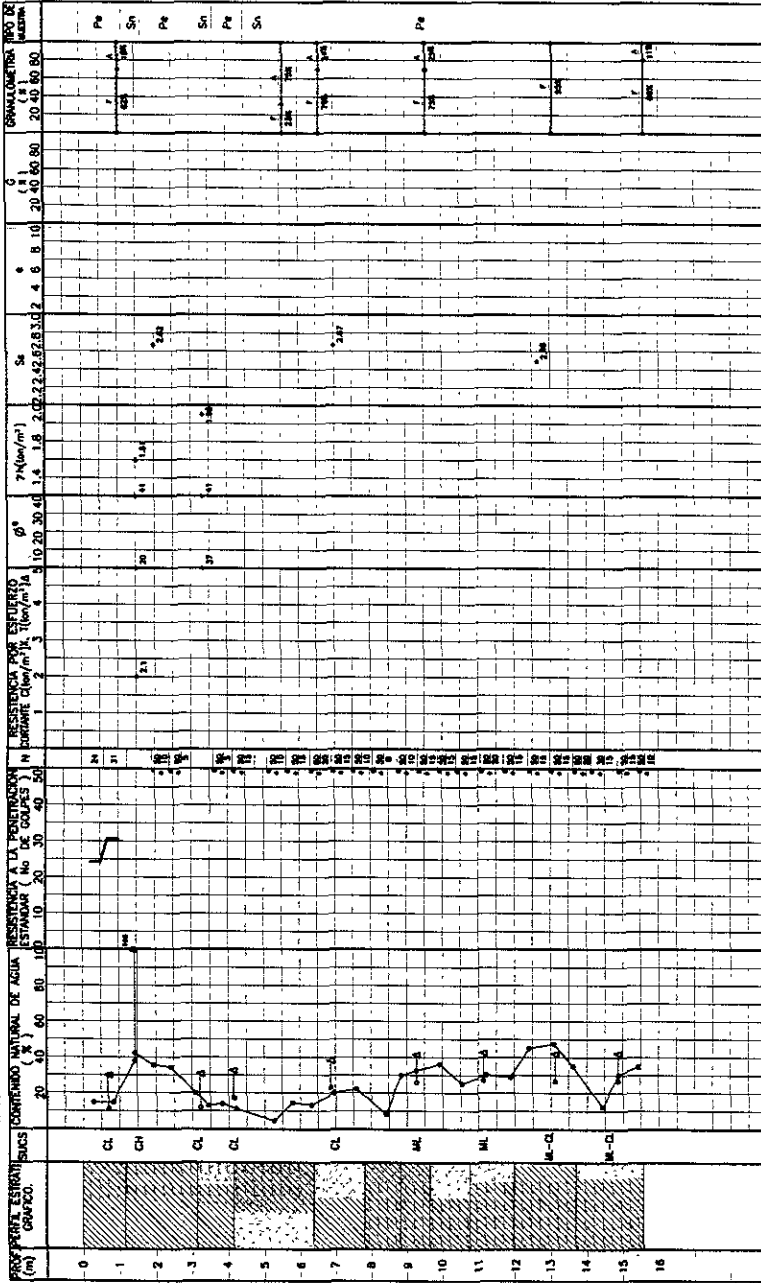


FIGURA No. 3



FIGURAS

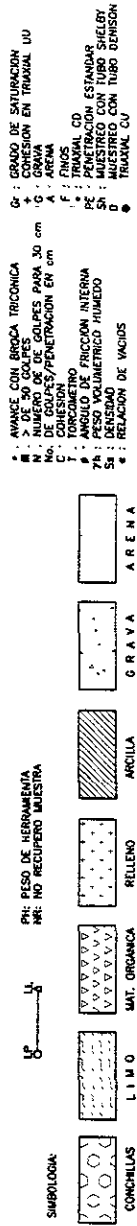
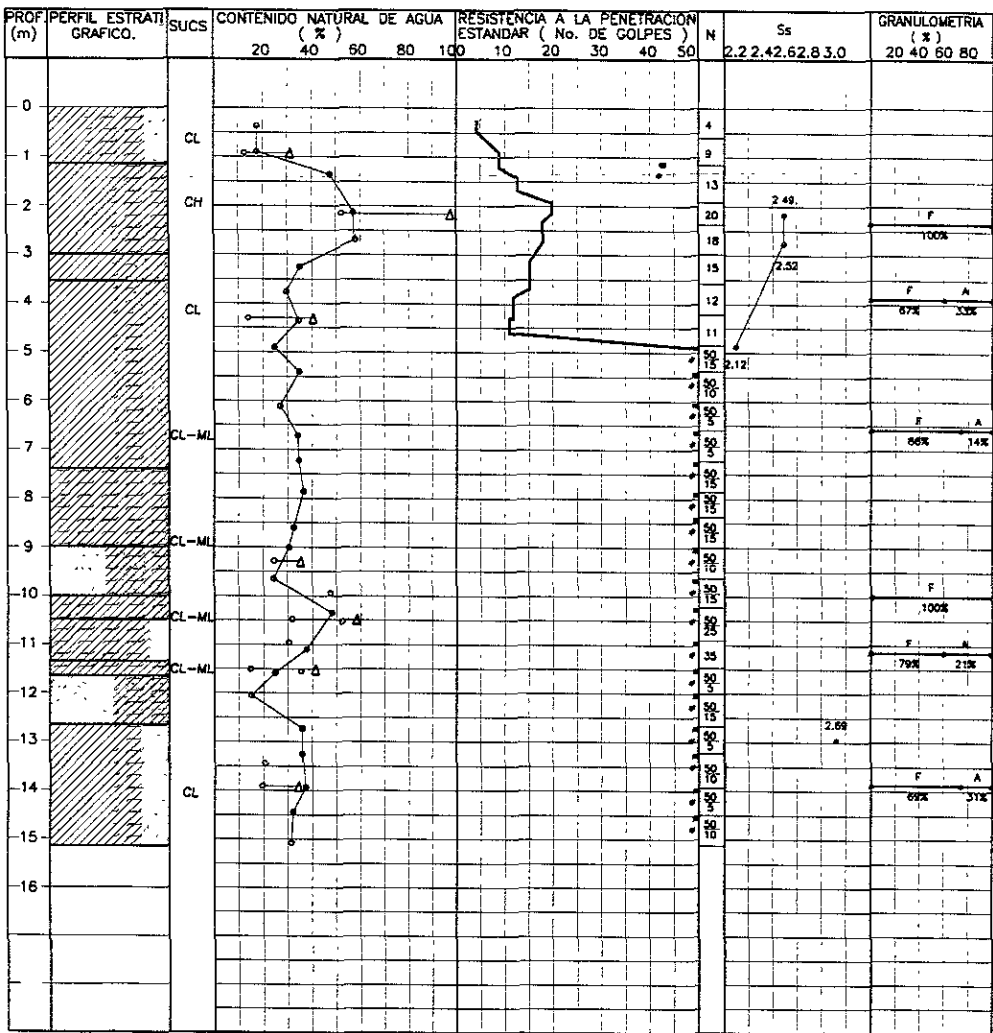


FIGURA No. 4

FIGURAS

OBRA No. _____
 LOCALIZACION: CUAUTITLAN

TIPO DE SONDEO EXPLORATORIO SE -T
 COTA -1.41 m N.A.F. NO SE ENCONTRO



* : AVANCE CON BROCA TRICONICA
 ■ : > DE 50 GOLPES
 N : NUMERO DE DE GOLPES PARA 30 cm
 No. DE GOLPES/PENETRACION EN cm
 G : GRAVA
 A : ARENA
 F : FINOS
 Ss : DENSIDAD DE SOLIDOS

LP ——— LL
 O ——— Δ

SIMBOLOGIA:
 LIMO
 MAT. ORGANICA
 RELLENO
 ARCILLA
 GRAVA
 ARENA

FIGURA No. 5

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

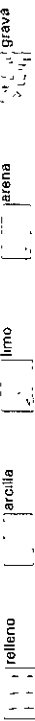
Prof. m	Descripción	Perfil	grupo snes	w	LL	LP	Ip	Ss	UU		c	a	CU	c	a	qu	e	Δh	G	A	F	G	T	P	CL	
									c	a																
0																										
0.5	Arcilla Inmota con arena fina, color oscuro, con racillas		CL	17	36	18	18	2.64											0	31	69					10
1.0	Arcilla fina poco arcillosa, cate.																									
1.5																										
2.0	Arcilla, poco Inmota, negra, con racillas, material grueso		CHMI	44	107	55	72	2.29								6.1		1.59								
2.5	y quebradizo																									
3.0																										

FIGURA No 6

Prof m	Descripción	Perfil	grupo sucs		w	LL	LP	Ip	Ss	UU		CU			qu	e	dh	G	A	F	G	Localización Cuantitativa	Tipo de sondeo P.C.A. - 2 N.A.F
			U	C	U	C	U	C	U	C	U	C	U	C	U	C	U	C	U	C	U		
0																							
0.5	Arcilla limosa con arena fina, casta obscura, con racillas		UL		18	37	16	21	2.68								0	35	65				10
1.0	Arena fina poco arcillosa, caca																						
1.5																							
2.0	Arcilla, poco limosa, negra, con racillas, material grueso		MH		42	69	38		2.28	19	4.5		8.2		1.6	0	0	100					
2.5	y quebrado																						
3.0																							

Prof m	Descripción	Perfil	grupo sucs		w	LL	LP	Ip	Ss	UU		CU		qu	e	&h	G	A	F	G	I e	P	CL	
			1	2	c	u	c	o	c	o														
0																								
0.5	Arcilla limosa con arena fina, casi obscuro, con raicillas		CL		19	34	16	18	2.61								0	36	64					9
1.0	Arcilla fina poco arcillosa, cete																							
1.5																								
2.0	Arcilla, poco limosa, negra, con raicillas, material grunoso		MH		52	76	37	39	2.25	13	38			3.5	1.56									
2.5	y quebradizo																							
3.0																								

FIGURA No 8



Profundidad	Descripción	Perfil	grupos	w	L _I	L _P	I _p	S _s	UU		CU		qu	e	δh	G	A	F	G	Localización	
									c	α	c	α									θ
0	Arcilla limosa con arena fina, este oscuro, con racillas		CL	19	27	17	10	2,61								0	39	61		θ	CL
0,5																					
1,0																					
1,5																					
2,0	Arcilla, poco limosa, negra, con racillas, material grueso		CH	47	99	36	63	2,25		36			1		1,57						
2,5	y quebradizo																				
3,0																					

FIGURA No 9

relleno []
 arcilla []
 limo []
 arena []
 grava []



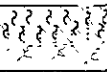
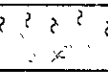
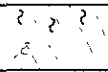



 ENEP ARAGONUNA M		Perfil 	Descripción	grupo sucs	w	LL	LP	Ip	Ss	U U		C U		qu	e	&h	G	A	F	G	Localización Cuantiflan	Tipo de sondeo P.C.A. - 5	N.A.F
c	a									c	a												
0																							
0.5			Arcilla limosa con arena fina, café oscuro, con raíces	CL	30	45	26	19	2.64	1.3	3.2	9.3	1.54	74	26	74	10	10	10	10	10	10	10
1.0			Arcilla poco limosa, gris oscuro, con raíces, material grueso y quebradizo	CH	53	95	36	5	2.3	1.3	3.2	9.3	1.54	74	26	74	10	10	10	10	10	10	10
1.5			Arcilla poco limosa, negra con raíces, material grueso y quebradizo	CH	53	95	36	5	2.3	1.3	3.2	9.3	1.54	74	26	74	10	10	10	10	10	10	10
2.0			Arcilla poco limosa, negra con raíces, material grueso y quebradizo	CH	53	95	36	5	2.3	1.3	3.2	9.3	1.54	74	26	74	10	10	10	10	10	10	10
2.5			Arcilla poco limosa, negra con raíces, material grueso y quebradizo	CH	53	95	36	5	2.3	1.3	3.2	9.3	1.54	74	26	74	10	10	10	10	10	10	10
3.0			Arcilla poco limosa, negra con raíces, material grueso y quebradizo	CH	53	95	36	5	2.3	1.3	3.2	9.3	1.54	74	26	74	10	10	10	10	10	10	10

FIGURA No 10

grava

arena

limo

arcilla

relleno

Prof m	Descripción	Perfil	Grupo sucs		w	LL	LP	IP	SS	UU c	UU σ	CU c	qu	e	Δh	G	A	P	G	T	P	CI	
			CU	σ																			
0																							
0.5	Arcilla limosa con arena fina, café obscuro, con raicillas.		CL		28	54	14	20	2.61							0	41	59					10
1.0																							
1.5	Arcilla poco limosa, negra, con raicillas, material grumoso y quebradizo				57					8.5	24		10		1.28								
2.0																							
2.5																							
3.0																							

W = Contenido de agua, %
 LL = Límite líquido, %
 LP = Límite plástico, %
 IP = Índice plástico, %
 SS = Densidad de sólidos,
 UU = Prueba triaxial no consolidada-no drenada
 CU = Prueba triaxial consolidada-no drenada
 que = Compresión no confinada, ton/m²

c = Cohesión (ton/m²)
 φ = Ángulo de fricción interna
 Δh = Peso volumétrico humedecido, ton/m³
 G = grava, %
 A = Arena, % CU = CONTRACCIÓN LINEAL, %
 P = Fino, %
 G = grado de saturación, %
 e = Relación de vacíos

Localización
 Cuartilla
 Tipo de sondeo
 P.C.A. - 6
 N.A.F.

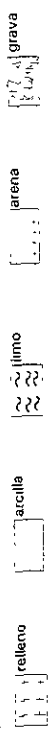


FIGURA No 11

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PRUEBA No.	NO CONSOLIDADA NO DREJADA		CONSOLIDADA NO DREJADA		CONSOLIDADA DREJADA		CU <input type="checkbox"/>	CD <input type="checkbox"/>
	CU (%)	CI (%)	ef (%)	(σ_c) (%)	(σ_c) (kg/cm ²)	(σ_c) (ton/m ²)		
1	20.2				2.5	69.7	2.00	
2	11.4				30	122.3	2.00	
3	11.5				10.0	199.0	1.91	
4								
5								

RESISTENCIA AL ESP. CONSTANTE	ϕ	ψ
	41°	
		37 ton/m ²

LOCALIZACION: CUANTITLAN
 TIPO DE SONDEO: MIXTO, SM. I
 MUESTRA No: 6 PROF. 3.0 - 3.6 m
 DESCRIPCION: Arcilla fina arcillosa
 café claro.

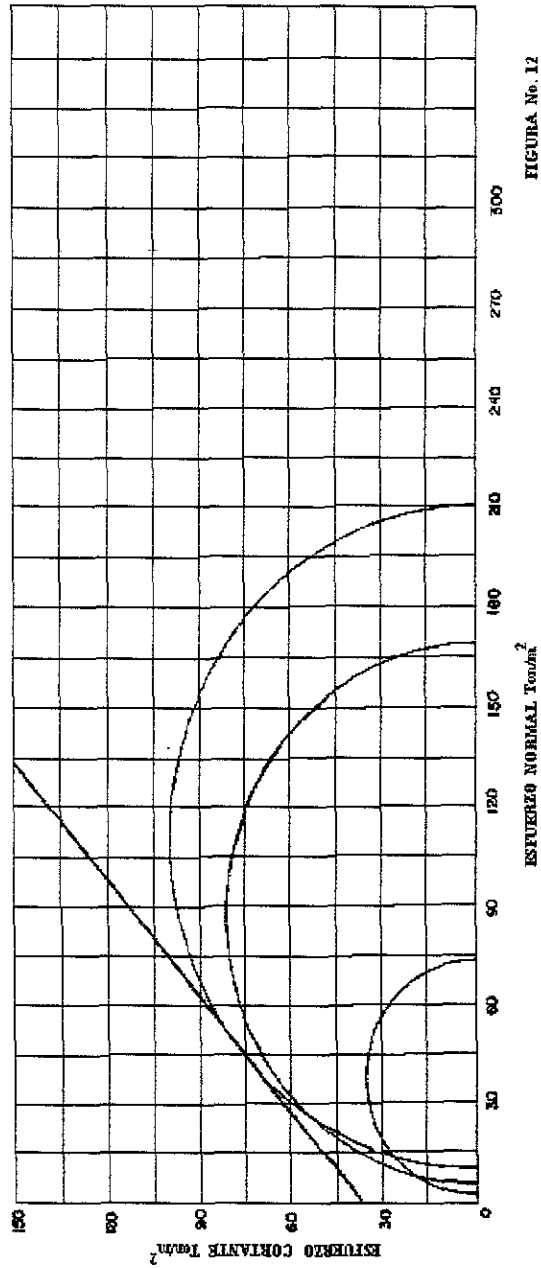


FIGURA No. 12

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PRUEBA	NO CONSOLIDADA		CONSOLIDADA		CONSOLIDADA DRENADA		CD
	CU	K	CU	K	CU	K	
1	33.8				2.5	88.71	1.50
2	34.0				5.0	108.31	1.64
3	34.5				10.0	125.22	1.64
4							
5							

LOCALIZACION: CUAUTITLAN
 TIPO DE SONDEO: MIXTO, SM-1
 MUESTRA No. 3 PROF. 1.20 - 1.60 m
 DESCRIPCION: Arcilla poco limosa,
negra, material duro y grumoso

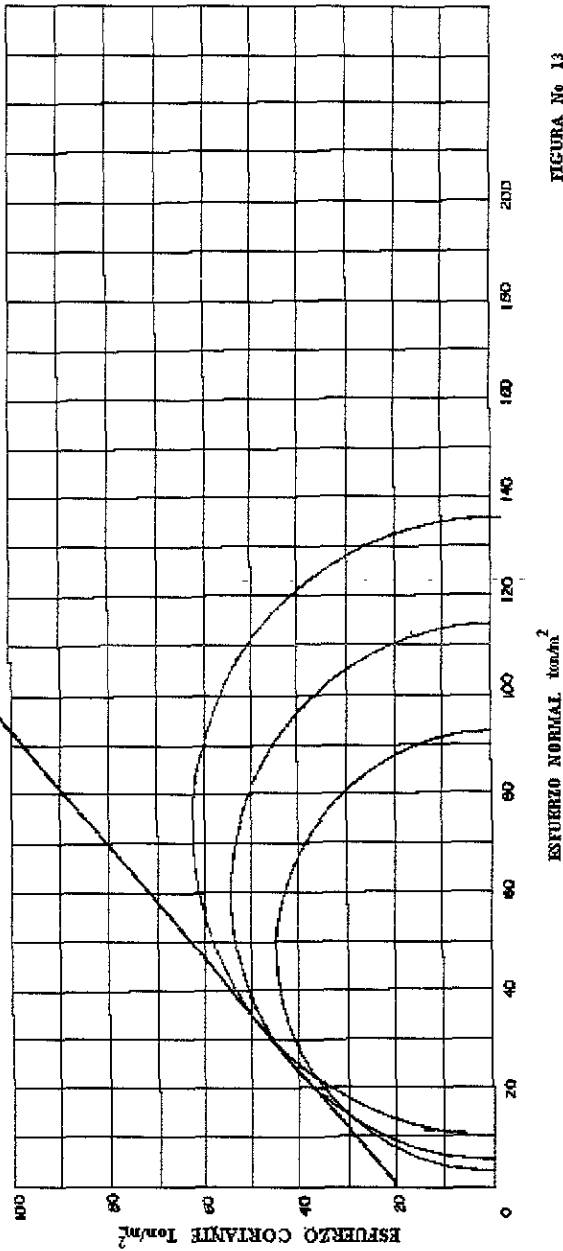


FIGURA No 13

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

MUESTRA No.	NO CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA DRENADA		CD
	QU (%)	W (%)	(σ_v) ₁ (kg/cm ²)	(σ_v) ₂ (kg/cm ²)	(σ_v) ₁ (kg/cm ²)	(σ_v) ₂ (kg/cm ²)	
1	45			2.5	46.23	1.59	
2	43.6			10.0	103.23	1.59	$\phi = 40^\circ$
3							
4							$\phi = 15^\circ$ Ton/m ²
5							

1.0 CALIFICACION: CUAUTHILAN
 TIPO DE SONDEO: POZO P.C.A. 1
 MUESTRA No. 2. PROF. 2.25 - 2.45
 MUESTRA No. 2. PROF. 2.25 - 2.45
 OBSERVACION: Arcilla poco homogénea, gris obscuro con raízulas azules, material grueso y quebradizo

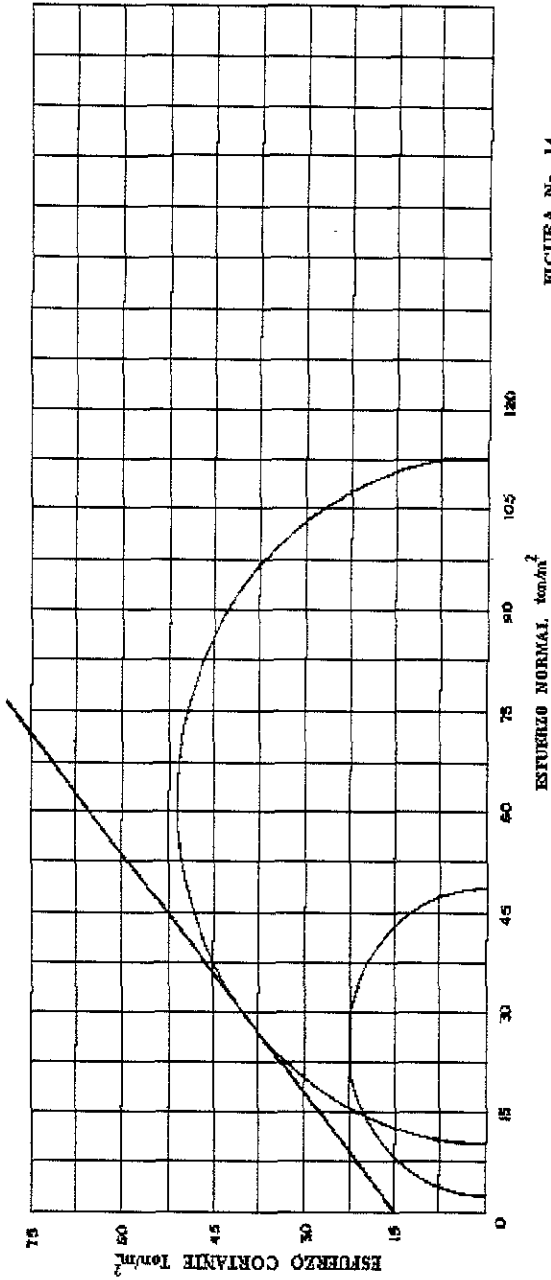


FIGURA No. 14

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PRUEBA No.	NO CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA DRENADA		Parametros de RESISTENCIA COUL
	C_u %	C_c %	e_1	$(\sigma'_v)_1$ %	σ'_v ton/m ²	σ'_v ton/m ²	
1	41.80				84.88	1.53	
2	42.70				72.65	1.56	$\beta = 43^\circ$
3	40.20				12.21	1.80	$c = 19$ ton/m ²
4							
5							

LOCALIZACION: CUANTILLAN

TIPO DE SONDEO: POZO P.C.A. 2

MUESTRA No. 2 PROF. 2.00 - 2.20

DESCRIPCION: Arcilla poco limosa, gris obscuro con venidillas azules, material grumoso y quebradizo.

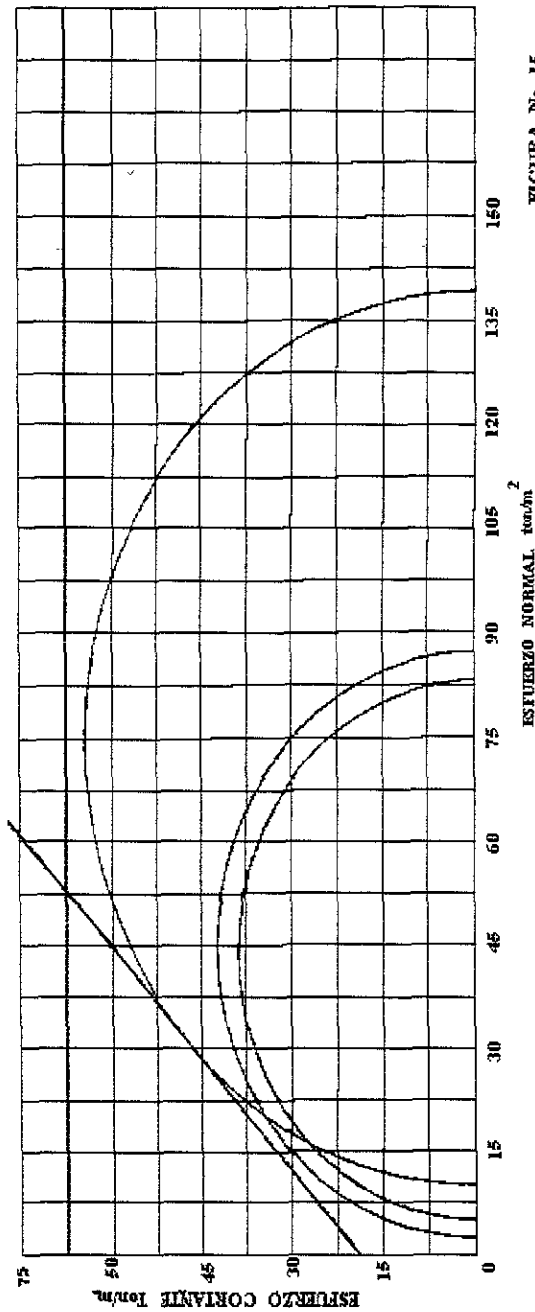


FIGURA No. 15

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PRUEBA No	w_L %	w_p %	oi	ei	$(S_u)_1$ %	$(S_u)_2$ %	σ'_{11} Ton/m ²	σ'_{12} Ton/m ²	σ'_{13} Ton/m ²	σ'_{14} Ton/m ²	σ'_{15} Ton/m ²	PREMILITARIO DE CONSOLIDACION ESP. CONSTANTE
1	54.3						2.8	62.85	1.24			
2	50.9						5.0	69.53	1.56			$\mu = 30$
3	51.1						10.0	77.19	1.54			$\sigma = 13$ Ton/m
4												
5												

NO CONSOLIDADA NO DRENADA CONSOLIDADA DRENADA CD

LOCALIZACION: CUAUTITLAN
 TIPO DE SONDEO: F020 P.C.A. 3
 MUESTRA No. 2 VROF. 2.40 - 2.60 m
 DESCRIPCION: Arcilla poco homog. gris oscuro con raicillas aisladas, material grumoso y quebradizo

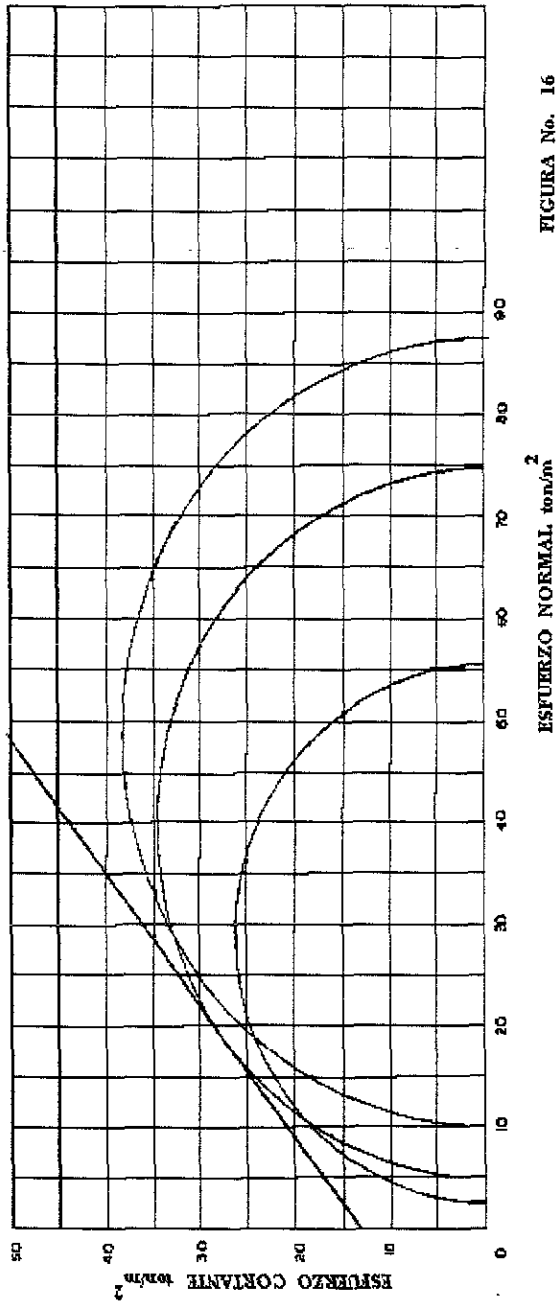


FIGURA No. 16
 ESFUERZO NORMAL ton/m²

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PRUEBA No.	NO CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA DRENADA		CD
	CU	X	CU	X	CU	X	
1	4.8.0				2.5	93.62	1.96
2	46.7				5.0	75.88	1.57
3	46.0				10.0	77.94	1.56
4							
5							

LOCALIZACION: CUAUITILAN
 TIPO DE SONDEO: POZO F.C.A. 4
 MUESTRA No. 2 PROF. 2.35 - 2.55 m.
 DESCRIPCION: Arcilla poco limosa, gris obscuro con pequeñas síndobas, material gomaso y quebradizo.

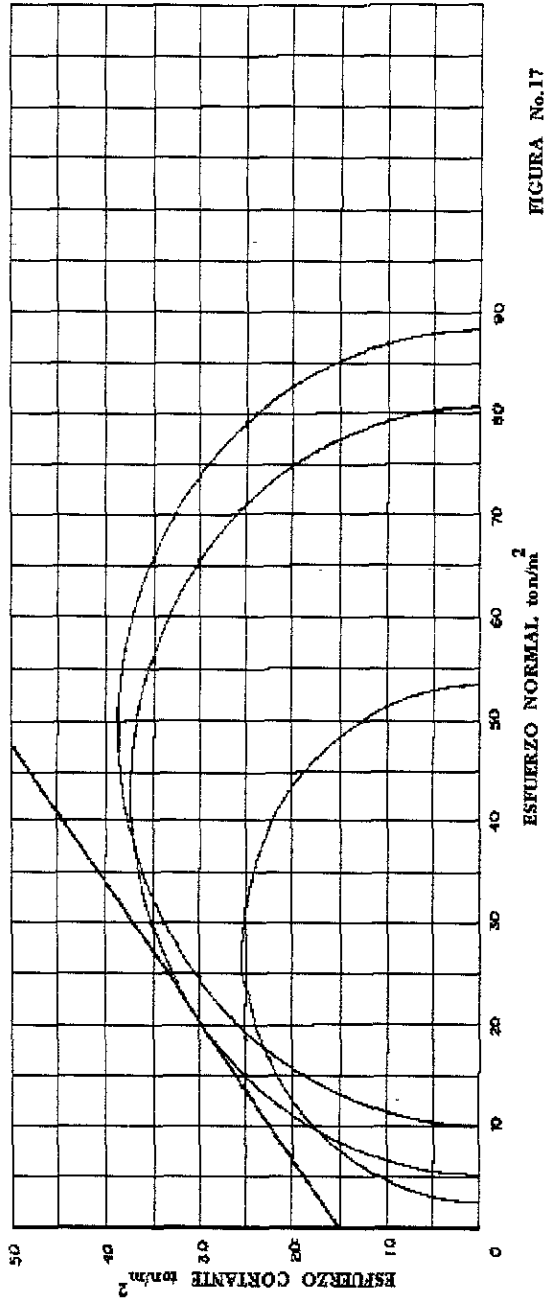


FIGURA No.17

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PRUEBA No.	NO CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA DRENADA		CD
	CU	CU	CU	CU	CU	CU	
1	20.4				2.5	30.89	
2	59.1				5.0	56.13	
3	52.0				10.0	59.14	
4							
5							

LOCALIZACIÓN CUAUTILAN

TIPO DE SONDEO POZO, PCA-3

MUESTRA No. 3 PROF. 2.30-2.50m

DESCRIPCION Arcilla poco limosa, gris obs. - caso con vaciillar aisladas, material gru - moso y quebradizo.

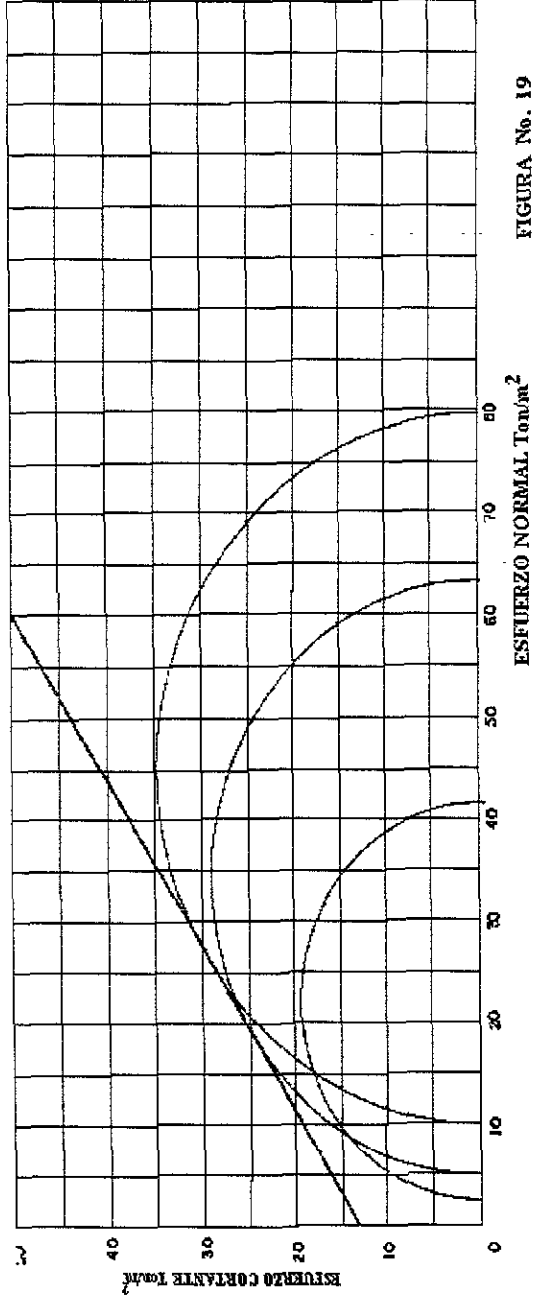


FIGURA No. 19

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PRUEBA No.	NO CONSOLIDADA UU <input checked="" type="checkbox"/> NO DRENADA		CONSOLIDADA CU <input type="checkbox"/> NO DRENADA		CONSOLIDADA UU <input type="checkbox"/> DRENADA		CONSOLIDADA CU <input type="checkbox"/> DRENADA	
	C _u %	C _v %	σ ₁	(σ ₁) / (σ ₃) %	(σ ₁) / (σ ₃) %	σ ₁ / σ ₃	σ ₁ / σ ₃	σ ₁ / σ ₃
1	37.2							
2	40.3							
3	43.0							
4								
5								

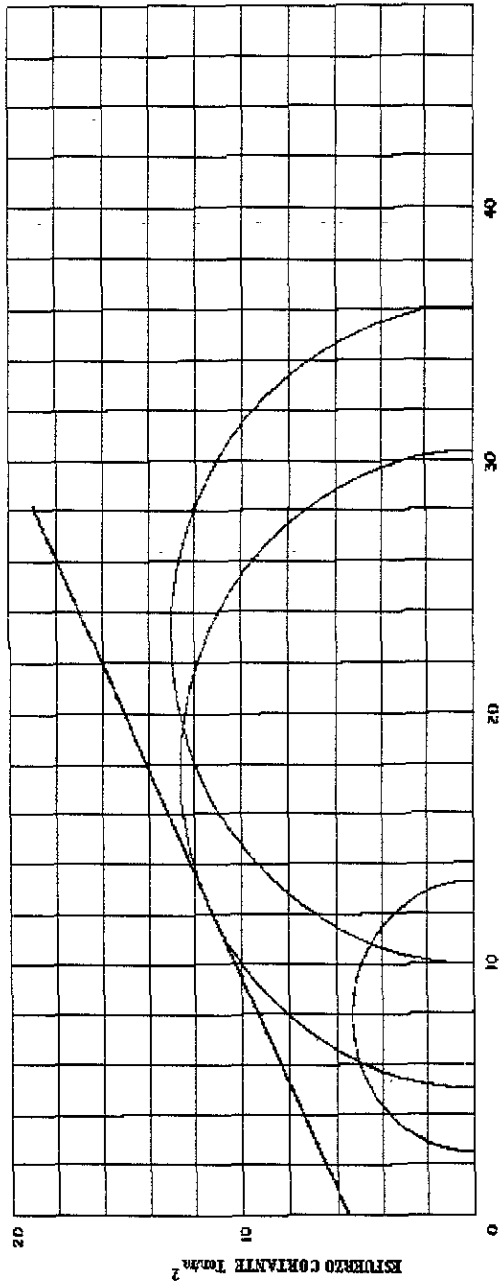
VALORES DE RESISTENCIA AL EST. COHESIVO	σ ₁	σ ₃
1	10.75	1.65
2	28.25	1.55
3	24.93	1.60
4		
5		

LOCALIZACION: CUAUTILAN

TIPO DE SONDEO: EDZO. NCA-5

MUESTRA No. 2 PROF. 1.20-1.50 m

DESCRIPCION: Arcilla poco gruesa, gris obscuro con finas arenas, material grumoso y quebrado.



ESTUERO NORMAL tom/m² FIGURA No. 18

PRUEBA No.	NO CONSOLIDADA ULL <input checked="" type="checkbox"/>		CONSOLIDADA NO DRENADA		C.U. <input type="checkbox"/>		CONSOLIDADA DRENADA		V $\frac{V}{V_0} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \cdot \frac{\sigma_v'}{\sigma_v}$	DENSIDAD DE SUELO CONSTANTE
	CU	CI	ei	ef	[Gr] %	[Gr] %	σ_v' ton/m^2	σ_v ton/m^2		
1	50.9						2.8	24.64	1.00	
2	56.8						5.0	51.85	1.50	
3	57.4						10.0	40.34	1.35	
4										
5										

CD
 DENSIDAD DE SUELO CONSTANTE

LOCALIZACION CHALUITLAN
 TIPO DE SONDEO POZO ICA-4
 MUESTRA No 7 PROF 2.50-2.70 m.
 DESCRIPCION ARCILLAS POCO LIGERAS GRIS OSCURO
con xalcomas azules, material grueso y quebradizo

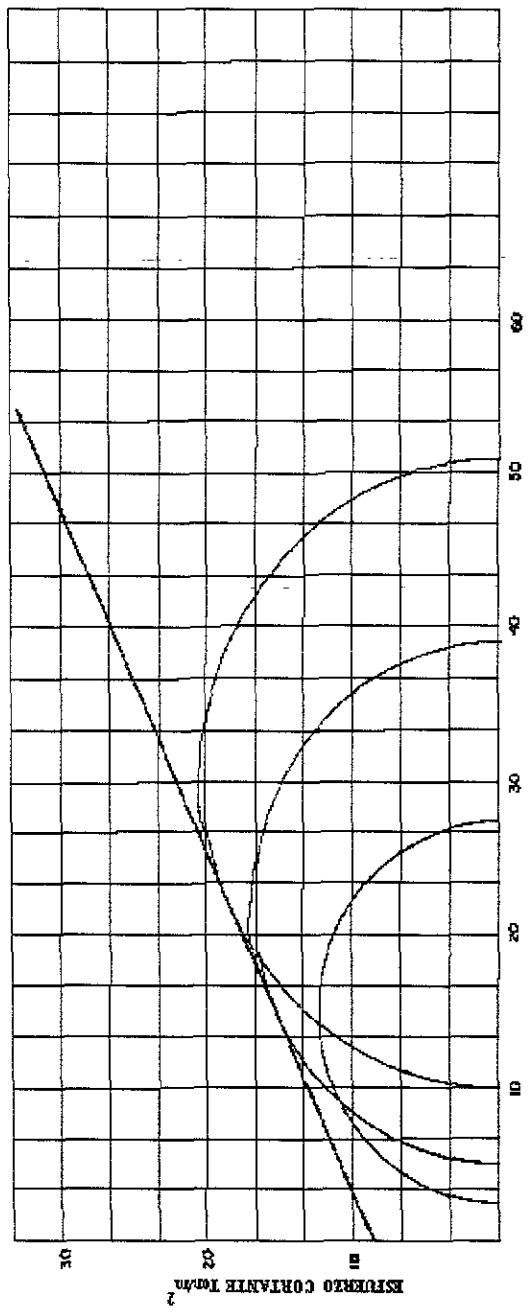


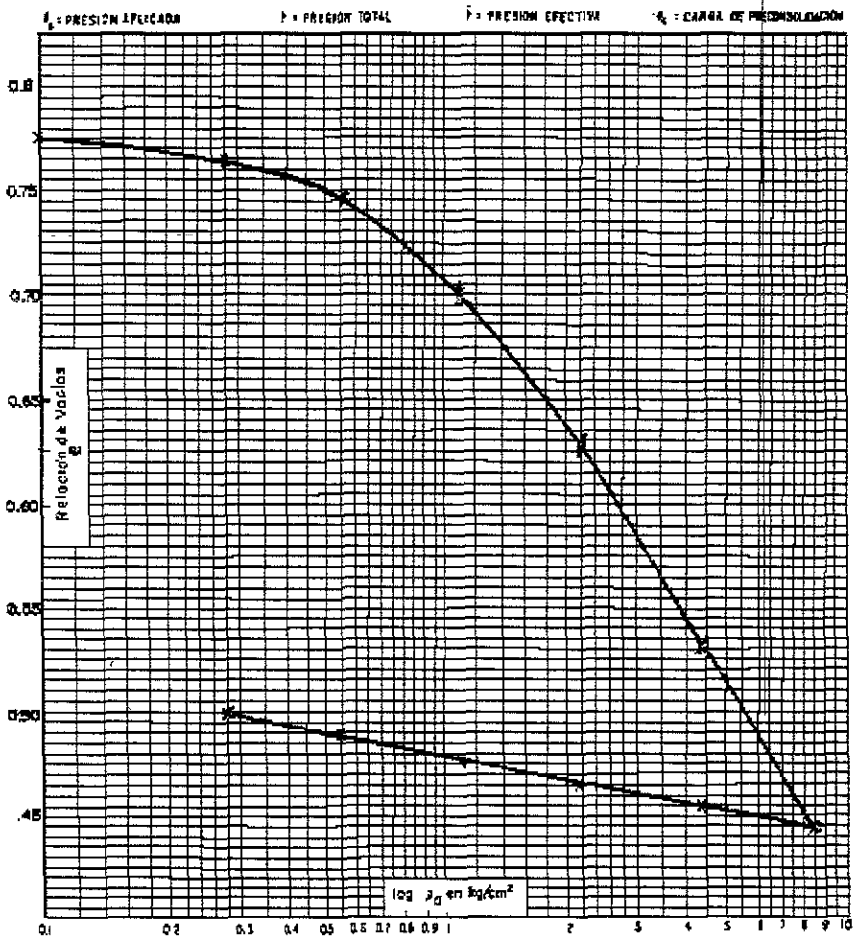
FIGURA No 20

FIGURA No. 21

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra No. _____ Sondeo PCA-1 Localización CUAUTTLAN

SÍMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	w (%)	e ₀	Sr (%)	p (kg/cm ²)	p̄ (kg/cm ²)	σ _v (kg/cm ²)
x	1	0.15 - 0.35	13	0.775	51	0.041	0.041	0.9



Laboratorio de Mecánica de Suelos

FIGURA No. 22

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra No. _____ Sondeo PCA-2 Localización CUAUTITLAN

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	W (%)	e_0	Sr (%)	P (Kg/cm ²)	\bar{P} (Kg/cm ²)	P_c (kg/cm ²)
—	2	2.25 - 2.45	44	1.141	89	0.39	0.39	0.98

P_A = PRESION APLICADA P = PRESION TOTAL P = PRESION EFECTIVA P_c = CARGA DE PRECONSOLIDACION

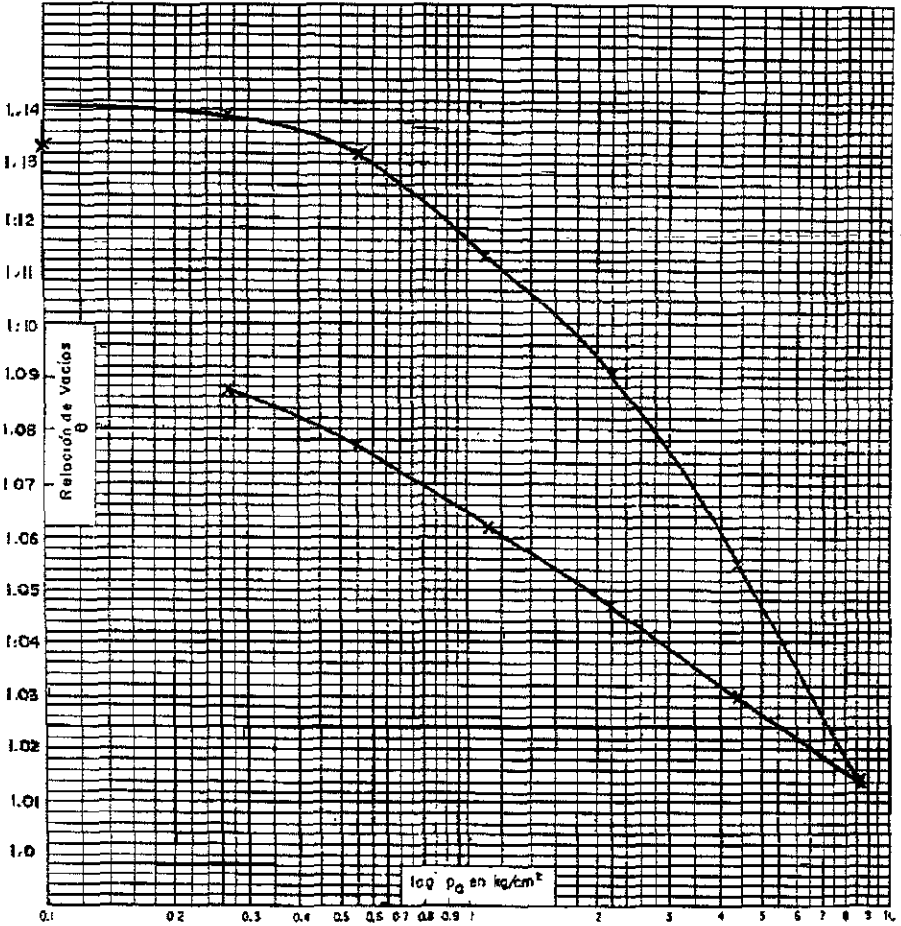


FIGURA No. 23

Laboratorio de Mecánica de Suelos

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra No. _____ Sonda PCA-4 Localización CUAUTITLAN

SÍMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	W(%)	e_0	Sr(%)	P (Kg/cm ²)	\bar{P} (Kg/cm ²)	Pc (kg/cm ²)
X	X	1	6.6	0.67	26	0.055	0.055	1.19

P_A = PRESION APLICADA P = PRESION TOTAL P = PRESION EFECTIVA P_c = CARGA DE PRECONSOLIDACION

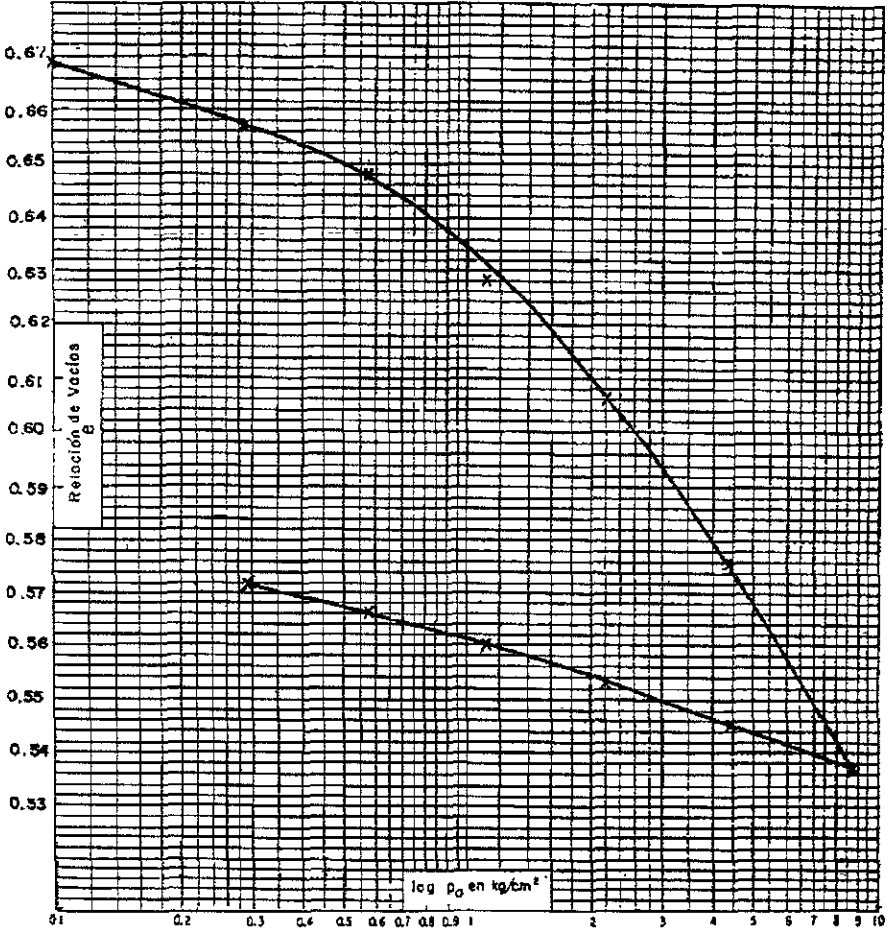


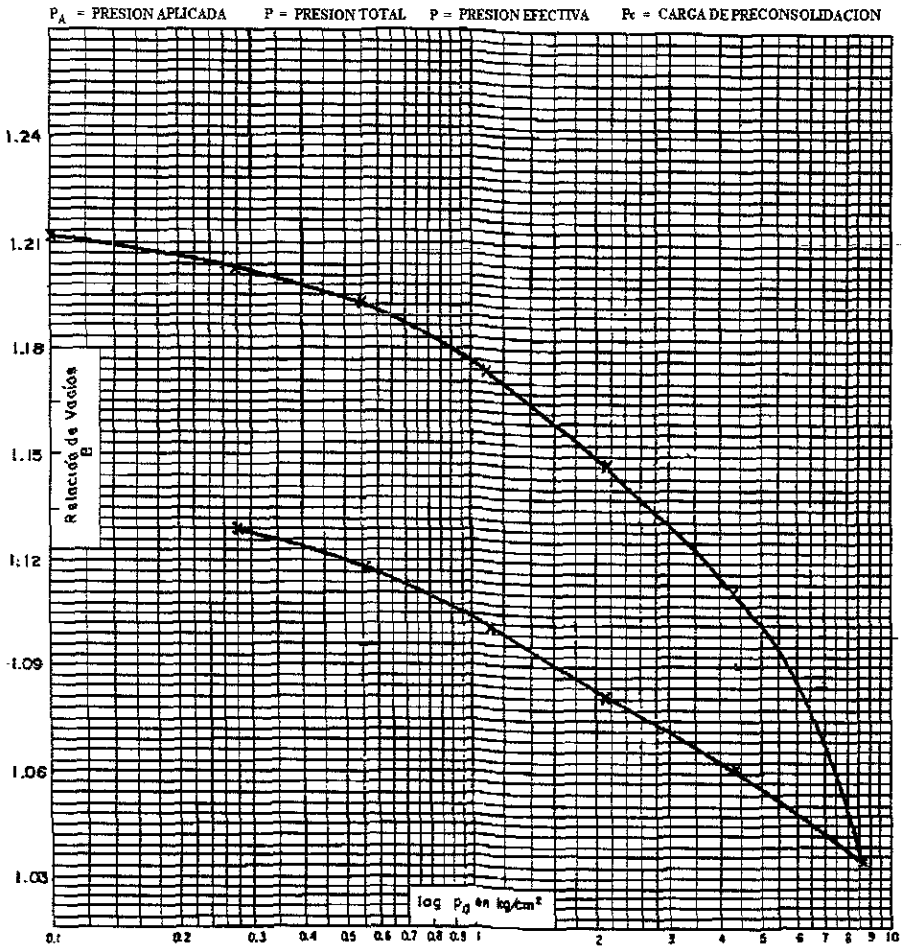
FIGURA No. 24

Laboratorio de Mécauca de Suelos

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra No. _____ Sondeo PCA-5 Localizacion CUAUTITLAN

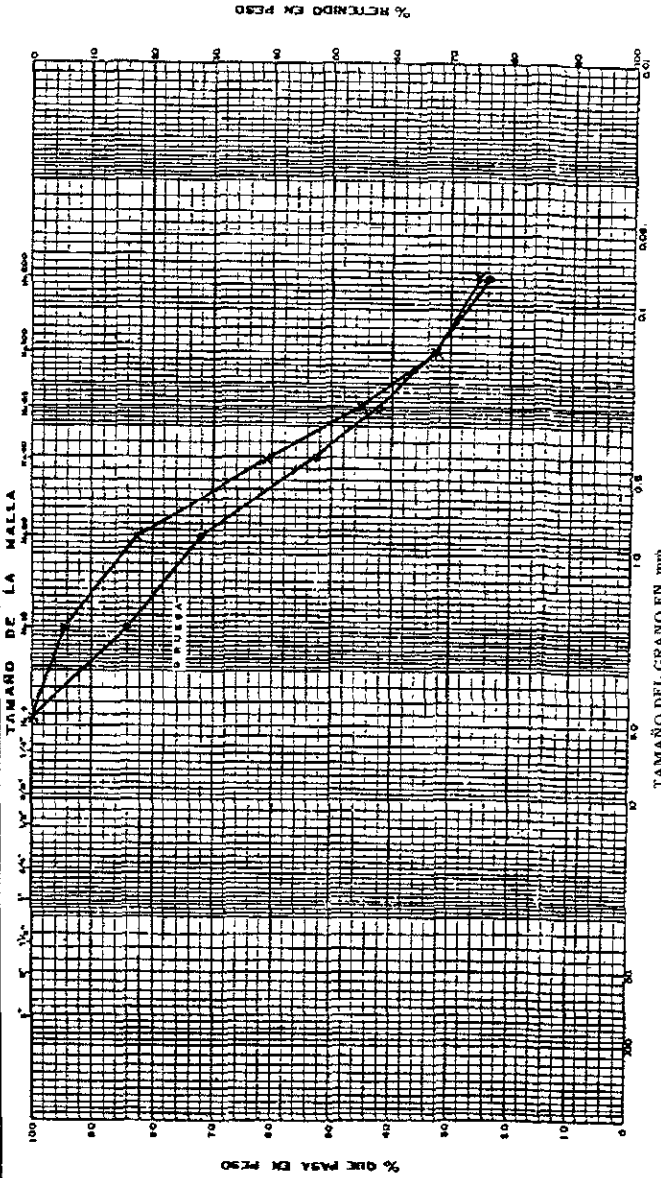
SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	W(%)	e_0	Sr(%)	P (Kg/cm ²)	\bar{P} (Kg/cm ²)	Pc (kg/cm ²)
X-X	2	2.30 - 2.50	49.6	1.212	94	0.4	0.4	1.48



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

PROPORCIÓN	SÍMBOLO	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	D ₇₅ (mm)	D ₁₀₀ (mm)	GRANULOMETRÍA	GRUPO
II	II							de	de
5.10-5.35	9					0.75	25		
8.30-8.50	11					0.76	24		

LOCALIZACIÓN: CUAUTITLÁN
 TIPO DE SONDEO: MIXTO SM-1



BOBOS		G R A V A		A R E N A		F I N O S	
G R U E S A	F I N A	G R U E S A	M E D I A N A	F I N A	L I M O	%	A R C I L L A

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

LOCALIZACIÓN: CUAUTITLÁN

TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO SE-1

PROPORCIÓN MUESTRA	MUESTRA Nº	MATERIAL	D ₈₀ M.M.	D ₁₀ M.M.	D ₄₀ M.M.	D ₆₀ M.M.	D ₁₀₀ M.M.	CONTENIDO DE FINOS		GRUPO D. U. C. S.
								ARIEL	MANUAL	
11.40-11.50	20				0.25	0.425	0.75	0.85	75	

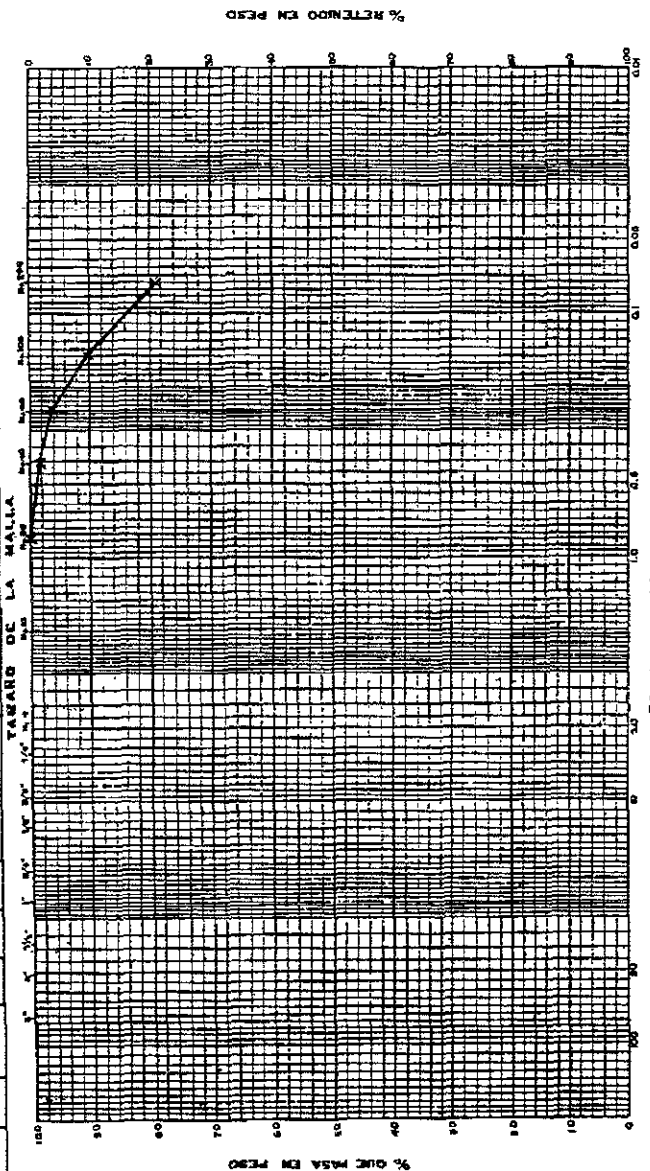


FIGURA
No. 26

TAMARO DEL GRANO EN MM.		M E D I A N A		F I N O S	
GRUESA	FINA	GRUESA	FINA	LIMB	ARJOLLA

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

PROFUNDIDAD m	MUESTRA #	SIMBOLLO	D ₄ m.m.	D ₁₀ m.m.	D ₂₀ m.m.	D ₃₀ m.m.	D ₄₀ m.m.	D ₆₀ m.m.	D ₇₅ m.m.	D ₁₀₀ m.m.	D ₁₅₀ m.m.	CONTENIDO DE MATERIA PASA MALLA N.º 200		GRUPO A. U. S. C.	
												%	%		
0.15-0.35	1											0	35	65	

LOCALIZACIÓN : CUAUTITLÁN

TIPO DE SONDEO : POZO, PCA-2

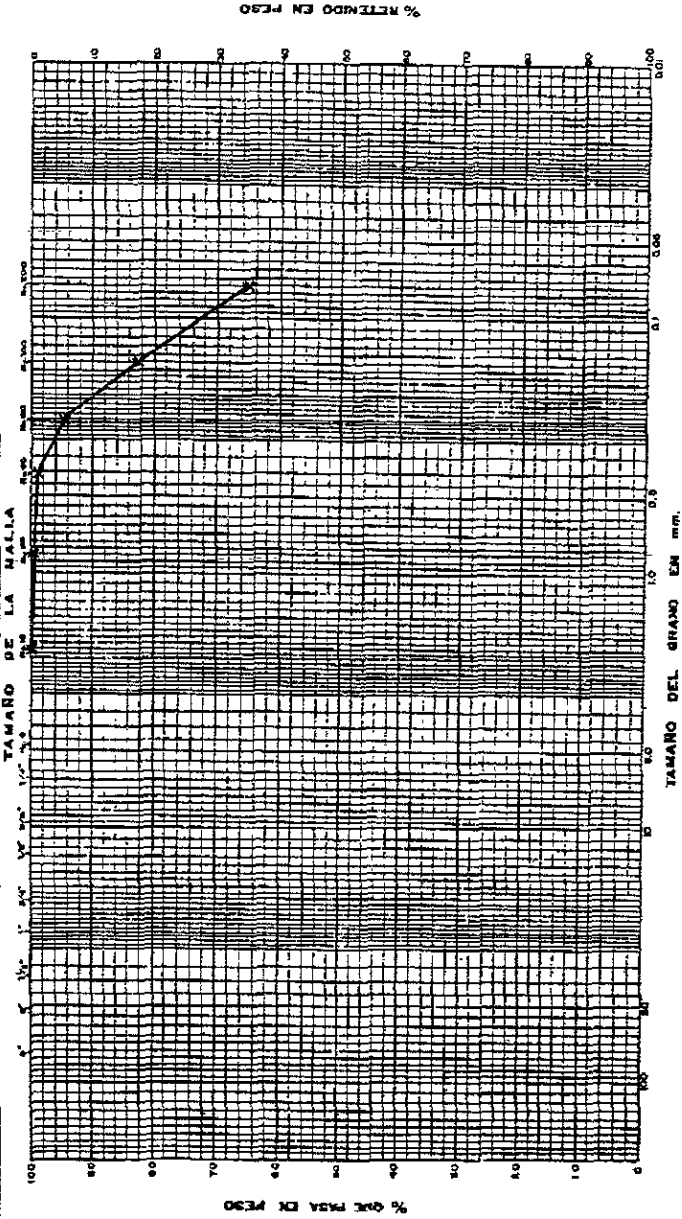


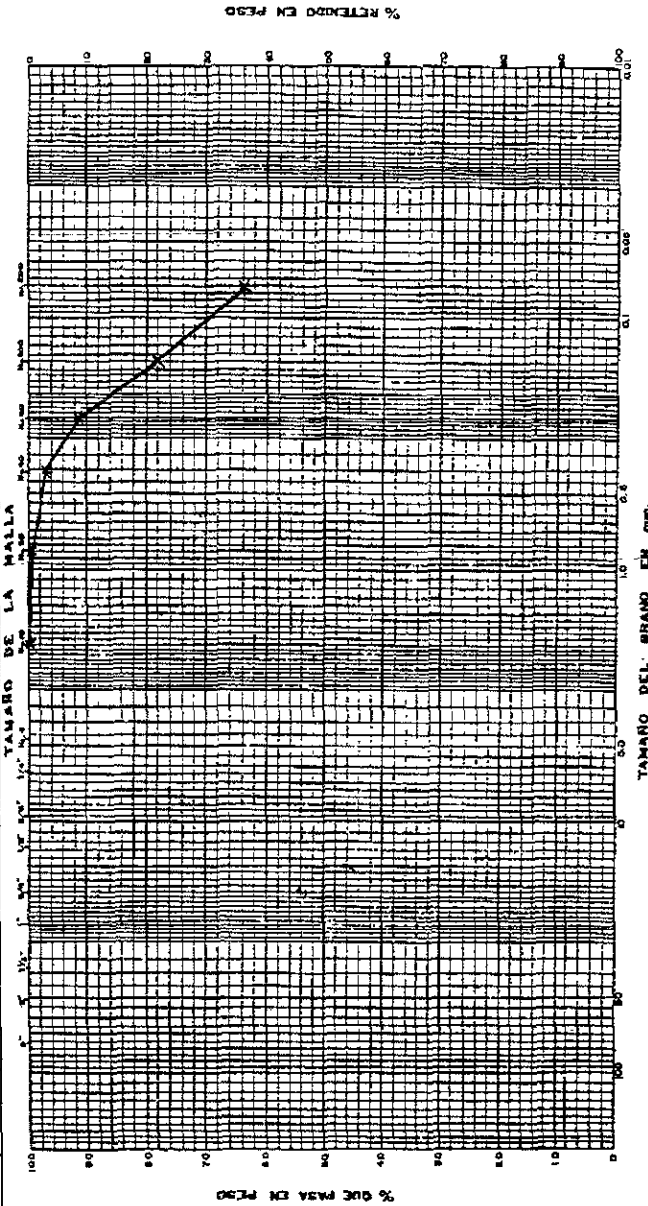
FIGURA No. 28

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

LOCALIZACIÓN : CUAUTITLÁN

TIPO DE SONDEO : POZO, PCA-3

PROFUNDIDAD m	ALBERTO m	ALISEO m	D ₁₀ m.m.	D ₃₀ m.m.	D ₆₀ m.m.	C _u - D ₁₀ D ₆₀ /D ₁₀	C _g - D ₃₀ D ₆₀ /D ₃₀	LOG ₁₀ I _p % ₂₀₀ /% ₄₀	GRANULOMETRÍA % ₂₀₀ /% ₄₀	ANÉXOS % ₂₀₀ /% ₄₀	CONTAMINACIÓN MATERIAL % ₂₀₀ /% ₄₀	GRUPO S U C S
0.20 - 0.40	I	H							0	3.6	0.4	



BOLEOS GRÁVIA FINA GRUESA FINA ARENA FINA FINOS
LÍMP VO ARCILLA

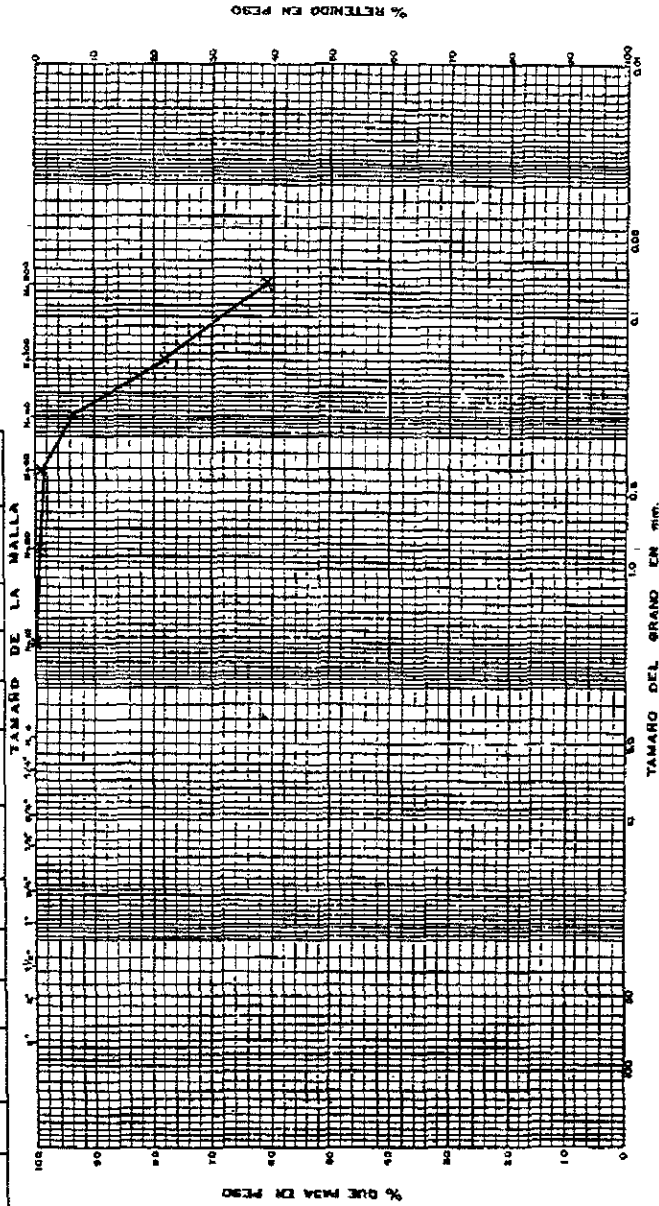
FIGURA No. 29

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS

PROFUNDIDAD m	ASPECTO de	D.M. mm	D.no. mm	D. de cm	D. de cm	C.O.S.		ARENA FINOS		CORTACIONES del MATERIAL en P.S.	
						0.075	0.150	%	%	%	%
0.20 - 0.40	1					0	39	81			

LOCALIZACION : CUAUTITLAN

TIPO DE SONDEO : POZO, PCA-4



TAMARO DEL GRAND EN mm.				
BOLEOS	GRUESA	FINA	GRUESA	FINA
	GRUESA	FINA	GRUESA	FINA
	GRUESA	FINA	GRUESA	FINA
	GRUESA	FINA	GRUESA	FINA
	GRUESA	FINA	GRUESA	FINA

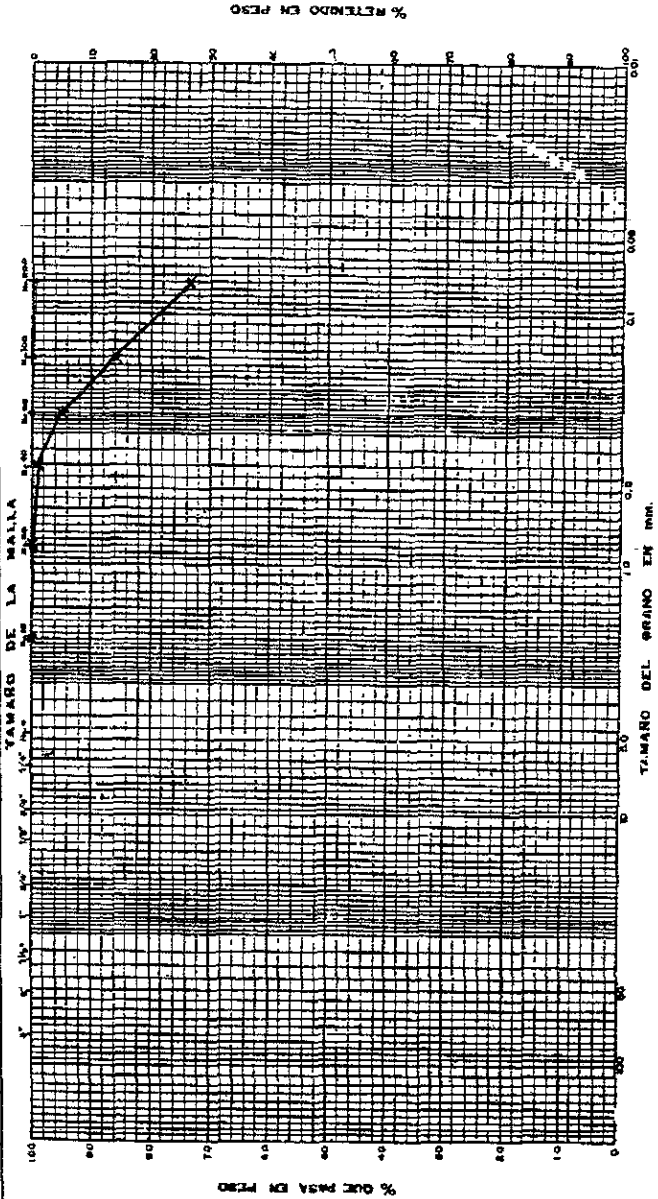
FIGURA No. 30

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

PROPORCIÓN MUESTRA en gr.	diámetro en mil.	D ₄₀ en mil.	D ₁₀ en mil.	C _u - P ₁₀ C _u	P ₂₀ - C _u C _u	C _l - P ₂₀ C _l	MAYALTA		ARCILLA FINEZA		CONTENIDO DE SUCES		GRUPO
							%	%	%	%	%	%	
0.15 - 0.33	1						0	26	74				
130 - 180	3						0	1	99				

LOCALIZACIÓN: CUAUTILAN

TIPO DE SONDEO: POZO P.C.A. 5



% RETENIDO EN PESO

FIGURA No. 31

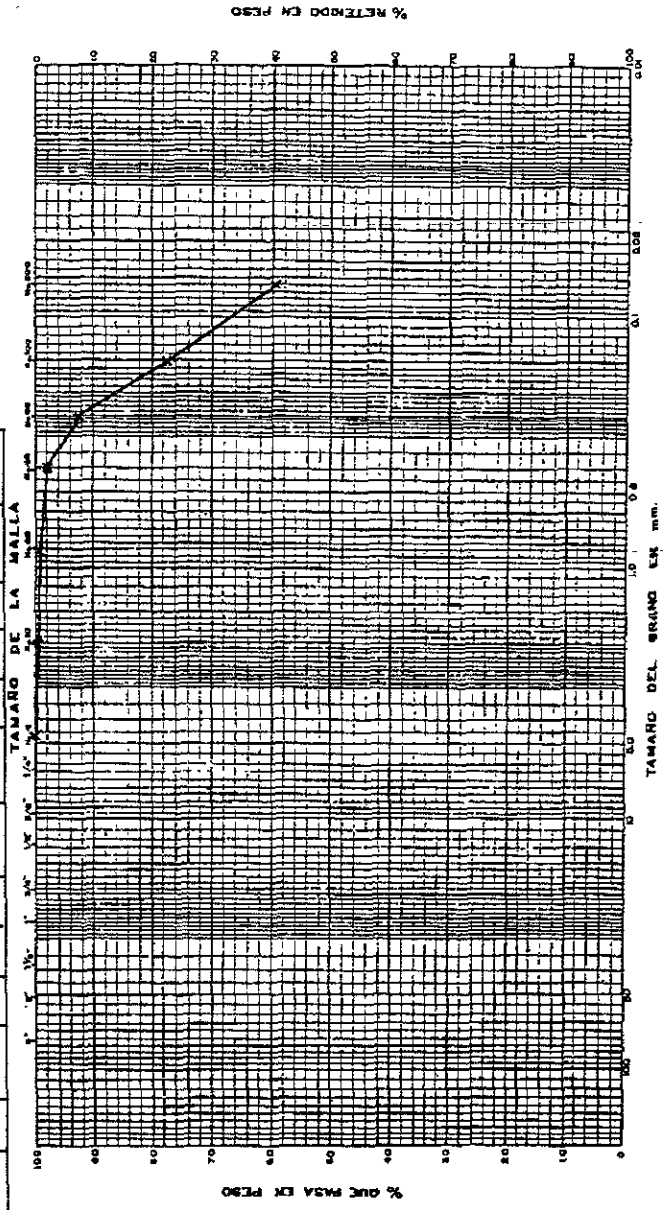
BOLEOS		GRASA FINA		GRASA GRUESA		ARENA		FINOS	
GRUESA	FINA	GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIANA	FINA	GRUESA	FINA	GRUESA

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS

PROFUNDIDAD	MUESTRA	SIMBOLO	D. Ø	Peso	Peso	DAE	(No. 0)	N	Grava	arena	limo	arcilla	Conversiones
m.	N.		m.m.	g.	g.	%	%	%	%	%	%	%	(No. 0)
0.45 - 0.65	1								0	41	59		

LOCALIZACION: CUAUTILAN

TIPO DE SONDEO: PCA-6



BOLEOS			GRAVA			GUESA			FINA			TAMARO DEL GRANO EN mm.			FINOS		
GUESA			FINA			GUESA			MEDIANA			FINA			LENO Y/O ARCILLA		

FIGURA No. 32

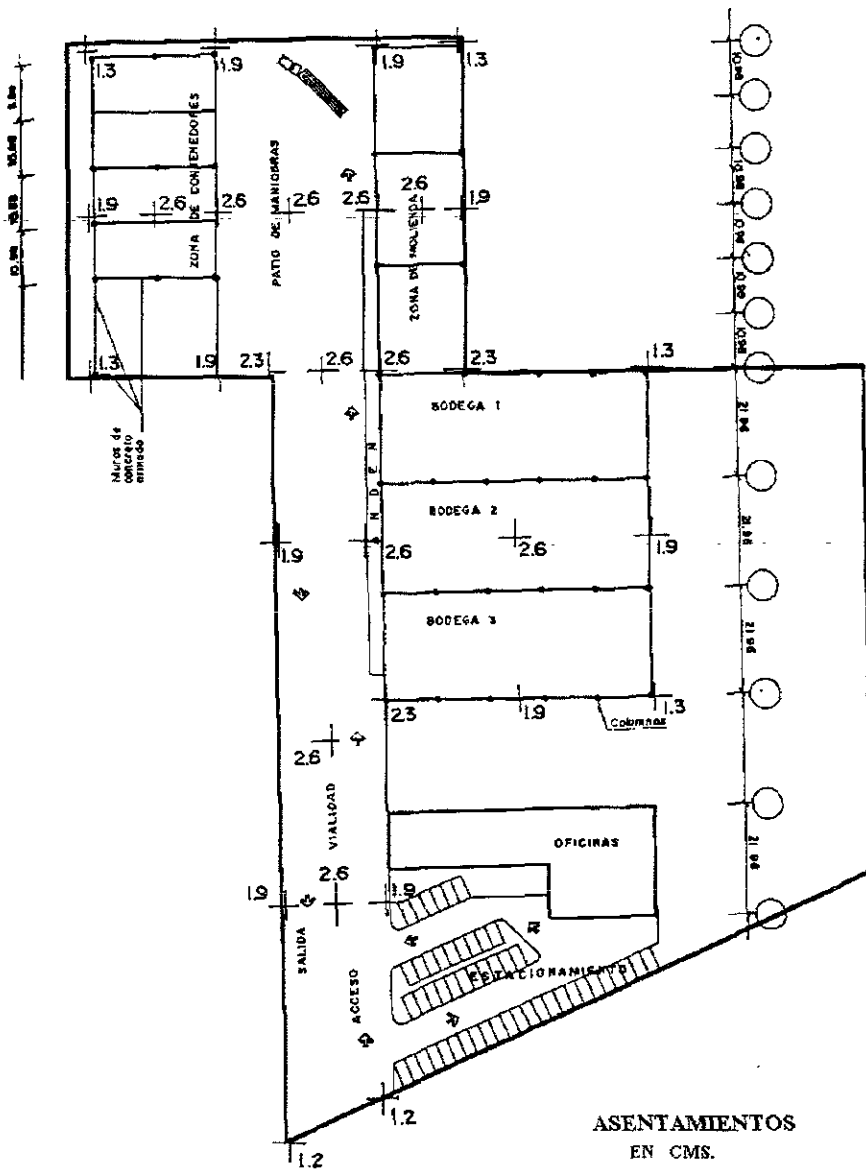
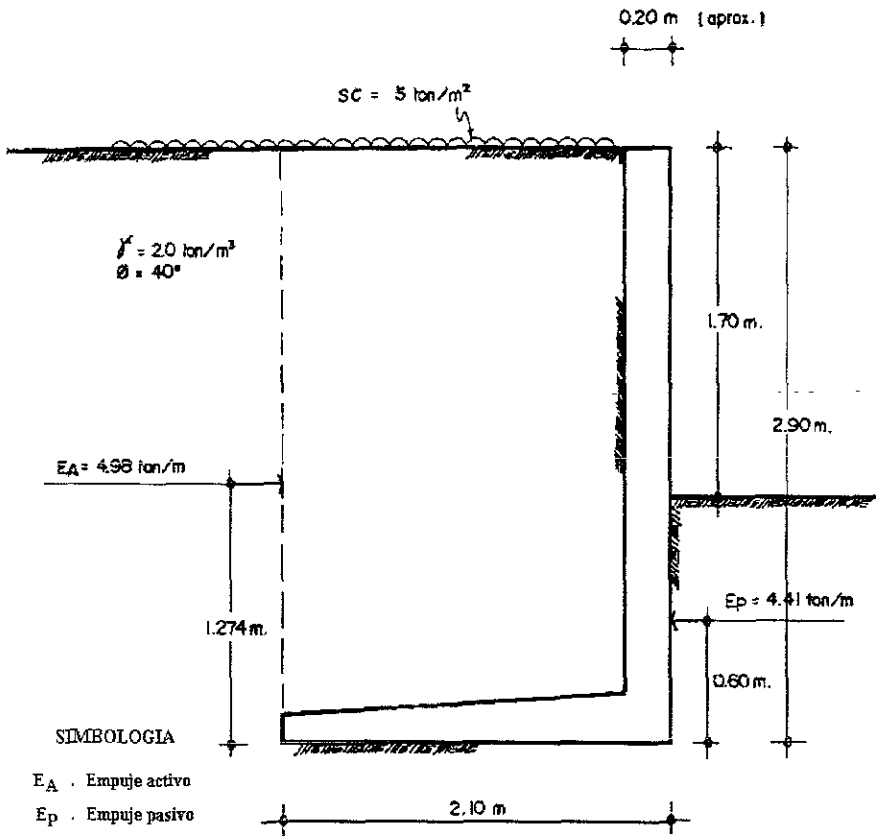


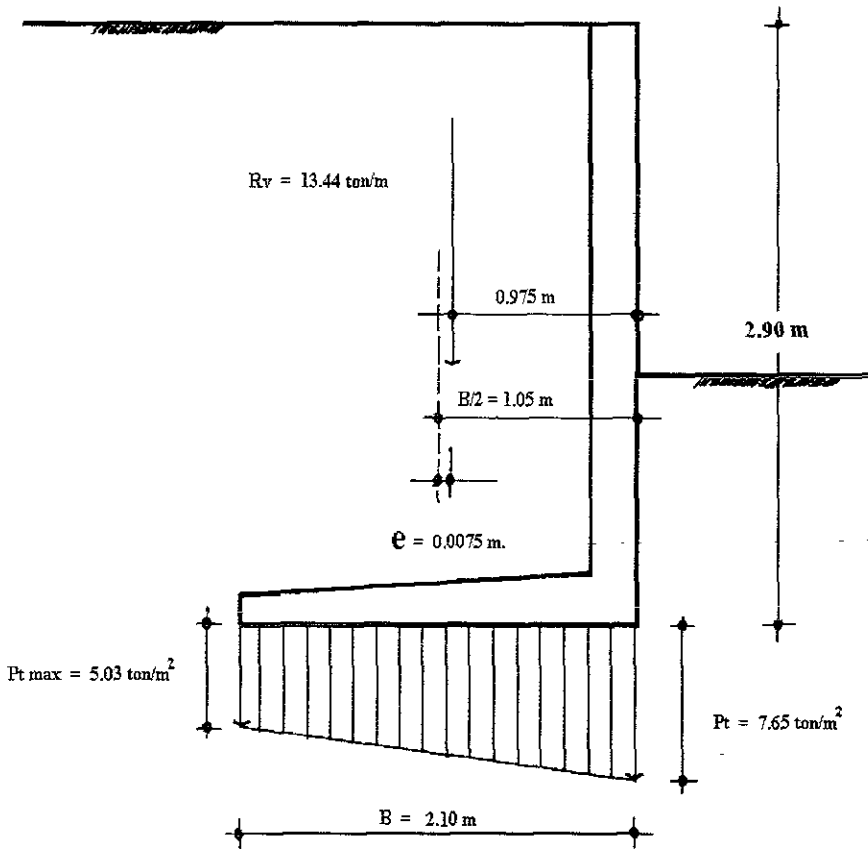
FIGURA No. 33



EMPUJE SOBRE MURO PERIMETRAL

ESC.1:25

FIGURA No. 34



Simbología :

R_v = Componente vertical de fuerzas actuantes en el muro.

$$F_s = \frac{q_c}{p_t} = 21.8$$

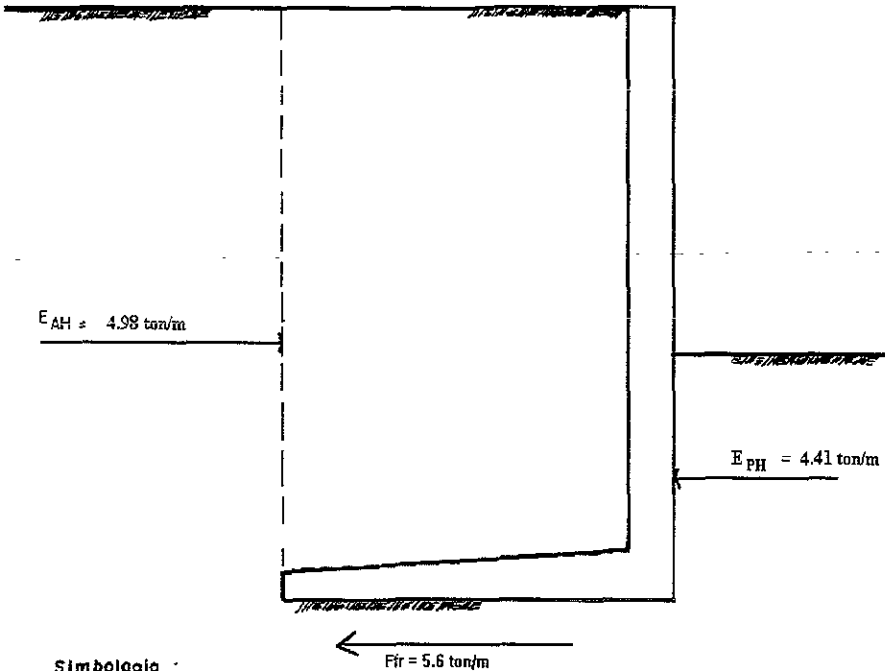
P_t = Presión máxima en la base del muro generado por R_v .

q_c = Capacidad de carga última del suelo de apoyo, igual a 17 ton/m^2

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA.

ESC. 1:25

FIGURA No. 35



Simbología :

E_{AH} = Componente horizontal del empuje activo.

E_{PH} = Componente horizontal del empuje pasivo.

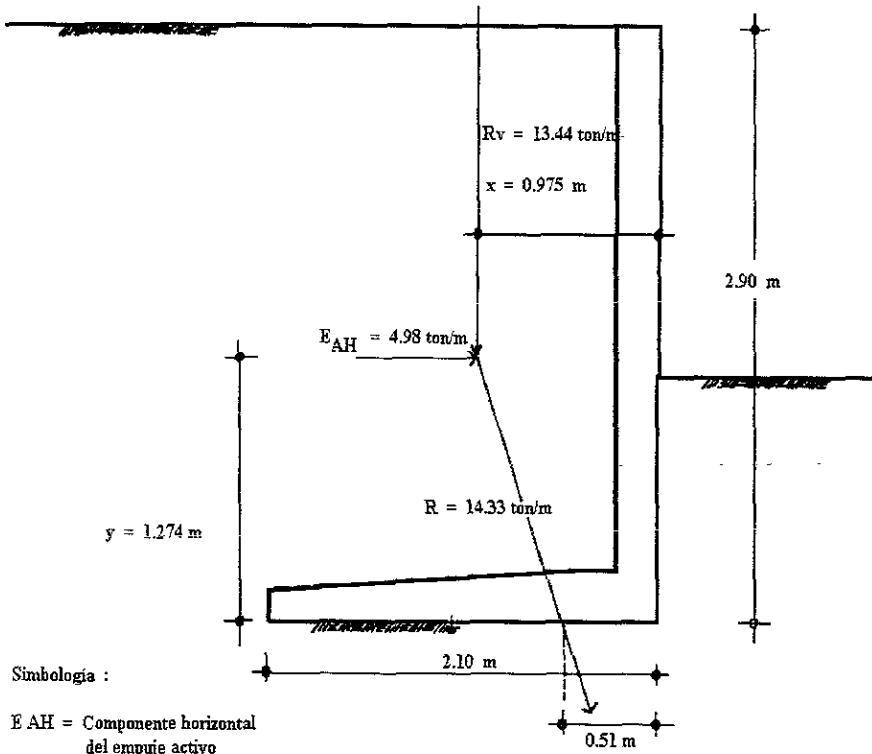
F_{fr} = Fuerza de fricción desarrollada en la base del muro.

$$F_s = \frac{F_{fr}}{E_A - E_P} = 9.8$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

ESC. 1.25

FIGURA No. 36



Simbología :

E_{AH} = Componente horizontal del empuje activo

R_v = Componente vertical de fuerzas actuantes en el muro.

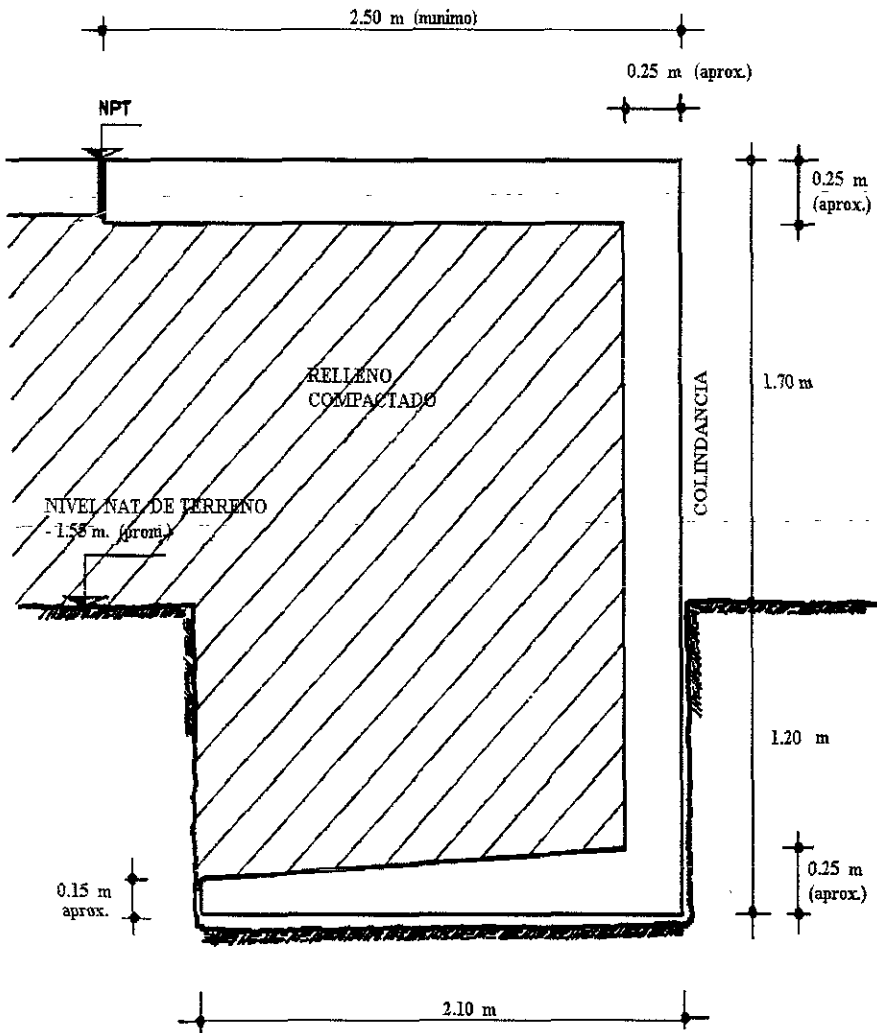
R = Resultante de fuerzas actuantes en el muro.

$$F_{sv} = \frac{R_v \cdot x}{E_{AH} \cdot y} = 2.07$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO

ESC. 1:25

FIGURA No. 37

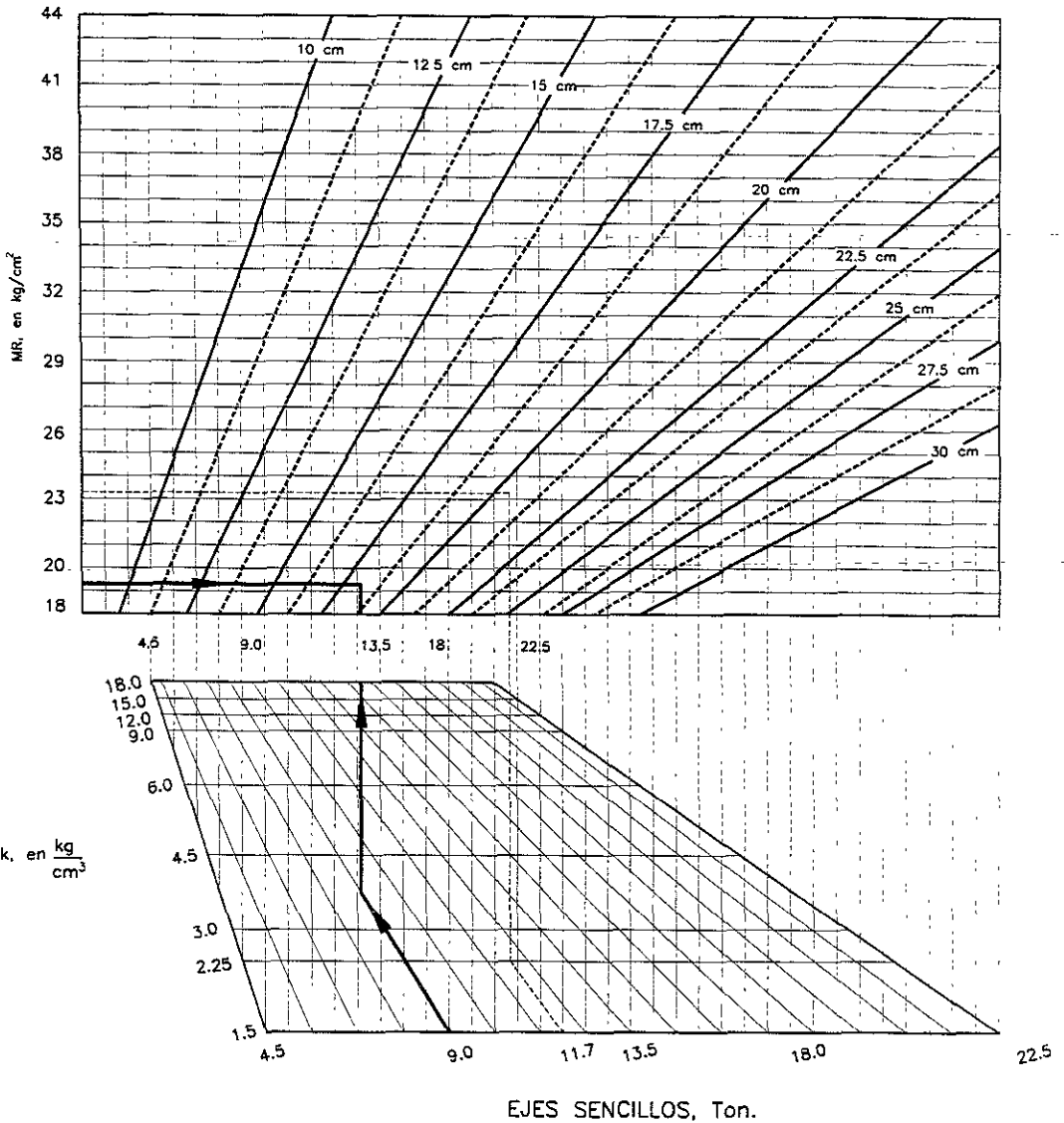


INTEGRACION MONOLITICA DE LA LOSA DE PISO A LA CORONA DEL MURO.

ESC. 1:20

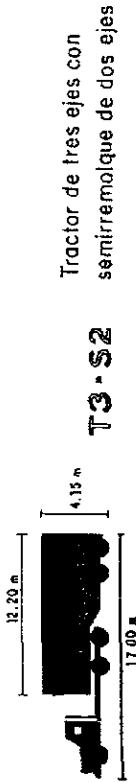
FIGURA No. 38

FIGURAS



NOMOGRAMA DE DISEÑO
(ESPESOR DE LOSA EN ZONA DE MOLENDA Y BODEGAS)

FIGURA No. 39



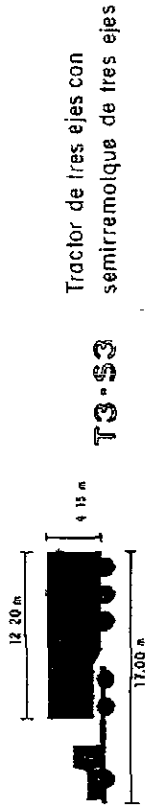
Carga	Carga mediana	Peso, en ton		ρ_1 , kg/cm ²	$+d_m$: Coeficiente de daño bajo carga máximo			d_v : Coeficiente de daño vacío			
		+Carga	Vacio		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30
1 ^a	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
2 ^{da}	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.250	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
3 ^{ra}	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.250	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
Carga C	41.50	12.0		5.000	5.285	4.747	5.761	5.000	0.160	0.040	0.023
1 ^a	5.0	3.5	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.079	0.019	0.010
2 ^{da}	15.0	4.0	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.017	0.002	0.001
3 ^{ra}	15.0	4.0	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.017	0.002	0.001
Carga E	35.0	11.5		5.000	3.491	2.250	2.249	5.000	0.113	0.023	0.012

Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Camiones de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT" México, D.F., 1978.

1^a EJE SENCILLO
2^{da} EJE TANDEH
3^{ra} EJE TRIPLE

FIGURA No. 41

FIGURA No. 41



Categoría	Peso, en ton		+ d _{gr} = Coeficiente daño bajo carga máximo				d _v = Coeficiente de daño vacío			
	+Carga máxima	Vació	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
1 ^a	5.5	4.0	1.000	0.349	0.107	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
2 ^a	18.0	4.0	2.000	2.460	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
3 ^a	22.5	5.0	3.000	2.422	2.289	2.818	3.000	0.011	0.002	0.001
Comido	46.0	13.0	6.000	5.239	4.746	5.758	6.000	0.194	0.040	0.023

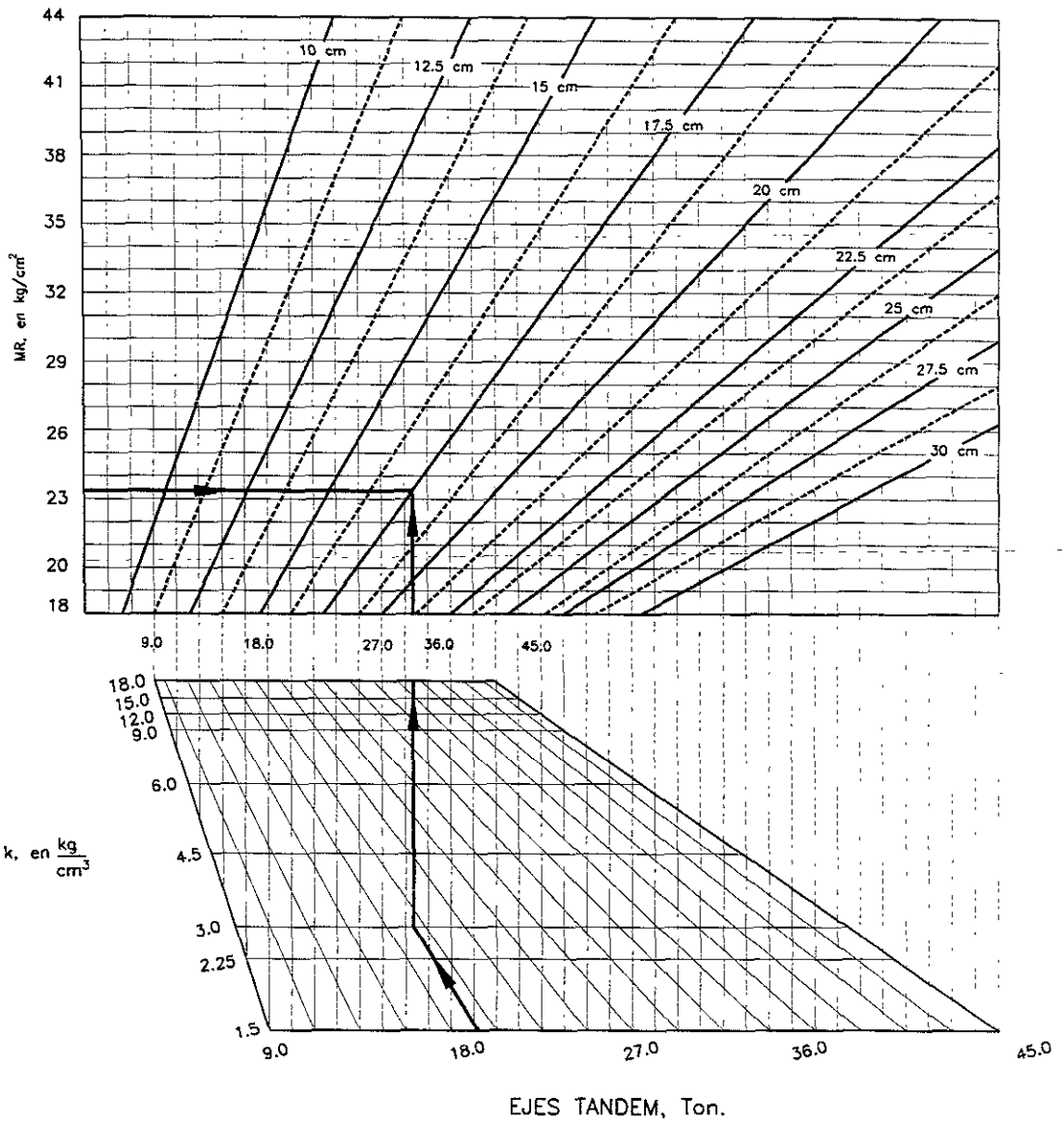
+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D.F., 1978.

EJE SENCILLO
EJE TANDEM
EJE TRIPLE

FIGURA No. 42

FIGURA No. 42

FIGURAS

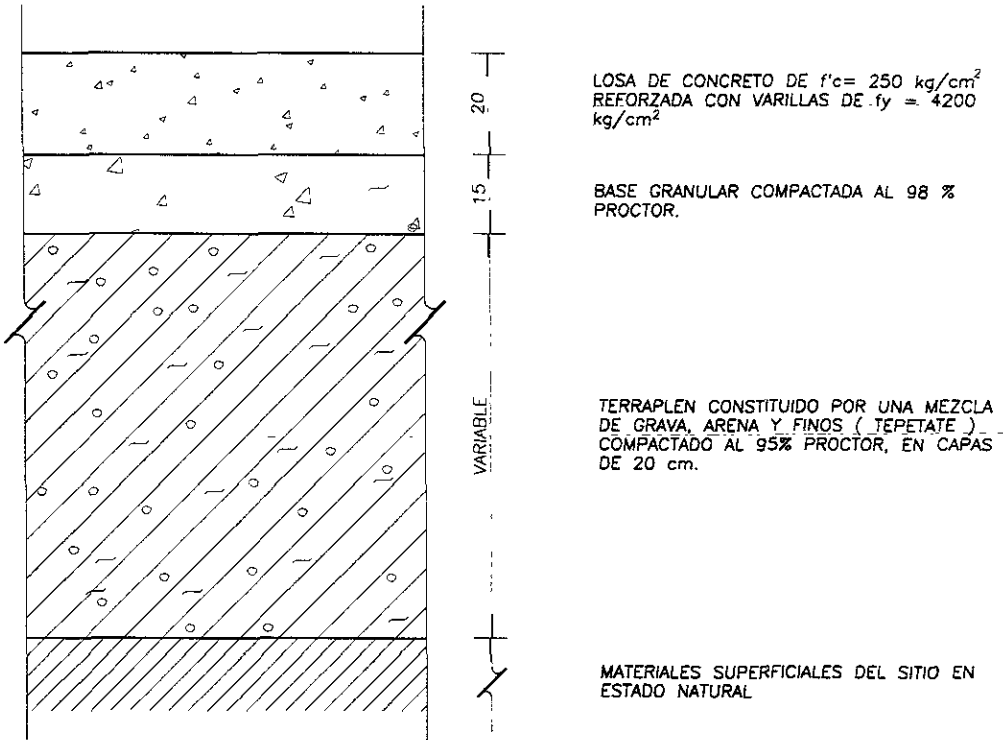


NOMOGRAMA DE DISEÑO

(ESPESOR DE LOSA EN VALIDAD, PATIO DE MANIOBRAS
Y ZONA DE CONTENEDORES)

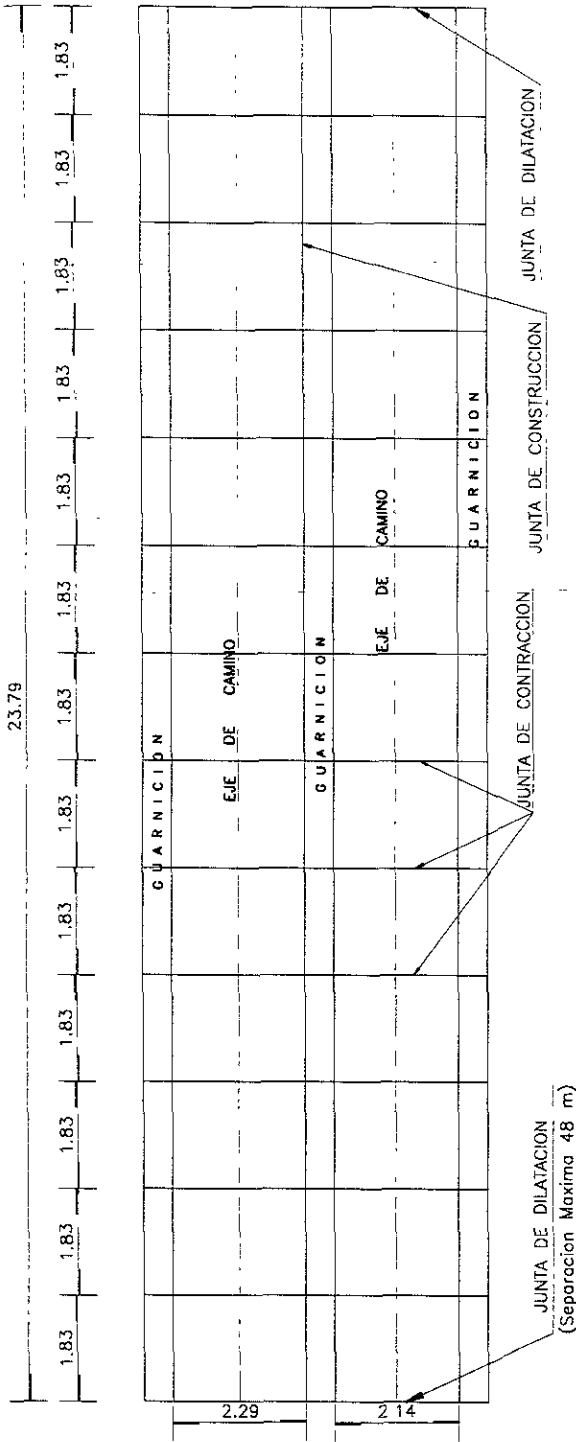
FIGURA No. 43

FIGURAS



CORTE ESQUEMATICO, SECCION ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO EN VIALIDAD, PATIO DE MA- NIABRAS Y ZONA DE CONTENEDORES.

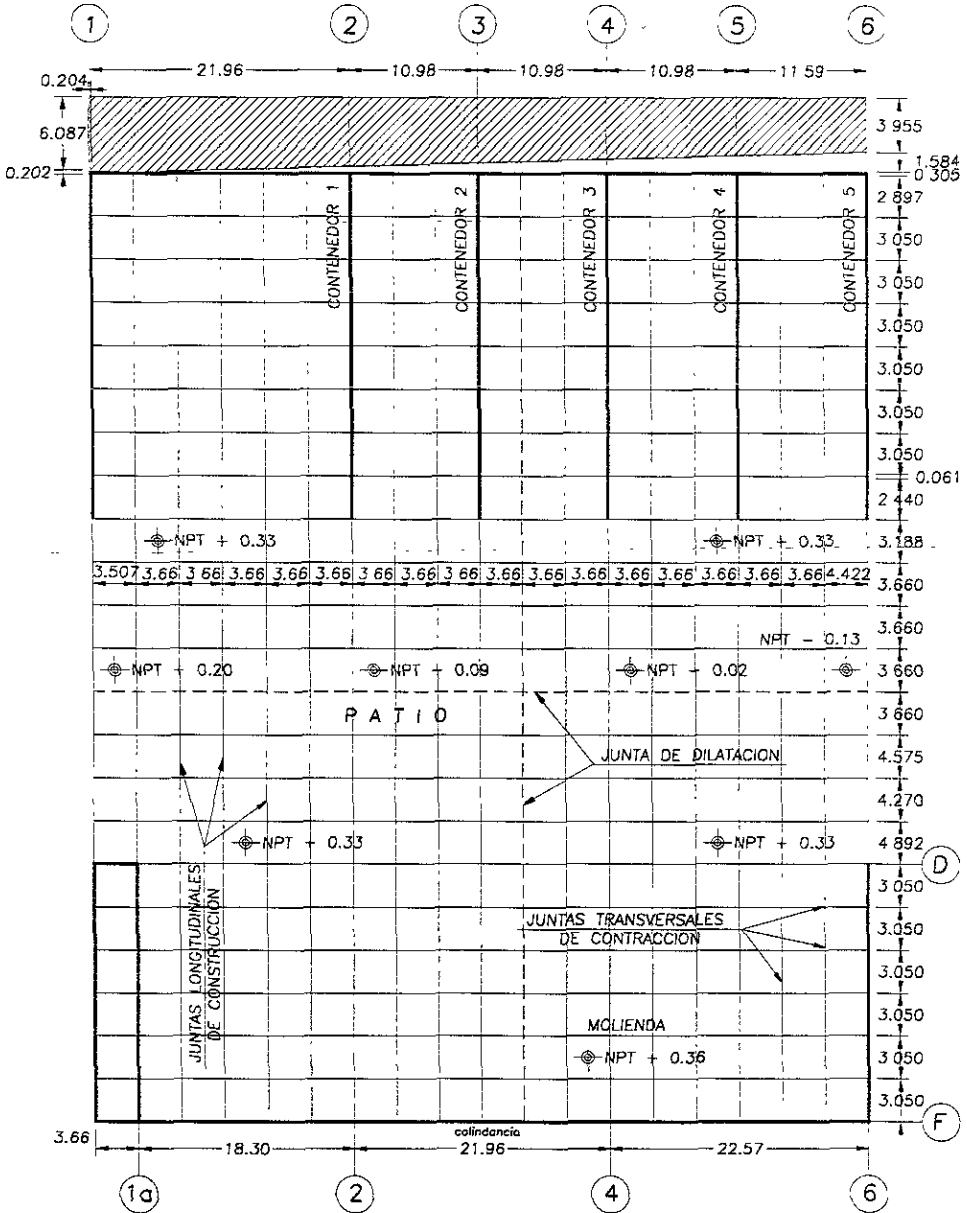
FIGURA No. 44



FIGURAS

MODULACION DE LOSAS EN CAMINO DE ACCESO
ACOT. EN MTS.

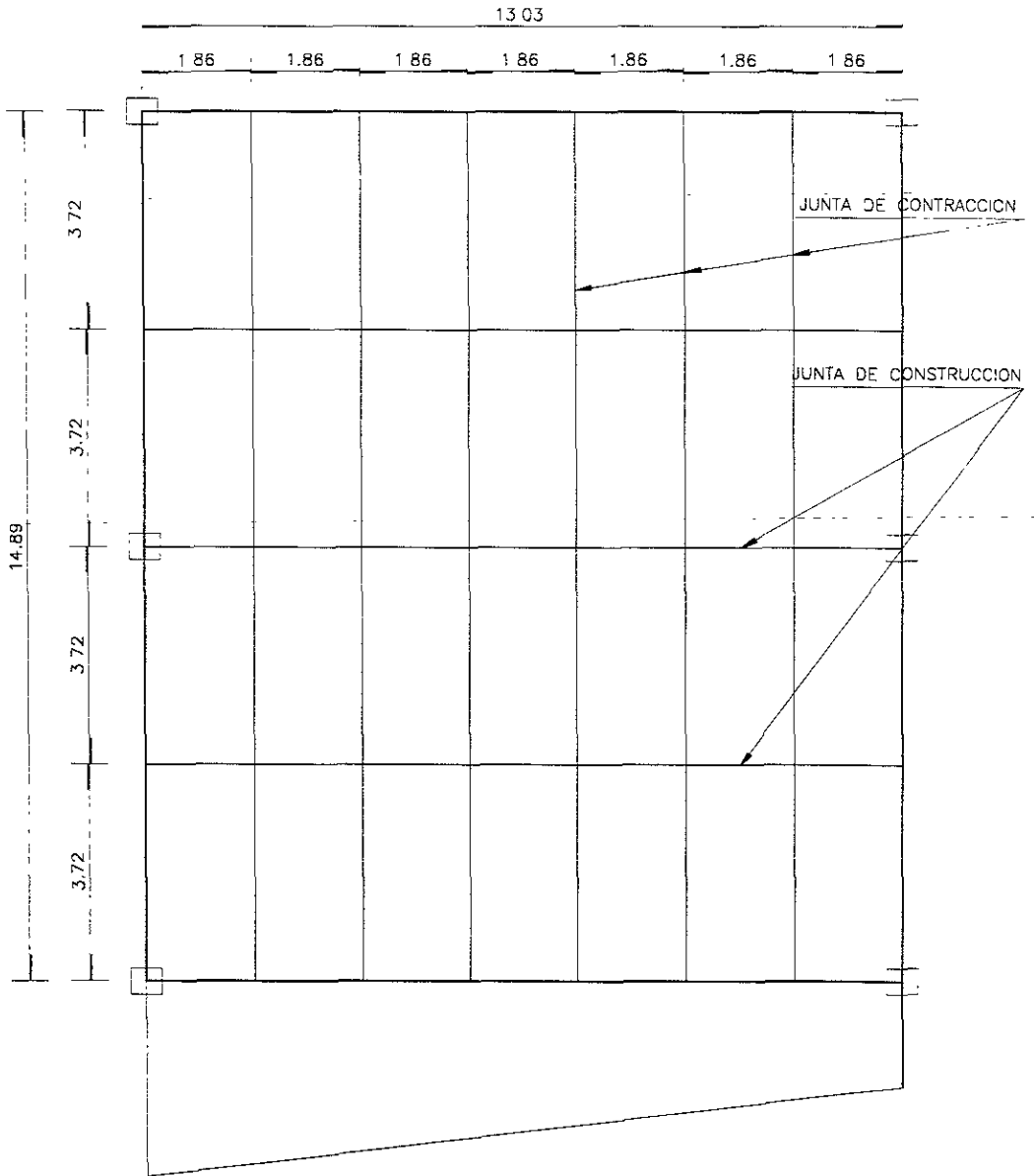
FIGURA No. 45



**MODULACION DE TABLEROS EN PATIO DE MANIOBRAS
ZONA DE CONTENEDORES Y ZONA DE MOLIENDA**

FIGURA No. 46

FIGURAS



MODULACION DE LA LOSA
EN ZONA DE BODEGAS

FIGURA No. 47

DISTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO EN TABLEROS DE ZONA DE BODEGAS.

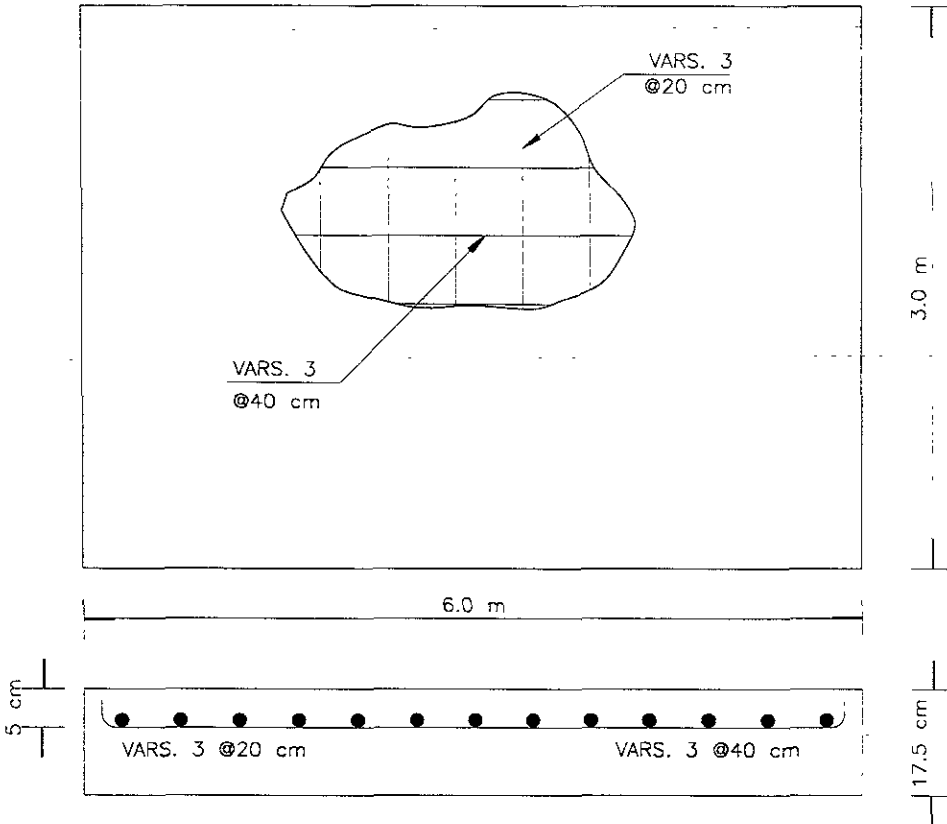
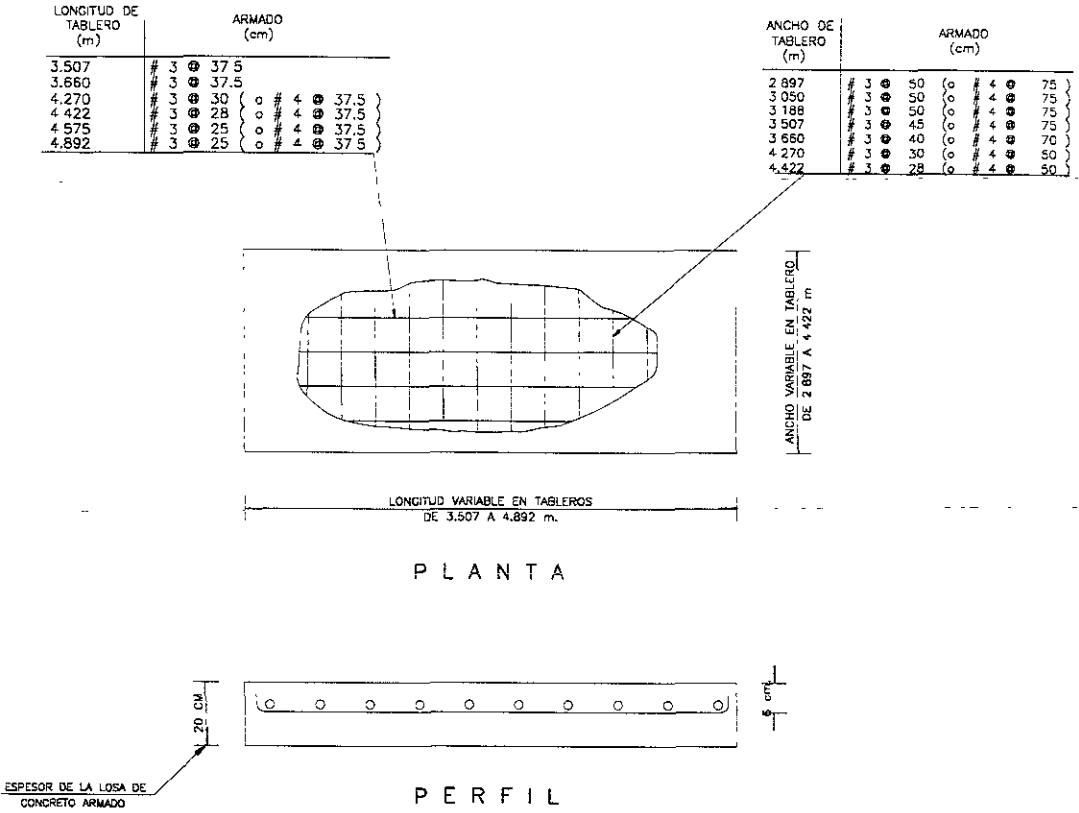


FIGURA No. 48

FIGURAS

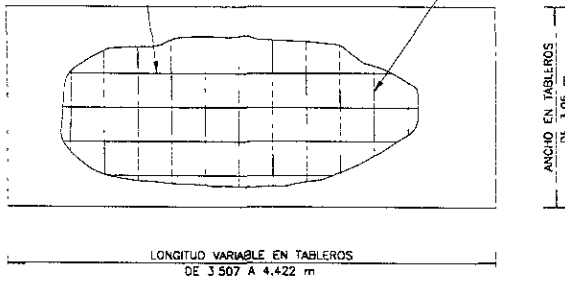


ACERO DE REFUERZO EN TABLEROS DE LOSA DE PISO ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) PARA LA VIALIDAD, PATIO DE MANIOBRAS Y ZONA DE CONTENEDORES.

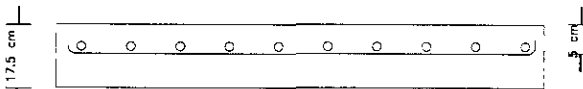
FIGURA No. 49

FIGURAS

LONGITUD DE TABLERO (m)	ARMADO (cm)	ANCHO DE TABLERO (m)	ARMADO (cm)
3.507	# 3 @ 37.5	3.05	# 3 @ 50 (o # 4 @ 75)
3.660	# 3 @ 37.5		
4.422	# 3 @ 28 (o # 4 @ 37.5)		



P L A N T A



P E R F I L

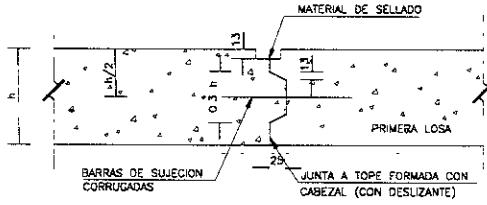
ESPESOR DE LA LOSA DE CONCRETO ARMADO

ACERO DE REFUERZO EN TABLEROS DE LOSA DE PISO ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) PARA ZONA DE MOLIENDA.

FIGURA No. 49-1

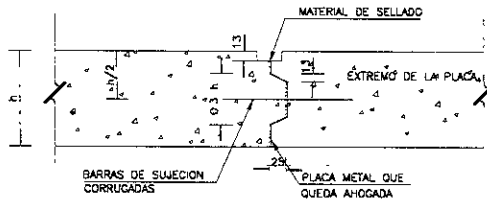
1.- CONSTRUCCION POR BANDA

a) JUNTA MACHIHEMBRADA

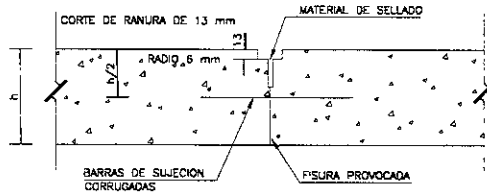


2.- CONSTRUCCION DEL AREA TOTAL DEL PAVIMENTO

a) JUNTA MACHIHEMBRADA



b) RANURA FORMADA



* PARA FORMAR LA RANURA SE COLOCARA UNA TIRA DELGADA DE MATERIAL NO COMPRESIBLE, QUE POSTERIORMENTE SE RETIRARA PARA EFECTUAR EL SELLADO.

c) RANURA CORTADA

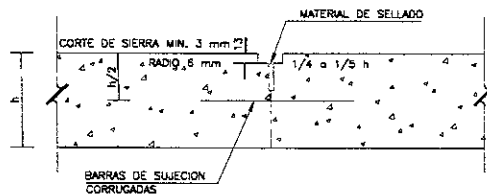
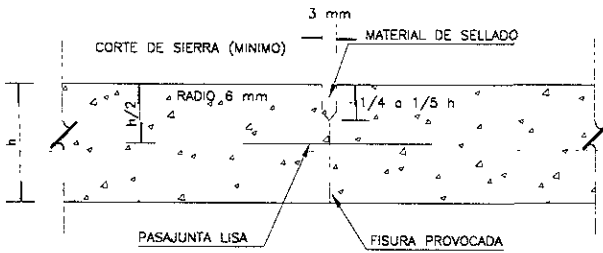


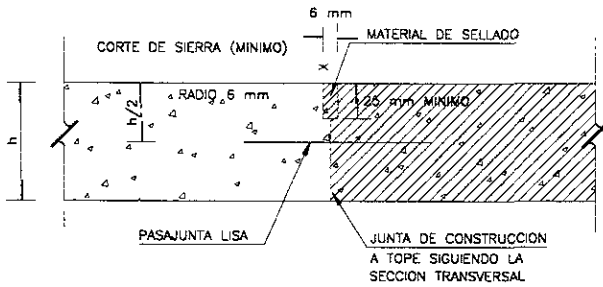
FIGURA No. 50

1.- JUNTAS DE CONSTRUCCION

a) TIPO DE RANURA
(MEDIANTE CORTE)



b) TIPO DE TOPE
(JUNTA DE CONSTRUCCION)



* PARA FORMAR LA RANURA SE COLOCARA UNA TIRA DELGADA DE MATERIAL NO COMPRESIBLE, QUE POSTERIORMENTE SE RETIRARA PARA EFECTUAR EL SELLADO.

FIGURA No. 51

1.- JUNTAS DE EXPANSION

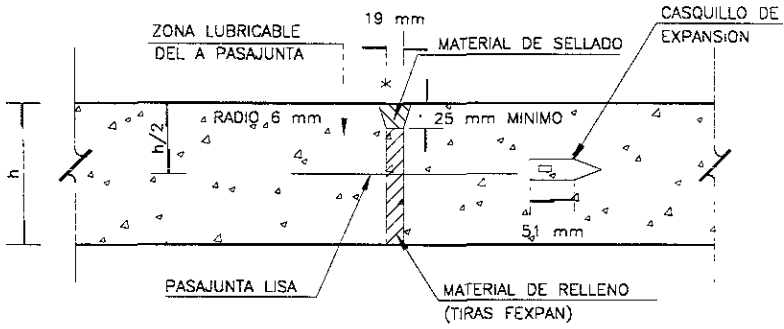


FIGURA No. 52

CONCLUSIONES
Y
RECOMENDACIONES

Hacer una edificación no importa cual sea su tamaño y destino que se le va a dar, requiere necesariamente del conocimiento geotécnico del terreno de cimentación, con el fin de determinar cuales serán las deformaciones y riesgos de falla que se pudieran presentar y cuál será la cimentación que más se ajuste a las condiciones del terreno.

Como es sabido el Subsuelo del Valle de México y áreas metropolitanas aledañas, es uno de los que presenta mayores problemas a nivel mundial; por lo tanto siempre se esta ante un nuevo reto tecnológico de multiples campos y fasetas de la Ingenieria Civil que implica desarrollar mejores y nuevos métodos de diseño y construcción, que tengan la mayor seguridad reduzcan los tiempos de construcción y el costo de la obra.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más adecuado para las estructuras proyectadas, así como el diseño de la sección estructural de sus pisos y el de la vialidad, se llevo a cabo un estudio de Mecánica de Suelos consistente en exploración y muestreo del Subsuelo, la ejecución de pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

Se establecio que el tipo de cimentación más adecuado para la obra proyectada será de zapatas aisladas bajo todas las columnas y zapatas corridas en muros divisorios de la nave de contenedores, desplantadas a una profundidad de 1.50 m respecto a la superficie actual del terreno y diseñadas para una capacidad de carga admisible de 15 ton/m². Para llegar a los niveles de proyecto en todas la estructuras será necesario efectuar un terraplen con una altura del orden de 1.70 m, por lo que las zapatas corridas de todos los muros de colindancia donde se tenga terraplen deberán funcionar adicionalmente como parte de un muro de retención,

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

dimensionada adecuadamente para mantener la estabilidad del muro del que formara parte.

En lo que se refiere al espesor de la losa de concreto hidráulico será de 17.5 cm en las zonas de molienda y almacenamiento y de 20 cm para la vialidad, patio de maniobras y zona de contenedores.

En este informe se describen los trabajos realizados, reportando los resultados obtenidos, consignando las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada; también se indica la sección estructural de los pisos así como el de la vialidad, los materiales a emplear y el procedimiento constructivo.

Para conocer el comportamiento de la estructura y observar el hundimiento regional será conveniente instalar referencias de nivelación para los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra.

Teniendo en cuenta las limitantes de tiempo que se tienen en la ejecución de los estudios de campo, como es la Mecánica de Suelos, y por considerarla parte fundamental en el desarrollo del proyecto ejecutivo dentro de su etapa preliminar, el presente trabajo tiene como objetivo proporcionar lineamientos geotécnicos que permiten desde el inicio de proyecto, tomar en cuenta las condiciones particulares del subsuelo para que la distribución de cargas sea tal que, tanto el suelo como la estructura se comporten en forma adecuada.

BIBLIOGRAFIA

- Ingeniería de Cimentaciones
Ralph B. Peck - Walter E. Hanson
Edit. LIMUSA
- Mecánica de Suelos
William Lambe - Robert V. Whitman
Edit. LIMUSA Tercera reimpresión
- Estudios de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la Construcción
Gordon A. Fletcher
Edit. LIMUSA
- Mecánica de Suelos Tomo II
Juárez Badillo - Rico Rodríguez
Edit. Limusa
- Cimentaciones en áreas urbanas de México. Tomo I. 1970,
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, publicación V Reunión Nacional de
Mecánica de Suelos, pp. IV-59.
- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y
Aeropistas. Volumen II.
Alfonso Rico y Hermilio del Castillo.
Edit. Limusa
- Estructuración de Vías Terrestres
Fernando Olivera Bustamante
CECSA
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
Luis Arnal Simón y Max Betancourt Suárez
Edit. Trillas