

41121
1



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON**

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO
PARA DOS EDIFICIOS DE NEXTEL, UBICADOS
EN TLALNEPANTLA, ESTADO DE MEXICO**

**T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
CARLOS ALIAMADOR GARCIA**

**ASESOR:
ING. ALVAREZ BAUTISTA GABRIEL**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO

2003

A



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**TESIS CON
FALLA DE
ORIGEN**

PAGINACION DISCONTINUA

© 2019 The Author(s).
This is an open access article under the CC BY license (http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/).



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN
SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. MARTÍN ORTIZ LEÓN
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 10 de abril del año en curso, por la que se comunica que el alumno CARLOS ALI AMADOR GARCIA, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REALIZADO PARA DOS EDIFICIOS DE NEXTEL, UBICADOS EN TLALNEPANTLA, ESTADO DE MÉXICO", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted la seguridad de mi atenta consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 10 de abril del 2003
EL SECRETARIO


Lic. ALBERTO BARRERA ROGAS

C p Asesor de Tesis.
C p Interesado.

AIR/vr

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
REALIZADO PARA DOS EDIFICIOS DE NEXTEL,
UBICADOS EN TLALNEPANTLA, ESTADO DE MEXICO**

Agradecimiento

Con este trabajo de tesis, he logrado alcanzar una de mis metas propuestas de lo cual, me siento increíblemente satisfecho.

El inmenso cariño y enorme apoyo, que he recibido en todo momento durante mi vida académica, se ven ahora complacidos de alguna forma.

La valiosa ayuda que en todos los sentidos me han ofrecido siempre, la acepto y recibo con profunda gratitud.

A mis padres, Carlos Luis y Guadalupe con cariño.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Agradecimiento

Quiero agradecer a las personas que, al serles solicitada su ayuda en la tarea que este trabajo me correspondió, lo hicieron de una manera afectuosa e incondicional.

Quiero destacar ayudas concretas que con la debida atención me brindaron los señores ingenieros Pascual García Cuevas, José Mario Avilos Hernández, Gabriel Alvarez Bautista y a la ingeniero Karla Ivonne Gutiérrez Vázquez.

De forma particular quiero agradecer al ingeniero Gabriel Ruiz González su valiosa colaboración que hizo posible la realización de este trabajo y que constituye la materialización de un viejo anhelo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Dedicatoria

A mis hermanos Rolando Paul, Jesús, Lupita y Alma mi querida, quiero decirles que este trabajo representa para mí, uno de los mayores logros alcanzados, es sin duda una de mis metas perseguidas desde hace muchos años y que se ha visto ya favorecida.

Ahora quiero compartir con ustedes esta gran satisfacción.

A ti mi dulce y pequeña novicita a quien considero una excelente compañera, quiero expresarte cuán complacido estoy de ver al fin alcanzado este triunfo tan anhelado, lo que me da fortaleza para seguir adelante.

A ti Evelia con cariño.

Dedicatoria

Es para mí un gran orgullo poder sumarme a las filas de los familiares profesionistas, lo que me compromete de una manera responsable a impulsar con empeño a las generaciones que vienen, encaminándolas por el campo tan ilimitadamente fascinante del saber.

Considero este lugar apropiado para decirles a todos ustedes que cualquier meta propuesta por cada uno, merece toda la atención y dedicación necesaria que pueda verla alcanzada.

Espero que las mismas palabras sean válidas para todos y podamos seguir sumando.

A mis abuelitos y abuelitas, mis tíos y tías, primos y primas, sobrinos y sobrinas, y quienes respeto y quiero, a todos ustedes con cariño.

CONTENIDO

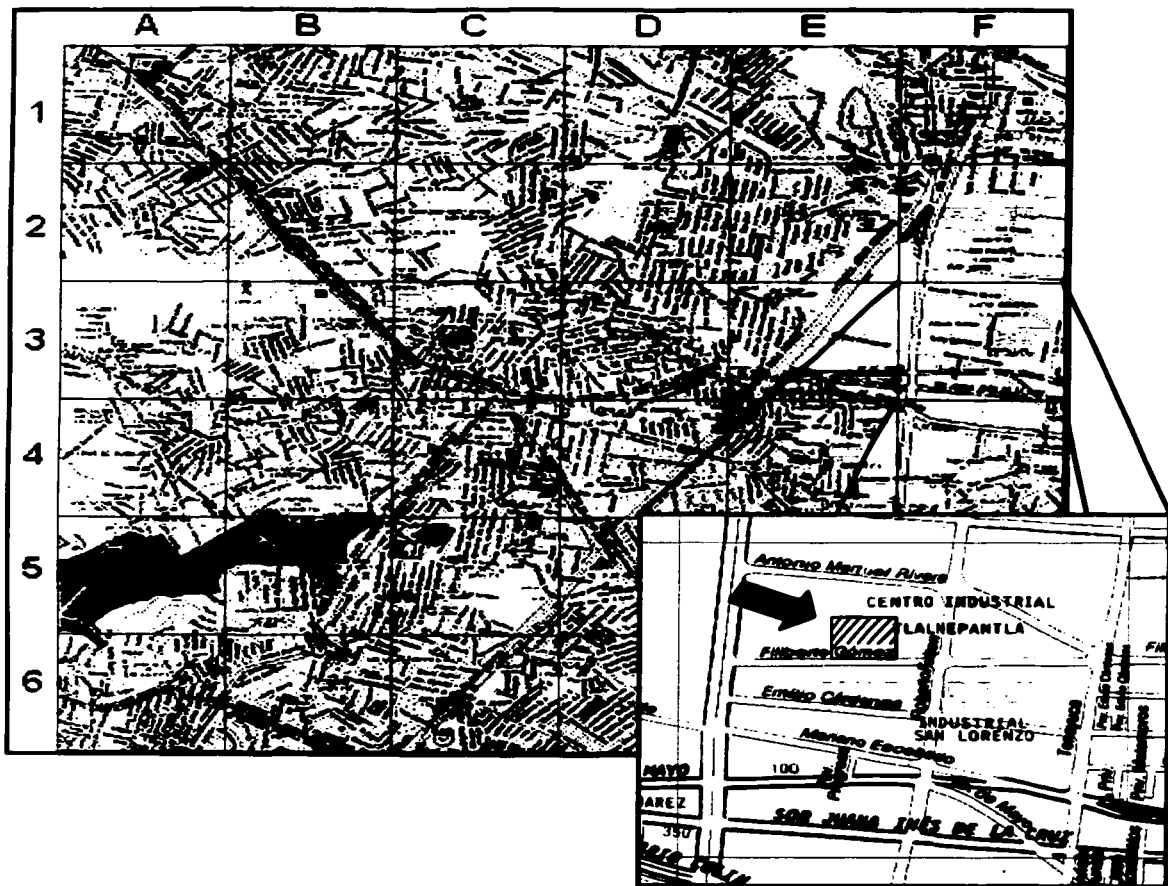
	Pag.
INTRODUCCION	3
GENERALIDADES	
<i>Datos Generales de Proyecto</i>	5
CAPITULO I. TRABAJO DE CAMPO Y DE LABORATORIO	
1.1. <i>Investigación Preliminar</i>	6
1.2. <i>Investigación de Detalle</i>	8
1.3. <i>Pruebas de Laboratorio</i>	13
1.4. <i>Interpretación de los Resultados</i>	20
<i>Anexo 1. Resultados de los Sondeos de Exploración</i>	
CAPITULO II. PROPUESTA DE LA CIMENTACION MAS ADECUADA	
2.1. <i>Alternativas de Cimentación</i>	23
2.1.1. <i>Zapatas</i>	24
2.1.2. <i>Pilas</i>	24
CAPITULO III. ANALISIS DE CIMENTACION	
3.1. <i>Zapatas</i>	25
3.1.1. <i>Determinación de la Capacidad de Carga</i>	25
3.1.2. <i>Dimensionamiento de las Zapatas</i>	26
3.1.3. <i>Estado Limite de Falla en Condiciones Estáticas</i>	27
3.1.4. <i>Estado Limite de Falla en Condiciones Dinámicas</i>	27
3.1.5. <i>Estado Limite de Servicio</i>	28
3.2. <i>Pilas</i>	28
3.2.1. <i>Determinación de la Capacidad de Carga</i>	28
3.2.2. <i>Dimensionamiento de las Pilas</i>	30
3.2.3. <i>Estado Limite de Falla en Condiciones Estáticas</i>	31
3.2.4. <i>Estado Limite de Falla en Condiciones Dinámicas</i>	31
3.2.5. <i>Estado Limite de Servicio</i>	32
3.3. <i>Cajón de estacionamiento</i>	32
3.3.1. <i>Expansión elástica en excavación</i>	33
3.3.2. <i>Empuje de tierras sobre muro perimetral de estacionamiento</i>	33
3.4. <i>Muro perimetral de retención del terraplén</i>	34
3.4.1. <i>Empuje sobre el muro perimetral de retención</i>	35
3.5. <i>Estabilidad del muro perimetral de retención</i>	35
3.5.1. <i>Capacidad de Carga</i>	35
3.5.2. <i>Deslizamiento</i>	36
3.5.3. <i>Volteo</i>	37

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Anexo 2. Cargas de la Estructura
Anexo 3. Resultados del Análisis de Cimentación

CAPITULO IV. DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO	
4.1. <i>Estructuración de pavimentos rígidos</i>	38
4.2. <i>Piso en la planta baja de los edificios</i>	40
4.3. <i>Piso en vialidad, patio de maniobras y estacionamiento</i>	40
CAPITULO V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	
5.1. <i>Zapatas</i>	43
5.2. <i>Pilas</i>	44
5.3. <i>Especificaciones para la construcción del sistema de piso</i>	45
CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	51
BIBLIOGRAFIA	54

CROQUIS DE LOCALIZACION



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 1

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

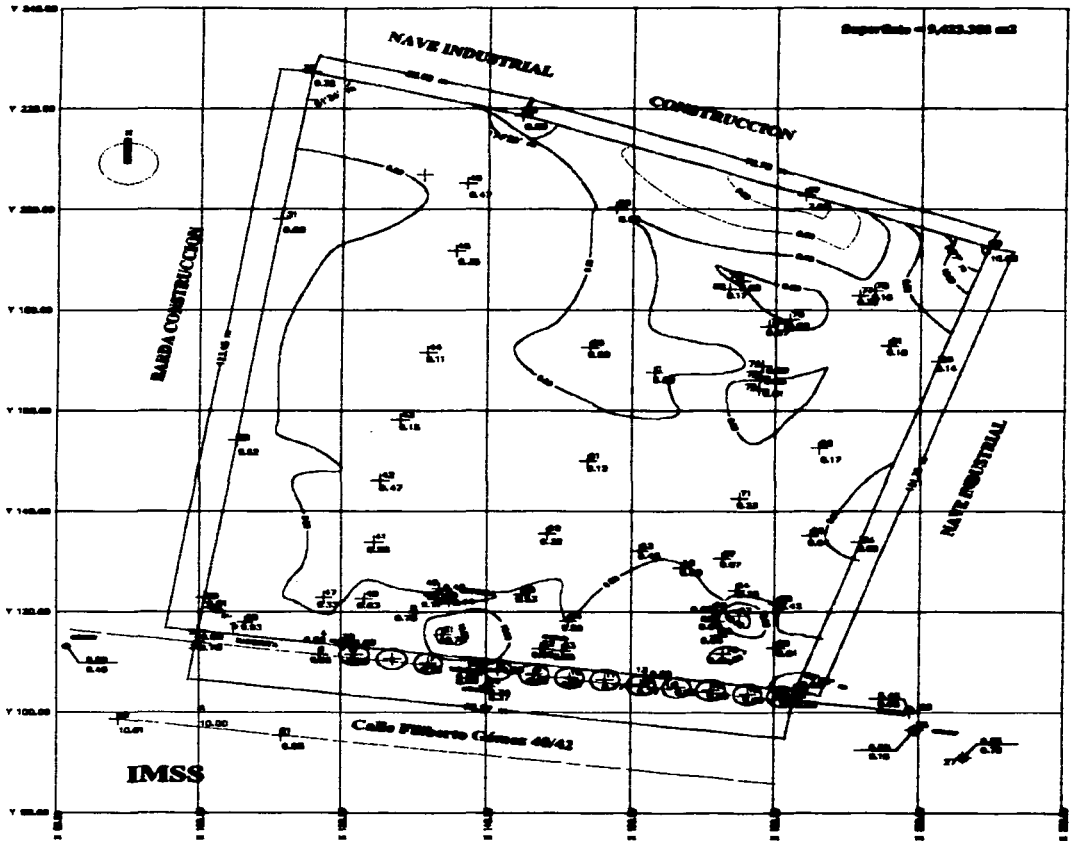
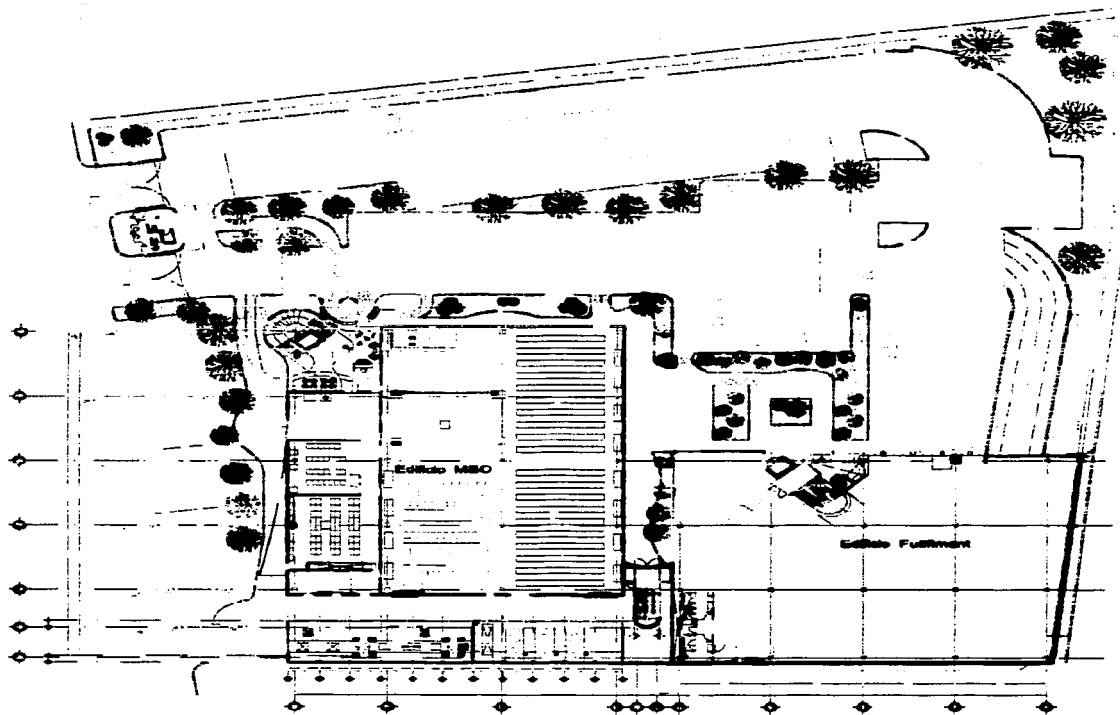


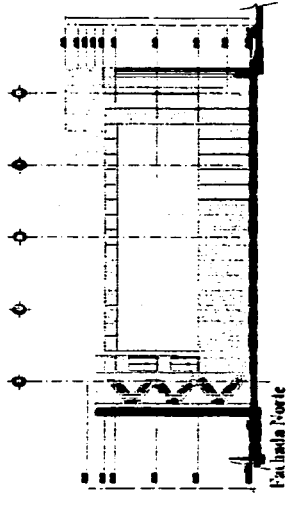
Figura 2

DISTRIBUCION GENERAL

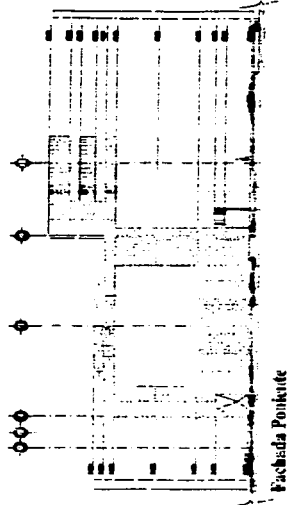


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

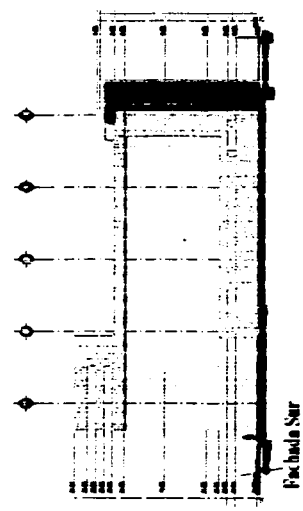
Figura 3



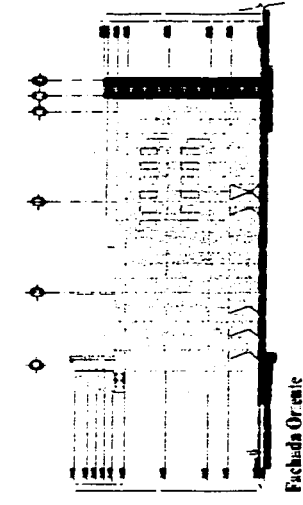
Fachada Norte



Fachada Nordeste



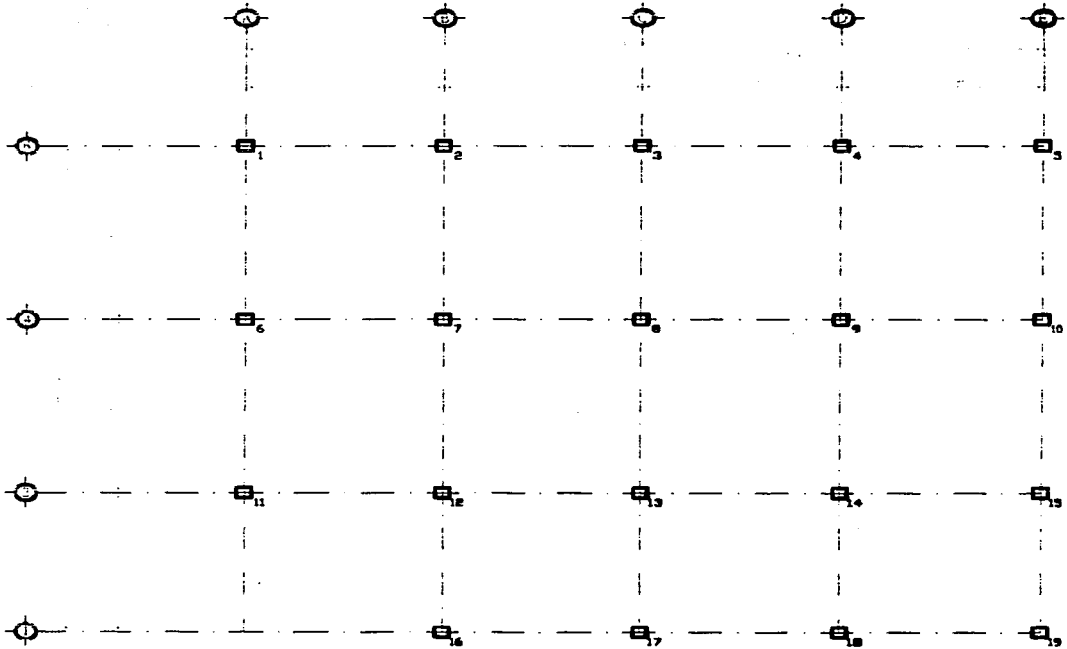
Fachada Sur



Fachada Oriente

Figura 4

UBICACION DE COLUMNAS



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 5

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo, es un Estudio de Mecánica de Suelos en el cual se presenta una propuesta de cimentación a través de los análisis geotécnicos correspondientes.

El tratamiento de los temas no es exhaustivo, sin embargo, el lector tendrá una clara orientación sobre la forma en que se logra determinar una propuesta de cimentación, siendo éste el objetivo del autor, basada en la información geotécnica disponible, los trabajos de campo, pruebas de laboratorio y análisis a la cimentación propuesta, de acuerdo al Reglamento de Construcciones.

El siguiente Estudio, muestra la importancia que tiene cada tema, que en conjunto llega a dar solución a un problema de cimentación.

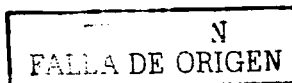
Así como existe una extrema complejidad estratigráfica en diferentes puntos del Valle de México, el comportamiento del suelo lo es de incierto; de ahí la necesidad de examinar sus condiciones presentes y del pasado. Esa es la intención de sus averiguaciones, conocer los factores que pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble.

Cuando ya se cuenta con los datos geotécnicos necesarios que condicionan el diseño, el siguiente paso es llevar los esfuerzos que proporciona la estructura hasta el suelo, esto se logra con una cimentación por medio de la cual, se procura que al margen de su resistencia, por efecto de la compresibilidad, no se produzcan asentamientos que soliciten excesivamente la estructura. Además de que ésta, deberá soportar los esfuerzos de flexión que produce la reacción del suelo, también debe ser suficientemente resistente para que sometida a cargas verticales, no falle por cortante.

Para este estudio, se tomó como ejemplo la construcción de dos edificios de tres niveles cada uno y vialidades interiores que se proyectan construir en un predio que se ubica en una zona geotécnica II, denominada de Transición según el Reglamento de Construcciones, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m ó menos, y que esta constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

En el Capítulo I, se muestra el inicio del estudio con los trabajos de campo y de laboratorio. A través, de una investigación preliminar se fundamenta una segunda de detalle la que incluye pruebas de campo y de laboratorio, previamente determinadas de acuerdo al Reglamento de Construcciones y experiencia del proyectista; dichas pruebas nos permiten obtener en forma aproximada valores de las propiedades físicas y mecánicas del suelo en estudio, la interpretación de los resultados se muestran al final del capítulo.

En el Capítulo II, se presenta una de las actividades que resulta bastante interesante, para éste caso se proponen dos alternativas de cimentación a estudiar. En esta etapa del Estudio se cuenta ya con toda la información suficiente acerca de las características físicas y mecánicas del suelo, para ello, se ha llevado a cabo la investigación preliminar y de detalle donde se realizó trabajo de campo y de



laboratorio. Con la información obtenida del subsuelo en estudio, y una vez hecha la interpretación de esta información, estamos en posibilidades de poder proponer un tipo de cimentación a emplear, esto basado en el Capítulo I y la experiencia del proyectista. Hasta aquí sólo se han propuesto las posibles alternativas, el siguiente paso será su análisis y lo veremos en el capítulo siguiente.

El Capítulo III, trata del análisis de las alternativas de cimentación, así como el de dos estructuras que nos permitirán la correcta realización del nuevo inmueble, esta parte del estudio la considero como la más dinámica, no menos interesante que el capítulo anterior, aquí podemos lograr una simulación del comportamiento del suelo sometándolo a diferentes condiciones físicas y mecánicas, esto es posible a través de modelos matemáticos empleados. La estructura que recibirá los esfuerzos producidos por el edificio y los transmitirá al suelo debe ser lo suficientemente profunda para impedir los daños de las heladas, los levantamientos, las socavaciones o los daños que pueden producir futuras construcciones, también debe ser segura contra falla del suelo y no debe asentarse tanto que dañe la estructura. Los valores obtenidos del laboratorio se utilizarán como elementos de cálculo para conocer la capacidad de carga del suelo y el asentamiento que se producirá; con estos también se analizarán un muro perimetral de retención de terraplén y los muros perimetrales de un cajón de estacionamiento que están en contacto con el suelo. El conjunto de estos análisis logra un diseño admisible de la subestructura.

En el Capítulo IV, se presenta el diseño de un pavimento rígido, constituido por una losa de concreto hidráulico, una capa subbase y una subrasante. En este capítulo así como en los anteriores, sólo se tratan los temas propuestos, para el diseño de este pavimento se empleo el criterio de la P.C.A. (Portland Cement Association) y para este estudio se analiza un piso en la planta baja de los edificios y uno en la vialidad y patio de maniobras.

El Capítulo V, trata del procedimiento constructivo que se propone para la correcta construcción de las alternativas de cimentación y el sistema de pisos, de acuerdo con el Manual de Diseño y Construcciones de Pilas y Pilotes, Reglamento de Construcción y las Especificaciones para la Construcción del Sistema de Piso.

Por último se presenta el Capítulo VI, en el que se mencionan los resultados obtenidos de las condiciones físicas y mecánicas en las que se encuentra actualmente el subsuelo, mediante la caracterización hecha por un geotecnista especializado; así como resultados de capacidad de carga y asentamiento del suelo; empuje de tierras sobre el muro perimetral de retención del terraplén y cajón de estacionamiento; y espesores del pavimento rígido.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

GENERALIDADES

Datos Generales de Proyecto

NEXTEL proyecta la construcción de dos edificios de tres niveles cada uno y vialidades interiores, en un predio que se ubica en la calle de Filiberto Gómez No. 40 y 42 Fraccionamiento Industrial San Nicolás Tlaxcolpan, Municipio de Tlalnepantla, Estado de México, los edificios serán para oficinas, en donde uno de ellos tendrá en la planta baja almacenamiento de producto terminado, así mismo tendrá una vialidad y patio de maniobras donde circularán trailers de 40 ton y un estacionamiento superficial que dará servicio a las oficinas. La localización del sitio de interés se indica en la Figura 1 y en la Figura 3 se presenta la distribución general de los edificios proyectados, en la que se aprecia, la distribución de áreas y de columnas.

En el área que será ocupada por la estructura se presenta actualmente una superficie sensiblemente irregular y con un desnivel medido de menos un metro respecto al nivel de la calle Filiberto Gómez en el tramo que colinda con el predio, como se observa en la Figura 2, por lo que para alcanzar los niveles de proyecto será necesario efectuar un despalme de los materiales de relleno de mala calidad y suelo vegetal que existen con un espesor mínimo de 50 cm, incluso acamellonados en forma aleatoria y desordenada, para posteriormente construir un terraplén que permita tener los niveles de proyecto establecidos. El área del predio de interés, que es de 9,423.35 m², así como su topografía, se muestra en la Figura 2.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de dos edificios para oficinas de la empresa NEXTEL denominados MSO y Fullfilment, de tres niveles cada uno con altura de pisos variable entre 4 y 5 m, como se observa la Figuras 4, de los cuales el segundo edificio tendrá en su planta baja área para el almacenamiento de material ya procesado, además se tendrá una subestación eléctrica. Los edificios estarán estructurados por medio de columnas, trabes, muros y losas de concreto armado; su estructuración será mediante columnas, cuya distancia entre ellas es, de 12.50 y 10.00 m en el sentido transversal y longitudinal respectivamente como se muestra en la Figura 5.

En el piso de planta baja del edificio de almacenamiento circularán montacargas y se estima que se estibarán una carga viva de 5 ton/m², y en el caso del edificio denominado MSO se estima que se tendrá aplicada una carga viva máxima de 3 ton/m². El proyecto también contempla la construcción de una vialidad y un patio de maniobras para la circulación de trailers de 40 ton.

CAPITULO I. TRABAJO DE CAMPO Y DE LABORATORIO

Debido a la extrema complejidad estratigráfica en diferentes puntos del Valle de México, el comportamiento del subsuelo es de tal variedad, que no es posible generalizarlo mediante un modelo simple y representativo a la vez. Por eso, la exploración de sus condiciones físicas y mecánicas representan una actividad única en cada sitio, y para ello, el trabajo combinado de campo y de laboratorio, nos permiten conocer ampliamente éstas condiciones a fin de facilitar el diseño de la cimentación y la selección del método constructivo adecuado para su ejecución.

La exploración del suelo, se realiza en dos etapas: la primera, de investigación preliminar, que deberá permitir la definición tentativa de los problemas geotécnicos del sitio, y servirá para fundamentar la segunda etapa, de investigación de detalle, que incluye la realización de sondeos, pruebas de campo y de laboratorio.

1.1. Investigación Preliminar

En esta etapa de la exploración, se recopila la información geotécnica que exista de un sitio, para realizar una interpretación preliminar de los problemas que podrían presentarse en la cimentación.

Información geotécnica disponible

La siguiente investigación servirá para conocer factores que pueden condicionar el diseño de la cimentación en el sitio de interés.

La zona de interés se encuentra al Norte de la Cuenca del Valle de México, la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones, se ubica en la Zona II, denominada de Transición, en la que según Mooser dominan los depósitos producidos en la cuarta y quinta fase del vulcanismo, predominando la última que se caracteriza por emisiones explosivas andesítico-dacíticas.

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

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

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



Al Norte y al Poniente, la planicie esta en contacto con las laderas de la Sierra de Tepetzotlan y la del Monte Alto, constituidas por suelos tobáceos y pumfticos originados por las lluvias de ceniza.

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

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

El diseño de cimentaciones en el Distrito Federal y Zonas Metropolitanas aledañas, presentan dificultades muy superiores a 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 Tepetzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al Sur, por las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco; al Este, por llanos de Apan, los Montes de Río Frío y la Sierra Nevada y al Oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo.

El sitio de interés se ubica al pie de los lomeríos de la Sierra de Monte Alto en la denominada zona de Transición Nor-Poniente, que comprende la zona de depósitos aluviales de los ríos Tlalnepantla, de los Remedios y San Javier. En esta zona la erraticidad de los depósitos del subsuelo es mayor que la zona de Transición Poniente, en vista de que los cauces corren sobre los suelos arcillosos durante la alternancia de épocas de lluvia y sequía, erosionándolas y dejando bolsas de arena a distintas elevaciones. Se caracteriza por la presencia de estratos arcillosos o lentes arcillosos compresibles alternados con capas de materiales arenosos o areno - limosos de compacidad variable, pero relativamente mucho menos compresibles que los arcillosos.

La distribución horizontal y vertical de los lentes y estratos arenosos, limosos y arcillosos, es errática en general, pero puede decirse que los suelos arcillosos compresibles, disminuyen en cantidad y espesor en la cercanía con la zona de Lomas y la Sierra de Guadalupe. Es difícil limitar la zona aluvial con sus transiciones, pues los cambios en las características del subsuelo son graduales. Sin embargo, puede notarse en la información disponible una variación en la profundidad de la primera capa dura y de los depósitos profundos que se identifican cerca de la zona de Lago, siguiendo esta variación, la configuración resultante es la de un pequeño valle con dirección NE-SW, que corre paralelo a la Sierra de Guadalupe y coincide con los actuales cauces de los ríos San Javier, los Remedios y Tlalnepantla. La configuración de la capa dura al final de este valle, manifiesta la forma de un depósito aluvio-lacustre formado al desembocar ese antiguo cauce en el Lago de Texcoco.

También es importante observar, como la profundidad y espesor de los depósitos arcillo-lacustres disminuye hacia los cerros y sigue la configuración de la rivera del lago en diferentes épocas. Los

suelos que predominan en la faja del terreno analizado, son mezcla de limo y arena en proporciones variables de compacidad, también variable con número de golpes en pruebas de penetración estándar entre 3 y más de 50 golpes. El contenido de agua es del orden de 50% y la densidad de sólidos varía de 2.40 a 2.60.

Interpretación de fotografías aéreas

Su interpretación, permite identificar de manera preliminar las características geológicas del sitio, tales como fallas, fracturas y los fenómenos geodinámicos relacionados con las zonas de taludes inestables y zonas erosionables. Con respecto a los suelos, se pueden identificar las características probables de los suelos superficiales e inferir las del subsuelo, así como inferir posibles bancos de préstamo.

Recorrido de campo

El recorrido de campo lo debe realizar un ingeniero especialista en geotécnia, acompañado de un ingeniero geólogo, los que comprobarán la interpretación fotogeológica antes descrita, además de identificar y clasificar los suelos superficiales; visitarán las estructuras construidas en la zona e indagaran sobre su comportamiento y obtendrán información adicional que permita programar la investigación de detalle.

1.2. Investigación de Detalle

El comportamiento del suelo es determinante del buen o mal funcionamiento de los cimientos y estructuras, por lo tanto debe considerarse como parte integrante esencial del sistema de cimentación en los análisis y diseños. Por lo anteriormente dicho, se hace notar, la necesidad y conveniencia de establecer con razonable precisión las condiciones y características geotécnicas de la zona que nos interesa.

Un ingeniero especialista en geotécnia, formula el programa de la investigación de detalle, para lo cual deberá considerar la aplicación de las técnicas que se mencionan adelante y fundamentar su propuesta en la información de la investigación preliminar.

Levantamiento geológico

Excepcionalmente se realiza este tipo de levantamiento, ya que usualmente la geología de la región donde se construirá la estructura ha sido estudiada anteriormente o se considera que el recorrido de campo de la investigación preliminar proporciona la información geológica necesaria y suficiente para el diseño de la cimentación de una estructura.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Exploración indirecta

Son métodos de exploración geofísica aplicables en geotécnia, que se basan en la medición de la variación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas, conducción de corriente eléctrica o propagación de ondas sónicas (poco confiables), y se pueden determinar espesores de los estratos, posición del nivel freático y posibles tipos y propiedades de suelos y rocas. En una zona de lomas, resulta una buena opción emplearla para determinar la presencia de minas, cavernas u oquedades y estratos de roca en el subsuelo.

Estos métodos se utilizan para obtener información preliminar del subsuelo, para complementar la información geológica y para reducir el número de sondeos.

Exploración directa

En la exploración directa, las condiciones físicas y mecánicas del subsuelo, se obtienen mediante muestreo alterado e inalterado y análisis de laboratorio.

Para llevar a cabo esta actividad, es necesario efectuar sondeos y extraer muestras para su identificación y realización de pruebas de laboratorio. Para ejecutar los sondeos, se dispone de una buena variedad de métodos de perforación, así como la extracción de muestras puede lograrse con diferentes técnicas; ambos procedimientos dependen en una buena parte de las condiciones del terreno a explorar y del objetivo del programa. Para el caso de este estudio, sólo se tratará con mayor detalle, aquellos métodos y técnicas propuestos.

El procedimiento de exploración directa es el que se empleó para el estudio del subsuelo en el sitio de interés (zona II, de Transición), considerando la importancia de la obra y profundidad de sondeos requerida (20 m máx) para obtener la información suficiente. Además, de que la rapidez en la obtención de las muestras y el equipo requerido para dicha actividad, hacen el estudio más económico.

Los sondeos que se propusieron en el sitio de interés, permiten determinar adecuadamente las condiciones del subsuelo. La profundidad de exploración se determinó a 20 m, considerando que los depósitos profundos, se encuentran a dicha profundidad. A continuación, se enlistan los sondeos:

1. Pozo a cielo abierto
2. Método de penetración estándar
3. Método de pared delgada

El sondeo a cielo abierto, es de los más comúnmente empleados y recomendados para conocer las condiciones físicas del subsuelo mediante la observación directa de los materiales del sitio. En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado.

El sondeo con recuperación de muestras alteradas con la herramienta de penetración estándar, se usa en la zona II, para evaluar estratos resistentes y obtener un perfil del contenido de agua. Mientras que

el sondeo con el método de pared delgada se obtienen muestras inalteradas que determinan propiedades mecánicas.

Sondeo con pozos a cielo abierto

Generalidades. El método queda limitado principalmente al tipo de material y posición del nivel de agua freática, sin embargo, si el nivel freático se encuentra antes de cumplir con los objetivos de la investigación, es posible continuar hasta llegar a la profundidad de proyecto utilizando equipo de bombeo.

Procedimiento de operación. Consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de 0.80 x 1.50 m aproximadamente, y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática), ahora bien, si las condiciones de los taludes de la excavación lo permiten se profundiza entre 2 y 3 m, de lo contrario, se ampliará la excavación si se considera conveniente.

El pozo debe realizarse con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cúbica de aproximadamente 25 cm de lado por 20 cm de profundidad, este trozo de suelo se empaqueta 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.

Interpretación de la prueba. La debe hacer un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos, que supervise los trabajos y ahí mismo realice sencillas pruebas de campo que determinan de manera preliminar el tipo de suelo y algunas características como granulometría, plasticidad, entre otras.

Los pozos deben permitir obtener información acerca del desplante de las estructuras colindantes, de las cimentaciones antiguas en el predio mismo en caso de que existan, y en este caso particular información de las características de los materiales de la subrasante para el diseño del pavimento.

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 debe 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. La ubicación de los pozos excavados en el sitio de interés (PCA's), se indican en la Figura 6.

Sondeo con el método de penetración estándar

Generalidades. Como complemento al Estudio de Mecánica de Suelos, además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto, es conveniente tomar en cuenta sondeos más profundos realizados en el sitio de interés. Como se menciono anteriormente, los pozos a cielo abierto, permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso podemos hacer uso de la información que se tiene de un sondeo profundo realizado en el sitio de interés y

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

UBICACION DE LOS SONDEOS

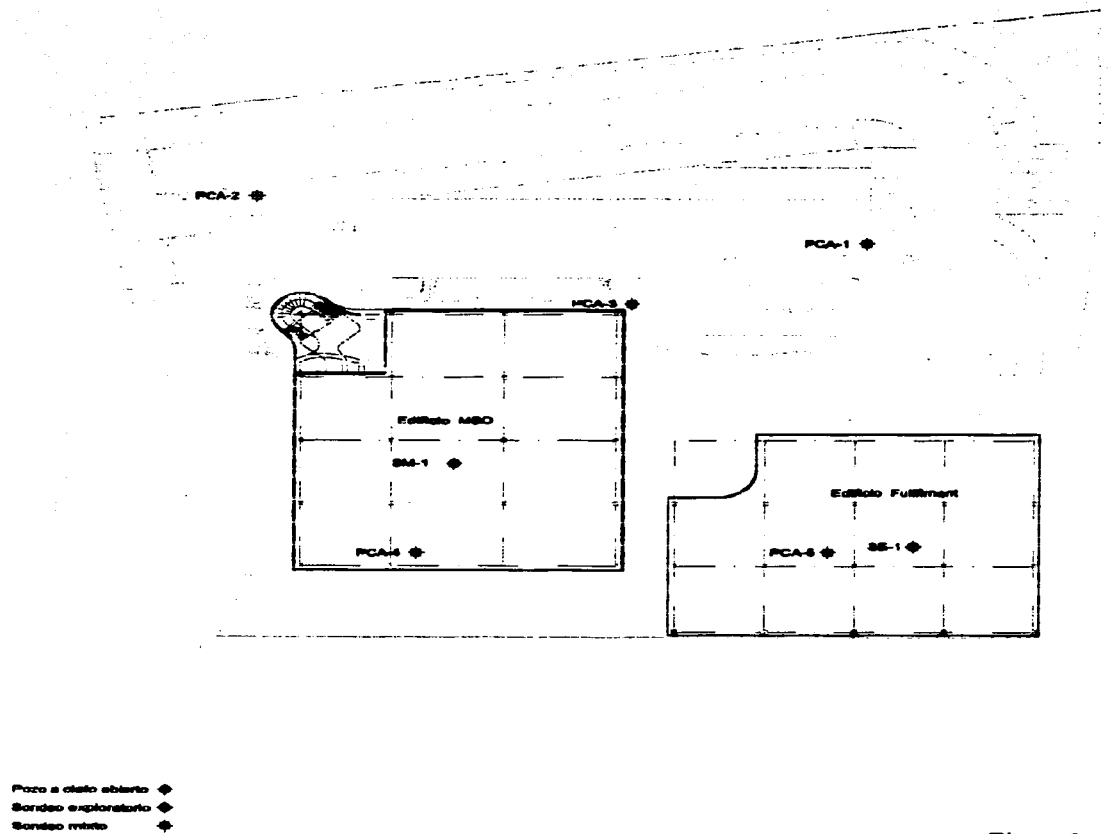


Figura 6

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

complementar la estratigrafía del subsuelo obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos.

Con este método se extraen muestras alteradas y se puede conocer las condiciones físicas como son la estratigrafía del sitio, y las propiedades índice; las condiciones mecánicas, se obtienen estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna (ϕ) en arenas y el valor de resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.

Características. El penetrómetro estándar debe tener dimensiones especificadas; la zapata debe ser de acero endurecido y debe sustituirse cuando pierda su filo. El tubo intermedio puede ser partido o entero, en cuyo caso se identifica como tubo liso, y debe tener las mismas dimensiones. La válvula de la cabeza permite la salida del azolve durante el proceso de hincado y evita que la muestra salga del penetrómetro durante la extracción. Se puede integrar en el muestreador una casilla o trampa para retener las muestras de arena suelta.

El equipo de hincado consta de una masa golpeadora de acero de 63.50 kg, guiada con una barra de 19 mm de diámetro. El diámetro de la masa golpeadora es generalmente de 15 cm. La energía se transmite al penetrómetro mediante una cabeza de golpeo y tubos de diámetro mínimo AW (4.44 cm). Para evitar flambeo excesivo de la columna de tubos de perforación en sondeos que lleguen a profundidades mayores de 15 m, es recomendable utilizar barras de mayor diámetro BW (5.40 cm) y NW (6.67 cm).

Procedimiento de operación. La prueba de penetración estándar consiste en hincar un penetrómetro 45 cm con la masa de 63.50 kg, dejada caer desde 76 cm de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N , para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm); los golpes en los primeros 15 cm se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

En caso de que el número de golpes llegue a cincuenta y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba. Un procedimiento alterno usual consiste en hincar el penetrómetro 15 cm adicionales (60 cm en total); desde luego, el número de golpes, N , se obtiene como ya se describió, por lo que la única ventaja de este procedimiento es que se muestra un tramo ligeramente mayor; lo cual permite detallar más confiablemente la estratigrafía del sitio.

En la operación del martinete debe vigilarse que su altura de caída sea constante y que el cable de manila tenga un máximo de dos vueltas en la cabeza de gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción.

Una vez terminada la prueba se procede a perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba; el diámetro de perforación más recomendable es de 10 cm. Las muestras deben conservarse en frascos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua; los envases se colocarán en un lugar fresco, protegidos de los rayos del sol.

Interpretación de la prueba. Con la información obtenida en el campo se elabora un perfil; la clasificación del SUCS queda sujeta a modificaciones cuando se determinen las características de plasticidad en el laboratorio.

La forma de la gráfica y la clasificación de los suelos permiten conocer la estratigrafía del sitio; para clasificar la consistencia de los suelos cohesivos o la compacidad de los suelos granulares se recurre a correlaciones empíricas.

Sondeo por el método de pared delgada

Generalidades. Con el fin de recabar la información que nos permita conocer las condiciones mecánicas del subsuelo, se obtienen muestras inalteradas que se analizarán en laboratorio. Cuando se habla de muestras inalteradas se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida por cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ", sin interpretar la palabra en sentido literal.

El método de pared delgada es muy confiable y completo, usando el tubo de pared delgada también conocido como tubo Shelby, el cual se hince a presión en el suelo para recuperar muestras inalteradas. Este muestreador es el más difundido para el muestreo de arcillas blandas a semiduras y opera arriba y abajo del nivel freático, y el muestreador Denison para suelos duros o granulares compactos.

Características. Este muestreador (Shelby) está constituido por un tubo metálico, usualmente acero o latón, montado en una cabeza que lo une a la columna de barras con las que se hince, aplicando presión desde la superficie. El tubo es usualmente de 7.5 ó 10 cm de diámetro exterior con espesor máximo de pared de 15 mm y longitud generalmente de 90 cm.

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

Procedimiento de operación. Este muestreador se hince a velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg una longitud de 75 cm (considerando tubos de 90 cm de largo) para dejar 15 cm libres donde se alojan los azolves que pudieron quedar; se deja un minuto estático para que la muestra expanda en el interior y aumente su adherencia; se gira el muestreador para cortar la base de la muestra y se saca al interior donde se limpia, clasifica y protege.

Sondeo mixto

Consiste en intercalar el muestreo alterado, con el sondeo por el método de penetración estándar y el muestreo inalterado, con el sondeo por el método con tubo de pared delgada (muestreador Shelby).

En el sitio de interés se realizó un sondeo de tipo mixto a 15 m de profundidad, denominado SM-1, con la ubicación que se muestra en la Figura 6.

Con el objeto de determinar las características de los materiales que se encuentran entre 15 y 20 m de profundidad, se efectuó un sondeo de tipo exploratorio a 20 m de profundidad denominado SE-1, con la ubicación que se muestra en la Figura 6, entre 0 y 15 m de profundidad se avanza con broca tricónica sin muestreo, a partir de 15 m y hasta 20 m de profundidad será de tipo exploratorio, con herramienta de penetración estándar. Mediante el tubo de penetración estándar se obtendrán muestras representativas alteradas y se medirá la resistencia al corte mediante el número de golpes N.

El objetivo de este sondeo, es conocer en otro punto las características y condiciones de continuidad de los depósitos profundos que subyacen a los primeros 15 m.

1.3. Pruebas de Laboratorio

Como siguiente actividad importante en la averiguación de las condiciones del subsuelo en el sitio de interés, se realizan las pruebas de laboratorio, para cumplir con dos objetivos esenciales: clasificar cuidadosamente los suelos encontrados y obtener sus parámetros de resistencia y deformabilidad para el diseño de la cimentación, y son las muestras alteradas e inalteradas las que se analizan en laboratorio para determinar con precisión las condiciones físicas y mecánicas.

Las condiciones físicas, se refieren a la estratigrafía (espesor de los estratos y tipo de material), peso volumétrico, y propiedades índice, que son definidas por: la clasificación visual y al tacto, el contenido de agua, densidad de sólidos, límites de consistencia, y granulometría. Estas son indispensables en la identificación y clasificación del suelo, además el significado de estas propiedades es definitivo en la comprensión de las propiedades mecánicas del suelo.

Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco. Al ser realizadas en laboratorio sirven para apreciar el color, textura y consistencia de las muestras alteradas o inalteradas del lugar investigado. Esto suele realizarse como un control rutinario de las descripciones del terreno.

Un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos con suficiente experiencia, puede llegar a adquirir la habilidad para estimar los límites de Atterberg de un suelo. Sin embargo, se han encontrado tres sencillas pruebas manuales para la identificación y clasificación de los suelos finos en el campo y así determinar si la fracción fina del suelo es limosa o arcillosa sin que se requiera la estimación de los límites de Atterberg.

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

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

Peso volumétrico. El peso específico de la masa de suelo o peso volumétrico, peso unitario o densidad como vulgarmente se le llama, es la relación entre el peso total del suelo y su volumen.

Se llama peso específico relativo o densidad de un material S_m a la relación entre su peso específico en las condiciones de temperatura y presión barométrica del lugar y el peso específico del agua destilada γ_w en las mismas condiciones de temperatura y presión barométrica.

De acuerdo con la compacidad del suelo o grado de acomodo que presentan sus partículas sólidas, los pesos volumétricos pueden ser:

- **Peso volumétrico del suelo en estado natural**, cuando el acomodo que tienen sus partículas es consecuencia de un proceso de la naturaleza. Este peso volumétrico es el que corresponde a la condición que tienen los materiales en los bancos en su estado original y, en general, es el que se refiere al estado natural sin haber sido removido. Esta es una de las pruebas de control más importante. Su objetivo es determinar el grado de compactación alcanzado en el material con el equipo y los procedimientos adecuados. Con este fin se obtiene el peso seco del material y se compara con el mismo material ensayado en el laboratorio por el procedimiento Proctor. La relación de los dos pesos secos se expresa como un porcentaje en el cual no debe ser menor de 95%.
- **Peso volumétrico del suelo en estado suelto**, cuando su estructura natural ha sido alterada por algún proceso artificial como los de extracción, disgregación, cribado, trituración, etc., y que se ha depositado o almacenado sin someterlo a ningún tratamiento especial de compactación. Este peso específico es variable para un mismo material, de acuerdo con el acomodo que adopten sus partículas sólidas, dependiendo de diversos factores, tales como el sistema de carga, el medio de transporte, tipo y altura de almacenamiento, etc. Para que el peso volumétrico de un material suelto sea representativo, deberá determinarse en las condiciones reales de trabajo o de almacenamiento en que se encuentre. Este peso específico, se utiliza principalmente para determinar los coeficientes de variación volumétrica y puede determinarse en el campo o en el laboratorio.
- **Peso volumétrico del suelo en estado compacto**, cuando las partículas sólidas que lo constituyen han adquirido un cierto acomodo por algún procedimiento de compactación. En este caso, se presentan dos posibilidades, siendo una de ellas la que toma en cuenta la totalidad de las partículas del material y, la otra, que considera solo la fracción del material que pasa por determinada malla. La primera, se aplica generalmente para el cálculo del coeficiente de variación volumétrica y, la segunda, para obtención de grados de compactación.

En general, al referirse al peso volumétrico de un material en el lugar, se trata de los pesos específicos determinados en los estados natural o compacto del suelo, "in situ".

Contenido de agua o humedad. El contenido de agua se define como la relación expresada en por ciento, que existe entre el peso del agua presente en un suelo y el peso del suelo seco. Para los fines de esta prueba, el contenido de agua es el peso que pierde la muestra al someterla a un proceso de secado en horno a ciento cinco más o menos cinco grados centígrados ($105 \pm 5^\circ$) y el peso de las partículas sólidas es el que tiene la muestra después de someterla a dicho proceso. Junto con los límites de consistencia nos dan una idea del comportamiento del suelo y comparándolos es posible organizar el programa de ensayos de resistencia a corte y asegurarse de que los ensayos en los suelos

más blandos no sean omitidos. Generalmente no tiene objeto hacer ensayos del contenido de humedad con muestras alteradas, puesto que los resultados pueden no ser representativos del lugar.

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

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

Límites de consistencia. Los parámetros que se obtienen con este ensayo y que presentan un interés definido en importantes aplicaciones de la Mecánica de Suelos son, el límite plástico, el límite de contracción, el límite líquido y el índice de plasticidad.

La plasticidad es la propiedad de algunos suelos que les permite, bajo ciertas condiciones de humedad, mantener la deformación producida por un esfuerzo que les ha sido aplicado en forma rápida, sin agrietarse, ni producir rebote elástico. Esta propiedad es originada por fenómenos electroquímicos, que propician la deformación de una capa de agua absorbida de consistencia viscosa, al rededor de las partículas, cuyo efecto en la interacción de dichas partículas determina el comportamiento plástico del suelo. De ahí que se pueden determinar sus estados de consistencia si se conoce la frontera entre ellas. Los estados de consistencia de una masa de suelo plástico en función del cambio de su contenido de humedad son:

- Estado sólido, en el que el volumen de los suelos no varía aun cuando se le someta a secado.
- Estado semisólido, en la que la apariencia de los suelos es la de un sólido; sin embargo, al secarse disminuye de volumen.
- Estado plástico, en el cual los suelos presentan las propiedades de plasticidad señaladas anteriormente.
- Estado semilíquido, cuando los suelos tienen el comportamiento de un fluido viscoso.
- Estado líquido, es el que presentan los suelos cuando manifiestan las propiedades de una suspensión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para definir las fronteras en esos estados se han realizado muchas investigaciones, siendo las mas conocidas las de Terzaghi y Atterberg.

El significado de los contenidos de agua que sirven de límite para cada estado físico fue sugerido por primera vez por A. Atterberg en 1911. Estas fronteras definieron lo que se conoce hoy en día como límites de Atterberg. Para calcular los límites de Atterberg, el suelo se tamiza por la malla No. 40 (0.425 mm), y la porción retenida es descartada.

La frontera convencional entre los estados semisólido y plástico se llama límite plástico, el límite plástico se determina alternativamente presionando y enrollando una pequeña porción de suelo plástico hasta un diámetro al cual el pequeño cilindro se desmorona, y no puede continuar siendo presionado ni enrollado. El contenido de agua a esta condición se anota como límite plástico.

La frontera entre el estado sólido y semisólido se llama límite de contracción y a la frontera entre el límite plástico y semilíquido se llama límite líquido y es el contenido de agua que se requiere adicionar a una pequeña cantidad de suelo que se colocará en una copa estándar, y ranurará con un dispositivo de dimensiones también estándar, sometido a 25 golpes por caída de 10 mm de la copa a razón de 2 golpes/seg, en un aparato estándar para límite líquido; la ranura efectuada deberá cerrarse en el fondo de la copa a lo largo de 13 mm.

Índice de plasticidad (IP), es el rango de contenido de agua para el cual el suelo se comporta plásticamente. Numéricamente es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico del suelo.

De todos estos límites, los mas importantes son los que definen la plasticidad (LL y LP), ya que esta es una de las propiedades que más interesan al ingeniero civil. Si se conoce la plasticidad de los suelos, se pueden conocer la deformación de estos suelos, mediante el cálculo del índice de compresibilidad (Cc).

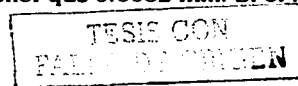
El Cc esta íntimamente relacionado al límite líquido de los suelos plásticos. La relación entre las dos cantidades fue formulada por Skempton en 1944 y es igual a $0.009*(LI-10)$. Esto permite calcular el asentamiento aproximado de una estructura cimentada sobre un estrato plástico.

Los suelos plásticos pueden clasificarse como arcillas o limos. Se conocen como arcillas aquellos suelos de tamaño menor a dos micras y que su composición química obedece a las fuerzas de atracción molecular de los átomos de Alúmina y Sílice y que sus partículas son de forma laminar.

La plasticidad de estos suelos es circunstancial y depende del contenido de humedad. Por lo que para calcular la cantidad de plasticidad se obtiene el índice de plasticidad.

En los problemas prácticos, el aspecto más importante consiste en reconocer si una arcilla ha sido o no preconsolidada. Casi seguramente lo será si la humedad natural se aproxima más al límite plástico. Los depósitos que tienen humedades cercanas al límite líquido son usualmente mas blandos que los que tienen humedades cercanas al límite plástico.

Además, se puede clasificar la expansividad de una arcilla (Skempton, 1953) por medio del número de actividad (A), que representa la relación del índice de plasticidad de un suelo entre el porcentaje por peso de las partículas que poseen un diámetro equivalente menor que 0.0002 mm. Si el número de



expansividad es mayor que 1, la arcilla es de alta expansividad. Asimismo, la diferencia entre los suelos orgánicos e inorgánicos puede realizarse llevando a cabo dos ensayos para determinar dos valores de límite líquido con el mismo material; una con suelo húmedo secado al aire y otra con el suelo secado al horno.

El suelo secado al horno produce cambios irreversibles en los componentes orgánicos y producen un límite líquido significativamente inferior al realizado con el suelo secado al aire. Si la muestra secada al horno es inferior a 0.75 veces al de la muestra secada al aire, el suelo puede clasificarse como orgánico.

Granulometría. El análisis granulométrico es utilizado para obtener la distribución del tamaño de partículas en una masa de suelo con la finalidad de poder clasificarlo. El método del tamizado mecánico se usa en suelos granulares que poseen poco o nada del material fino (limos y arcillas). Para determinar la distribución de tamaños de partículas en los suelos finos se utiliza el análisis por hidrometría.

Las características granulométricas de un suelo influyen en la mayor o menor facilidad para lograr una compactación adecuada y tiene importancia en su comportamiento mecánico, principalmente en los suelos gruesos. Generalmente, la mayor estabilidad de un suelo se alcanza cuando la cantidad de vacíos es mínima y para que esta condición pueda lograrse, se requiere que el material tenga una sucesión adecuada de tamaños que permita que los huecos resultantes del acomodo de las partículas mayores, sean ocupados por partículas menores y que a su vez, los huecos que dejan estas últimas sean ocupados por partículas más finas y así, sucesivamente.

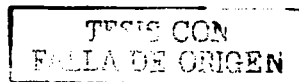
La prueba tiene dos variantes, el análisis granulométrico estándar y el análisis granulométrico simplificado, los cuales se describen a continuación.

El análisis granulométrico estándar consiste esencialmente en separar y clasificar por tamaños las partículas que comprenden el suelo, utilizando el procedimiento de cribado, es decir, haciendo pasar el material a través de un juego de mallas de aberturas cuadradas que comprende de la Núm. 75.0 a la Núm. 0.075.

El análisis granulométrico simplificado, consiste en separar y clasificar por tamaños las partículas que comprenden un suelo, empleando un número reducido de mallas y sirve para juzgar su calidad relacionando su cantidad de finos con las características de plasticidad. Mediante este análisis se define también el tamaño máximo del material.

Las condiciones mecánicas, se refieren esencialmente a parámetros de resistencia y deformabilidad (compresibilidad y expansividad) del suelo. La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, es fundamental en la Mecánica de Suelos y su análisis se logra, a través, de pruebas de compresión.

La compresibilidad representa una de las propiedades más significativas de las arcillas y que depende de la estructura sólida propia de tales suelos y de la historia de cargas a que han estado sometidos. Con las pruebas de laboratorio que se hacen a los especímenes inalterados, se obtienen, tanto en el tramo de carga como para el de descarga, las curvas de relación de vacíos, coeficiente de



compresibilidad y coeficiente de consolidación en función de las presiones efectivas aplicadas, así como las cargas de preconsolidación. Los parámetros mencionados son necesarios para calcular asentamientos de la cimentación y su evolución en el tiempo debidos a la compresión supuestamente confinada de los estratos arcillosos del subsuelo.

Las condiciones de prueba para el estudio del subsuelo en el sitio de interés, se eligieron en particular tratando de reproducir los estados de esfuerzo y patrones de drenaje que generará la estructura (con la selección adecuada de muestras), que de acuerdo con tales condiciones, se obtienen parámetros de diseño representativos del comportamiento del suelo. A continuación se presentan las pruebas realizadas a las muestras inalteradas:

a) Prueba de compresión triaxial. Se realiza con el propósito de determinar las características de esfuerzo - deformación y resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes. La muestra se confina dentro de una cámara cilíndrica y hermética con base metálica. En los extremos superior e inferior de la muestra se colocan piedras porosas que se comunican con una bureta exterior. Un compresor comunicado a la cámara proporciona la presión ejercida por el agua de la cámara. La carga axial se transmite a la muestra mediante un vástago que atraviesa la base superior de la cámara. Así el agua ejercerá una presión hidrostática que producirá esfuerzos principales iguales en todas direcciones sobre la muestra, además del esfuerzo transmitido a las bases de ésta por el vástago de carga.

En general, las pruebas triaxiales se llevan a cabo en dos etapas: en la primera se somete a la muestra a la presión de cámara (σ_c) y puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas. En la segunda etapa la muestra se somete a esfuerzos cortantes aplicando presión variable a través del vástago, ejerciéndose así esfuerzos principales que no son iguales entre sí. En esta segunda etapa también puede o no permitirse el drenaje; aunque solo se justifica si la primera etapa fue drenada, en caso contrario, no tiene objeto drenar durante la segunda etapa. En función de las condiciones de drenaje que se establezcan para la prueba, las pruebas triaxiales se clasifican en : Prueba lenta (consolidada - drenada, CD), Prueba rápida - consolidada (consolidada - no drenada, CU) y Prueba rápida (no consolidada - no drenada, UU).

La prueba rápida (no consolidada - no drenada, UU), se empleará en el caso particular de este estudio. Esta prueba se lleva a cabo con la válvula de drenaje cerrada en ambas etapas, por lo que, en ningún momento, la muestra de suelo puede consolidarse. Durante la primera etapa la muestra se sujeta a la presión hidrostática del agua de la cámara e inmediatamente el suelo se lleva a la falla con la aplicación de la carga axial, complementándose con ello la segunda etapa de la prueba. En esta prueba los esfuerzos efectivos al igual que su distribución se determinan con exactitud. Durante la prueba se obtienen los datos necesarios para estimar la deformación axial, la carga vertical y la velocidad de deformación.

b) La prueba de compresión simple, es muy empleada en trabajos de rutina, por su fácil realización y necesidades de equipo sencillo. Sin embargo, solo es posible efectuarse en suelos que tengan una cierta cohesión que permita el labrado de la muestra.

La prueba consiste en llevar a la falla un espécimen aplicando un esfuerzo axial a la muestra por medio de un dispositivo. Si se hace por esfuerzo controlado, se aplica carga axial a la probeta incrementándose gradualmente hasta que falle, obteniéndose la deformación ocurrida con cada

TRABAJOS CON
FALLA DE ORIGEN

incremento de carga original. Si se hace por deformación controlada, la muestra estará sujeta a una velocidad de deformación especificada y se obtendrá la carga que resiste la probeta en un intervalo de tiempo prefijado y la deformación total.

Una valoración correcta de la resistencia al corte, constituye un paso importante en el análisis de la estabilidad de cualquier obra civil.

Las muestras obtenidas durante el trabajo de campo en el sitio de interés, se emplearon para obtener propiedades índice y mecánicas del suelo. Y se presenta una relación de las pruebas de laboratorio que se realizaron, de acuerdo al tipo de muestra:

Muestras Alteradas

A las muestras alteradas se les efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio:

Propiedades Índice

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

Muestras Inalteradas

A las muestras cúbicas inalteradas se les realizaron las siguientes pruebas de laboratorio:

Propiedades Índice

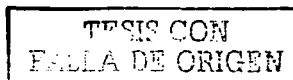
- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos

Propiedades Mecánicas

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
 - a) Compresión Simple
 - b) Compresión Triaxial Rápida UU
- 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 el contenido natural de agua. Figuras 14 a 17, Anexo 1.

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia o granulometría por mallas según se tratara de suelos gruesos o finos; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos, los resultados se muestran en las Figuras 18 a 20 del Anexo 1.



Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada - no drenada (pruebas UU).

En las Figuras 21 a 23 del Anexo 1, se presentan los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo - deformación unitaria, de las pruebas de compresión no confinada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural.

La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo deformación unitaria, de las pruebas UU, se presentan en las Figuras 24 a 27 del Anexo 1.

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. Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de las pruebas de consolidación estándar. En la Figura 28 Anexo 1, se presenta la curva de compresibilidad, y el registro de laboratorio de la prueba de consolidación realizada.

Los resultados de las pruebas de valor relativo de soporte (CBR) se muestran en las Figuras 29 a 31 del Anexo 1, con los cuales se diseñaron los pisos y los pavimentos de tipo hidráulico. Esta prueba es básicamente un ensaye de penetración, de tal manera que la fuerza necesaria para producir una penetración dada en el material que se ensaya se compara con la fuerza requerida para producir la misma penetración en un material ideal de referencia, expresando el resultado como la relación entre ambas fuerzas.

En las Figuras 7 y 8 Anexo 1, se presentan en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas a las muestras del sondeo mixto y del sondeo exploratorio respectivamente, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las Figuras 9 a 13 Anexo 1.

1.4. Interpretación de los Resultados

Características físicas. El sitio de interés se encuentra en una zona de depósitos aluviales, superficialmente en toda el área se tienen materiales de relleno con espesores variables entre 0.40 y 1.00 m constituidos por suelo vegetal y materiales de desperdicio de construcción, industriales y basura, subyaciendo a estos depósitos aparecen una serie de estratos interestratificados de arcillas arenosas poco limosas, limos arenosos, arcillas poco limosas y arenas limosas de color café y gris, con contenido de agua variable entre 20 y 80 %, constituidos por suelos arcillosos con inclusiones e intercalaciones de arena, su espesor llega a tener hasta 8 m, su consistencia varía de media a firme, esta formación es predominantemente arcillosa, con un grado de expansibilidad bajo, entre 3 y 4 m de profundidad se detectaron fósiles calcáreos, café con raíces, y el IRPE (Índice de Resistencia a la Penetración Estándar) en esta profundidad es de 3 golpes y de un golpe entre 7.80 y 8.40 m de

profundidad con respecto al brocal del sondeo, siendo la más baja del sondeo, en general el IRPE varía entre 14 y 40 golpes. Entre 8 y 12 m de profundidad se tiene un limo poco arcilloso, gris, arcilla de consistencia media, con contenido de agua variable entre 85 y 40 % e índice de resistencia a la penetración estándar de 40 golpes. A partir de esta profundidad y hasta 15 m se presentan una serie de estratos interestratificados de arcilla arenosa, arena arcillosa, limo - arenoso, arcilla limo - arenosa y limo de alta capacidad de carga y baja compresibilidad, de consistencia dura y en estado compacto, con índice de resistencia a la penetración estándar medio mayor a 50 golpes.

Es importante aclarar que los materiales superficiales corresponden a materiales arcillosos de alta plasticidad, que deberán despalmarse por lo menos en un espesor de 50 cm retirándoles fuera de la obra a donde lo indique la dirección de obra. Estos materiales no podrán mejorarse al incorporarle cal debido a que su plasticidad es muy alta por lo que es recomendable retirarlos y sustituirlos por materiales recomendados (tepetate), sin embargo, dado que se tiene una estratificación muy errática y heterogénea, se determinó que la profundidad de desplante será a 1.50 m, considerada como la más adecuada para zapatas de cimentación, tomando en cuenta las características medias del suelo de interés.

En general las características estratigráficas de los materiales del subsuelo, definidas mediante el Sondeo Mixto SM - 1 realizado en el sitio de interés, presenta la siguiente secuencia:

Profundidad (m)	Descripción
De 0.00 - 1.80	Arcilla poco arenosa, café oscuro, con contenido de agua medio de 30%, de consistencia variable de firme a muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 13 a 29 golpes.
De 1.80 - 3.00	Arena poco arcillosa, café, con contenido de agua medio de 17%, de consistencia firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 32 y más de 50 golpes, compacta; con composición granulométrica de 70% de arena y 30% de finos.
De 3.00 - 4.20	Arcilla poco arenosa, café oscuro y gris oscuro, con contenido de agua medio variable de 40 a 80%, de consistencia media, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 7 golpes; de límite líquido medio de 100%, límite plástico medio de 20%, en porción fina, del grupo CH, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, con cohesión de 7.6 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 7°, determinada en prueba de compresión triaxial no consolidada - no drenada, peso volumétrico de 1.44 ton/m ³ , y densidad de sólidos igual a 2.51.
De 4.20 - 4.80	Arena poco arcillosa, café, con contenido de agua medio de 20%, de compacidad media, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 19 golpes; de composición granulométrica de 90% de arena y 10% de finos.
De 4.80 - 5.40	Arcilla poco arenosa, gris oscura, con contenido de agua medio de 38%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 36 golpes.
De 5.40 - 6.00	Limo, gris claro, con contenido de agua medio de 40%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
De 6.00 - 7.20	Arcilla poco limo arenosa, café grisáceo, con contenido de agua medio de 37%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 30 a más de 50 golpes.

De 7.20 - 7.80	Limo arenoso, café con contenido de agua medio de 38%, de consistencia muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 19 golpes con límite líquido de 39%, límite plástico de 13 %, del grupo ML según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
De 7.80 - 8.40	Arena y limo, gris, con contenido de agua medio de 280%, de baja capacidad, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 golpe.
De 8.40 - 12.00	Limo poco arcilloso, gris oscuro y gris verdoso, con contenido de agua medio variable de 25 a 90%, de consistencia variable de firme a dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 14 a más de 50 golpes.
De 12.00 - 14.40	Arcilla poco limosa, gris claro y gris oscura, con contenido de agua medio variable de 88 a 40%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
De 14.00 - 15.60	Limo poco arenoso, gris oscuro, con contenido de agua medio de 30%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.

El nivel freático no se detecto a la máxima profundidad explorada y en la fecha en que se realizó la exploración en el sitio de interés.

A partir de 15 y hasta 20 m, se encontró materiales con características de resistencia media, como se observa en la Figura 8 Anexo 1, y de materiales resistentes de depósito natural que subyacen a los antes mencionados, que están constituidos por arenas finas limosas, gris claro, muy compacta.

Características Mecánicas. De acuerdo con las pruebas realizadas en laboratorio a las muestras cúbicas inalteradas, y tomando en cuenta los materiales menos favorables que subyacen al nivel del desplante recomendado, se determinaron los valores siguientes que servirán para conocer la capacidad de carga del suelo:

- ✓ cohesión: $c = 5$ y 13 ton/m^2 , para zapatas y pilas respectivamente
- ✓ ángulo de fricción interna: $\phi = 0$ y 30° , para zapatas y pilas respectivamente
- ✓ peso volumétrico del suelo: $\gamma = 1.50 \text{ ton/m}^3$

Con los resultados obtenidos en laboratorio de cohesión y fricción, se considera para el análisis de capacidad de carga un suelo: puramente cohesivo en zapatas y cohesivo friccionante en pilas.

Para el caso de los pavimentos, se determinaron los siguientes valores, que se utilizaran como elementos de cálculo para su diseño.

- ✓ VRS natural = 10%
- ✓ VRS saturado = 4.60%
- ✓ peso volumétrico seco: $\gamma = 1.32 \text{ ton/m}^3$
- ✓ % de expansión = 0.20

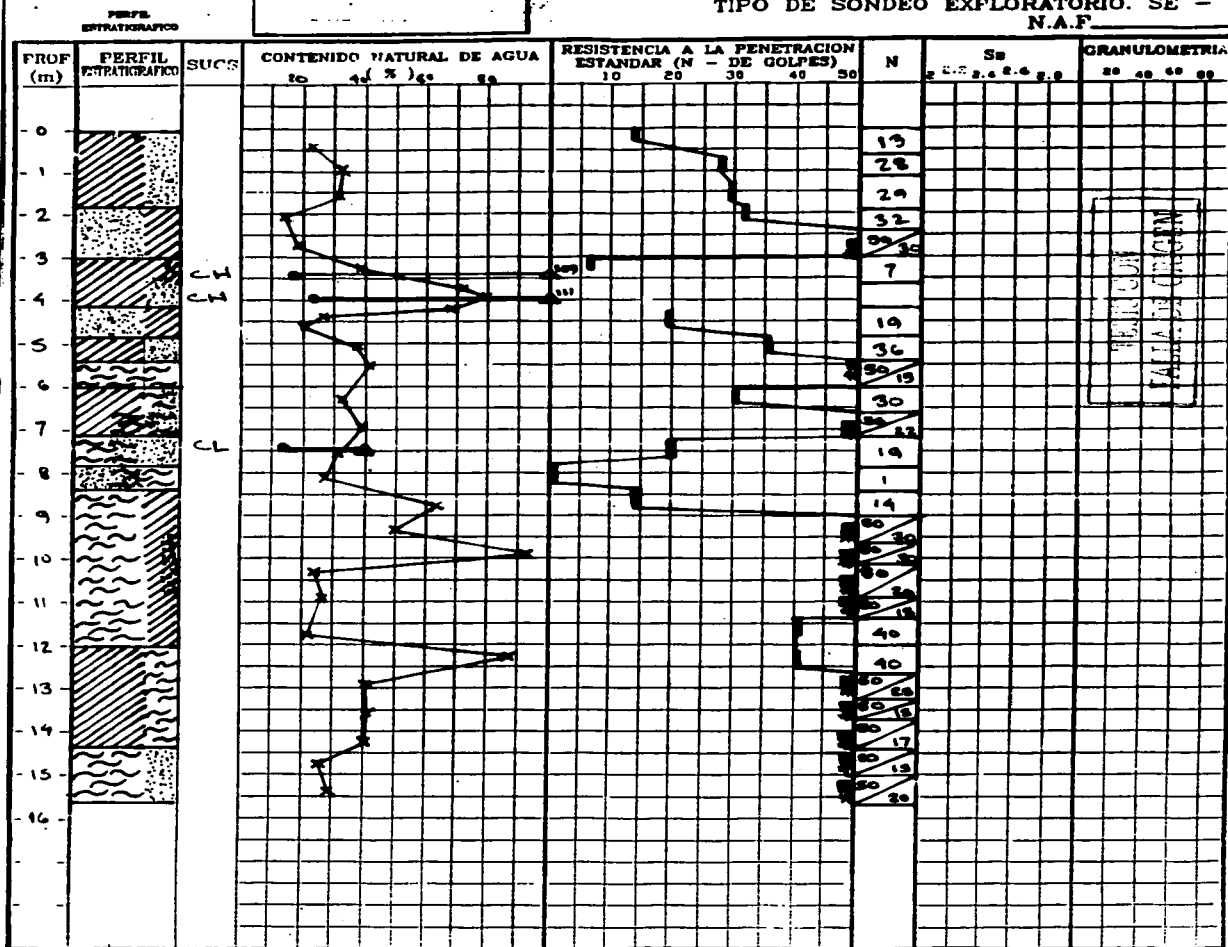
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PAGINACIÓN DISCONTINUA

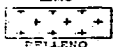
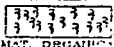
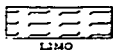
TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

Anexo 1.

Resultados de los Sondeos de Exploración



INSTITUTO TECNOLÓGICO
 DE CALABAZA DE GUAYAMA



N = NUMERO DE GOLPES PARA 30 cm.
 No. DE GOLPES / PEN. EN CM.
 * = AVANCE CON SONDA TRICONICA.
 S_s = DENSIDAD DE SOLIDOS.

□ > DE 50 GOLPES
 LFO — Δ LL
 G = GRAVA
 A = ARENA
 F = FLENO

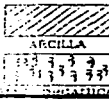
ESCALA
 7

APLIC. 1000G

PERFIL
 STRATIGRAFICO

PROF (m)	PERFIL STRATIGRAFICO	SUCCS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA (%)	RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR (N - DE GOLPES)					N	Ss				GRANULOMETRIA						
				10	20	30	40	50		0.075	0.25	0.6	2.0	60	40	60	80			
0																				
1																				
2																				
3																				
4																				
5																				
6																				
7																				
8																				
9																				
10																				
11																				
12																				
13																				
14																				
15																				
16																				
17																				
18																				
19																				
20																				

AVANCE CON BROCA TRICONICA



N = NUMERO DE GOLPES PARA 30 CM.
 No. DE GOLPES / PENETRACION EN CM.
 ▲ = AVANCE CON BROCA TRICONICA.
 Ss = VELOCIDAD DE GOLPES

□ > DE 50 GOLPES
 LPO = LLO
 G = GRAVA
 A = ARENA
 F = FINO

FIGURA
8

ASEN BRUJAS

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma de México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA: ILANEFAMA
LOCALIZACION: Filiberto Gómez No. 40, 42
SONDEO: Pozo a cinco metros PCA

ESTRATIGRAFIA

PROF (m)	DESCRIPCION	PERFIL ESTRATIGRAFICO	grano SP-SE	W	LL	LP	IP	e	Gs	q	CU	h	S _s	SIMBOLOGIA
				%	%	%	%	%	N	C	C			
0.0	PCA - 1													
0.2	CAPA DE SUELO VEGETAL													ARCILLA
0.4	ARCILLA GRIS OSCURA POCO LIMOSA CON RAICES DESECADAS DE CONSISTENCIA FIRME													RELLENO
0.6														GRAVA
0.8														LIMO
1.0	* ARCILLA LIMOSA CLAVE DE CONSISTENCIA DURA CON RAICES FOSILES		CH	35	52	16	35	1.1	80	2.5		1.6	2.5	ARENA
1.2														MAT ORGANICA
1.4														
1.5	* VMS NATURAL 24.50%													
1.6	* VMS SATURADO 23.90%													
1.8	* H.O. 33.70%													
1.9	* PVS 1.16													
2.0	* %EXP -0.20													
2.2														
2.4														
2.6														
2.9														
3.0														
3.2														
3.4														

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma de México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA :

CL: NEPAMLA

LOCALIZACION :

Filberto Sánchez No. 40, A2

SONDEO :

Faz: a cielo abierto PCA

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ESTRATIGRAFIA

PROF (m)	DESCRIPCION	PERFIL ESTRATIGRAFICO	categoría SUCE	W	LL	LP	IP	e	G _s	q	UU		h	S _s	SIMBOLOGIA
				%	%	cm	%	%	cm	cm	cm	cm	cm		
0.0	PCA - 2														
0.2	CAPA DE SUELO VEGETAL														ARCILLA
0.4	ARCILLA GRIS OSCURA POCO LIMOSA CON RAICES DESECADAS DE CONSISTENCIA FIRME														RELLENO
0.6															GRAVA
0.8	* ARCILLA LIMOSA CAFE DE CONSISTENCIA DURA CON RAICES FOSILES														LIMO
1.0			CH	57	57	17	40	0.71	81	2.5	28	29	1.8	25	ARENA
1.2															MAT ORGANICA
1.4															
1.6	* VRS NATURAL 17.30%														
1.8	* VRS SATURADO 14.30%														
2.0	* H.O. 35.49%														
2.2	* PVS 1.17														
2.4	* %EXP 0.00														
2.6															
2.8															
3.0															
3.2															
3.4															

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma de México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA : PLANEACIÓN
LOCALIZACIÓN : Filiberto Sánchez No. 4C, 4Z
SONDEO : Pozo a cielo abierto PCA

ESTRATIGRAFIA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PROF. (m)	DESCRIPCION	PERFIL	GRUPO ESTRATIGRAFICO	SUCS	W	LL	LP	IP	e	Gs	q	UU		h	Ss	SIMBOLOGIA	
					%	%	%	%	%	%	c	p					
0.0	PCA - 3																
0.2	CAPA DE SUELO VEGETAL																ARCILLA
0.4																	RELLENO
0.6																	GRAVA
0.8																	LIMO
1.0																	ARENA
1.2	ARCILLA GRIS OSCURA POCO LIMOSA CON RAICES DESHICADAS DE CONSISTENCIA FIRME		CH		50	51	19	32									MAT ORGANICA
1.4																	
1.6																	
1.8	* ARCILLA LIMOSA CAFE DE CONSISTENCIA DURA CON RAICES FOSILES																
2.0																	
2.2	* VRS NATURAL * VRS SATURADO * H.O. * PUS * %EXP																W
2.4																	CONTENIDO DE AGUA
2.6																	L.L
2.8																	LIMITE LIQUIDO
3.0																	L.P
3.2																	LIMITE PLASTICO
3.4																	I.P
	e																
	Gs																
	q																
	UU																
	UU																
	h																
	Ss																
	VRS																
	H.O.																
	PUS																
	%EXP																

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma de México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA : LAJEPANINA
LOCALIZACION : Filiberto Gómez No 40, 42
SONDEO : Peca a cielo abierto: PCA

ESTRATIGRAFIA

TERCER CON
FALLA DE ORIGEN

PROF (m)	DESCRIPCION	PERFIL ESTRATIGRAFICO	GRUPO SUCS	W	LL	LP	IP	e	Gs	q	UU		h	Ss	SIMBOLOGIA
				%	%	%	%	%	%	c	c	ρ			
0.0	PCA - 4														
0.2	CAPA DE SUELO VEGETAL														ARCILLA
0.4	ARCILLA GRIS OSCURA POCO LIMOSA CON RAICES DESECADAS DE CONSISTENCIA FIRME														RELLENO
0.6															GRAVA
0.8															LIMO
1.0															ARENA
1.2			CH	30	53	16	37	0.8	85	4.2			1.7	2.46	MAT ORGANICA
1.4															
1.6															
1.8	* ARCILLA LIMOSA CAFE DE CONSISTENCIA DURA CON RAICES FOSILES														
2.0															
2.2			CH	41	52	19	33	1.1	81		6	25	1.6	2.4	
2.4															
2.6															
2.8															
3.0	* VRS NATURAL 10.7% * VRS SATURADO 4.6% * H.O. 28.71% * PVS 1.32 * %EXP 0.2														
3.2															
3.4															

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma de México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA: TAINEPANITA
LOCALIZACION: Filiberto Gómez No 40, 42
SONDEO: Pozo a c do al norte PCA

ESTRATIGRAFIA

PROF (m)	DESCRIPCION	PERFIL ESTRATIGRAFICO	GRUPO SUELO	W	LL	LP	IP	e	Gs	q	UU	h	Ss	SIMBOLOGIA
				%	%	%	%	%	%	%	%			
0.00	PCA - 5													
0.02	CAPA DE SUELO VEGETAL													ARCILLA
0.04	ARCILLA GRIS OSCURA POCO LIMOSA CON RAICES DESECADAS DE CONSISTENCIA FIRME													RELLENO
0.06														GRAVA
0.08														LIMO
1.00	* ARCILLA LIMOSA CAFE DE CONSISTENCIA DURA CON RAICES FOSILES		CH	27	112	22	50	0.7	90	2.5		1.7	2.4	ARENA
1.12														MAT ORGANICA
1.14														
1.16														
1.18														
1.20			CH	38	51	18	33	1.1	81		8	18	16	2.5
1.22														
1.24														
1.26														
1.28														
1.30	* VRS NATURAL * VRS SATURADO													
1.32	* H.O * PVS * %EXP													
1.34														

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma De México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA: TLALNEPANTLA

LOCALIZACION: Filiberto Gómez No. 40,42

SONDEO: SM - 1

**CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA**

Muestra No.	Prof. (m)	Tara No.	tara (gr)	Wh+tt (gr)	Ws+tt (gr)	W	Clasificación
1	0.00 0.60	156	16.80	110.90	93.90	22.05	Arcilla café obscuro con poca arena fina
2	0.60 1.20	13	12.20	100.60	79.30	31.74	Arcilla café obscuro con poca arena fina
3	1.20 1.80	114	19.40	194.60	79.30	25.54	Arcilla café con poca arena fina
4	1.80 2.40	75	17.10	103.20	92.40	14.34	Arena fina poco arcillosa, café
5	2.40 2.85	174	17.40	102.30	89.60	17.59	Arena fina poco arcillosa, café
6	3.00 3.60	80	23.20	92.30	73.70	36.83	Arcilla café obscuro con poca arena fina
7-1	3.66 3.84	122	23.40	72.40	51.90	71.93	Arcilla gris obscuro con escasa arena fina
7-2	3.84 4.02	131	23.30	74.80	52.1	78.82	Arcilla gris obscuro con escasa arena fina
7-3	4.02 4.20	51	26.80	77.40	57.00	67.55	Arcilla gris obscuro con escasa arena fina
P.I.	-	146	23.40	84.60	71.30	27.77	Arena fina, limosa, gris obscuro

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

Muestra No.	Prof. (m)	Tara No.	tara (gr)	Wh+t (gr)	Ws+t (gr)	W	Clasificación
8	4.20 4.80	28	12.30	97.40	83.30	19.86	Arcilla fina, poco arcillosa, café
9	4.80 5.40	188	24.60	84.10	68.20	36.47	Arcilla gris oscuro con poca arena fina
10	5.40 5.55	22	13.50	49.20	38.90	40.55	Limo gris claro
11	6.00 6.60	167	17.00	84.60	66.80	35.74	Arcilla poco limosa, café grisáceo con escasa arena fina
12	6.60 6.97	61	23.10	95.90	76.80	35.57	Arcilla limosa, café grisáceo con poca arena fina
13	7.20 7.80	83	22.40	107.70	87.30	31.43	Limo arenoso, fino, café
14	7.80 8.40	27	12.50	73.20	59.90	28.06	Arena fina, limosa, gris
15	8.40 9.00	177	28.10	115.00	81.30	63.35	Limo poco arcilloso, gris oscuro negruzco
16	9.00 9.45	111	21.30	104.30	76.50	50.36	Limo poco arcilloso, gris oscuro
17	9.60 10.05	24	11.80	64.50	39.10	93.04	Limo poco arcilloso, gris verdoso claro con escasa arena fina

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma De México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA: TLALNEPANTLA
LOCALIZACION: Filiberto Gómez No. 40,42
SONDEO: SM - 1

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

Muestra No.	Prof. (m)	Tara No.	tara (gr)	Wh+t (gr)	Ws+t (gr)	W	Clasificación
18	10.20 10.55	4	12.30	94.30	77.80	25.19	Limo poco arcilloso, gris verdoso claro con escasa arena fina
19	10.80 10.95	147	23.70	79.80	68.20	26.07	Limo arenoso, fino, poco arcilloso, gris oscuro
20	11.40 12.00	172	17.30	94.00	79.80	22.72	Limo arenoso, fino, poco arcilloso, gris oscuro
21	12.00 12.55	30	12.10	70.40	43.60	85.08	Arcilla poco limosa, gris claro
22	12.60 13.00	105	16.70	91.10	69.60	40.64	Arcilla poco limosa, gris claro
23	13.20 13.50	108	17.50	97.70	74.00	41.95	Arcilla poco limosa, gris oscuro
24	13.80 14.12	226	24.40	101.70	79.70	39.78	Arcilla poco limosa, gris oscuro
25	14.40 14.55	216	25.20	107.20	90.80	25.00	Limo gris oscuro con poca arena fina
26	15.00 15.37	229	23.40	107.10	88.10	29.37	Limo gris oscuro con poca arena fina

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOSUniversidad Nacional Autónoma De México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales AragónOBRA: TLALNEPANTLA
LOCALIZACION: Filiberto Gómez No. 40,42
SONDEO: PCA's (muestras cúbicas)**CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA**

Muestra No.	Prof. (m)	Tara No.	tara (gr)	Wh+t (gr)	Ws+t (gr)	W	Clasificación
PCA - 1 MC - 1	1.00 1.20	119	16.90	90.80	70.40	38.13	Arcilla poco limosa café obscuro c/poca arena fina
PCA - 2 MC - 1	1.00 1.20	152	22.50	111.00	93.70	24.30	Arcilla poco limosa café obscuro c/poca arena fina
PCA - 3 MC - 1	1.00 1.20	185	23.10	120.80	95.10	35.69	Arcilla poco limosa café obscuro c/poca arena fina
PCA - 4 MC - 1	1.00 1.20	191	26.80	91.80	76.80	30.00	Arcilla gris obscuro con escasa arena fina
MC - 2	2.00 2.20	81	22.90	95.00	73.90	41.37	Arcilla gris obscuro con escasa arena fina
PCA - 5 MC - 1	1.00 1.20	146	23.40	90.40	76.00	27.38	Arcilla gris obscuro con escasa arena fina
MC - 2	2.00 2.20	131	23.30	96.20	76.10	38.07	Arcilla café obscuro con escasa arena fina

TESIS CON
DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma de México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA:

TALNEPANTLA

LOCALIZACION:
SONDEO:

Filiberto Gómez No. 40,42
SM-1 y PCA's (M. Cúbicas)

RESUMEN DEL CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

Sondeo No.	Muestra	Prof.	L.L.	L.P.	LP.	S.U.C.S.	Descripción del material
SM-1	6	3.00-3.60	108.80	17.16	91.64	CH	Arcilla café obscuro
SM-1	7.2	3.84-4.02	110.80	22.72	88.08	CH	Arcilla gris obscuro negruzco
SM-1	13	7.20-7.80	39.05	17.55	21.50	CL	Limo poco arcilloso gris
PCA-1	MC-1	1.00-1.20	51.80	16.23	35.57	CH	Arcilla poco limosa, café obscuro
PCA-2	MC-1	1.00-1.20	57.00	17.44	39.56	CH	Arcilla poco limosa, café
PCA-3	MC-1	1.00-1.20	50.70	19.09	31.61	CH	Arcilla café obscuro con escasa arena fina
PCA-4	MC-1	1.00-1.20	52.94	16.30	36.64	CH	Arcilla poco limosa, café obscuro
PCA-4	MC-2	2.00-2.20	51.81	18.63	33.18	CH	Arcilla poco limosa, café
PCA-5	MC-1	1.00-1.20	112.90	22.06	90.84	CH	Arcilla café obscuro
PCA-5	MC-2	2.00-2.20	51.30	18.14	33.16	CH	Arcilla poco limosa, café obscuro

TEMA CON
FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma de México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA:

TLALNEPANTLA

LOCALIZACION:
SONDEO:

Fillberto Gómez No. 40.42
SM-1 y PCA's (M. Cúbicas)

PORCENTAJE DE FINOS

Muestra	Prof. (m)	Ws+tara (gr)	Ws+lavado +tara (gr)	W tara (gr)	W total del material (gr)	W finos (gr)	% finos
PCA-1 MC-1	1.00-1.20	70.40	20.20	16.90	53.50	50.20	93.83
PCA-2 MC-1	1.00-1.20	93.70	31.50	22.50	71.20	62.20	87.36
PCA-3 MC-1	1.00-1.20	95.10	24.20	23.10	72.00	70.90	98.47
SM-1 4	1.80-2.40	92.40	69.90	17.10	75.30	22.50	29.88
SM-1 7-3 P.I.	4.02-4.20	57.00	27.80	26.80	30.20	29.20	96.69
SM-1 22	12.60-13.00	69.60	21.50	16.70	52.90	48.10	90.93

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma de México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA:

TLALNEPANTLA

LOCALIZACION:

Fillberto Gómez No. 40,42

SONDEO:

SM-1

RESUMEN DEL ANALISIS GRANULOMETRICO

Muestra	Prof. (%)	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Suma (%)
9	4.20-4.80	0.00	32.80	67.20	100.00
14	7.80-8.40	0.00	58.90	41.10	100.00
17	9.60-10.00	0.00	2.20	97.80	100.00

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma De México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA:

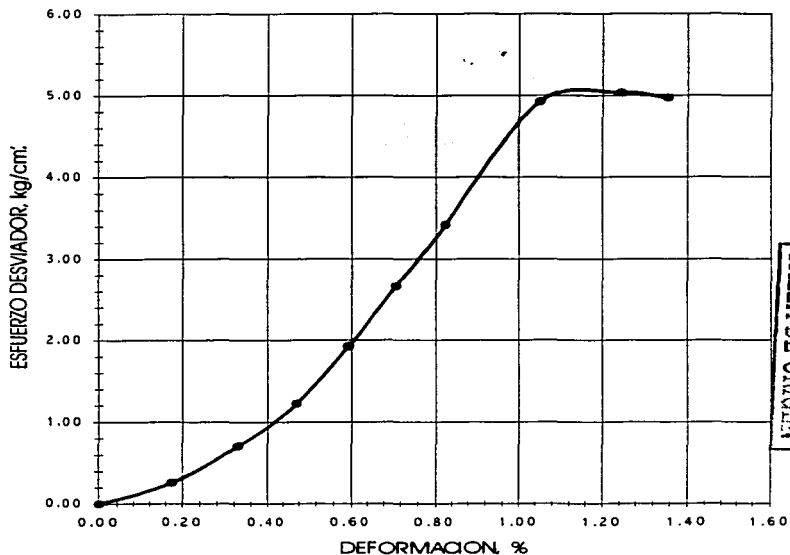
TALNEPANTLA

LOCALIZACION:
SONDEO:

Fillberto Gómez No. 40.42
PCA - 1

COMPRESION SIMPLE

DEF. %	ESF. kg/cm ²
0.00	0.00
0.18	0.26
0.33	0.70
0.47	1.22
0.59	1.92
0.71	2.66
0.82	3.42
1.05	4.92
1.24	5.03
1.35	4.97



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DATOS INICIALES DEL ESPACIMEN			
Ds =	3.50 cm	H1 =	8.00 cm
Dm =	3.48 cm	H2 =	8.00 cm
Di =	3.48 cm	Ss =	2.54
Ao =	9.53 cm ²	Wt =	65.10 gr
Vo =	76.24 cm ³	Wt+Sh =	188.80 gr
Wo =	123.90 gr	Wt+Ss =	157.10 gr

DATOS FINALES DEL ESPACIMEN			
ei =	1.10	Si =	79.72%
ef =	1.10	Sf =	79.22%
Pvhi =	1.62 T/m ³	Wi =	34.67%
Pvhf =	1.62 T/m ³	wf =	34.46%
PROFUNDIDAD =	1.00 - 1.20 m		

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma De México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA:

TLALNEPANTLA

LOCALIZACION:

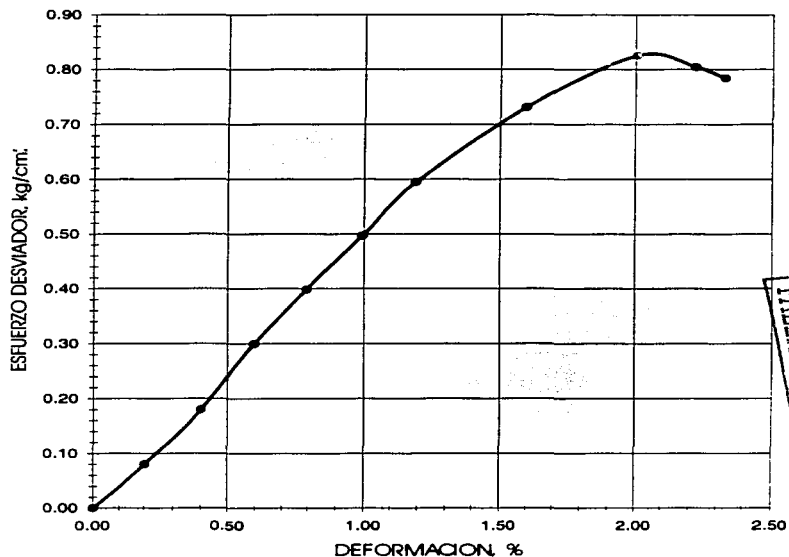
Fillberto Gómez No. 40,42

SONDEO:

PCA - 4

COMPRESION SIMPLE

DEF %	ESF kg/cm ²
0.00	0.00
0.20	0.08
0.40	0.18
0.60	0.30
0.79	0.40
0.99	0.50
1.19	0.59
1.60	0.73
2.01	0.83
2.22	0.80
2.33	0.78



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DATOS INICIALES DEL ESPACIMEN	
Ds = 3.49 cm	H1 = 7.89 cm
Dm = 3.49 cm	H2 = 7.89 cm
Di = 3.49 cm	Ss = 2.46
Ao = 9.56 cm ²	Wt = 105.70 gr
Vo = 75.49 cm ³	Wt+Sh = 236.00 gr
Wo = 130.50 gr	Wt+Ss = 206.60 gr

DATOS FINALES DEL ESPACIMEN	
ei = 0.84	Si = 85.89%
ef = 0.84	Sf = 85.31%
Pvhi = 1.73 T/m ³	Wi = 29.34%
Pvhf = 1.73 T/m ³	wf = 29.14%
PROFUNDIDAD =	1.00 - 1.20 m

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma De México

Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA:

LOCALIZACION:

SONDEO:

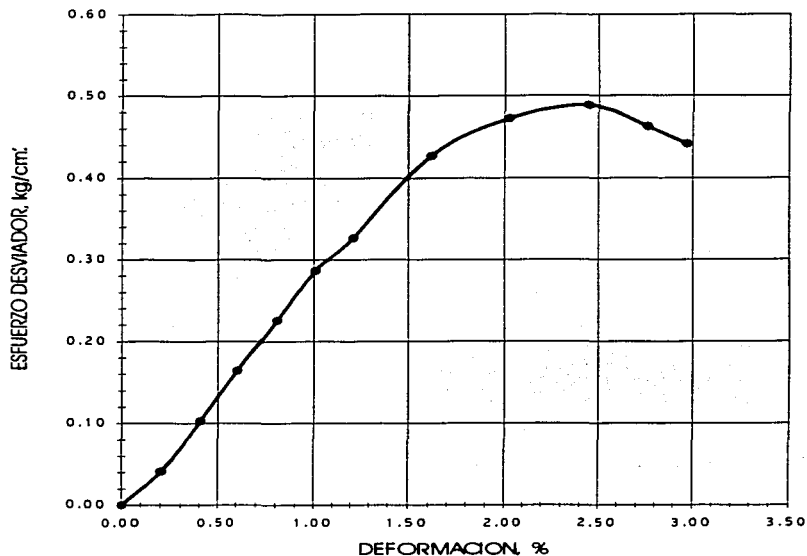
TLALNEPANTLA

Fillberto Gómez No. 40,42

PCA - 5

COMPRESION SIMPLE

DEF %	ESF kg/cm ²
0.00	0.00
0.20	0.04
0.40	0.10
0.61	0.16
0.81	0.23
1.01	0.29
1.21	0.33
1.62	0.43
2.03	0.47
2.44	0.49
2.76	0.46
2.97	0.44



PROV. CON
ETIQUETA DE ORIGEN

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN	
Ds = 3.50 cm	H1 = 7.99 cm
Dm = 3.43 cm	H2 = 7.99 cm
Di = 3.41 cm	Ss = 2.44
Ao = 9.28 cm ²	Wt = 36.10 gr
Vo = 74.19 cm ³	Wt+Sh = 169.50 gr
Wo = 133.50 gr	Wt+Ss = 141.50 gr

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN	
ei = 0.72	Si = 90.67%
ef = 0.72	Sf = 90.35%
Pvhi = 1.79 T/m ³	Wi = 26.66%
Pvfh = 1.78 T/m ³	wf = 26.57%
PROFUNDIDAD =	1.00 - 1.20 m

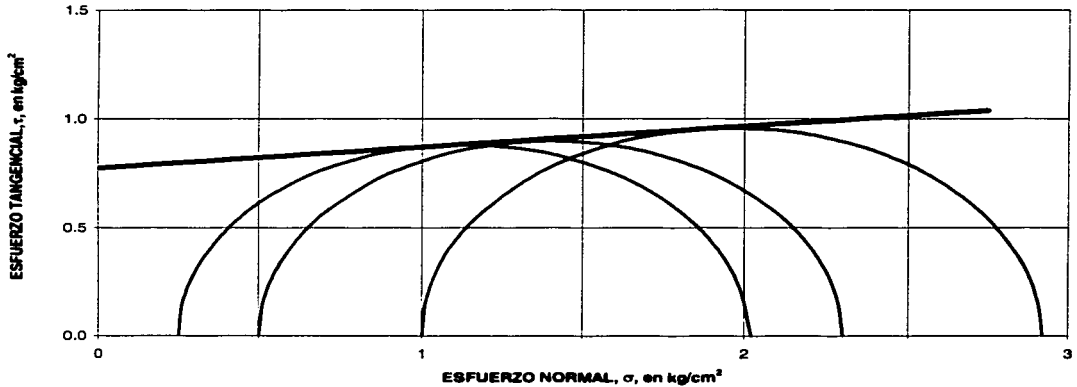
MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma De México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA: TLALNEPANTLA
LOCALIZACION: Filiberto Gómez No. 40,42
SONDEO: SM - 1

TRIAxIAL NO CONSOLIDADA - NO DRENADA

DENSIDAD DE	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	DEFORMACION PORCENTUAL	ESFUERZO MENOR	PRINCIPAL MAYOR	PESO VOLUMETRICO	C.L.A.S.I.F. S.U.C.S.
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	LL	LP	SL	σ_{II} kg/cm ²	σ_I kg/cm ²	% kg/cm ³	
S _s	e		W, %	W _L , %	G _L , %	G _L , %	%	%					
2.51	2.25	82	82	91	90	111	23	1.7	0.28	2.01	1405	CH	
	2.13	80	80	85	84			1.5	0.50	2.30	1446		
	2.10	82	81	98	97			1.7	1.00	2.82	1471		

CIRCULOS DE FALLA DE MOHR

PROFUNDIDAD: 3.84 - 4.02 m
COHESION: 0.78 kg/cm²
ANGULO DE FRICCION: 5°

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma De México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA:

TLALNEPANTLA

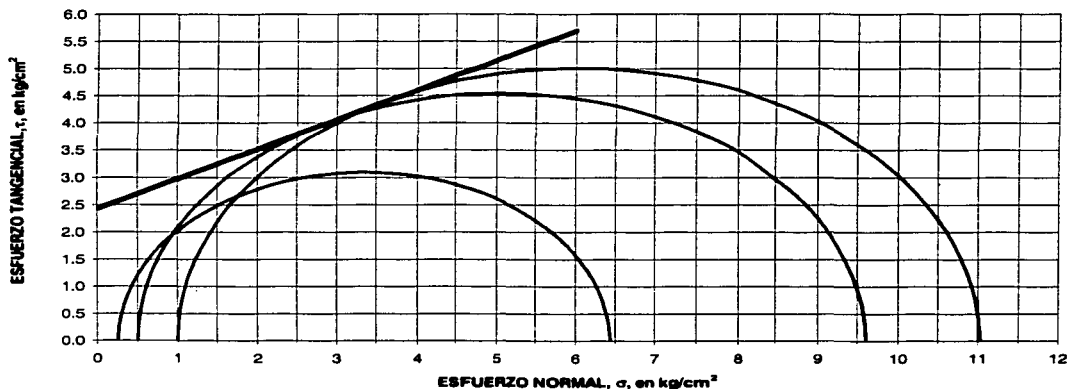
LOCALIZACION:
SONDEO:

Fillberto Gómez No. 40,42
PCA - 2

TRIAxIAL NO CONSOLIDADA - NO DRENADA

DENSIDAD DE SUELOS	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA			GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	DEFORMACION PORCENTUAL	ESFUERZO MENOR	PRINCIPAL MAYOR	PESO VOLUMETRICO NATURAL	C.L.A.S.I.F. S.U.C.S.
	INICIAL	FINAL	W, %	WL, %	CI, %	CF, %	LL	LP	%	σ_{11}	σ_1	γ_s		
Sa	a										kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ³	
2.57	0.76	25	24	63	63	57	17	2.0	0.25	6.43	1820	CH		
	0.72	23	23	63	62			1.9	0.50	9.60	1639			
	0.65	20	19	77	77			1.9	1.00	11.02	1859			

CIRCULOS DE FALLA DE MOHR



PROFUNDIDAD : 1.00 - 1.20 m
COHESION : 2.43 kg/cm²
ANGULO DE FRICCION : 29 °

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS

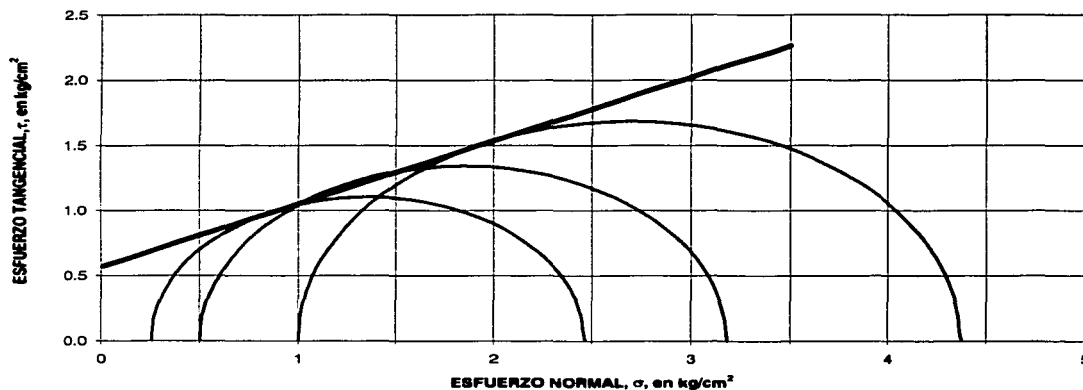
Universidad Nacional Autónoma De México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA: TLALNEPANTLA
LOCALIZACION: Filiberto Gómez No. 40,42
SONDEO: PCA - 4

TRIAxIAL NO CONSOLIDADA - NO DRENADA

DENSIDAD DE	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	DEFORMACION PORCENTUAL	ESFUERZO MENOR	PRINCIPAL MAYOR	PESO VOLUMETRICO NATURAL	C.L.A.S.I.F.
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	LL	LP	%L	σ_{21}	σ_1	γ_s kg/cm ³	
S _s	a	W, %	W _L , %	GI, %	GI _L , %	%	%		kg/cm ²	kg/cm ²		CH
2.43	1.50	39	38	81	81	52	19	1.2	0.25	2.46	1567	
	1.08	39	39	87	87			0.9	0.50	3.19	1621	
	1.07	38	38	86	86			1.1	1.00	4.37	1621	

CIRCULOS DE FALLA DE MOHR



PROFUNDIDAD : 2.00 - 2.20 m
COHESION : 0.57 kg/cm²
ANGULO DE FRICCION : 26 °

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma De México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA:

TLALNEPANTLA

LOCALIZACION:

Filiberto Gómez No. 40,42

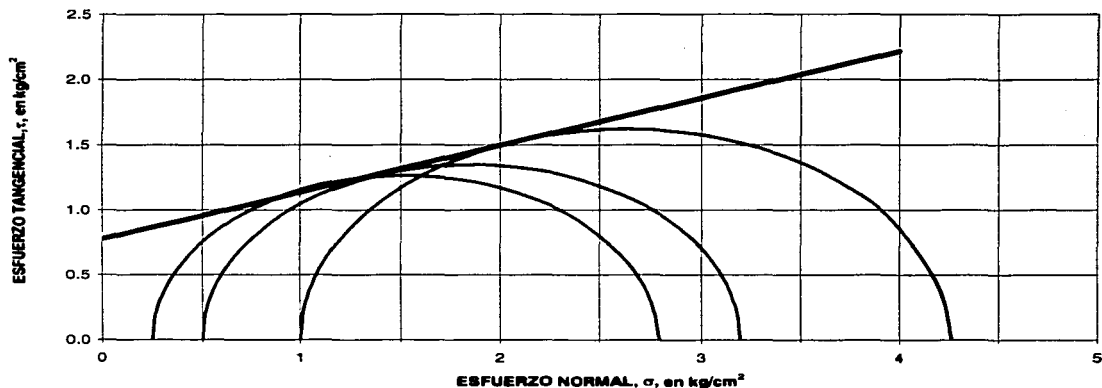
SONDEO:

PCA - 5

TRIAxIAL NO CONSOLIDADA - NO DRENADA

DENSIDAD	RELACION	CONTENIDO		GRADO DE		LIMITE	LIMITE	DEFORMACION	ESFUERZO	PRINCIPAL	PESO	
DE	DE VACIOS	DE AGUA		SATURACION		LIQUIDO	PLASTICO	PORCENTUAL	MEJOR	MAJOR	VOLUMETRICO	C.L.A.S.I.F.
SOLIC'OS	INICIAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	LL	LP	SL	σ_3	σ_1	NATURAL	S.U.C.S.
Sa	a	W, %	Wl, %	Gl, %	Gl, %	%	%		kg/cm ²	kg/cm ²	γ , kg/m ³	
2.52	1.17	38	37	81	81	51	18	1.0	0.25	2.78	1589	CH
	1.16	37	37	80	79			1.2	0.50	3.20	1596	
	1.05	38	38	91	90			1.2	1.00	4.24	1692	

CIRCULOS DE FALLA DE MOHR



TRIS CON
FALSA DE ORIGEN

PROFUNDIDAD : 2.00 - 2.20 m
COHESION : 0.78 kg/cm²
ANGULO DE FRICCION : 20 °

MECANICA DE SUELOS

Universidad Nacional Autónoma De México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

OBRA:

TLALNEPANTLA

LOCALIZACION:

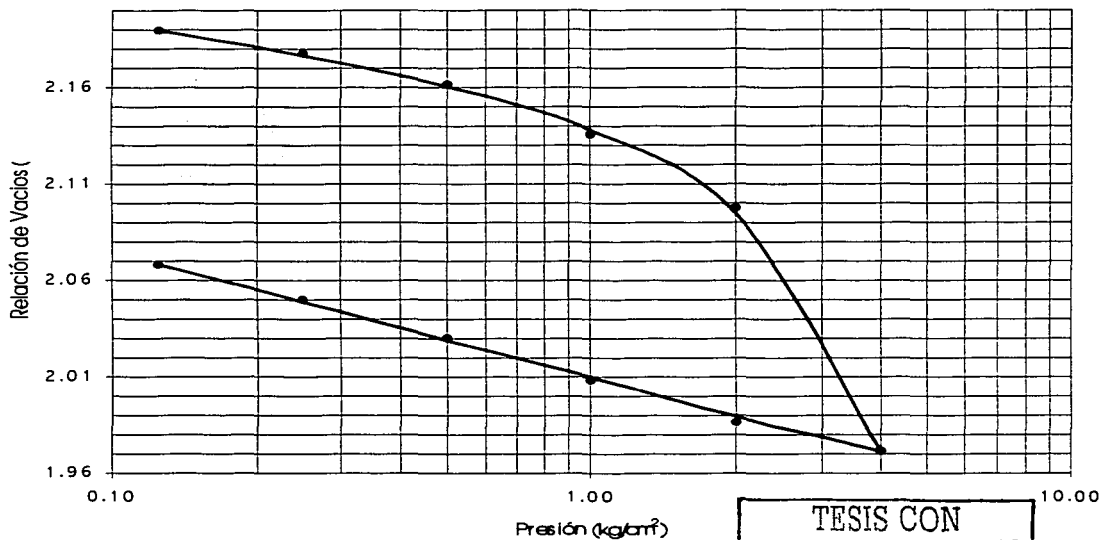
Filiberto Gómez No. 40.42

SONDEO:

SM - 1

CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

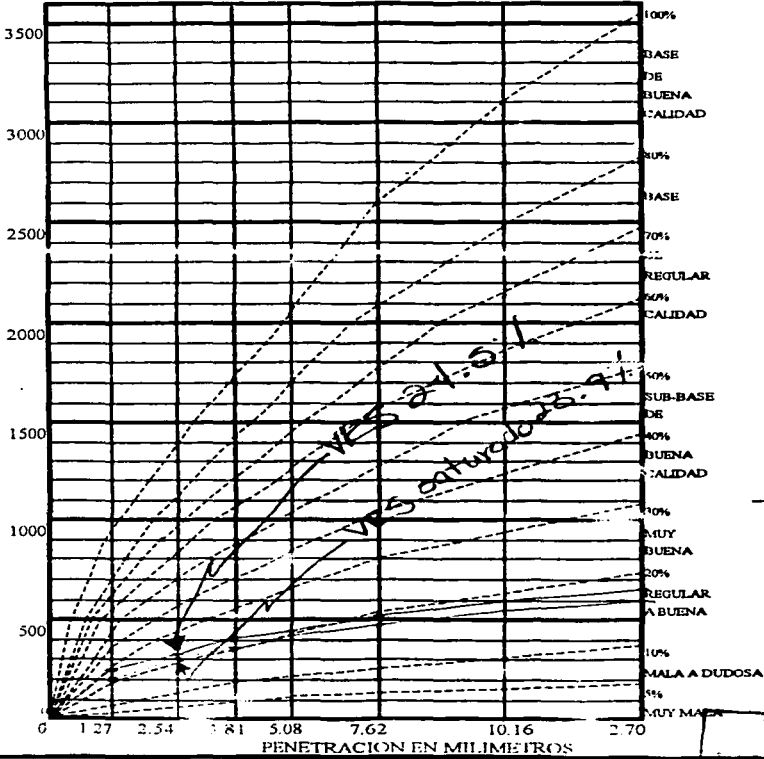
DATOS INICIALES	DATOS FINALES	PRESION ton/m ²	DEFORMACION %		
Wh+A = 312.59 g	Wh+A+T = 342.50 g	0.1250	0.1600	2.1897	102.6413
W Tara = 29.30 g	Ws+A+T = 275.80 g	0.2500	0.6300	2.1778	102.2609
Ws = 80.77 g	Whi = 146.77 g	0.5000	1.0400	2.1616	101.7366
Wwi = 56.00 g	Whf = 147.47 g	1.0000	1.8550	2.1400	100.8987
Wwf = 56.70 g	Vi = 102.81 cm ³	2.0000	3.0400	2.0940	99.6805
Vt = 99.15 cm ³	Vs = 32.18 cm ³	4.0000	6.9900	1.9715	95.5197
Vv = 70.63 cm ³	Vw = 66.00 cm ³	2.0000	6.5150	1.9866	96.1080
Pvhi = 1.43 ton/m ²	Pvhf = 1.49 ton/m ²	1.0000	5.8350	2.0084	96.8071
Wi = 81.71 %	Si = 93.45 %	0.5000	5.1500	2.0303	97.5113
Wf = 82.58 %	Sf = 99.80 %	0.2500	4.5300	2.0501	98.1487
ei = 2.19	ef = 2.08	0.1250	3.9650	2.0681	98.7295



VALOR RELATIVO DE SOPORTE

Procedencia: TLALNEPANTLA
 Sondeo N°: PCA-1 Muestra: MC-1 Prof.: 1.00-1.20
 Clasificación: Areilla café obscuro con poca arena fina
 Observaciones: Fecha: 01/08/00

CARGA EN KILOGRAMOS



PORTER SATURADA				
Peso material+molde (gr)	8884			
Peso del molde (gr)	494			
Peso del material (gr)	3940			
Altura de molde (cm)	12.70			
Altura faltante (cm)	0.00			
Altura del material (cm)	12.70			
Area del molde (cm²)	196.07			
Volumen (cm³)	2490.09			
D.V.H. (ton/m³)	1.887			
D.V.S. (ton/m³)	1.183			
W (%)	13.76			
% Exp.	-0.2			
% V. R. S.				
1.27	17.0	14.0	251	207
2.54	22.5	22.0	333	325
3.81	27.8	26.2	411	387
5.08	31.0	29.4	458	435
7.62	35.0	32.8	517	483
10.16	40.8	37.7	603	567
12.70	45.5	41.2	672	609
Molde N° 5				Nat. Satur.
Anillo: 14.78				
Lec. Inicial				8.24
Lec. final				8.27

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

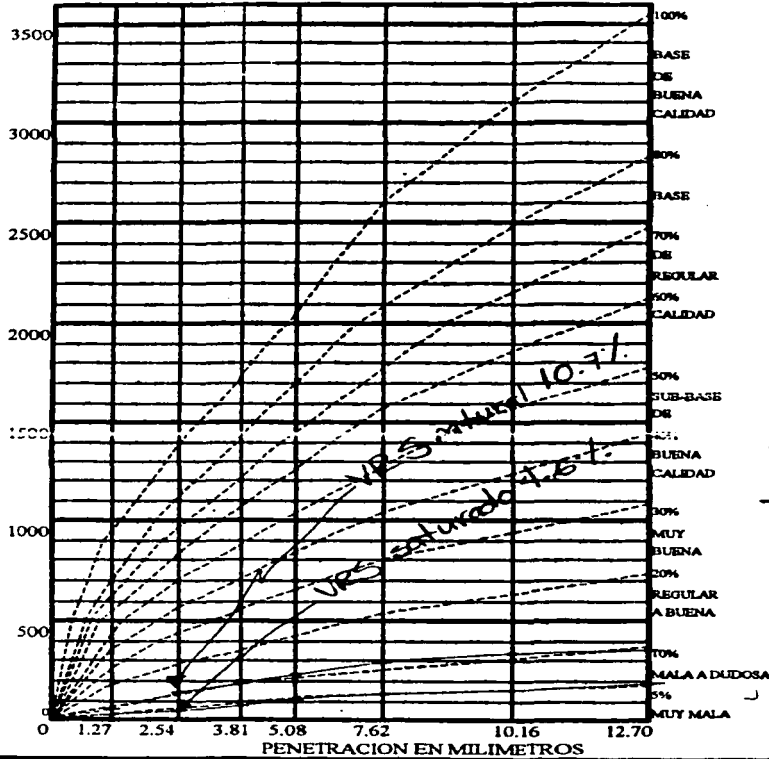
Figura 29

VALOR RELATIVO DE SOPC.

Procedencia: TLALNEPANTLA
 Sondeo N°: PCA-4 Muestra: MC-1 Prof.: 1.00-1 m.
 Clasificación: Arcilla gris oscura con escasa arena fina
 Observaciones: Fecha: 01/08/77

C
A
R
G
A

E
N
K
I
L
O
G
R
A
M
O
S



PORTER SATURADA				
Peso material+molde (gr)	9200			
Peso del molde (gr)	5026			
Peso del material (gr)	4174			
Altura de molde (cm)	12.60			
Altura faltante (cm)	0.00			
Altura del material (cm)	12.60			
Area del molde (cm ²)	194.83			
Volumen (cm ³)	2454.86			
P. V. H. (ton/m ³)	1.700			
P. V. S. (ton/m ³)	1.321			
H. O. (%)	28.71			
% Exp.	0.2			
% V. R. S.	10.71 / 4.61			
1.27	5.2	2.2	77	33
2.54	9.9	4.2	146	62
3.81	13.4	6.1	198	90
5.08	16.0	7.8	236	115
7.62	20.0	9.0	290	140
10.16	23.1	11.8	341	174
12.70	25.2	13.2	372	195
Molde N° 13		Nat.	Satur.	
Anillo: 14.78				
Lec. Inicial			6.30	
Lec. final			8.28	

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

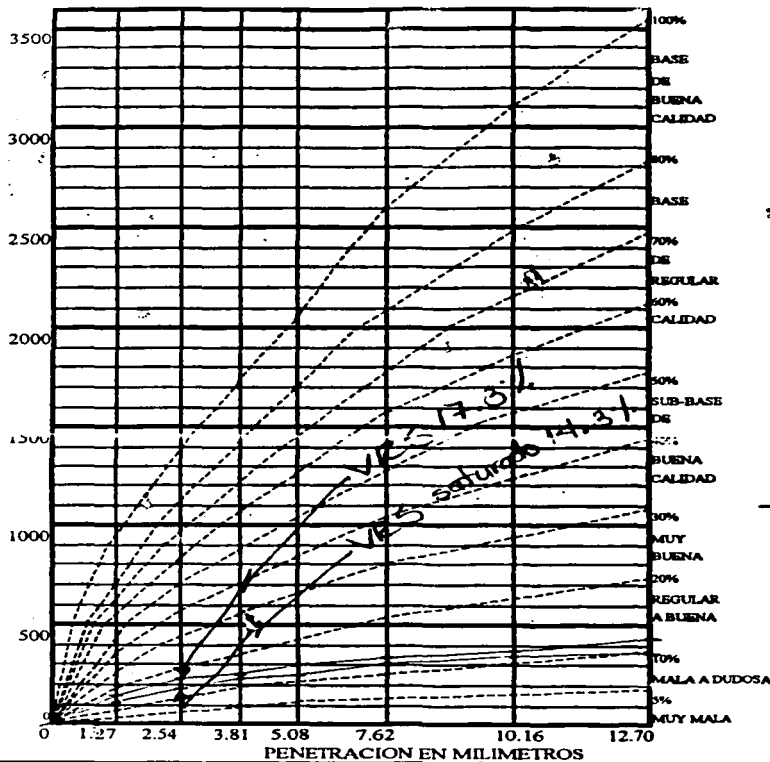
Figura 30

VALOR RELATIVO DE SOPORTE

Procedencia: TLALNEPANTLA
 Sondeo N°: PCA-
 Muestra: MC-3 Prof.: 1.00-1.20 m
 Clasificaci3n: Arcilla poco limosa, caf3 oscuro con poca arena fina
 Observaciones: Fecha: 01/08/00

C
A
R
G
A

E
N
K
I
L
O
G
R
A
M
O
S



PORTER SATURADA				
Peso material+molde (gr)	8985			
Peso del molde (gr)	5036			
Peso del material (gr)	3949			
Altura de molde (cm)	12.70			
Altura faltante (cm)	0.00			
Altura del material (cm)	12.70			
Area del molde (cm²)	196.07			
Volumen (cm³)	2490.09			
P. V. H. (ton/m³)	1.586			
P. V. S. (ton/m³)	1.170			
H. O. (%)	35.49			
% Exp.	0.0			
% V. R. S.	17.31 / 14.31			
1.27	9.9	8.1	146	120
2.54	15.9	13.2	235	195
3.81	18.1	16.1	268	238
5.08	20.1	18.1	297	268
7.62	21.1	21.1	341	312
10.16	26.3	23.7	389	350
12.70	30.0	25.8	443	381
Molde N° 19	Nat.	Satur.		
Anillo: 14.78				
Loc. Inicial		7.39		
Loc. final		7.39		

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 31

CAPITULO II. PROPUESTA DE LA CIMENTACION MAS ADECUADA

La cimentación es la parte que soporta a la estructura. Este término se aplica usualmente en forma restrictiva al miembro que transmite la carga de la superestructura al suelo, pero en su más completo sentido, la cimentación incluye el suelo y la roca que están debajo. Es una transición o conexión estructural cuyo proyecto depende de las características de ambos, la estructura y el suelo o la roca. Una buena cimentación debe cumplir con los siguientes requisitos:

1. Debe colocarse a una profundidad adecuada para impedir los daños de las heladas, los levantamientos, las socavaciones ó los daños que pueden causar futuras construcciones cercanas.
2. Debe ser segura contra la falla del suelo.
3. No debe asentarse tanto que dañe la estructura.

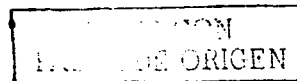
El tipo de cimentación más adecuado para una estructura dada, depende de varios factores, como su función, las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura. Puede ser que sea necesario hacer otras consideraciones, pero las anteriores son las principales.

El propósito es llevar los esfuerzos que proporciona la estructura hasta el suelo; distribuyéndolos de modo y manera que no le soliciten bajo tensiones mayores que las que puede soportar. Mediante un factor de seguridad nos protegeremos de posibles inexactitudes en la predeterminación de su capacidad portante. Se procurará que al margen de su resistencia, por efecto de la compresibilidad, no se produzcan asentamientos que soliciten excesivamente la estructura.

2.1. Alternativas de Cimentación

El suelo será quien reciba en forma primordial la acción de las cargas de la estructura por medio de los cimientos. Su correcta selección es un requisito primario para lograr un satisfactorio comportamiento de la cimentación, y su ubicación en profundidad es controlante de su funcionamiento y diseño. La selección final y el diseño requieren el uso de los métodos analíticos.

De acuerdo con la información proporcionada del sitio de interés sobre la naturaleza de la superestructura y de las cargas que se van a transmitir a la cimentación (Anexo 2, Figura 32), y determinadas las condiciones del subsuelo en forma general; se consideran dos posibles tipos de cimentación:



2.1.1. Zapatas

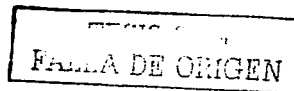
La elección de esta alternativa de cimentación es apropiada para la estructura de interés y se efectuó considerando las características de la superestructura y las cargas que se van a transmitir, y también las correspondientes a las propiedades estratigráficas y mecánicas del suelo, particularmente la existencia entre 0.50 m y 1.20 m de un estrato de arcilla poco limosa gris oscura, preconsolidada por desecación intensamente grumosa, poco agrietada, de plasticidad media a alta, escasamente expansiva y de consistencia media a firme, subyacente hasta la máxima profundidad explorada (por el sondeo mixto SM-1, profundidad real de 15.40 m) por materiales de resistencia variable entre blanda (3.60 a 4.20 m y entre 7.80 y 8.40 m) y media constituidos por arcilla intercalada con estratos de arcilla arenosa, arcilla limo-arenosa y arena fina.

Por lo que se propone entonces, una cimentación a base de zapatas aisladas con trabes de liga o zapatas corridas reticulares, es decir, en los dos sentidos, bajo todas las columnas y muros divisorios, desplantadas a una profundidad de 1.50 m, respecto al nivel N+0.00 de proyecto que corresponde al nivel de banquetta de la calle Filiberto Gómez, en donde se tiene una arcilla limosa poco arenosa de color café, la cual subyace a una arcilla plástica de color café oscuro.

2.1.2. Pilas

La elección de esta alternativa de cimentación es apropiada para la estructura de interés y se efectuó considerando las características de la superestructura y las cargas que se van a transmitir, y también las correspondientes a las propiedades estratigráficas y mecánicas del suelo (sondeo exploratorio SE-1, profundidad real de 21.10 m), particularmente la existencia de materiales con características de resistencia media, y de materiales resistentes de depósito natural que subyacen a las antes mencionadas, que están constituidos por arena finas limosas gris claro, muy compacta.

Se propone, una cimentación profunda por medio de pilas de concreto armado, de sección transversal constante, coladas en seco, empotradas un metro como mínimo dentro de los depósitos resistentes de origen natural.



CAPITULO III. ANALISIS DE CIMENTACION

3.1. Zapatas

Una zapata es un agrandamiento de una columna o muro para reducir la presión sobre el suelo a la máxima admisible.

Zapatas aisladas. Se consideran como zapatas aisladas a los apoyos rígidos, generalmente cuadrados o rectangulares de concreto o de mampostería, cuya longitud no excede de 1.5 veces el ancho; por lo general cada zapata soporta la carga transmitida por una columna.

Este tipo de cimentación se utiliza en suelos compactos de baja compresibilidad y para estructuras donde los hundimientos diferenciales entre columnas, pueden ser soportados por la flexibilidad de la superestructura sin daño para la construcción. O bien, cuando esos hundimientos diferenciales son de un valor tan bajo que sus efectos en los elementos estructurales son absorbidos mediante uniones apropiadas entre ellos.

Zapatas corridas. Estos elementos de cimentación pueden definirse como apoyos longitudinales que soportan la carga de una serie de columnas enlazadas por una dala o viga de cimentación, o bajo los muros de carga. Su uso es recomendable en suelos de compresibilidad baja o media, y para estructuras donde se requiere controlar, dentro de ciertos límites, la magnitud de los hundimientos diferenciales entre columnas. Estos elementos son neutralizados por la rigidez de la viga de cimentación o contratabe.

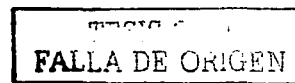
3.1.1. Determinación de la Capacidad de Carga

La capacidad de carga, es la capacidad del suelo para soportar una carga sin que se produzcan fallas dentro de su masa. La capacidad de un suelo para soportar una carga varía no solamente con la capacidad del suelo, sino también con la magnitud y distribución de la carga.

La capacidad de carga de los materiales en el sitio de interés sobre los que se desplantarán las zapatas, se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos puramente cohesivos.

Se obtendrá capacidad de carga para zapatas aisladas y corridas con el propósito de analizar las dos posibilidades, aplicando la siguiente expresión:

$$Q_a = c N_c F_R + P_v$$



en donde:

Qa: capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de las zapatas, en ton/m^2

c: cohesión del material de apoyo, en ton/m^2

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

$$Nc = 5.14 (1 + 0.25 Df/B + 0.025 B/L)$$

el el cual:

Df: profundidad de desplante, en m

B: ancho del cimiento, en m

L: largo del cimiento, en m

FR: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

Pv: presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m^2

Para obtener la capacidad de carga del suelo en el sitio de interés, se propone un ancho **B**, de 2 m y los resultados para zapata corrida y aislada se muestran en el Anexo 3, Figuras 33 y 34.

3.1.2. 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 por un factor de carga de 1.50.
- *Condiciones Dinámicas*, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de la carga provocada por el momento de volteo debido al sismo), más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.10.

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 cimiento, el ancho efectivo de éste deberá considerarse igual a:

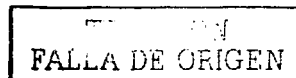
$$B' = B - 2e$$

donde:

B': ancho reducido, en m

B: ancho de la zapata, en m

e: excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación



3.1.3. Estado Límite de Falla en Condiciones Estáticas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectada por un factor de 1.50, deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\sum QF_c}{A} \leq R$$

donde:

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

Fc: factor de carga, adimensional igual a 1.50

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 15.18 ton/m² para aislada y 13.04 ton/m² para corrida.

3.1.4. Estado Límite de Falla en Condiciones Dinámicas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantáneas, y acción accidental más crítica, el sismo, más el peso de la cimentación, afectada por un factor de 1.10, deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\sum QF_c}{A} \leq R$$

donde:

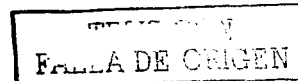
ΣQ : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en ton

Fc: factor de carga, adimensional igual a 1.10

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 15.18 ton/m² para aislada y 13.04 ton/m² para corrida.

Para el análisis de los Estados Límite de Falla, se consideró el eje 3 como crítico y sus correspondientes columnas son: 6, 7, 8, 9 y 10. El resultado de los cálculos se muestra en el Anexo 3, Figuras 35 a 40.



3.1.5. Estado Límite de Servicio

Se calcularon los movimientos verticales que sufrirán las estructuras provocados por la consolidación del depósito arcilloso que particularmente se tiene entre 3.60 y 4.20 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 13.04 ton/m².

En el análisis se empleo 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 admisibles máximos de 8.97 cm para las zapatas corridas reticulares, es decir en los dos sentidos, en tanto que para las zapatas aisladas con trabes de liga resultan con valores máximos de 11.04 cm, por lo que se establece que la alternativa de cimentación que tendrá una magnitud menor en cuanto a los asentamientos resulta para las zapatas corridas en ambos sentidos. El resultado de los cálculos efectuados se muestra en el Anexo 3, Figuras 41 a 46.

3.2. Pilas

Para las estructuras pesadas que deban construirse sobre suelos compresibles, de tal manera que algún sistema de cimentación superficial razonablemente económico sea insuficiente para controlar los asentamientos totales, deberá recurrirse a cimentaciones profundas.

Si las condiciones del suelo superficial no son apropiadas para permitir el uso de cimentaciones superficiales o someras, será preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades.

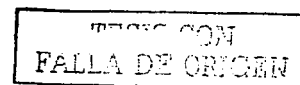
Los diferentes tipos de cimentación profunda se clasifican de acuerdo con las dimensiones de su sección transversal que generalmente se dividen en pilas, cuando su diámetro o lado es mayor de 60 cm, y pilotes, para dimensiones menores. En el diseño y construcción de pilas y pilotes intervienen fundamentalmente tres variables: la forma como transmiten las cargas al subsuelo, el material con el que están fabricados, y su procedimiento constructivo.

Para éste caso, se recomienda como alternativa de cimentación las pilas y trabes de cimentación.

3.2.1. Determinación de la Capacidad de Carga

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

Dado que las pilas quedarán prácticamente fijas en relación a los depósitos arcillosos que se encuentran sobre su nivel de desplante, al generarse en éstos asentamientos provocados por



sobrecargas superficiales o por compactación de los rellenos al saturarse, las pilas se sobrecargarán al desarrollarse fricción negativa sobre su fuste.

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

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

$$FN = (WK\phi)/(1 + (WK\phi d / 3a)) \int_0^d Pozdz$$

donde:

FN: magnitud de la fricción negativa, en ton

W: perímetro del fuste de la pila, en m

K ϕ : coeficiente de adherencia entre los materiales superficiales y la pila; para este caso igual a 0.20

d: longitud de la pila, en la que ocurre la fricción negativa, en ton

a: área tributaria de la pilas

Poz: esfuerzo vertical a la profundidad z, en m

La disminución de la presión efectiva se calculó como:

$$\Delta Pd = FN / a$$

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

$$Qa = (((cN''c + Pv'N''q)Fr + Pv)Ab)Fre - FN$$

donde:

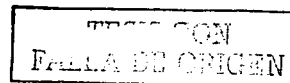
Qa: capacidad de carga admisible a la compresión, en ton

c: cohesión de los materiales de apoyo, en ton/m²

Fr: factor de reducción de la resistencia, igual a 0.35

Pv: presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de apoyo de la pila, en ton/m²

P'v: Presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de apoyo de la pila, en ton/m²



$N''c$: factor de capacidad de carga, que es función del ángulo de fricción interna, y de la longitud que la pila esté empotrada en los materiales resistentes determinado mediante la siguiente expresión:

$$N''c = Nc + (N'c - Nc)D'' / D'$$

$N''q$: factor de capacidad de carga, que es función del ángulo de fricción interna, y de la longitud que la pila esté empotrada en los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente expresión:

$$N''q = Nq + (N'q - Nq)D'' / D'$$

siendo:

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

Nq, Nc : factor de capacidad de carga para el caso en que la pila quede apoyada sobre los materiales resistentes

$Nq, N''c$: factor de capacidad de carga para el caso en que la pila tenga como mínimo el empotramiento óptimo, D' dentro de los materiales resistentes, obteniéndose D' mediante la siguiente expresión:

$$D' = 4 N\phi B$$

donde:

$$N\phi = \tan^2 (\pi/4 + \phi/2)$$

La capacidad de carga a la compresión de la pila obtenida con el criterio anterior, se deberá afectar por el resultado de la siguiente ecuación:

$$Fre = (B + 1) / (2B + 1)$$

donde:

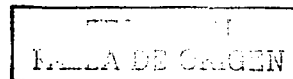
Fre : factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala

B : Diámetro de la base de la pila, en m

La capacidad de carga de los materiales sobre los que se desplantarán las pilas, se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivo - friccionantes. El resultado de la capacidad de carga se muestra en el Anexo 3, figuras 47 a 54.

3.2.2. Dimensionamiento de las Pilas

Para el dimensionamiento de las pilas 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 por un factor de carga de 1.50.
- *Condiciones Dinámicas*, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de la carga provocada por el momento de volteo debido al sismo), más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.10.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.32 por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características de la zona que el Reglamento de Construcciones denominada zona II o de transición.

3.2.3. Estado Límite de Falla en Condiciones Estáticas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectada por un factor de 1.50, deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\Sigma QF_c < RF_R$$

donde:

$\Sigma Q F_c$: suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en ton, afectada por el factor de carga correspondiente adimensional igual a 1.50

$R F_R$: capacidad de carga de la cimentación, afectada por el factor de reducción de la resistencia correspondiente

3.2.4. Estado Límite de Falla en Condiciones Dinámicas

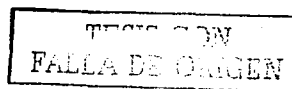
Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantáneas, y acción accidental más crítica, el sismo, más el peso de la cimentación, afectada por un factor de 1.10, deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\Sigma QF_c < RF_R$$

donde:

$\Sigma Q F_c$: suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en ton, afectada por el factor de carga correspondiente adimensional igual a 1.10

$R F_R$: capacidad de carga de la cimentación, afectada por el factor de reducción de la resistencia correspondiente



3.2.5. Estado Límite de Servicio

Los asentamientos elásticos que sufrirán las pilas debido a las cargas verticales a que estarán sometidas se calcularon mediante la siguiente expresión:

$$S = \left(Q + \frac{FN}{L} \right) \left(\frac{L}{EcA_f} + \frac{mCsfp}{Es\sqrt{Ab}} (1 - \nu^2) \right)$$

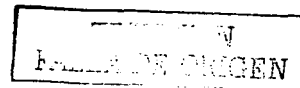
donde:

- S: asentamiento de la cabeza de la pila, en m
- L: longitud de la pila, en m
- Ec: módulo de elasticidad del concreto de la pila, en ton/m²
- Ab: área de la base de la pila, en m²
- m: factor de forma, adimensional e igual a 0.95 para pilas de sección transversal circular
- Cs: factor de rigidez de la subestructura de cimentación, adimensional e igual a 1
- fp: factor de profundidad, adimensional e igual a 0.50 para D/B > 5
- Es: módulo de elasticidad del manto de apoyo, en ton/m²
- Q: carga aplicada al nivel de la base de la pila, en ton
- ν : relación de poisson
- FN: fricción negativa, en ton

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 10,000 ton/m² y una relación de poisson de 0.35, se obtuvieron asentamientos elásticos de 2.62, 2.84 y 3.07 cm, para pilas de 0.80, 1.00 y 1.20 m de diámetro respectivamente, que se consideran admisibles (Anexo 3, Figuras 55 y 56).

3.3. Cajón de estacionamiento

El cajón de estacionamiento bajo el edificio Fullfilment será a través de muros perimetrales, de concreto armado, a una profundidad de desplante de 3 m respecto al nivel de banquetta, y un ancho de pared del muro estimado de 0.25 m. A continuación se describen los análisis de expansiones elásticas a la excavación hecha y empuje de tierras producido sobre los muros.



3.3.1. Expansión elástica en excavación

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar el cajón de estacionamiento, se utilizará el criterio de Steinbrenner, empleando la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{qB}{E} [(1 - \mu^2)F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2)F_2]$$

donde:

- δ : expansión elástica, en m
- q : presión total removida, en ton/m³
- B : ancho de la excavación, en m
- E : módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en ton/m²
- μ : relación de poisson, adimensional
- F_1, F_2 : factores que son funciones de la profundidad, ancho y largo de la excavación, adimensionales

El análisis de las expansiones elásticas se realizó considerando los primeros 15 m de suelo, y se determinó con un valor de $q = 4.5 \text{ ton/m}^3$, un ancho de excavación igual a 35 m, de largo igual a 40 m, y la expansión máxima en el centro de la excavación resulto de 1.93 cm, ver resultados en la Figura 57.

3.3.2. Empuje de tierras sobre muro perimetral de estacionamiento

Debido a que el cajón de estacionamiento se encuentra en contacto con el suelo, los muros perimetrales deberán diseñarse para soportar los empujes provocados por el suelo.

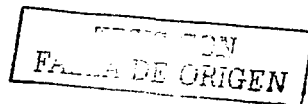
Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo, así como las del proyecto, se determinarán las presiones a largo plazo que obrarán sobre los muros rígidos perimetrales, siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, considerando los siguientes efectos:

- La presión de la masa del suelo en condición de reposo, obtenida como el producto del peso volumétrico total, por los espesores en que éstos se consideran del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo K_0 . El coeficiente de presión de tierras en reposo es una constante de proporcionalidad entre la presión vertical y la presión horizontal.

$$E_s = \gamma_m h K_0$$

donde:

- γ_m : peso volumétrico del material, en ton/m³
- K_0 : coeficiente de presión de tierras, igual a 0.5
- h : altura del muro, en m



- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 1.50 ton/m^2 actuando en la superficie del terreno.

$$E_{sc} = W/\pi [(\beta + \text{Sen } \beta)\text{Sen}^2 \beta/2 + (\beta - \text{Sen } \beta) \text{Cos}^2 \beta/2]$$

donde:

W : sobrecarga uniformemente repartida, igual 1.50 ton/m^2

$$\beta = \tan^{-1} L/z \quad (\text{en radianes})$$

donde:

L : Longitud de proyección de sobrecarga, igual a 10 m

z : profundidad del muro, en m

- Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa deslizante por un coeficiente sísmico C_s de 0.32, que corresponde a la Zona II (de Transición).

$$E_{ss} = E/H$$

donde:

$$E = W (C_s/Q)$$

Siendo:

$$W = A \gamma_m l$$

W : Peso de la cuña, en ton

A : Area de la cuña, en m^2

γ_m : Peso volumétrico del material, en ton/m^3

l : Espesor unitario de la cuña, en m

Q : Igual a 3

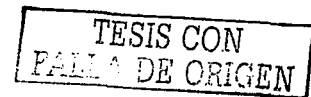
H : Altura del muro, en m

El resultado del empuje total de tierras se presenta en la Figura 58.

3.4. Muro perimetral de retención 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 1.50m respecto al nivel de banqueta, una altura de 2.40 m y un ancho de pared del muro estimado de 0.25 m.

A continuación se presenta el análisis de estabilidad.



3.4.1. Empuje sobre el muro perimetral de retención

Empuje que actuará sobre el muro, con la geometría y dimensiones que se observa en el Anexo 3, Figura 59, corresponde a la condición activa y se evaluó utilizando el criterio de Rankine, aplicando la siguiente expresión:

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

donde:

E_A : empuje activo

1: coeficiente de presión de tierras que depende de

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

ϕ : ángulo de fricción interna del material de relleno

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

H: altura del relleno, en m

q: sobrecarga aplicada sobre el relleno, en ton/m²

Considerando un ángulo de fricción interna de 40°, un peso volumétrico de los materiales de relleno de 2.0 ton/m³, una carga superficial de 5.0 ton/m² y una altura de muro igual a 2.40 m, se obtuvo un empuje activo de 3.86 ton/m², cuya resultante actuará a 0.80 m de altura, ver Figura 59 del Anexo 3.

3.5. Estabilidad del muro perimetral de retención

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

3.5.1. Capacidad de Carga

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

$$q_c = \frac{2}{3} cN'c + \gamma Df$$

donde:

q_c : capacidad de carga, en ton/m²

c: cohesión del suelo, en ton/m²



- γ : peso volumétrico del suelo, en ton/m^3
Df: profundidad de desplante de la cimentación, en m
N'c: factor de capacidad de carga, adimensional

Considerando un peso volumétrico de 1.60 ton/m^3 , una cohesión de 5.00 ton/m^2 , (debido al grado de fisuramiento que presenta el material y la generación de estos por desecación), y una profundidad de desplante de 1.50 m , se obtuvo un capacidad de carga última de 19.53 ton/m^2 .

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:

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

donde:

- Pt**: presión máxima originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes sobre el muro, en ton/m^2
Rv: componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro, e igual a 10.50 ton/m
e: excentricidad de la componente Rv respecto al punto central de la base del muro, e igual a 0.075 m
B: ancho de la base del muro, igual a 1.20 m

Del cálculo se obtuvo que la presión máxima en la base del muro será de 12.03 ton/m^2 .

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

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

Del análisis se obtuvo un factor de seguridad igual a 1.62 que es admisible, ver Figura 60, del Anexo 3.

3.5.2. Deslizamiento

El análisis se llevo a cabo aplicando la siguiente expresión:

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

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

donde:

- FS: factor de seguridad contra deslizamiento
- E_{AH} : componente horizontal de empuje activo, igual a 3.86 ton/m
- E_{PH} : componente horizontal de empuje pasivo generada al frente del muro por su empotramiento, e igual a 2.60 ton/m
- Ffr: fuerza de fricción desarrollada en la base del muro, en ton/m
siendo $Ffr = C \cdot B$

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 5.00 ton/m² y un ancho de base del muro de 1.20 m se obtuvo un factor de seguridad contra deslizamiento de 3.17, ver Figura 61, del Anexo 3.

3.5.3. Volteo

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

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

donde:

- Rv : componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro, e igual a 10.50 ton/m
- x : distancia de la proyección Rv en el eje de las abscisas, e igual a 0.875 m
- E_{AH} : componente horizontal del empuje activo, igual a 3.86 ton/m
- y : distancia de la proyección de E_{AH} en el eje de las ordenadas, e igual a 0.80m

De la revisión se obtuvo un factor de seguridad contra volteo de 2.89 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 2.00 m. Ver Figura 62 y 63, del Anexo 3.

Anexo 2.

Cargas de la Estructura

https://doi.org/10.1016/j.procs.2019.05.005

PAGINACION DISCONTINUA

CONDICIONES DE CARGA

EDIFICIO DE OFICINAS Y TELECOMUNICACIONES NEXTEL DE MEXICO S.A

MS002 TLALNEPANTLA

COLUMNA		ESTADO LIMITE DE FALLA	ESTADO LIMITE DE FALLA	ESTADO LIMITE DE SERVICIO
Punto	Entreje	CONDICIONES ESTATICAS (Cargas Muertas + Carga Viva Máxima) x 1.50	CONDICIONES DINAMICAS (Cargas Muertas + Carga Viva Instantanea + Sismo) x 1.10	(Cargas Muertas + Carga Viva Media) x 1.00
1	1-A	178.950	112.100	95.440
2	1-B	311.760	247.321	166.272
3	1-C	307.649	230.385	164.079
4	1-D	311.760	229.508	166.272
5	1-E	170.444	231.912	90.903
6	3-A	328.439	129.385	175.167
7	3-B	557.543	340.448	297.356
8	3-C	550.241	329.791	293.462
9	3-D	557.543	328.143	297.356
10	3-E	310.729	247.425	165.722
11	5-A	163.045	31.000	86.957
12	5-B	422.479	293.274	225.322
13	5-C	498.451	328.120	265.841
14	5-D	502.764	326.972	268.141
15	5-E	279.778	265.791	149.215
16	6-B	138.087	74.227	73.646
17	6-C	228.643	146.785	121.943
18	6-D	228.643	138.759	121.943
19	6-E	126.559	179.461	67.498

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Figura 32

Anexo 3.

Resultados del Análisis de Cimentación

FIGURA 32-A

CAPACIDAD DE CARGA ANÁLISIS PARA ZAPATA CORRIDA

DATOS

constantes:

$c = 5.00 \text{ tn/m}^2$	$D_f = 1.50 \text{ m}$
$\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$B = 2.00 \text{ m}$
$\phi = 0 \text{ grados}$	$L = 40.00 \text{ m}$
(desplante) $\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$F_r = 0.35$

Cálculo de los coeficientes de capacidad de carga

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

para: $D_f/B = 0.75 < 2.00 \text{ ok}$

y para: $B/L = 0.05 < 1.00 (B/L = 1)$

$$N_c = 6.17$$

Cálculo de las presiones

Presión Efectiva

$$P_v = \gamma D_f$$

$$P_v = 2.25 \text{ tn/m}^2$$

Presión con NAF

$$P'_v = (\gamma - \gamma_w) D_f$$

$$P'_v = 2.25 \text{ tn/m}^2$$

$$Q_a = c N_c F_r + P_v$$

$$Q_a = 13.04 \text{ tn/m}^2$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPACIDAD DE CARGA ANÁLISIS PARA ZAPATA AISLADA

DATOS

constantes:

$c = 5.00 \text{ tn/m}^2$	$D_f = 1.50 \text{ m}$
$\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$B = 2.00 \text{ m}$
$\phi = 0 \text{ grados}$	$L = 2.00 \text{ m}$
(desplante) $\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$Fr = 0.35$

Cálculo de los coeficientes de capacidad de carga

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

para:	$D_f/B = 0.75$	$<$	2.00 ok
y para:	$B/L = 1.00$	$<$	$1.00 (B/L = 1)$

$$N_c = 7.39$$

Cálculo de las presiones

Presión Efectiva

$$P_v = \gamma D_f$$

$$P_v = 2.25 \text{ tn/m}^2$$

Presión con NAF

$$P'_v = (\gamma - \gamma_w) D_f$$

$$P'_v = 2.25 \text{ tn/m}^2$$

$$Q_a = c N_c Fr + P_v$$

$$Q_a = 15.18 \text{ tn/m}^2$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTATICAS Y DINAMICAS

ZAPATA CORRIDA

Condiciones Estáticas

constantes:

$$\begin{aligned}
 Pu &= 1536.34 \text{ ton} && \text{(cargas muertas + carga viva máxima)} \\
 \Sigma Q &= 1689.97 \text{ ton} && \text{(considerando 10\% del peso de cimentación)} \\
 Fc &= 1.50 && \text{(factor de carga en condiciones estáticas)} \\
 R &= 13.04 \text{ tn/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{\Sigma Q Fc}{R} && A = 194.40 \text{ m}^2 \\
 \text{longitud} &= 40.00 \text{ m} && \text{ancho B} = 4.86 \text{ m} \\
 \text{proponiendo una zapata de ancho B} &= 5.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{(nueva } A = B \times 40) &&& \frac{\Sigma Q Fc}{A} < R \\
 12.67 \text{ tn/m}^2 &&<&& 13.04 \text{ tn/m}^2 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Condiciones Dinámicas

constantes:

$$\begin{aligned}
 Pu &= 1250.17 \text{ ton} && \text{(cargas muertas + carga viva instantanea} \\
 &&& \text{+ sismo)} \\
 \Sigma Q &= 1375.19 \text{ ton} && \text{(considerando 10\% del peso de cimentación)} \\
 Fc &= 1.10 && \text{(Factor de carga en condiciones dinámicas)} \\
 R &= 13.04 \text{ tn/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{\Sigma Q Fc}{R} && A = 116.01 \text{ m}^2 \\
 \text{longitud} &= 40.00 \text{ m} && \text{ancho B} = 2.90 \text{ m} \\
 \text{proponiendo una zapata de ancho B} &= 5.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{(nueva } A = B \times 40) &&& \frac{\Sigma Q Fc}{A} < R \\
 7.56 \text{ tn/m}^2 &&<&& 13.04 \text{ tn/m}^2 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTATICAS Y DINAMICAS

ZAPATA AISLADA COLUMNA 6

Condiciones Estáticas

constantes:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 218.96 \text{ ton} && \text{(cargas muertas + carga viva máxima)} \\
 \Sigma Q &= 240.86 \text{ ton} && \text{(considerando 10\% del peso de cimentación)} \\
 F_c &= 1.50 && \text{(factor de carga en condiciones estáticas)} \\
 R &= 15.18 \text{ tn/m}^2
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\Sigma Q F_c}{R} \qquad A = 23.80 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{sacando raíz de } A &= 4.88 \text{ m} \\
 \text{proponiendo una zapata de ancho } B &= 5.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$(\text{nueva } A = BB) \qquad \frac{\Sigma Q F_c}{A} < R$$

$$14.45 \text{ tn/m}^2 < 15.18 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

Condiciones Dinámicas

constantes:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 117.62 \text{ ton} && \text{(cargas muertas + carga viva instantanea + sismo)} \\
 \Sigma Q &= 129.38 \text{ ton} && \text{(considerando 10\% del peso de cimentación)} \\
 F_c &= 1.10 && \text{(factor de carga en condiciones dinámicas)} \\
 R &= 15.18 \text{ tn/m}^2
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\Sigma Q F_c}{R} \qquad A = 9.38 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{raíz de } A &= 3.06 \text{ m} \\
 \text{proponiendo una zapata de ancho } B &= 5.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$(\text{nueva } A = BB) \qquad \frac{\Sigma Q F_c}{A} < R$$

$$5.69 \text{ tn/m}^2 < 15.18 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTATICAS Y DINAMICAS

ZAPATA AISLADA

COLUMNA 7

Condiciones Estáticas

constantes:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 371.69 \text{ ton} && \text{(cargas muertas + carga viva máxima)} \\
 \Sigma Q &= 408.86 \text{ ton} && \text{(considerando 10\% del peso de cimentación)} \\
 F_c &= 1.50 && \text{(factor de carga en condiciones estáticas)} \\
 R &= 15.18 \text{ tn/m}^2
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\Sigma Q F_c}{R} \qquad A = 40.40 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{sacando raíz de } A &= 6.36 \text{ m} \\
 \text{proponiendo una zapata de ancho } B &= 6.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{(nueva } A = BB) \qquad \frac{\Sigma Q F_c}{A} < R$$

$$14.97 \text{ tn/m}^2 < 15.18 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

Condiciones Dinámicas

constantes:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 309.50 \text{ ton} && \text{(cargas muertas + carga viva instantanea + sismo)} \\
 \Sigma Q &= 340.45 \text{ ton} && \text{(considerando 10\% del peso de cimentación)} \\
 F_c &= 1.10 && \text{(factor de carga en condiciones dinámicas)} \\
 R &= 15.18 \text{ tn/m}^2
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\Sigma Q F_c}{R} \qquad A = 24.67 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{raíz de } A &= 4.97 \text{ m} \\
 \text{proponiendo una zapata de ancho } B &= 6.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{(nueva } A = BB) \qquad \frac{\Sigma Q F_c}{A} < R$$

$$9.14 \text{ tn/m}^2 < 15.18 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTATICAS Y DINAMICAS

ZAPATA AISLADA

COLUMNA 8

Condiciones Estáticas

constantes:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 366.83 \text{ ton} && \text{(cargas muertas + carga viva máxima)} \\
 \Sigma Q &= 403.51 \text{ ton} && \text{(considerando 10\% del peso de cimentación)} \\
 F_c &= 1.50 && \text{(factor de carga en condiciones estáticas)} \\
 R &= 15.18 \text{ tn/m}^2
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\Sigma Q F_c}{R} \qquad A = 39.87 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{sacando raíz de } A &= 6.31 \text{ m} \\
 \text{proponiendo una zapata de ancho } B &= 6.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{(nueva } A = BB) \qquad \frac{\Sigma Q F_c}{A} < R$$

$$14.78 \text{ tn/m}^2 < 15.18 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

Condiciones Dinámicas

constantes:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 299.81 \text{ ton} && \text{(cargas muertas + carga viva instantanea} \\
 &&& \text{+ sismo)} \\
 \Sigma Q &= 329.79 \text{ ton} && \text{(considerando 10\% del peso de cimentación)} \\
 F_c &= 1.10 && \text{(factor de carga en condiciones dinámicas)} \\
 R &= 15.18 \text{ m/m}^2
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\Sigma Q F_c}{R} \qquad A = 23.90 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{raíz de } A &= 4.89 \text{ m} \\
 \text{proponiendo una zapata de ancho } B &= 6.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{(nueva } A = BB) \qquad \frac{\Sigma Q F_c}{A} < R$$

$$8.86 \text{ tn/m}^2 < 15.18 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TRABAJA CON
FALLA DE ORIGEN

ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTATICAS Y DINAMICAS

ZAPATA AISLADA

COLUMNA 9

Condiciones Estáticas

constantes:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 371.70 \text{ ton} && \text{(cargas muertas + carga viva máxima)} \\
 \Sigma Q &= 408.87 \text{ ton} && \text{(considerando 10\% del peso de cimentación)} \\
 F_c &= 1.50 && \text{(factor de carga en condiciones estáticas)} \\
 R &= 15.18 \text{ tn/m}^2
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\Sigma Q F_c}{R} \qquad A = 40.40 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{sacando raíz de } A &= 6.36 \text{ m} \\
 \text{proponiendo una zapata de ancho } B &= 6.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$(\text{nueva } A = BB) \qquad \frac{\Sigma Q F_c}{A} < R$$

$$14.97 \text{ tn/m}^2 < 15.18 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

Condiciones Dinámicas

constantes:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 298.31 \text{ ton} && \text{(cargas muertas + carga viva instantanea} \\
 &&& \text{+ sismo)} \\
 \Sigma Q &= 328.14 \text{ ton} && \text{(considerando 10\% del peso de cimentación)} \\
 F_c &= 1.10 && \text{(factor de carga en condiciones dinámicas)} \\
 R &= 15.18 \text{ tn/m}^2
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\Sigma Q F_c}{R} \qquad A = 23.78 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{raíz de } A &= 4.88 \text{ m} \\
 \text{proponiendo una zapata de ancho } B &= 6.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$(\text{nueva } A = BB) \qquad \frac{\Sigma Q F_c}{A} < R$$

$$8.81 \text{ tn/m}^2 < 15.18 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 39

ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTATICAS Y DINAMICAS

ZAPATA AISLADA

COLUMNA 10

Condiciones Estáticas

constantes:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 207.15 \text{ ton} && \text{(cargas muertas + carga viva máxima)} \\
 \Sigma Q &= 227.87 \text{ ton} && \text{(considerando 10\% del peso de cimentación)} \\
 F_c &= 1.50 && \text{(factor de carga en condiciones estáticas)} \\
 R &= 15.18 \text{ tn/m}^2
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\Sigma Q F_c}{R} \qquad A = 22.52 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{sacando raíz de } A &= 4.75 \text{ m} \\
 \text{proponiendo una zapata de ancho } B &= 5.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{(nueva } A = BB) \qquad \frac{\Sigma Q F_c}{A} < R$$

$$13.67 \text{ tn/m}^2 < 15.18 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

Condiciones Dinámicas

constantes:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 224.93 \text{ ton} && \text{(cargas muertas + carga viva instantanea} \\
 &&& \text{+ sismo)} \\
 \Sigma Q &= 247.43 \text{ ton} && \text{(considerando 10\% del peso de cimentación)} \\
 F_c &= 1.10 && \text{(factor de carga en condiciones dinámicas)} \\
 R &= 15.18 \text{ tn/m}^2
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\Sigma Q F_c}{R} \qquad A = 17.93 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{raíz de } A &= 4.23 \text{ m} \\
 \text{proponiendo una zapata de ancho } B &= 5.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{(nueva } A = BB) \qquad \frac{\Sigma Q F_c}{A} < R$$

$$10.89 \text{ tn/m}^2 < 15.18 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Columna	Estrato	Prof. (m)	e ₀ (ad)	Δe (ad)	H (m)	ΔH (m)
---------	---------	-----------	---------------------	---------	-------	--------

PUNTO A

1	1.50	0.72	0.0087	3.00	0.0152
2	3.60	1.92	0.0182	1.20	0.0075
3	5.70	1.20	0.0062	3.00	0.0085
4	8.10	0.96	0.0028	1.80	0.0025
5	12.30	1.44	0.0024	6.60	0.0066
<u>0.0403</u>					

4.0252 cm

PUNTO B

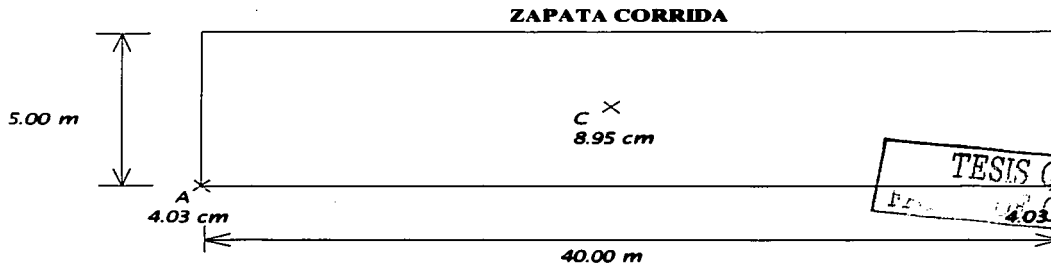
1	1.50	0.72	0.0087	3.00	0.0152
2	3.60	1.92	0.0182	1.20	0.0075
3	5.70	1.20	0.0062	3.00	0.0085
4	8.10	0.96	0.0028	1.80	0.0025
5	12.30	1.44	0.0024	6.60	0.0066
<u>0.0403</u>					

4.0252 cm

PUNTO C

1	1.50	0.72	0.0186	3.00	0.0325
2	3.60	1.92	0.0445	1.20	0.0183
3	5.70	1.20	0.0144	3.00	0.0197
4	8.10	0.96	0.0061	1.80	0.0056
5	12.30	1.44	0.0050	6.60	0.0135
<u>0.0895</u>					

8.9487 cm



TESIS CON
ORIGEN
 4.03 cm

Figura 41

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Columna	Carga	Prof. (m)	σ_c (kg/cm ²)	σ_{c0}	Z (m)	S
---------	-------	-----------	----------------------------------	---------------	-------	---

6

PUNTO A

1	1.50	0.72	0.0096	3.00	0.0167
2	3.60	1.92	0.0203	1.20	0.0083
3	5.70	1.20	0.0066	3.00	0.0090
4	8.10	0.96	0.0027	1.80	0.0025
5	12.30	1.44	0.0021	6.60	0.0058
					0.0423

4.2325 cm

PUNTO B

1	1.50	0.72	0.0096	3.00	0.0167
2	3.60	1.92	0.0208	1.20	0.0085
3	5.70	1.20	0.0074	3.00	0.0101
4	8.10	0.96	0.0034	1.80	0.0031
5	12.30	1.44	0.0030	6.60	0.0081
					0.0466

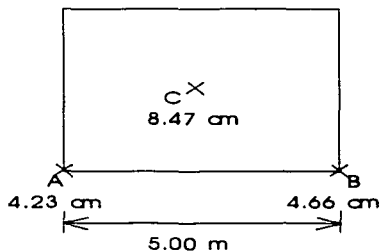
4.6551 cm

PUNTO C

1	1.50	0.72	0.0199	3.00	0.0347
2	3.60	1.92	0.0514	1.20	0.0211
3	5.70	1.20	0.0124	3.00	0.0170
4	8.10	0.96	0.0043	1.80	0.0039
5	12.30	1.44	0.0029	6.60	0.0080
					0.0847

8.4657 cm

ZAPATA CUADRADA



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 42

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

7

Columna	Estrato	Prof. (m)	e _c (ad)	e _s (cm)	e _t (cm)	e _t (cm)
---------	---------	-----------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------

PUNTO A

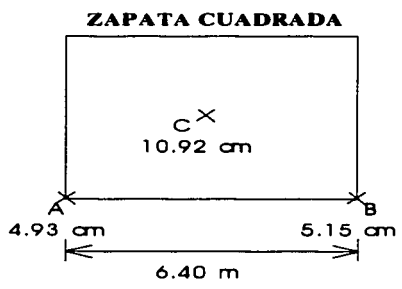
1	1.50	0.72	0.0096	3.00	0.0167
2	3.60	1.92	0.0211	1.20	0.0087
3	5.70	1.20	0.0079	3.00	0.0108
4	8.10	0.96	0.0038	1.80	0.0035
5	12.30	1.44	0.0035	6.60	0.0096
<u>0.0493</u>					
4.9256 cm					

PUNTO B

1	1.50	0.72	0.0096	3.00	0.0167
2	3.60	1.92	0.0214	1.20	0.0088
3	5.70	1.20	0.0084	3.00	0.0114
4	8.10	0.96	0.0042	1.80	0.0039
5	12.30	1.44	0.0040	6.60	0.0107
<u>0.0515</u>					
5.1534 cm					

PUNTO C

1	1.50	0.72	0.0199	3.00	0.0347
2	3.60	1.92	0.0881	1.20	0.0362
3	5.70	1.20	0.0153	3.00	0.0209
4	8.10	0.96	0.0059	1.80	0.0054
5	12.30	1.44	0.0044	6.60	0.0120
<u>0.1092</u>					
10.9158 cm					



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 43

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Cota	Prof. (m)	Prof. (cm)	Cálculo	Cálculo	Cálculo	Cálculo
------	-----------	------------	---------	---------	---------	---------

8

PUNTO A						
1	1.50	0.72	0.0096	3.00	0.0167	
2	3.60	1.92	0.0215	1.20	0.0088	
3	5.70	1.20	0.0084	3.00	0.0114	
4	8.10	0.96	0.0042	1.80	0.0039	
5	12.30	1.44	0.0040	6.60	0.0109	
					0.0518	
						5.1815 cm

PUNTO B						
1	1.50	0.72	0.0096	3.00	0.0167	
2	3.60	1.92	0.0215	1.20	0.0088	
3	5.70	1.20	0.0084	3.00	0.0114	
4	8.10	0.96	0.0042	1.80	0.0039	
5	12.30	1.44	0.0040	6.60	0.0109	
					0.0518	
						5.1815 cm

PUNTO C						
1	1.50	0.72	0.0199	3.00	0.0347	
2	3.60	1.92	0.0886	1.20	0.0364	
3	5.70	1.20	0.0154	3.00	0.0210	
4	8.10	0.96	0.0061	1.80	0.0056	
5	12.30	1.44	0.0047	6.60	0.0128	
					0.1104	
						11.0435 cm

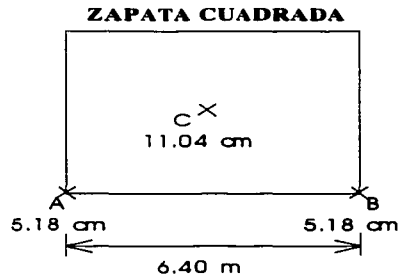


Figura 44

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

9

Columna	Estrato	Prof. (m)	e _s (ad)	Δe _s (ad)	L (m)	S _v
---------	---------	-----------	---------------------	----------------------	-------	----------------

PUNTO A

1	1.50	0.72	0.0096	3.00	0.0167
2	3.60	1.92	0.0214	1.20	0.0088
3	5.70	1.20	0.0084	3.00	0.0114
4	8.10	0.96	0.0042	1.80	0.0039
5	12.30	1.44	0.0040	6.60	0.0107
					0.0515

5.1534 cm

PUNTO B

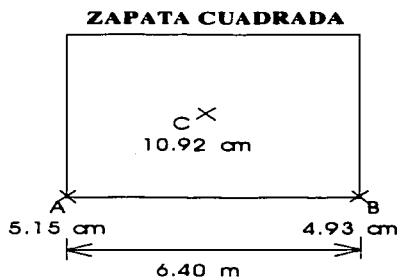
1	1.50	0.72	0.0096	3.00	0.0167
2	3.60	1.92	0.0211	1.20	0.0087
3	5.70	1.20	0.0079	3.00	0.0108
4	8.10	0.96	0.0038	1.80	0.0035
5	12.30	1.44	0.0035	6.60	0.0096
					0.0493

4.9256 cm

PUNTO C

1	1.50	0.72	0.0199	3.00	0.0347
2	3.60	1.92	0.0881	1.20	0.0362
3	5.70	1.20	0.0153	3.00	0.0209
4	8.10	0.96	0.0059	1.80	0.0054
5	12.30	1.44	0.0044	6.60	0.0120
					0.1092

10.9158 cm



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Figura 45

RESULTADO DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Columna Carga Z Prof. (m) Esq. (cm) Distancia Distancia

10

PUNTO A

1	1.50	0.72	0.0096	3.00	0.0167
2	3.60	1.92	0.0208	1.20	0.0085
3	5.70	1.20	0.0074	3.00	0.0101
4	8.10	0.96	0.0034	1.80	0.0031
5	12.30	1.44	0.0030	6.60	0.0081
					0.0466

4.6551 cm

PUNTO B

1	1.50	0.72	0.0096	3.00	0.0167
2	3.60	1.92	0.0203	1.20	0.0083
3	5.70	1.20	0.0066	3.00	0.0090
4	8.10	0.96	0.0027	1.80	0.0025
5	12.30	1.44	0.0021	6.60	0.0058
					0.0423

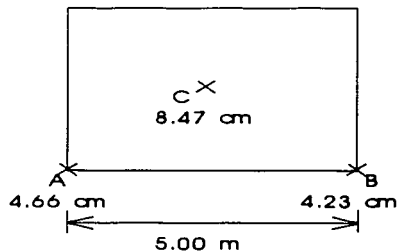
4.2325 cm

PUNTO C

1	1.50	0.72	0.0199	3.00	0.0347
2	3.60	1.92	0.0514	1.20	0.0211
3	5.70	1.20	0.0124	3.00	0.0170
4	8.10	0.96	0.0043	1.80	0.0039
5	12.30	1.44	0.0029	6.60	0.0080
					0.0847

8.4657 cm

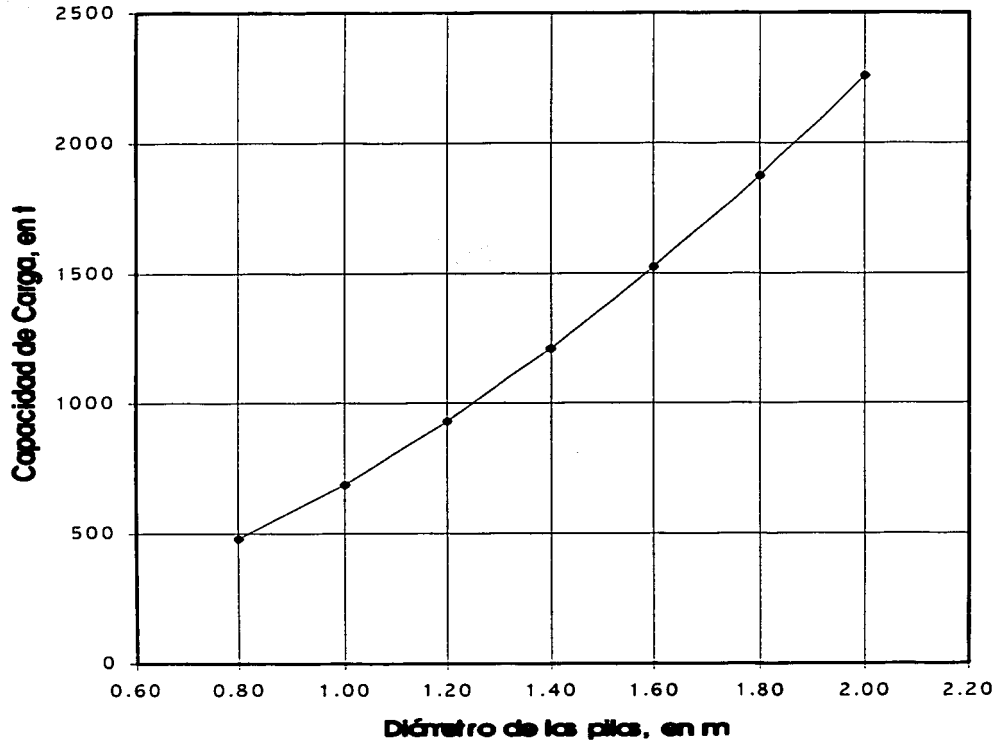
ZAPATA CUADRADA



**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**

Figura 46

CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 47

CAPACIDAD DE CARGA ANÁLISIS PARA PILAS

DATOS

constantes:

$c = 13.00 \text{ tn/m}^2$	$F_{us} = 0.80 \text{ m}$
$\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$B = 1.20 \text{ m}$
$\phi = 30 \text{ grados}$	$D_f = 13.00 \text{ m}$
(desplante) $\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$F_r = 0.35$
	$FN = 54.75$

Cálculo de los coeficientes de capacidad de carga

$$N''c = N_c + (N'c - N_c) D''/D'$$

para: $D' = 4 \text{ tg } (45^\circ + \phi/2) F_{us} = 5.54 \text{ m}$

y para: $D'' = 1.00 \text{ m}$

donde: $N_c = 70.00 \quad N'c = 300.00$

$$N''c = 111.50$$

$$N''q = N_q + (N'q - N_q) D''/D'$$

donde: $N_q = 24.00 \quad N'q = 57.00$

$$N''q = 29.95$$

$$F_{re} = (B + 1)/(2B + 1) = 0.64706$$

$$A_b = 1.1310 \text{ m}^2$$

Cálculo de las presiones

Presión Efectiva

$$P_v = \gamma D_f$$

$$P_v = 19.50 \text{ tn/m}^2$$

Presión con NAF

$$P'v = (\gamma - \gamma_w) D_f$$

$$P'v = 19.50 \text{ tn/m}^2$$

$$Q_a = [((cN''c + P'v N''q) F_r + P_v) A_b] F_{re} - FN$$

$$Q_a = 480.38 \text{ tn}$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPACIDAD DE CARGA ANÁLISIS PARA PILAS

DATOS

constantes:

$c = 13.00 \text{ tn/m}^2$	$Fus = 1.00 \text{ m}$
$\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$B = 1.50 \text{ m}$
$\phi = 30 \text{ grados}$	$Df = 13.00 \text{ m}$
(desplante) $\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$Fr = 0.35$
	$FN = 68.83$

Cálculo de los coeficientes de capacidad de carga

$$N''c = Nc + (N'c - Nc) D''/D'$$

para: $D' = 4 \text{ tg } (45^\circ + \phi/2) Fus = 6.93 \text{ m}$

y para: $D'' = 1.00 \text{ m}$

donde: $Nc = 70.00 \quad N'c = 300.00$

$N''c = 103.20$

$$N''q = Nq + (N'q - Nq) D''/D'$$

donde: $Nq = 24.00 \quad N'q = 57.00$

$N''q = 28.76$

$$Fre = (B + 1)/(2B + 1) = 0.62500$$

$$Ab = 1.7671 \text{ m}^2$$

Cálculo de las presiones

Presión Efectiva

$$Pv = \gamma Df$$

$Pv = 19.50 \text{ tn/m}^2$

Presión con NAF

$$P'v = (\gamma - \gamma_w) Df$$

$P'v = 19.50 \text{ tn/m}^2$

$$Qa = [((cN''c + P'v N''q) Fr + Pv) Ab] Fre - FN$$

$Qa = 688.12 \text{ tn}$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPACIDAD DE CARGA ANÁLISIS PARA PILAS

DATOS

constantes:

$c = 13.00 \text{ tn/m}^2$	$F_{us} = 1.20 \text{ m}$
$\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$B = 1.80 \text{ m}$
$\phi = 30 \text{ grados}$	$D_f = 13.00 \text{ m}$
(desplante) $\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$F_r = 0.35$
	$FN = 82.91$

Cálculo de los coeficientes de capacidad de carga

$$N''c = N_c + (N'_c - N_c) D''/D'$$

para: $D' = 4 \text{ tg}(45^\circ + \phi/2) F_{us} = 8.31 \text{ m}$
y para: $D'' = 1.00 \text{ m}$
donde: $N_c = 70.00$ $N'_c = 300.00$

$N''c = 97.66$

$$N''q = N_q + (N'_q - N_q) D''/D'$$

donde: $N_q = 24.00$ $N'_q = 57.00$

$N''q = 27.97$

$$F_{re} = (B + 1)/(2B + 1) = 0.60870$$

$$A_b = 2.5447 \text{ m}^2$$

Cálculo de las presiones

<i>Presión Efectiva</i>	<i>Presión con NAF</i>
$P_v = \gamma D_f$	$P'_v = (\gamma - \gamma_w) D_f$
$P_v = 19.50 \text{ tn/m}^2$	$P'_v = 19.50 \text{ tn/m}^2$

$$Q_a = [(cN''c + P'_v N''q) F_r + P_v] A_b] F_{re} - FN$$

$$Q_a = 931.28 \text{ tn}$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 50

CAPACIDAD DE CARGA ANÁLISIS PARA PILAS

DATOS

constantes:

$c = 13.00 \text{ tn/m}^2$	$F_{us} = 1.40 \text{ m}$
$\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$B = 2.10 \text{ m}$
$\phi = 30 \text{ grados}$	$D_f = 13.00 \text{ m}$
(desplante) $\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$F_r = 0.35$
	$F_N = 97.00$

Cálculo de los coeficientes de capacidad de carga

$$N''c = N_c + (N'c - N_c) D''/D'$$

para: $D' = 4 \text{ tg } (45^\circ + \phi/2) F_{us} = 9.70 \text{ m}$

y para: $D'' = 1.00 \text{ m}$

donde: $N_c = 70.00 \quad N'c = 300.00$

$N''c = 93.71$

$$N''q = N_q + (N'q - N_q) D''/D'$$

donde: $N_q = 24.00 \quad N'q = 57.00$

$N''q = 27.40$

$$F_{re} = (B + 1)/(2B + 1) = 0.59615$$

$$A_b = 3.4636 \text{ m}^2$$

Cálculo de las presiones

Presión Efectiva

$$P_v = \gamma D_f$$

$P_v = 19.50 \text{ tn/m}^2$

Presión con NAF

$$P'v = (\gamma - \gamma_w) D_f$$

$P'v = 19.50 \text{ tn/m}^2$

$$Q_a = [((cN''c + P'v N''q) F_r + P_v) A_b] F_{re} - F_N$$

$Q_a = 1209.86 \text{ tn}$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPACIDAD DE CARGA ANÁLISIS PARA PILAS

DATOS

constantes:

$c = 13.00 \text{ tn/m}^2$	$F_{us} = 1.60 \text{ m}$
$\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$B = 2.40 \text{ m}$
$\phi = 30 \text{ grados}$	$D_f = 13.00 \text{ m}$
(desplante) $\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$F_r = 0.35$
	$FN = 111.08$

Cálculo de los coeficientes de capacidad de carga

$$N''c = N_c + (N'c - N_c) D''/D'$$

para: $D' = 4 \text{ tg } (45^\circ + \phi/2) F_{us} = 11.09 \text{ m}$

y para: $D'' = 1.00 \text{ m}$

donde: $N_c = 70.00 \quad N'c = 300.00$

$N''c = 90.75$

$$N''q = N_q + (N'q - N_q) D''/D'$$

donde: $N_q = 24.00 \quad N'q = 57.00$

$N''q = 26.98$

$$F_{re} = (B + 1)/(2B + 1) = 0.58621$$

$$A_b = 4.5239 \text{ m}^2$$

Cálculo de las presiones

Presión Efectiva

$$P_v = \gamma D_f$$

$P_v = 19.50 \text{ tn/m}^2$

Presión con NAF

$$P'v = (\gamma - \gamma_w) D_f$$

$P'v = 19.50 \text{ tn/m}^2$

$$Q_a = [(c N''c + P'v N''q) F_r + P_v] A_b] F_{re} - FN$$

$Q_a = 1523.90 \text{ tn}$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPACIDAD DE CARGA ANÁLISIS PARA PILAS

DATOS

constantes:

$c = 13.00 \text{ tn/m}^2$	$F_{us} = 1.80 \text{ m}$
$\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$B = 2.70 \text{ m}$
$\phi = 30 \text{ grados}$	$D_f = 13.00 \text{ m}$
(desplante) $\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$F_r = 0.35$
	$FN = 125.17$

Cálculo de los coeficientes de capacidad de carga

$$N''c = N_c + (N'_c - N_c) D''/D'$$

para: $D' = 4 \text{ tg } (45^\circ + \phi/2) F_{us} = 12.47 \text{ m}$
 y para: $D'' = 1.00 \text{ m}$
 donde: $N_c = 70.00$ $N'_c = 300.00$

$N''c = 88.44$

$$N''q = N_q + (N'_q - N_q) D''/D'$$

donde: $N_q = 24.00$ $N'_q = 57.00$

$N''q = 26.65$

$$F_{re} = (B + 1)/(2B + 1) = 0.57813$$

$A_b = 5.7256 \text{ m}^2$

Cálculo de las presiones

<i>Presión Efectiva</i>	<i>Presión con NAF</i>
$P_v = \gamma D_f$	$P'_v = (\gamma - \gamma_w) D_f$
$P_v = 19.50 \text{ tn/m}^2$	$P'_v = 19.50 \text{ tn/m}^2$

$$Q_a = [((cN''c + P'_v N''q) F_r + P_v) A_b] F_{re} - FN$$

$$\mathbf{Q_a = 1873.38 \text{ tn}}$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 53

CAPACIDAD DE CARGA ANÁLISIS PARA PILAS

DATOS

constantes:

$c = 13.00 \text{ tn/m}^2$	$F_{us} = 2.00 \text{ m}$
$\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$B = 3.00 \text{ m}$
$\phi = 30 \text{ grados}$	$D_f = 13.00 \text{ m}$
(desplante) $\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$	$F_r = 0.35$
	$FN = 139.25$

Cálculo de los coeficientes de capacidad de carga

$$N''c = N_c + (N'c - N_c) D''/D'$$

para: $D' = 4 \text{ tg } (45^\circ + \phi/2) F_{us} = 13.86 \text{ m}$

y para: $D'' = 1.00 \text{ m}$

donde: $N_c = 70.00$ $N'c = 300.00$

$N''c = 86.60$

$$N''q = N_q + (N'q - N_q) D''/D'$$

donde: $N_q = 24.00$ $N'q = 57.00$

$N''q = 26.38$

$$F_{re} = (B + 1)/(2B + 1) = 0.57143$$

$$A_b = 7.0686 \text{ m}^2$$

Cálculo de las presiones

Presión Efectiva

$$P_v = \gamma D_f$$

$P_v = 19.50 \text{ tn/m}^2$

Presión con NAF

$$P'v = (\gamma - \gamma_w) D_f$$

$P'v = 19.50 \text{ tn/m}^2$

$$Q_a = [((cN''c + P'v N''q) F_r + P_v) A_b] F_{re} - FN$$

$Q_a = 2258.33 \text{ tn}$

De acuerdo con el Reglamento de Construcción de Cimentaciones.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ASENTAMIENTOS ANÁLISIS PARA PILAS

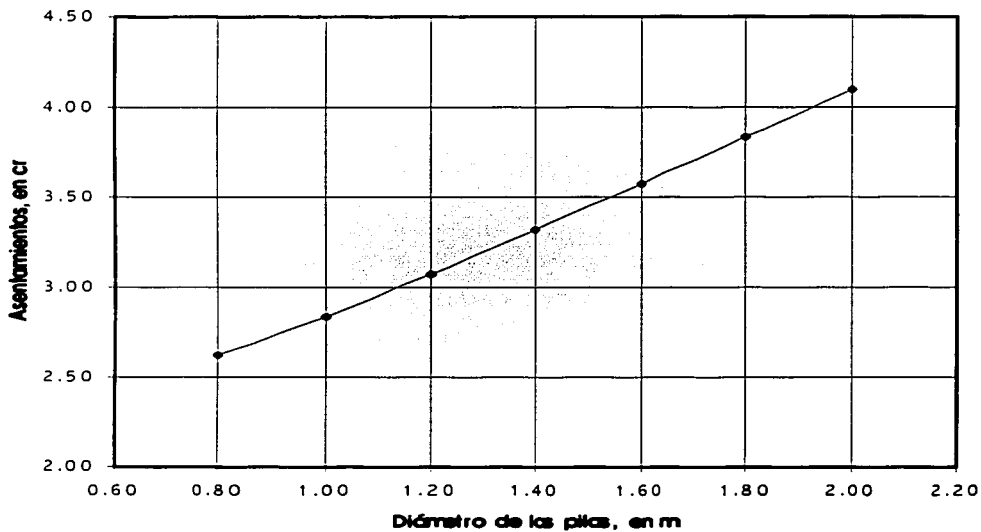
DATOS:

$L = 13.00 \text{ m}$
 $E_c = 1732050.80 \text{ tn/m}^2$
 $m = 0.95$
 $C_s = 1.00$

$f_p = 0.50$
 $E_s = 10000.00 \text{ tn/m}^2$
 $Q = 500.00 \text{ tn}$
 $v = 0.35$

$$S = \left(Q + \frac{FN}{L} \right) \left(\frac{L}{EcAf} + \frac{mCsfp}{Es\sqrt{Ab}} (1-v^2) \right)$$

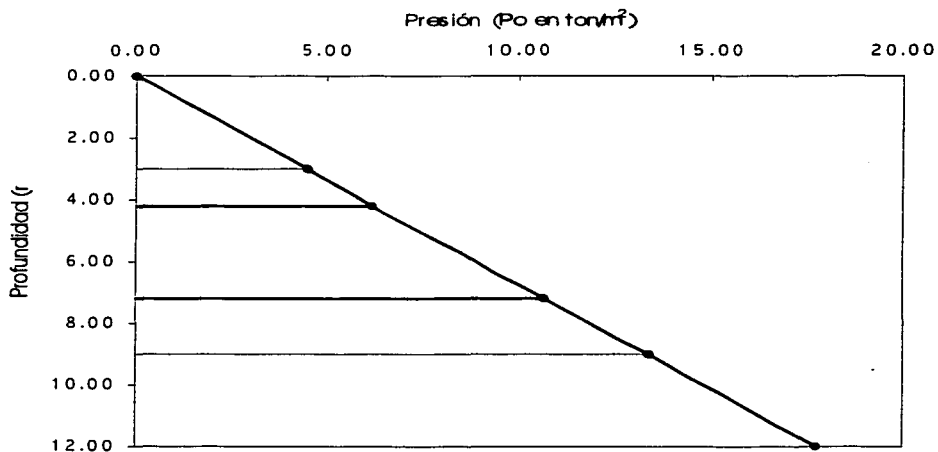
Díámetro (cm)	AF (cm ²)	AB (cm ²)	Q (tn)	Asentamiento S (cm)	Asentamiento S (m)
0.80	0.50	1.13	480.38	54.75	2.62
1.00	0.79	1.77	688.12	68.83	2.84
1.20	1.13	2.54	931.28	82.91	3.07
1.40	1.54	3.46	1209.86	97.00	3.32
1.60	2.01	4.52	1523.90	111.08	3.58
1.80	2.54	5.73	1873.38	125.17	3.84
2.00	3.14	7.07	2258.33	139.25	4.10



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FRICCION NEGATIVA

1	3.00	1.50	4.50	6.75
2	1.20	1.40	1.68	6.41
3	3.00	1.50	4.50	25.29
4	1.80	1.50	2.70	21.65
5	3.00	1.45	4.35	46.67
				106.77



Datos:

$$k\phi = 0.20$$

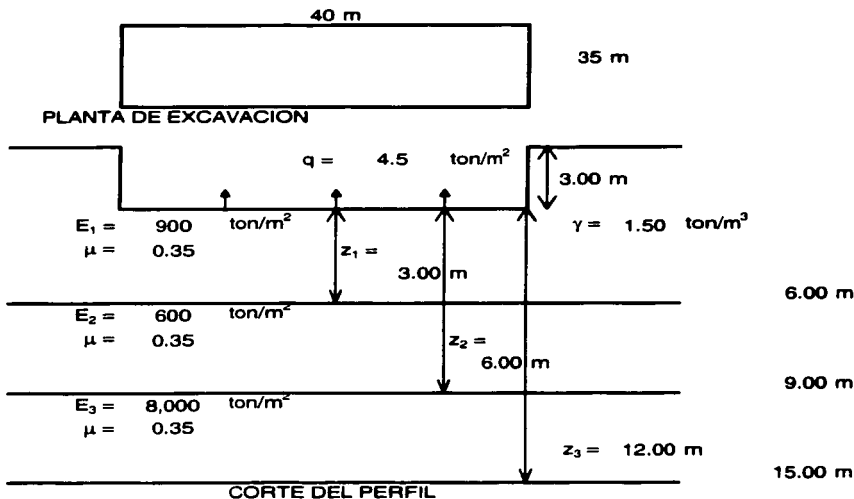
$$d = 12.00 \quad m$$

B	r_o	r_s	W		FN
0.80	0.40	0.42	2.639	72.382	54.75
1.00	0.50	0.53	3.299	113.097	68.83
1.20	0.60	0.63	3.958	162.860	82.91
1.40	0.70	0.74	4.618	221.671	97.00
1.60	0.80	0.84	5.278	289.529	111.08
1.80	0.90	0.95	5.938	366.435	125.17
2.00	1.00	1.05	6.597	452.389	139.25

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

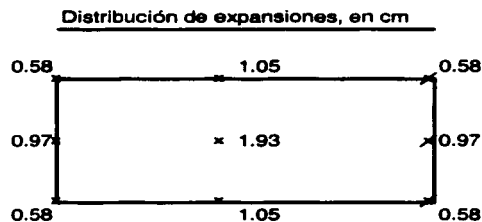
Figura 56

EXPANSIONES ELASTICAS



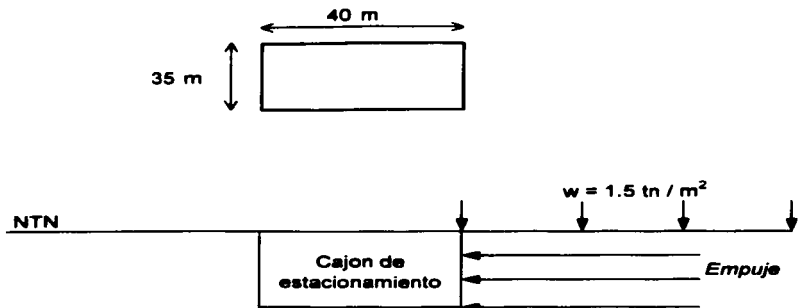
Cálculo de las expansiones

	esquina	centro	en medio lado largo	en medio lado corto
$L/B =$	1.14	1.14	1.75	2.29
$z_1/B =$	0.09	0.17	0.15	0.17
$z_2/B =$	0.17	0.34	0.30	0.34
$z_3/B =$	0.34	0.69	0.60	0.69
$F_{11} =$	0.005	0.010	0.008	0.010
$F_{12} =$	0.020	0.040	0.030	0.040
$F_{21} =$	0.010	0.020	0.018	0.020
$F_{22} =$	0.040	0.065	0.060	0.065
$F_{31} =$	0.020	0.090	0.040	0.070
$F_{32} =$	0.060	0.080	0.090	0.105
$\delta_1 =$	0.0022	0.0022	0.0019	0.0022
$\delta_2 =$	0.0033	0.0025	0.0031	0.0025
$\delta_3 =$	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002
δ_T (cm) =	0.58	1.93	1.05	0.97



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Empuje total sobre cajón de estacionamiento



$$E_T = E_s + E_{sc} + E_{sis} + E_w$$

E_T = empuje total

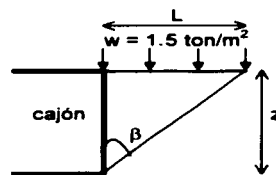
E_s = empuje debido al suelo

E_{sc} = empuje debida a la sobrecarga

E_{sis} = empuje debido al sismo

E_w = empuje debido al agua

Empuje debido a la sobrecarga					
prof. z (m)	L (m)	L/z (m)	β (rad)	$\beta/2$ (rad)	E_{sc} (tn/m ²)
0	10.00	∞	1.5708	0.7854	0.75
1	10.00	10.00	1.4711	0.7356	0.66
2	10.00	5.00	1.3734	0.6867	0.56
3	10.00	3.33	1.2793	0.6397	0.48



Empuje debido al suelo						
estrato	prof. (m)	espesor (H)	γ (tn/m ³)	P_o (γH)	k_o	E_s ($P_o k_o$)
1	0 - 3	3	1.60	4.80	0.50	2.40

Empuje debido al sismo

$$P_{sis} = (C_s / Q) w$$

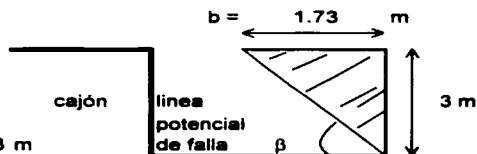
$$\begin{aligned} \phi &= 30^\circ \\ C_s &= 0.32 \\ Q &= 3.00 \\ \beta &= 45^\circ + \phi/2 = 60^\circ \\ \tan 30^\circ &= b / 3m \end{aligned}$$

$$b = 1.73 \text{ m}$$

$$w = H \cdot b \cdot \gamma \cdot 1/2 = 4.16 \text{ tn}$$

$$P_{sis} = 0.44 \text{ tn}$$

$$E_{sis} = P_{sis} / (H \times 1m) = 0.15 \text{ tn/m}^2$$

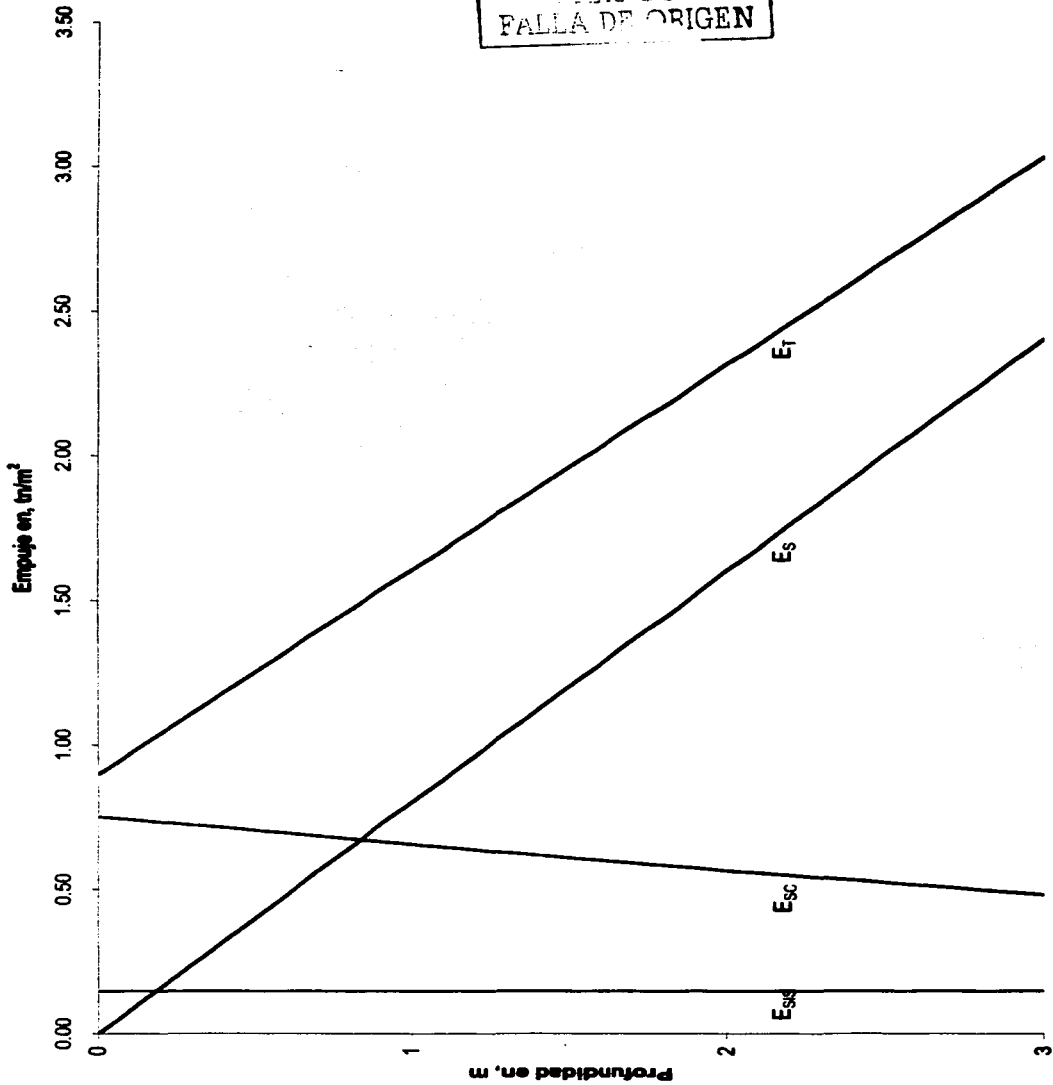


$$E_T = 2.55 \text{ tn/m}^2$$

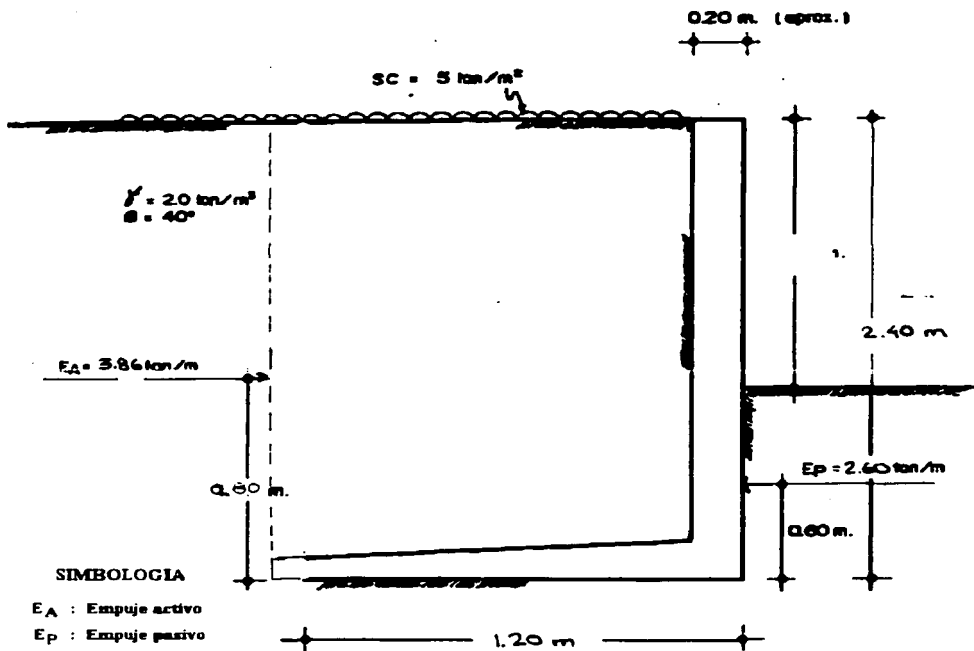
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Figura 58

Empuje de tierras sobre el elemento de soporte



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

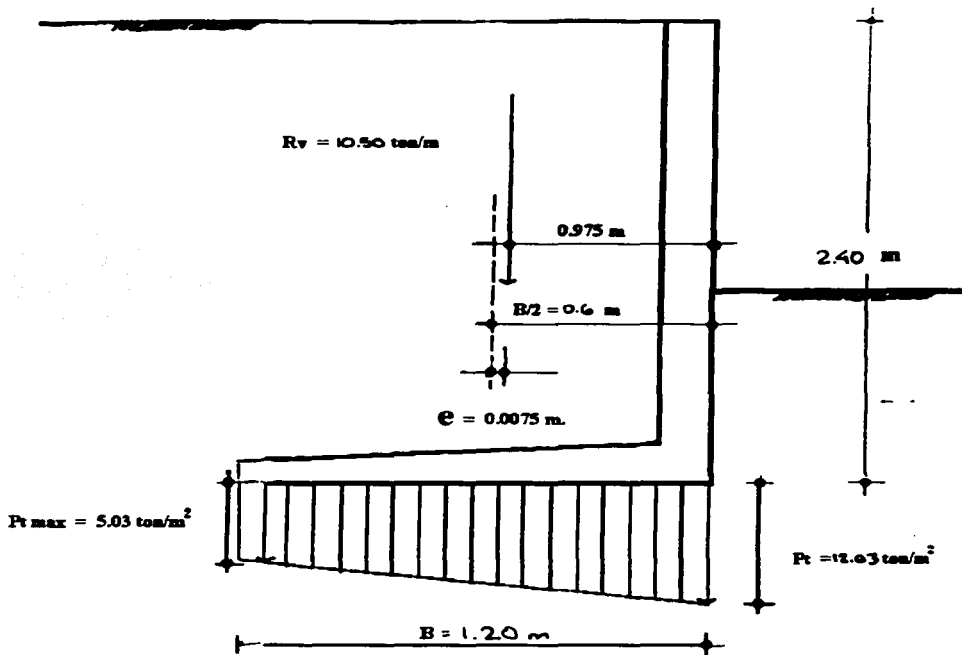


EMPUJE SOBRE MURO PERIMETRAL

ESC. 1:25

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 59



Simbología :

R_v = Componente vertical de fuerzas actuantes en el muro.

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 0.5 ton/m^2

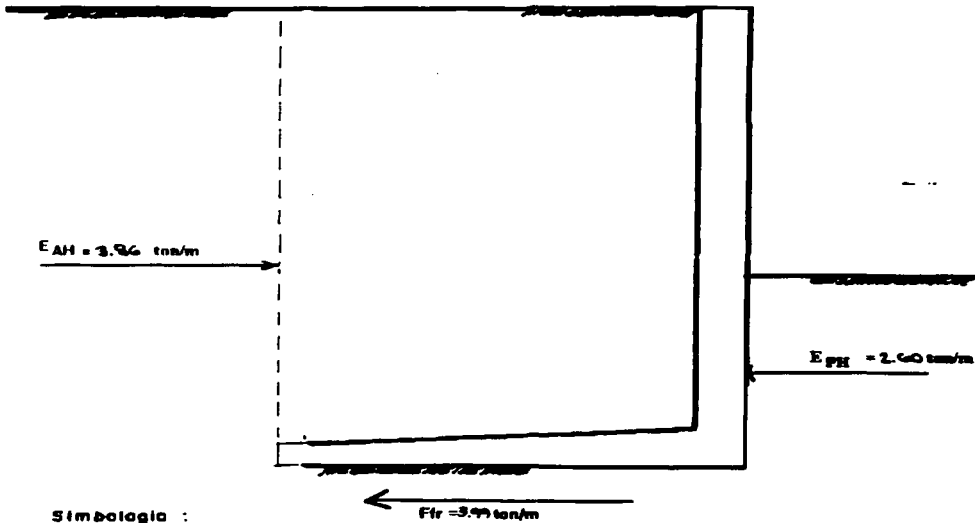
$$F_s = \frac{q_c}{P_t} = 1.62$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA.

Esc. 1:25

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 60



Simbología :

E_{AH} = Componente horizontal del empuje activo.

E_{PH} = Componente horizontal del empuje pasivo.

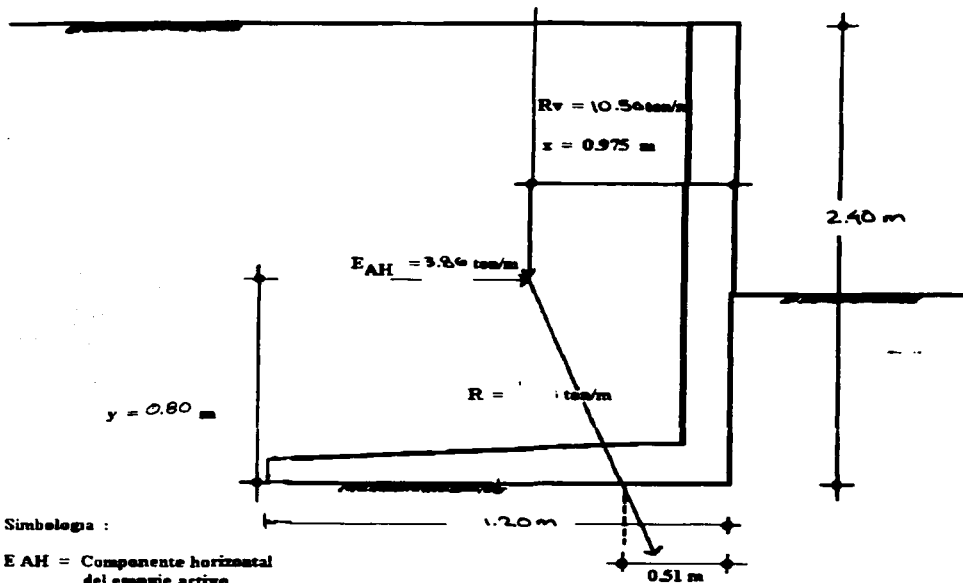
F_{fr} = Fuerza de fricción desarrollada en la base del muro.

$$F_s = \frac{F_{fr}}{E_{AH} - E_{PH}} = 3.17$$

**FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA
DESLIZAMIENTO**

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 61



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.

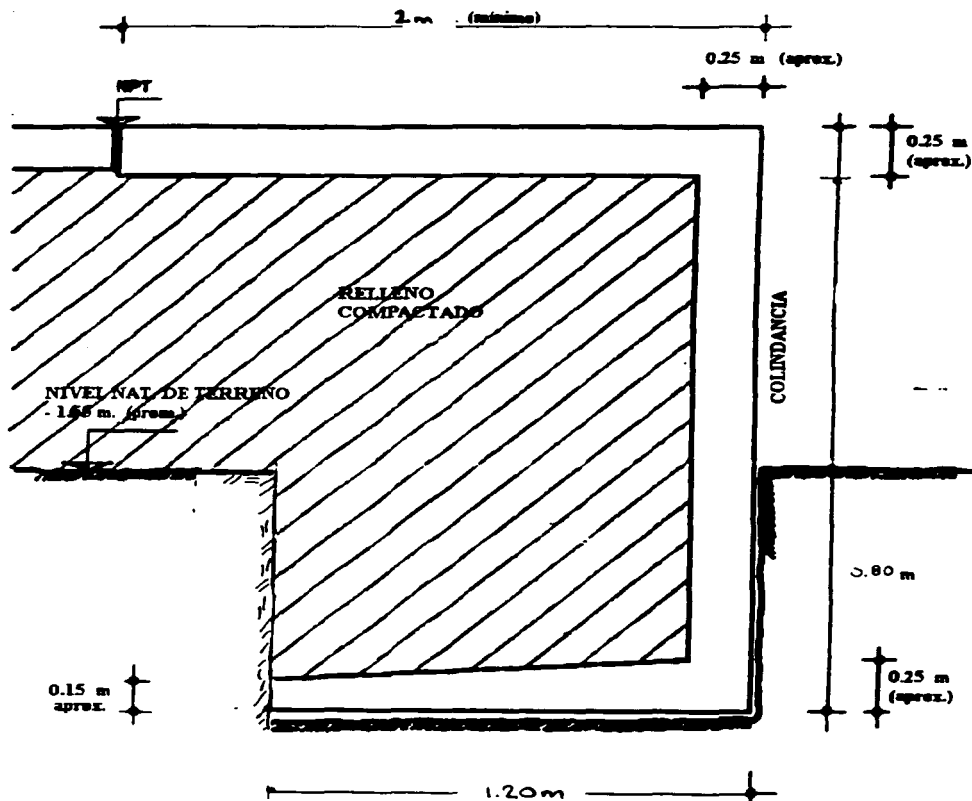
$$F_{sv} = \frac{R_v \cdot x}{E_{AH} \cdot y} = 2.89$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO

ESC. 1:5

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

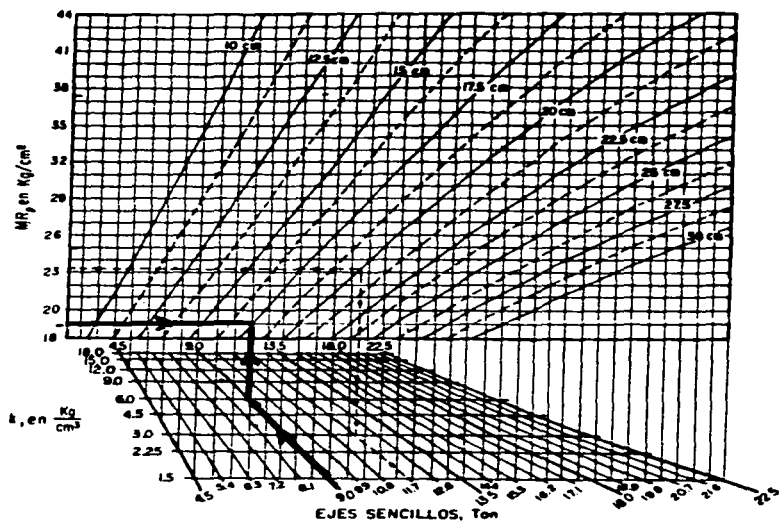
Figura 62



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

FIG. 1-20

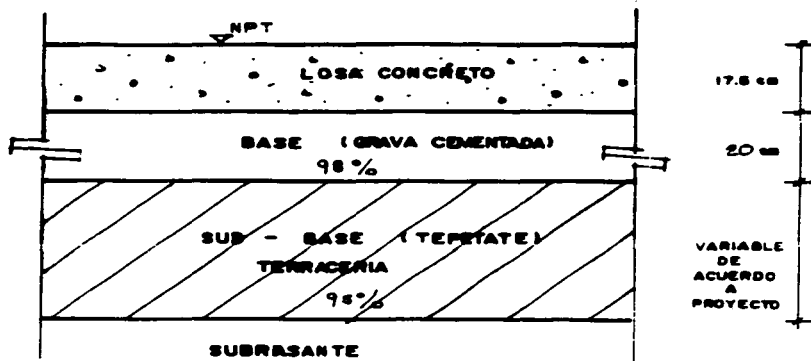
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



NOMOGRAMA.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 64



CORTE ESQUEMATICO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



T3-S2

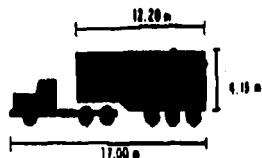
Tractor de tres ejes con
semirremolque de dos ejes

Categoría	Cargos	Peso, en ton		P, kg/m ²	d _m : Coeficiente de defl. bajo carga máxima				d _v : Coeficiente de defl. vacío			
		Carga máxima	Vacío		1:0	1:15	1:30	1:60	1:0	1:15	1:30	1:60
		1 ^a	5,5		4,0	5,8	1,022	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126
2 ^a	18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,052	0,001	
3 ^a	18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,002	0,001	
	41,50	12,0			5,000	5,285	4,747	5,761	5,000	0,180	0,040	0,023
Categoría B	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 ^a	15,0	4,0	5,8	2,000	1,615	1,072	1,009	2,000	0,017	0,002	0,001
	3 ^a	15,0	4,0	5,8	2,000	1,615	1,072	1,009	2,000	0,017	0,002	0,001
	4 ^a	35,0	11,5		5,000	3,491	2,250	2,240	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 Camión de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SOT" México, D.F., 1978.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

EJE SENCILLO
 EJE TANDEM
 EJE TRIPLE



T3-S3

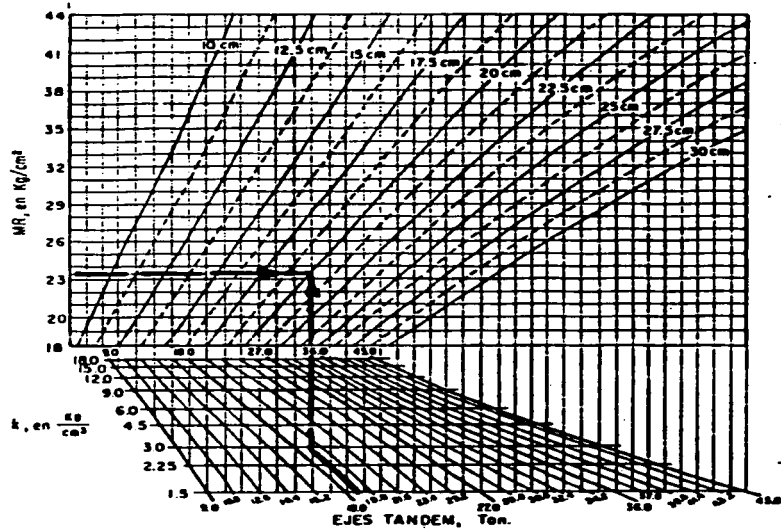
Tractor de tres ejes con
semirremolque de tres ejes

Camión A	Conjunto	Peso, en ton		q, kg/cm ²	+ d _q = Coeficiente de dato bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de dato vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z=0	z=15	z=30	z=60	z=0	z=15	z=30	z=60
	1 ⁿ	3,5	4,0	3,0	1,000	0,345	0,167	0,119	1,000	0,186	0,036	0,021
	2 ^{na}	10,0	4,0	5,0	2,000	2,440	2,200	2,021	2,600	0,617	0,002	0,001
	3 ^{aa}	22,5	5,0	5,0	3,000	2,422	2,309	2,010	3,000	0,011	0,002	0,001
		46,0	13,0		6,000	5,239	4,746	5,730	6,600	0,154	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., 1970.

* EJE SENCILLO
 ** EJE TANDEM
 *** EJE TRIPLE

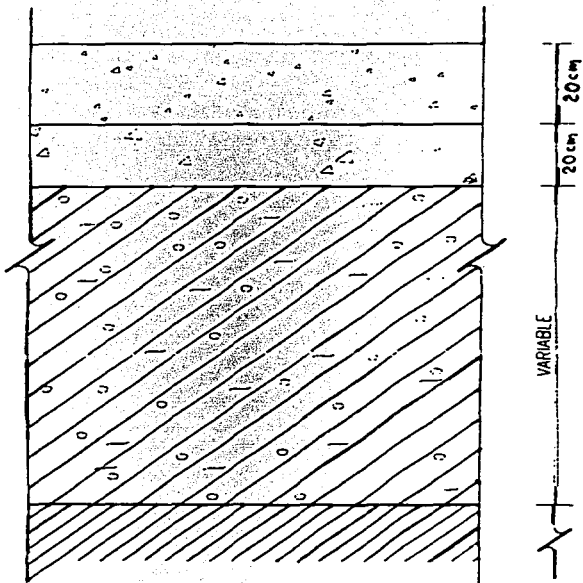
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



NOMOGRAMA DE DISEÑO .

(ESPESOR DE LOSA EN VIALIDAD, PATIO DE MANIOBRAS)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



LOSA DE CONCRETO DE $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 REFORZADA CON VARILLAS DE $f_y = 4200$
 kg/cm^2

BASE GRANULAR COMPACTADA AL 98 %
 PROCTOR.

TERRAPLEN CONSTITUIDO POR UNA MEZCLA
 DE GRAVA, ARENA Y FINOS (TEPETATE)
 COMPACTADO AL 95% PROCTOR, EN CAPAS
 DE 20 cm.

MATERIALES SUPERFICIALES DEL SITIO EN
 ESTADO NATURAL

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

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

1 LOSA CON
FALLA DE ORIGEN

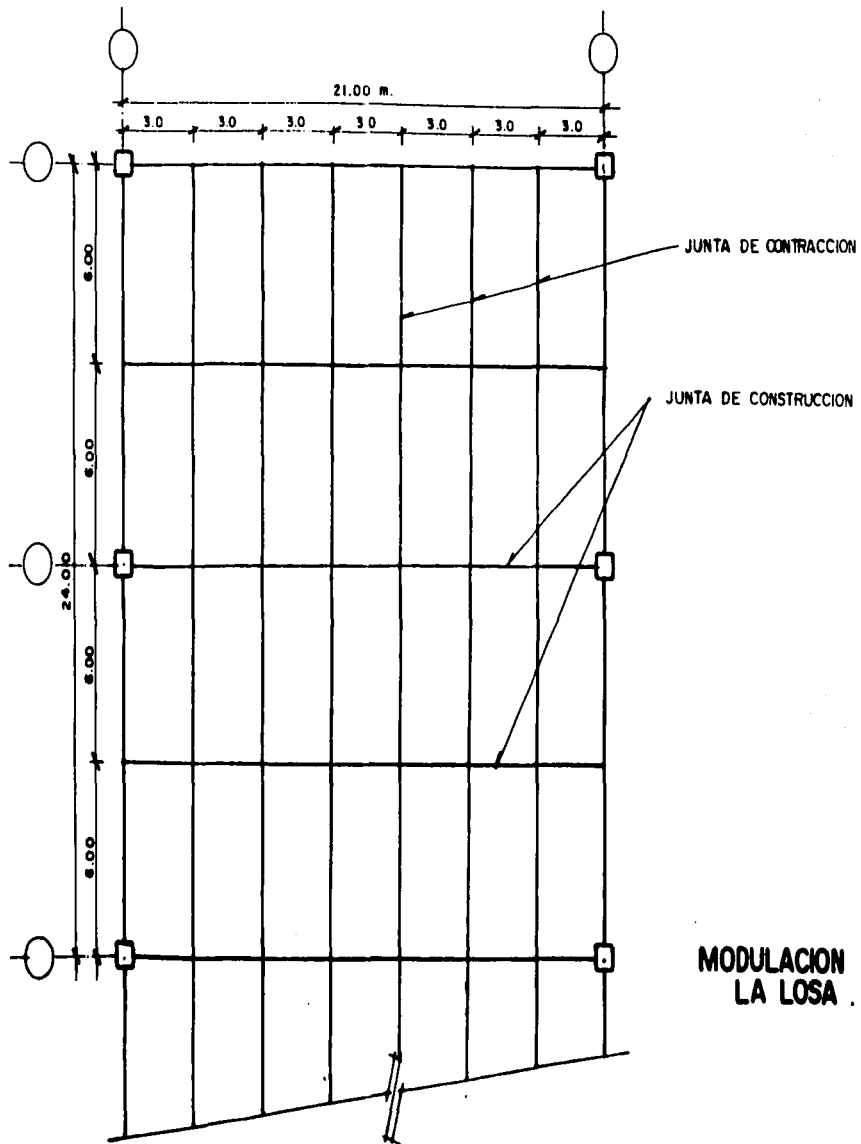
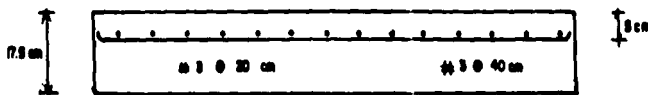
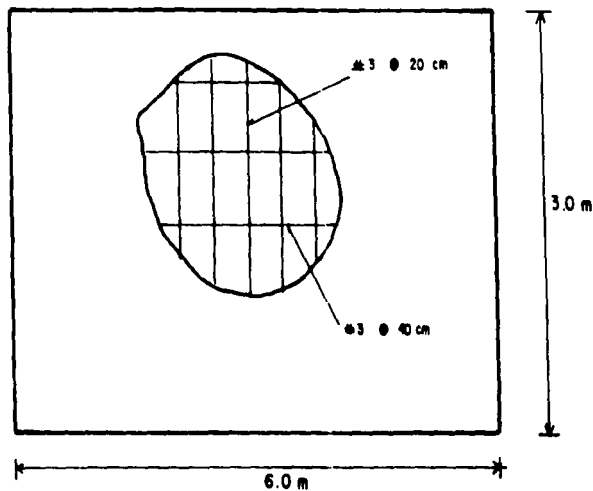


Figura 70

a) Refuerzo mediante varillas $3/8"$ ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$)

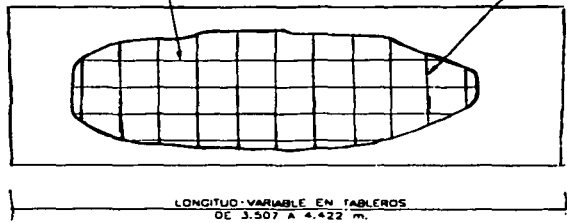


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

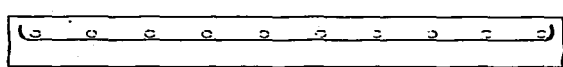
DISTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO

LONGITUD DE TABLERO (m)	ARMADO (cm)
3.507	# 3 ● 37.5
3.660	# 3 ● 37.5
4.422	# 3 ● 28 (○ # 4 ● 37.5)

ANCHO DE TABLERO (m)	ARMADO (cm)
3.05	# 3 ● 50 (○ # 4 ● 75)



ANCHO EN TABLEROS DE 3.05 m.



ESPESOR DE LA LOSA DE CONCRETO ARMADO

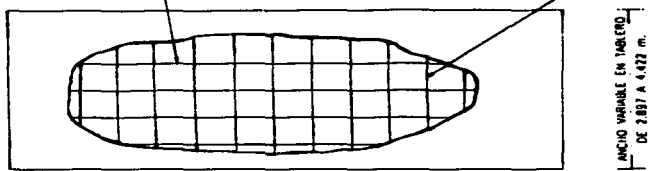
PLANTA

PERFIL

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

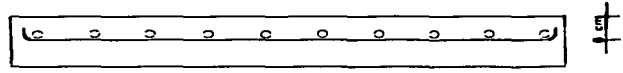
TESIS CON FALSA DE ORIGEN

LONGITUD DE TABLERO (m)	ARMADO (cm)	ANCHO DE TABLERO (m)	ARMADO (cm)
3.507	37.5	2.897	37.5
3.660	37.5	3.030	37.5
4.270	30	3.188	30
4.422	25	3.307	25
4.575	25	3.460	25
4.892	25	4.270	25
		4.422	25



LONGITUD VARIABLE EN TABLEROS DE 3.507 A 4.892 m.

PLANTA

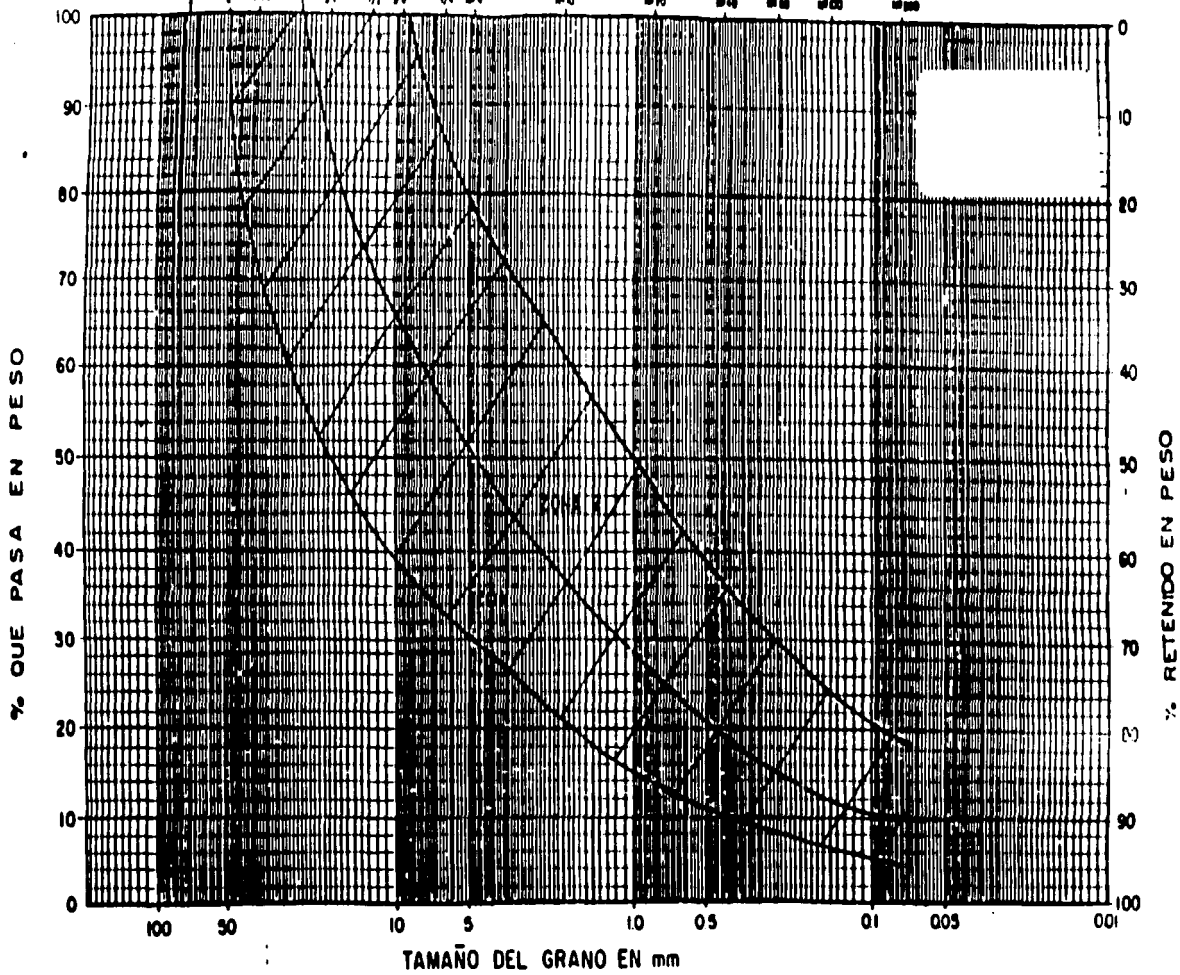


ESPESOR DE LA LOSA DE CONCRETO ARMADO

PERFIL

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



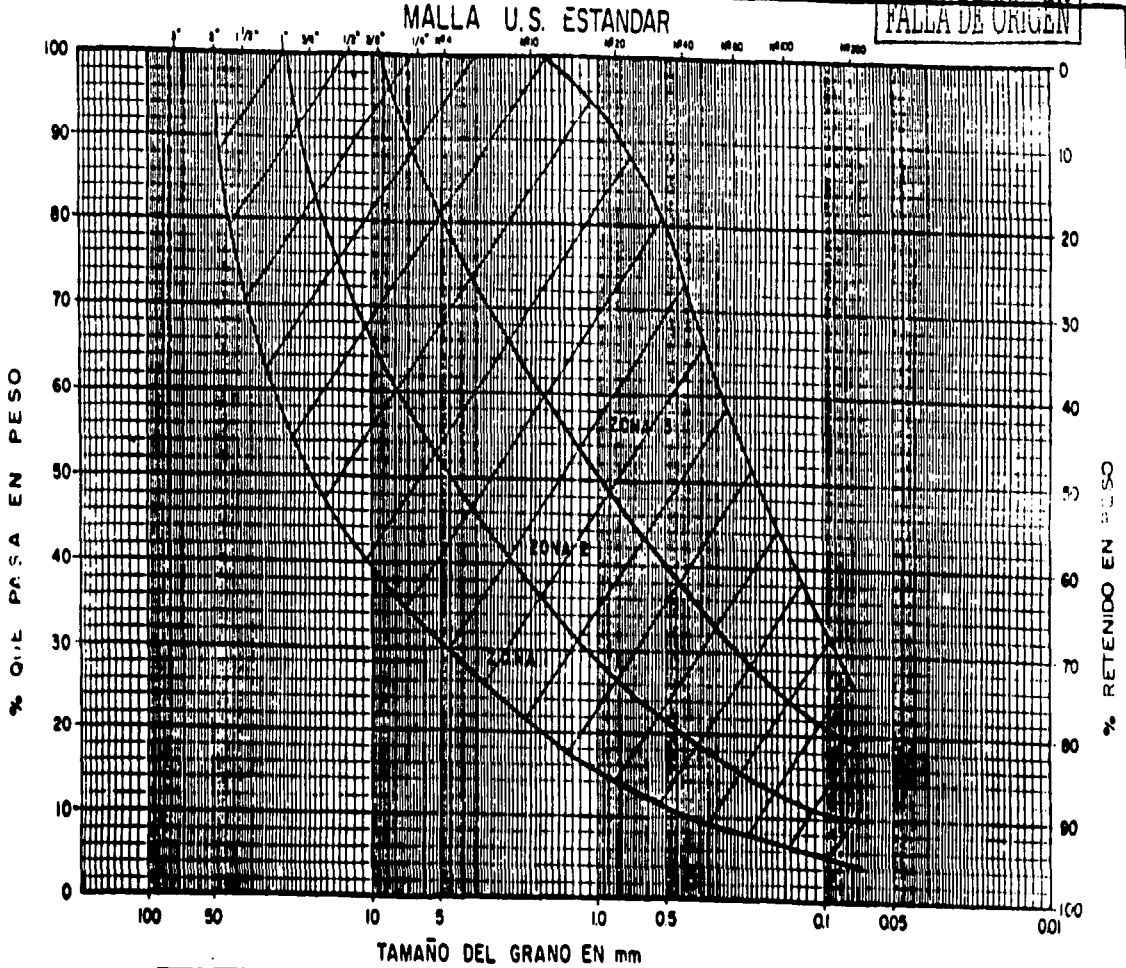
mm	GRAVA			ARENA			LIMO	ARCILLA
	GRUESA	FINA		GRUESA	MEDIANA	FINA		

PROFUNDIDAD MEDIA	MOJESTRA Nº	SÍMBOLO	D_{60}	D_{30}	D_{10}	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$	GRAVA	ARENA	FINOS	CONTENIDO DE AGUA NATURAL	GRUPO SUCS
m	--		mm	mm	mm	--	--	%	%	%	%	

ZONAS 1 Y 2 ESPECIFICACIONES PARA BASE

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 74



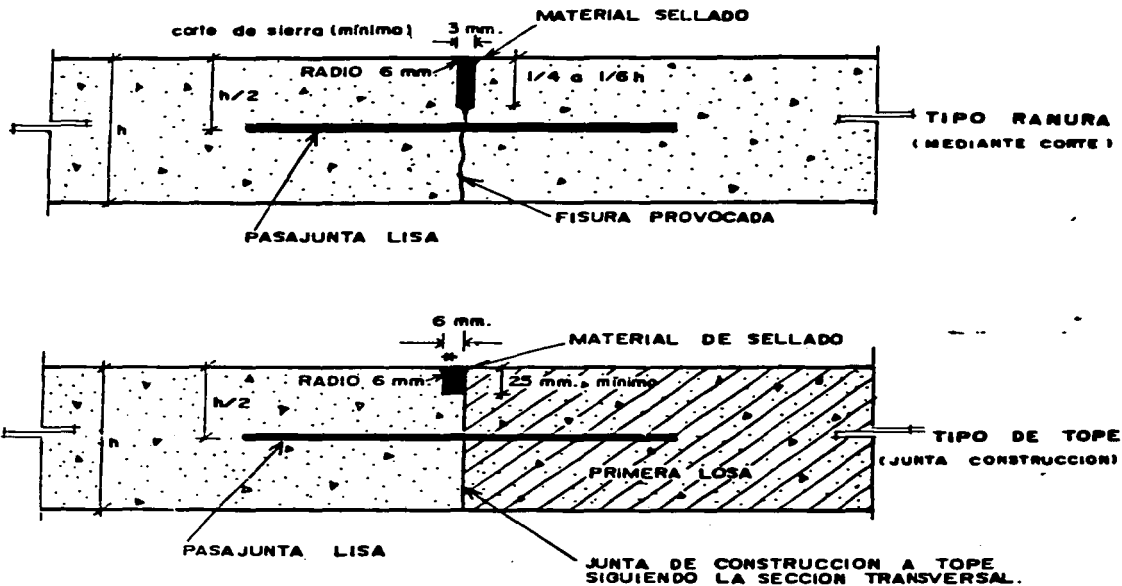
GRAVA					ARENA			LIMO o ARCILLA	
GRUESA		FINA			GRUESA		MEDIANA	FINA	

INDICACION MUESTRA	SIMBOLO	D_{10}	D_{30}	D_{60}	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	$C_c = \frac{D_{30} - D_{10}}{D_{60} - D_{10}}$	GRAVA	ARENA	FINOS	CONTENIDO DE AGUA NATURAL	GRUPO SUCS
Media	Nº	mm	mm	mm	-	-	%	%	%	%	
ZONAS 1, 2, y 3. ESPECIFICACIONES PARA SUB-BASE											

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS

OBRA Nº _____
LOCALIZACION _____

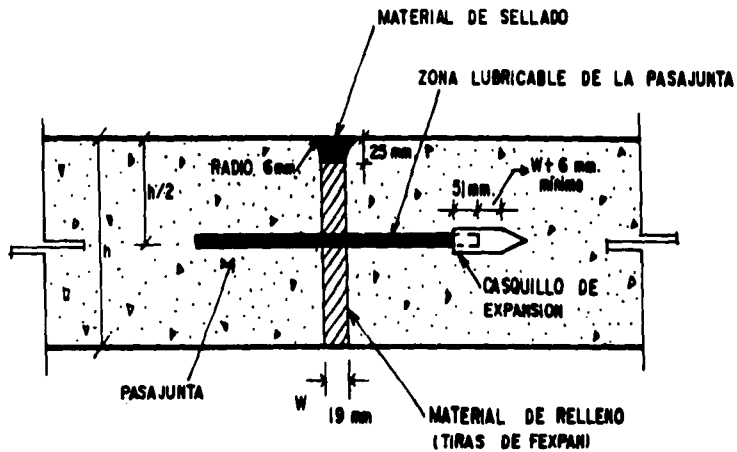
Figura 75



* PARA FORMAR LA RANURA SE COLOCA UNA TIRA DELGADA DE MATERIAL NO COMPRESIBLE.

JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCION

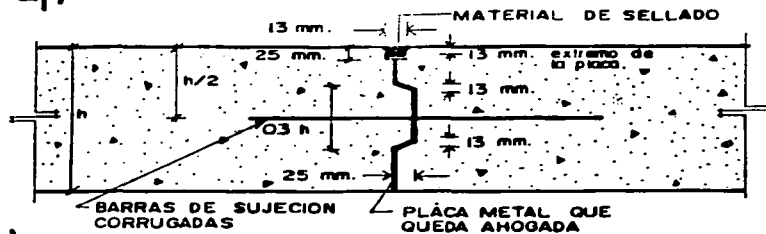
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



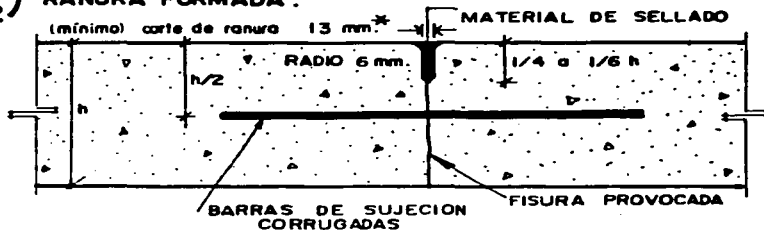
JUNTA DE EXPANSION

a) CONSTRUCCION A TODO LO ANCHO DEL PAVIMENTO.

a₁) JUNTA MACHIHEMRADA

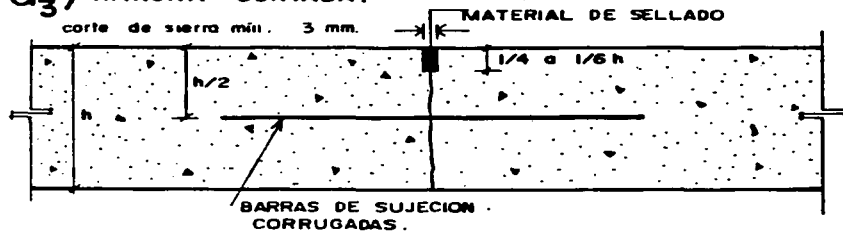


a₂) RANURA FORMADA.



* PARA FORMAR LA RANURA SE COLOCA UNA TIRA DELGADA DE MATERIAL NO COMPRESIBLE.

a₃) RANURA CORTADA.



b) CONSTRUCCION POR BANDA.

b₁) JUNTA MACHIHEMRADA

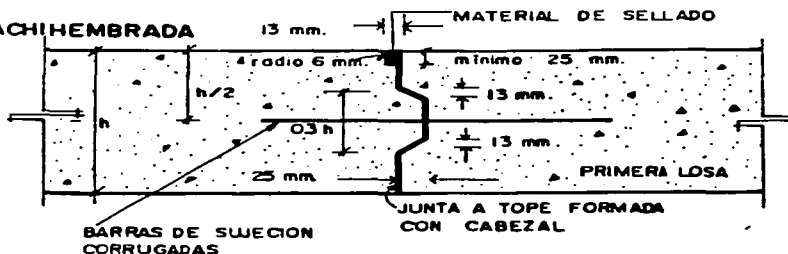


Figura 78

JUNTAS LONGITUDINALES

CAPITULO IV. DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO

4.1. Estructuración de pavimentos rígidos

Pavimento

Se define como pavimento a la superestructura de la obra civil vial que hace posible la circulación expedita de los vehículos con la comodidad, seguridad y economía requeridos por el usuario y previstos por el proyecto. En general, está constituido por un conjunto de capas de materiales seleccionados y procesados, las cuales quedan comprendidas entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento y cuyo comportamiento depende de la calidad y el tipo de los materiales, de su espesor y disposición en la estructura de los pavimentos así como de la calidad de la construcción.

La clasificación clásica de los pavimentos distingue dos tipos principales: los pavimentos flexibles o asfálticos, y los de tipo rígido o de concreto hidráulico. En el caso particular de los últimos, el pavimento propiamente dicho está constituido por una losa relativamente delgada, apoyada sobre una subbase, y en ocasiones directamente sobre la capa subrasante, especialmente cuando está es de muy buena calidad y el tránsito no es muy intenso.

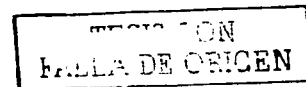
Losas de concreto hidráulico

Constituyen la parte fundamental del pavimento rígido, debiendo estar capacitadas para resistir los esfuerzos producidos por el tránsito y los efectos de la intemperie, y proporcionar además una superficie de rodamiento segura, cómoda y de características permanentes bajo el efecto combinado del tránsito y de los factores ambientales durante su vida útil, de manera que sólo deban ser necesarias algunas actuaciones locales y esporádicas de conservación, de poca importancia y costo.

Los concretos que se utilizan en la losa suelen ser de resistencia relativamente alta, generalmente comprendida entre 200 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 superiores 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.



Subbase

Tiene como funciones principales controlar los cambios volumétricos de la subrasante e incrementar su módulo de reacción. Constituye una plataforma estable de trabajo durante la construcción del pavimento y en ocasiones puede constituir una capa drenante. Se trata de un elemento importante para garantizar la uniformidad del soporte de las losas, y se construye por lo general con materiales granulares no cementados, los cuales, cuando el tránsito llega a ser muy pesado e intenso, se hace necesario estabilizar, generalmente con cemento portland, para evitar que bajo su acción sufran erosiones indeseables, recurriéndose a subbases de grava-cemento y aun de concreto pobre. Por otra parte, cuando el tránsito es ligero y el material de la capa subrasante es de buena calidad, se puede suprimir la subbase, apoyando las losas directamente sobre la subrasante. Otro aspecto importante que debe cumplir la subbase es evitar la eyección del material fino a través de juntas y grietas, al paso del tránsito pesado. Por consiguiente, esta capa no cubre funciones de tipo estructural. Debe mencionarse que eventualmente a esta capa se le denomina base, por su posición inmediata bajo la losa. Sin embargo, se le designa como subbase debido a que en general los requerimientos de calidad de los materiales no son tan estrictos como los de una base en un pavimento flexible, teniendo en cuenta que la losa de concreto reduce los esfuerzos impuestos a esta capa por las cargas aplicadas por los vehículos.

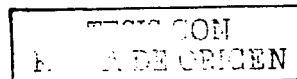
Capa subrasante

Constituye la capa superior de la terracería y puede estar formada por el propio terreno natural adecuadamente compactado y perfilado, o por material seleccionado procedente de un banco, si el material natural es inadecuado. Constituye el elemento de apoyo del pavimento, por lo que debe resistir adecuadamente los esfuerzos que le son transmitidos, aun en condiciones severas de humedad.

De acuerdo al proyecto, toda el área cubierta por las estructuras se construirá un terraplén con espesor del orden de 1.50 m, para sobre elevar la superficie del terreno considerando la topografía actual y el despalme mínimo necesario así como el nivel del proyecto establecido, 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 la planta de almacenamiento con circulación de montacargas y, en el caso de la vialidad y el patio de maniobras la circulación de trailers con peso de 40 ton, los cuales se introducirán para vaciar su carga) y, las características físicas y estratigráficas de los depósitos superficiales, las cuales se describieron anteriormente.

A continuación se presentan los resultados del diseño de pavimento rígido.

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



4.2. Piso en la planta baja de los edificios

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 eje sencillo, incluyendo la carga que el piso soporta, con peso de hasta 5 ton/m ²	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	7.00 kg/cm ³
Espesor de la base de apoyo de la losa de concreto hidráulico	20 cm
Módulo de reacción corregido por efecto de la base	9.00 kg/cm ³
Resistencia de proyecto del concreto f'c	250 kg/cm ²
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	37.50 kg/cm ³
Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2.0	18.80 kg/cm ²

Los vehículos de mayor peso que circularán por el piso y para la cual 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 3,500 kg, a la que se agrega la carga que soporta el piso con un peso máximo de 5 ton/m².

Utilizando el monograma de diseño para ejes sencillos presentado en la Figura 64 del Anexo 3, en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 18.80 kg/cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 9.00 kg/cm³, y una carga de diseño de 9.00 ton se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el piso de 17.50 cm (Figura 65 del Anexo 3), que se apoyará sobre una base de materiales con las especificaciones que se indican más adelante.

4.3. Piso en vialidad y patio de maniobras

Carga máxima aplicada al pavimento por los vehículos de mayor peso que circularán por él, a través de un arreglo de rueda tándem	18.00 ton
Carga de diseño, considerando un incremento por impacto del 10%	19.00 ton
Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural	7.00 kg/cm ³
Espesor de la base granular del suelo de apoyo de la losa de concreto hidráulico, compactado al 98% de su peso volumétrico seco máximo	20 cm
Módulo de reacción corregido por efecto de la base	9.00 kg/cm ³
Resistencia de proyecto del concreto f'c	250 kg/cm ²
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	37.50 kg/cm ³
Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2.0	18.80 kg/cm ²

HECHO CON
FOLIO DE ORIGEN

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 66 y 67, del Anexo 3. La carga más crítica transmitida al pavimento por estos vehículos corresponden al eje tándem 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 tándem es de 18 ton.

Utilizando el monograma de diseño para ejes tándem presentado en la Figura 68 del Anexo 3, en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 18.80 kg/cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 9.00 kg/cm³, y una carga de diseño de 19.80 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 20 cm de espesor, ver Figura 69, del Anexo 3.

La determinación del "módulo de reacción" de los materiales de apoyo del pavimento (subrasante) se determinó a través de correlacionar éste con su valor relativo de soporte (CBR). De la relación 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 20 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 agrietamiento por temperatura, determinado mediante la siguiente expresión:

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

donde:

A_s = 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 1.50

L = longitud de los tableros de losa, en m

fs = esfuerzo permisible en el acero, en kg/cm², (igual a 0.60 fy)

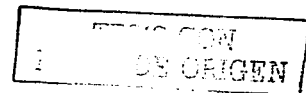
Además, en el que la dimensión de un tablero sea mayor de 1.50 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

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

donde:

a_s = área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm²-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



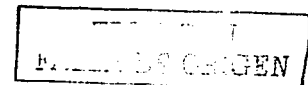
En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor a 1.50 a_s.

El espaciamiento máximo del refuerzo en los tableros no será mayor de 37.50 cm. para el acero longitudinal y de 75 cm para el acero transversal.

Considerando acero de refuerzo de alta resistencia ($f_y = 4,200\text{kg/cm}^2$) se obtuvo que las losas del pavimento (de acuerdo a la distribución mosurada en la Figura 70, del Anexo 3) en la zona de vialidad, patio de maniobras y almacenamiento, deberán armarse en sus sentidos longitudinal y transversal como se indica en las Figuras 71 a 73, del Anexo 3.

Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas mediante el refuerzo debido al acero distribuido, el espaciamiento entre juntas transversales se recomienda variable entre 3.00 y 4.50m. Respecto al ancho de las losas, éstas quedarán comprendidas entre 3.00 y 6.00 m.

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 diseño.

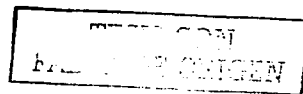


CAPITULO V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

5.1. Zapatas

A continuación se presenta el procedimiento constructivo:

1. Se efectuará un despalme general mínimo de 0.50 m. Con respecto al nivel de la superficie actual del terreno, garantizando que la capa de suelo que contiene materia orgánica y de rellenos de mala calidad sean retirados en forma total.
2. Posteriormente se procederá a la excavación de las cepas que alojan las zapatas, con taludes verticales.
3. Al alcanzar la profundidad de desplante se retirará todo el material suelto y se tendrá, 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 cepas 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 niveles de proyecto, escarificando 10 cm y recompactando al 90% colocado el terraplén necesario en capas de 20 cm de espesor, las que se compactarán al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Proctor Estándar, excepto las tres últimas capas de 20 cm cada una que se compactarán al 95% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Proctor Estándar.
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 más adelante.
7. Para el movimiento de tierras, se establece que el material producto de la excavación de las zanjas que alojarán a las zapatas no podrán ser utilizados como rellenos en las áreas de terraplén dado que los materiales excavados a esa profundidad corresponden a materiales de alta plasticidad, que tienen valores altos en sus límites que aunque se les adicione cal en la proporción del 6% no es posible que adquieran las características necesarias para su colocación. La única alternativa que pudiera efectuarse para reutilizar los materiales producto de la excavación es que esos sean seleccionados retirando todas las partículas mayores de 3", que estén exentos de toda partícula que no corresponda al material natural como la basura, desperdicio de construcción, cimentaciones antiguas, etc. e incorporarles un 70% de material importado (tepetate) con características friccionantes, es decir que corresponda a una arena limosa. Sin embargo de acuerdo a la experiencia se recomienda utilizar únicamente material importado tepetate, pues la incorporación de cal, la selección y la homogeneización con material importado en la proporción indicada anteriormente resulta económicamente más caro.



8. También se recomienda que después de realizado el despalme se construya primeramente el terraplén necesario hasta el nivel del lecho inferior de la base de grava cementada y posteriormente se realicen las excavaciones que alojarán a la cimentación, concluidas las excavaciones se procederá a la terminación de la plataforma de apoyo del piso, lo anterior es con el fin de proteger a los materiales ya colocados y que constituyen al terraplén contra el deterioro que pudieran ocasionar el tránsito de trabajadores y maquinaria. Una vez terminada la construcción de la cimentación se colocará la base sobre la que se construirá tanto el piso como el pavimento.

5.2. Pilas

A continuación se indica el proceso constructivo de las pilas:

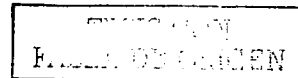
Inicialmente se ubicarán las pilas determinadas por el proyecto y mediante equipos convencionales o especializados se perforan las pilas.

1. La perforación tendrá un diámetro de 80 cm y se llevará hasta 12 m de profundidad, a partir del nivel de desplante.
2. Se introducirá el acero de refuerzo, en el que se habrán instalado soportes espaciadores que permitan garantizar un recubrimiento mínimo de 5 cm; en la parte inferior, el acero de refuerzo longitudinal no incluirá dobleces para anclaje.
3. La parrilla de refuerzo no se apoyará sobre el fondo de la perforación; por el contrario, se dejará colgada a una viga de acero o madera en la superficie.
4. Antes del colado se extraerán los eventuales azolves del fondo de la perforación, mediante alguna herramienta adecuada (cuchara, bote recolector, etc.).
5. El colado se realizará con el sistema Tremie, de preferencia el mismo día en que se termine la perforación. Igualmente deberá estar supervisado por un especialista, a fin de evitar deficiencias que conlleven a la segregación del concreto. La tubería Tremie debe ser hermética y, al inicio del colado, su extremo inferior se deberá localizar 30 cm por arriba del fondo de la perforación; posteriormente, se conservará inmersa dentro del concreto una longitud no menor de 3 m.

En términos generales el colado deberá ser expedito y continuo, evitando interrupciones mayores de 10 min o duraciones que excedan el tiempo de fraguado inicial del cemento empleado. En ningún caso se permitirá acelerar el colado mediante excesivas o brucas sacudidas de la tubería.

El colado se suspenderá cuando la superficie de concreto se encuentre de 10 a 15 cm por arriba del lecho bajo del futuro dado.

Las incidencias del colado se consignarán oportunamente en un registro autorizado por la dirección de la obra.



a) Para terracerías

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

(a) Límite líquido	40% máx
(b) Límite plástico	15% máx
(c) Contracción lineal	5% máx
(d) Valor relativo de soporte	15% máx
(e) Contenido de agua óptimo	25% máx
(f) Peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m ² mín

b) Para base

De granulometría

La curva granulométrica queda comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 de la Figura 74 del Anexo 3, adoptando una forma semejante a las de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

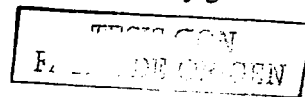
La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

De contracción lineal, valor cementante 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	4.50 mín	3.50 mín
Valor relativo de soporte, %	80 mín	80 mín
Tamaño máximo del agregado	2" máx	2" máx
Peso volumétrico seco máximo, kg/cm ³	1800 mín	1800 mín

4. Procedimiento constructivo para terracerías y base

- Se desplantará el terreno a 0.50 m mínimo, con lo que se eliminará la capa de suelo orgánico y los materiales de relleno no controlados. El material producto del despalme será desechado.
- Los materiales que se emplearán en las terracerías se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría.



- La terracería (subrasante) se colocará en capas de 20 cm de espesor en estado suelto, las que se compactarán al 90 % de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Proctor Estándar, únicamente las tres últimas capas antes de llegar al apoyo de la base se compactarán al 95 % de su peso volumétrico seco máximo, según la prueba Proctor Estándar.
- A continuación se hará una escarificación de 5 cm de profundidad en la subrasante y se colocará la base cuyo espesor será de 20 cm compactada al 98 % de su peso volumétrico seco máximo. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima (± 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 hrs como mínimo.

6. Juntas

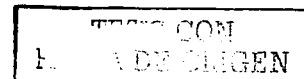
Las juntas serán de dos tipos:

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 hrs.

Las ranuras se limpiarán perfectamente y se rellenarán 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 metro.

En la Figura 76 del Anexo 3, 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 juntas deberá ser a cada 48 m como máximo, y tendrá 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 77 del Anexo 3.

Juntas de construcción. Estas pueden ser de dos tipos:

Longitudinales. El pavimento se dividirá longitudinalmente en fajas de ancho variable entre 3.50 y 6.00 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 machihembrada.

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.

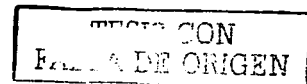
Al retirar los moldes (en el caso de utilizarlos) y en cuanto la superficie este suficientemente seca, se procederá a pintarla con cemento asfáltico del No. 6 u 8, hasta lograr un espesor uniforme de 3 mm antes de proceder al vaciado de la losa contigua. Igualmente que en el caso de las juntas de contracción 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 78 del Anexo 3.

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 aplanará con llana de madera de mango largo, después se afinará 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.

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 finalmente atomizado y que mantendrá la humedad por un tiempo mínimo de 24 hrs, al cabo de las cuales se podrá seguir usando esta membrana manteniéndola en buenas condiciones ó 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.



ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

11. Protección del concreto

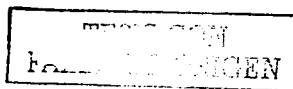
El piso de concreto hidráulico terminado deberá protegerse contra el tránsito de vehículos ó personas por un tiempo mínimo de siete días si se emplea cemento de resistencia rápida y 14 días con concreto de resistencia normal.

IMPRESION
F. L. DE ORIGEN

CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. De acuerdo a la zonificación estratigráfica del Valle de México, el área en estudio se ubica en la *Zona de Transición*, caracterizada por suelos predominantemente arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad aproximadamente.
2. De acuerdo a los resultados de los sondeos y ensayos de laboratorio, se puede establecer la siguiente secuencia estratigráfica:

Profundidad (m)	Descripción
De 0.00 - 1.80	Arcilla poco arenosa, café oscuro, con contenido de agua medio de 30%, de consistencia variable de firme a muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 13 a 29 golpes.
De 1.80 - 3.00	Arena poco arcillosa, café, con contenido de agua medio de 17%, de consistencia firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 32 y más de 50 golpes, compacta; con composición granulométrica de 70% de arena y 30% de finos.
De 3.00 - 4.20	Arcilla poco arenosa, café oscuro y gris oscuro, con contenido de agua medio variable de 40 a 80%, de consistencia media, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 7 golpes; de límite líquido medio de 100%, límite plástico medio de 20%, en porción fina, del grupo CH, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, con cohesión de 7.6 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 7°, determinada en prueba de compresión triaxial no consolidada - no drenada, peso volumétrico de 1.44 ton/m ³ , y densidad de sólidos igual a 2.51.
De 4.20 - 4.80	Arena poco arcillosa, café, con contenido de agua medio de 20%, de compacidad media, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 19 golpes; de composición granulométrica de 90% de arena y 10% de finos.
De 4.80 - 5.40	Arcilla poco arenosa, gris oscura, con contenido de agua medio de 38%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 36 golpes.
De 5.40 - 6.00	Limo, gris claro, con contenido de agua medio de 40%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
De 6.00 - 7.20	Arcilla poco limo arenosa, café grisáceo, con contenido de agua medio de 37%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 30 a más de 50 golpes.
De 7.20 - 7.80	Limo arenoso, café con contenido de agua medio de 38%, de consistencia muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 19 golpes con límite líquido de 39%, límite plástico de 13 %, del grupo ML según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
De 7.80 - 8.40	Arena y limo, gris, con contenido de agua medio de 280%, de baja capacidad, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 golpe.



De 8.40 - 12.00	Limo poco arcilloso, gris oscuro y gris verdoso, con contenido de agua medio variable de 25 a 90%, de consistencia variable de firme a dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 14 a más de 50 golpes.
De 12.00 - 14.40	Arcilla poco limosa, gris claro y gris oscura, con contenido de agua medio variable de 88 a 40%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
De 14.00 - 15.60	Limo poco arenoso, gris oscuro, con contenido de agua medio de 30%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.

3. En la profundidad explorada no se interceptó el nivel freático.
4. Para la cimentación del inmueble se proponen dos alternativas, a saber:
 - Zapatas corridas reticulares, es decir en ambos sentidos, desplantadas 1.50 m por debajo del nivel actual del terreno.
 - Pilas apoyadas en suelos granulares, desplantadas a 13 m de profundidad.

La selección queda fundamentada a criterios económicos y de plazo de ejecución.
5. La capacidad de carga de las zapatas corridas se evaluó con el criterio del *Reglamento de Construcciones*, para cimentaciones someras apoyadas en suelos cohesivos. La capacidad de carga admisible de las zapatas corridas desplantadas a 1.50 m de profundidad resulta de:

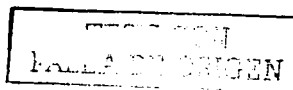
$$Q_a = 13.04 \text{ ton/m}^2$$

La capacidad de carga admisible por punta para las pilas se estimó de acuerdo con el *Reglamento de Construcciones*. Los resultados se consignan en la tabla I.

TABLA I

DIAMETRO DE LA PILA, en cm	CARGA ADMISIBLE POR PUNTA, en ton
80	480
100	688
120	931
140	1210
160	1524
180	1873
200	2258

6. Las deformaciones se calcularon según el *Reglamento de Construcciones*. La magnitud de los asentamientos máximos resulta de 9 cm para las zapatas y 4 cm para las pilas.
7. Se calculó el empuje de tierras sobre el muro perimetral de retención del terraplén considerando



una profundidad de desplante de 1.50 m, respecto al nivel de banquetta, una altura de 2.40 m y un ancho de muro estimado de 0.25 m. El empuje activo resulta de 3.86 ton/m², cuya resultante actuará a 0.80 m de altura. Para la estabilidad del muro se tiene lo siguiente:

- Un factor de seguridad por capacidad de carga igual a 1.62, que es admisible
- Un factor de seguridad contra deslizamiento igual a 3.17, admisible
- Un factor de seguridad contra volteo igual a 2.89, que es admisible

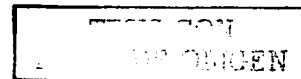
8. Las expansiones elásticas producidas por la excavación hecha para alojar el cajón de estacionamiento resultan las máximas de 1.93 cm en el centro de la excavación.

En el caso del empuje total de tierras proporcionado al muro perimetral del cajón de estacionamiento, éste resulta igual a 2.55 ton/m² a los tres metros de profundidad.

9. El piso en la planta baja de los edificios, así como el de la vialidad y patio de maniobras, se propone a través, de un pavimento rígido constituido por una losa de concreto hidráulico de 17.50 cm en el primer caso y 20 cm para los dos últimos, sobre una capa de subbase de 20 cm, que se construyen sobre una capa subrasante.
10. Para llegar a los niveles de proyecto deberá efectuarse la construcción de un terraplén en toda el área cubierta por las estructuras con altura promedio de 1.50 m que incluye un desplante recomendado.
11. En el capítulo III se presenta la revisión de la cimentación propuesta y en el capítulo V el proceso constructivo para las alternativas de cimentación propuestas.
12. Para conocer el comportamiento de la estructura, se recomienda instalar referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Finalmente estas nivelaciones se continuarán en forma semestral por un periodo mínimo de cinco años.

Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

13. Cualquier cambio de proyecto o situación no prevista en el presente estudio, deberá ser comunicado al ingeniero geotecnista responsable, para definir su influencia en lo aquí concluido.



BIBLIOGRAFIA

- "Manual de Exploración Geotécnica", Secretaría General de Obras, México, D.F., noviembre de 1988.
- "Instructivo para efectuar pruebas en suelos", Secretaría de Comunicaciones y Transportes, apoyo didáctico, Vol. I.
- "El Subsuelo de la Ciudad de México", Marzal Raúl J. y Mazari Marcos. Publicación 505, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1987.
- "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", George B. Sowers, George F. Sowers, Noriega Limusa, Sexta reimpresión, 1990.
- "Mecánica de Suelos, Vols. I y II", Juárez Badillo y Rico Rodríguez, segunda edición, Limusa, México, 1984.
- "Estudios de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la Construcción", Gordon A. Fletcher, Vernon A. Smoots, Noriega Limusa, 1991.
- "El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México", Sociedad de Mecánica de Suelos, Simposio, México, 1987.
- "Cimentaciones en Areas Urbanas de México", Sociedad de Mecánica de Suelos, V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México, 1970.
- "Ingeniería de Cimentaciones", Peck, Hanson y Thornburn, Segunda edición, Limusa, México, 1989.
- "Ingeniería de Cimentaciones", Manuel Delgado Vargas, segunda edición, Alfaomega, S.A. de C.V. 1999.
- "Diseño Geotécnico de Cimentaciones", Ernesto Holguin G.L., Carlos E. Gutiérrez S., Alberto Cuevas R., José A. Segovia P., México, D.F., 1992.
- "Cimientos", V.C. Launder, edit. Blume, Primera reimpresión, 1977 Barcelona.
- "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", Sociedad de Mecánica de Suelos, Instituto de Ingeniería de la UNAM, SOLUM, S.A., México, 1990.
- "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones", Departamento del Distrito Federal, México, 1987.
- "Estudio de Mecánica de Suelos realizado para dos Edificios de NEXTEL constituidos cada uno por tres niveles y vialidades interiores que se proyectan construir en un predio que se ubica en la calle de Filiberto Gómez No. 40 y 42, Fraccionamiento Industrial San Nicolás Tlaxcolpan, Municipio de Tlalnepantla, Estado de México", Mecánica de Suelos A.G., México, 2000.

