



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

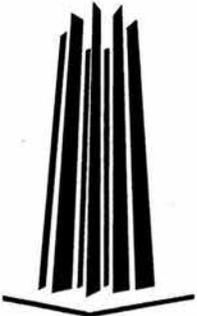
**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGÓN**

**ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN
DE UN EDIFICIO DELEGACIONAL DE LA
PROCURADURÍA GENERAL DE LA REPÚBLICA EN
ZACATECAS, ZAC.**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
ARTURO GARCÍA MORALES**

ASESOR: ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA



MÉXICO

2004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



INDICE

INTRODUCCION

CAPÍTULO I

| | |
|-------------------|---|
| ANTECEDENTES..... | 8 |
|-------------------|---|

CAPÍTULO II

| | |
|---|----|
| EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO..... | 14 |
| 2.1 Generalidades..... | 16 |
| 2.2 Pozos a cielo abierto..... | 18 |
| 2.3 Sondeos con equipo mecánico..... | 21 |
| 2.3.1 Método de penetración estándar..... | 22 |
| 2.3.2 Muestreo con tubo de pared delgada..... | 24 |

CAPÍTULO III

| | |
|-------------------------------|----|
| PRUEBAS DE LABORATORIO..... | 28 |
| 3.1 Muestras alteradas..... | 28 |
| 3.2 Muestras inalteradas..... | 29 |

CAPÍTULO IV

| | |
|---|----|
| CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO | 31 |
| 4.1 Levantamiento geológico local..... | 31 |
| 4.1.1 Geología local..... | 32 |
| 4.1.2 Morfología..... | 33 |
| 4.1.3 Litología y distribución..... | 33 |
| 4.1.4 Sismicidad..... | 36 |
| 4.2 Características estratigráficas y físicas del subsuelo..... | 37 |





CAPÍTULO V

| | |
|---|-----------|
| ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN..... | 42 |
| 5.1 <i>Alternativa de cimentación con Zapatas.....</i> | <i>43</i> |
| 5.1.1 <i>Elección de la alternativa de Cimentación.....</i> | <i>43</i> |
| 5.1.2 <i>Determinación de la Capacidad de Carga.....</i> | <i>44</i> |
| 5.1.3 <i>Dimensionamiento de las Zapatas.....</i> | <i>50</i> |
| 5.1.4 <i>Estado Limite de Falla en condiciones Estáticas.....</i> | <i>52</i> |
| 5.1.5 <i>Estado Limite de Falla en condiciones Dinámicas.....</i> | <i>53</i> |
| 5.1.6 <i>Estado Limite de Servicio.....</i> | <i>54</i> |
| 5.1.7 <i>Estabilidad de taludes.....</i> | <i>56</i> |
| 5.1.8 <i>Procedimiento Constructivo.....</i> | <i>58</i> |

CAPÍTULO VI

| | |
|-----------------------------------|-----------|
| MOVIMIENTO DE TIERRAS..... | 61 |
|-----------------------------------|-----------|

CAPÍTULO VII

| | |
|---|-----------|
| DISEÑO DEL PAVIMENTO DE ESTACIONAMIENTO Y VIALIDADES.... | 64 |
| 7.1 <i>Diseño de pavimento.....</i> | <i>64</i> |
| 7.2 <i>Diseño de pavimento de tipo flexible.....</i> | <i>65</i> |
| 7.2.1 <i>Pavimento de tipo flexible.....</i> | <i>65</i> |
| 7.3 <i>Diseño de pavimento de tipo rígido.....</i> | <i>66</i> |
| 7.3.1 <i>Pavimento de tipo rígido.....</i> | <i>66</i> |

| | |
|--------------------------|-----------|
| CONCLUSIONES..... | 72 |
|--------------------------|-----------|

| | |
|--------------------------|------------|
| BIBLIOGRAFÍA..... | 142 |
|--------------------------|------------|





ANEXOS

ANEXO I REPORTE FOTOGRAFICO

ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO

ANEXO III ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES

ANEXO IV ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS RIGIDOS

ANEXO V ESPECIFICACIONES PARA ADOCRETO





DEDICATORIAS





INTRODUCCION

En el mundo de nuestra sociedad actual, día a día se desarrollan grandes cambios; cambios que en lo particular, tienen que ver con las actitudes humanas, cada vez son más frecuentes los conflictos por tráfico y consumo de drogas, la Procuraduría General de la República es la Institución ubicada en el ámbito del Poder Ejecutivo Federal, la cual tienen entre otras facultades la investigación de los Delitos del orden Federal, así como su seguimiento ante los Tribunales de la Federación.

Su actuación no se restringe exclusivamente a los delitos contra la salud, le compete además, toda la gama de ilícitos Penales Federales derivados de la Delincuencia Organizada.

En ese orden de ideas, la Institución a través de sus Unidades, Fiscalías Especializadas y Órganos, combate de manera integral y regional este tipo de delitos con estricto respeto a los Derechos Humanos.

Es en el ámbito regional, donde la Procuraduría General de la República realiza la adecuación y construcción de inmuebles con instalaciones de clase mundial con las cuales se puede contra-restar a dicha Delincuencia Organizada.

En el caso de la Delegación Estatal de Zacatecas, las necesidades han rebasado a las instalaciones; por lo que se construirá una nueva Delegación, la cual será ubicada estratégicamente en la carretera Zacatecas-Mal Paso.

Se contempla una estructura en proyecto de 3 niveles donde el tercer nivel será un helipuerto para operaciones de reacción.





Considerando el tipo de estructura (construcción Tipo A. R.C.D.F.) y a los antecedentes geográficos, será necesario realizar un estudio geotécnico con el fin de conocer las propiedades físicas y mecánicas más relevantes del suelo del sitio de interés, donde será apoyada la estructura; estableciendo la alternativa de cimentación más adecuada que se deberá adoptar incluyendo el procedimiento constructivo.

El estudio geotécnico consiste en realizar una exploración y muestreo del subsuelo en el área estudiada, la ejecución de pruebas de laboratorio a las muestras extraídas y el análisis de resultados obtenidos, con los cuales se obtendrán los parámetros con los que se realizará el diseño de la alternativa de cimentación más factible para la estructura proyectada.





CAPITULO I

ANTECEDENTES

México que hace pocos años se consideraba como un país de paso para los grandes productores de estupefacientes en el mundo, hoy por hoy, ha pasado a ser uno de estos grandes productores de amapola y marihuana.

La Institución encargada de combatir estos delitos en México es la Procuraduría General de la República, la cual se ubica en el ámbito del Poder Ejecutivo Federal, así como su seguimiento ante los Tribunales de la Federación.

Su actuación no se restringe exclusivamente a los Delitos contra la Salud (tráfico de drogas) le compete además toda la gama de ilícitos Penales Federales, como los derivados de la delincuencia organizada entre otros. En este orden de ideas, la Institución a través de sus Unidades, Fiscalías Especializadas y Órganos, combate de manera integral y regional este tipo de Delitos, con estricto respeto a los derechos humanos.

Es en el ámbito regional, donde la Procuraduría General de la República realiza la adecuación y construcción de inmuebles con instalaciones de clase mundial con las cuales se puede contra-restar a dicha Delincuencia Organizada.

En efecto, las actitudes humanas cada día se deprecian más; por ejemplo las pequeñas ciudades que hace poco tiempo se consideraban apacibles, se han convertido en áreas de grandes conflictos. Tal es el caso de Zacatecas que es descrita en 1950 por Daniel Kori de la siguiente manera:





Un duro paisaje mineral ha impresionado siempre nuestros ojos, áridas y raras montañas como centinelas en torno limitan el horizonte; los cerros de la Bufa, el Grillo, y el del Padre, son Murallas de un temple de gigantes que guardan la ciudad... En medio de esas piedras organizadas por la mano de Dios y por la mano del hombre se desenvuelve el drama de nuestras vidas.



FIG. 1 LOCALIZACION GEOGRÁFICA DEL ESTADO DE ZACATECAS

La fundación de la Ciudad de Zacatecas data del año de 1546 cuando se descubrieron riquísimas minas de plata y se fundó la población en las cercanías; sus orígenes prehispánicos se remontan a la cultura de los Chalchihuites (300-600 D.C.) quienes desarrollaron en esta zona un cruce comercial entre las culturas del Norte y Teotihuacan; este cruce comercial se continúa dando, debido a la posición geográfica de Zacatecas (se localiza en una zona de lomerío fuerte, que presenta una topografía





irregular. El clima de la región es seco estepario y de gran oscilación térmica; temperatura máxima de 29° C. mínima de 7.6° C; se encuentra ubicada entre los 102^a 34' y los 102^a 35' de longitud oeste, y entre los 22^a 46' y los 22^a 48' de latitud norte). Considerando este cruce comercial, la Procuraduría General de la República, ya cuenta con una Delegación Estatal en la capital del Estado, sin embargo, debido a que estas instalaciones no son suficientes, se propone la construcción de una nueva Delegación la cual se ubicará en la Carretera Zacatecas – Mal Paso.

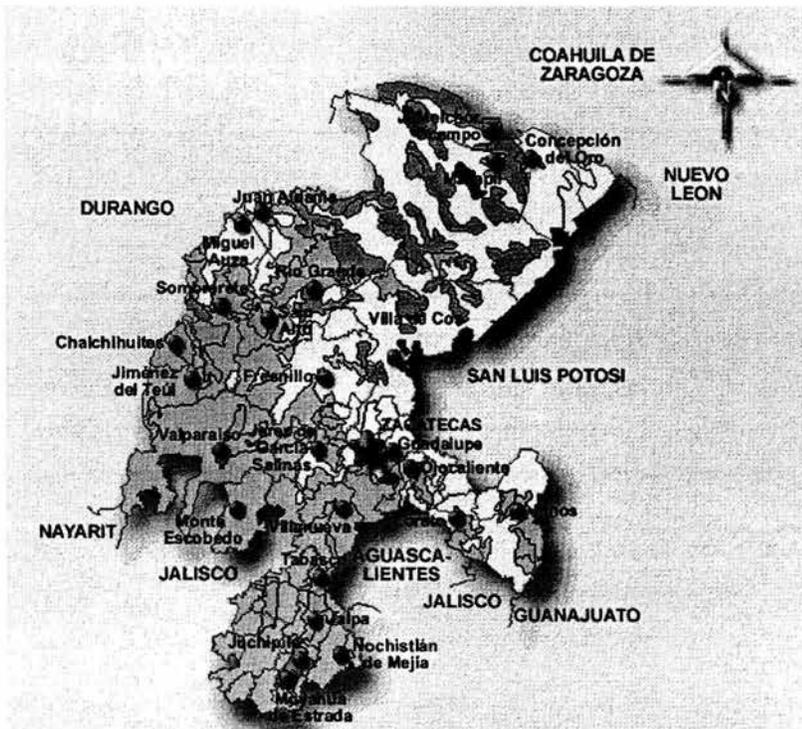


FIG. 2 LÍMITES GEOGRÁFICOS DEL ESTADO DE ZACATECAS



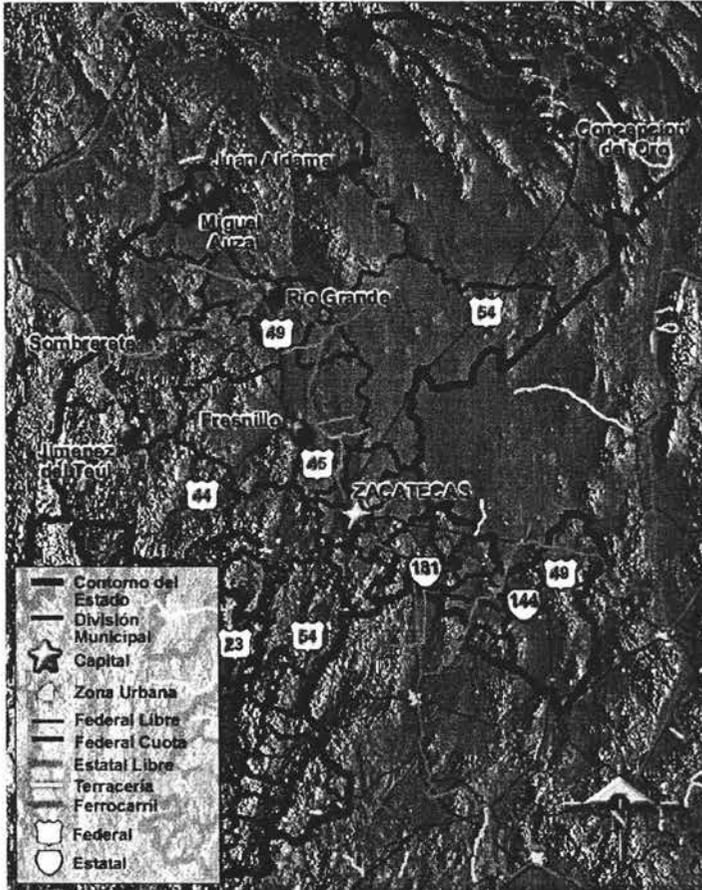


FIG. 3 PRINCIPALES CARRETERAS DEL ESTADO DE ZACATECAS

La estructura que se proyecta construir consiste en una planta baja y un primer nivel los cuales tendrán un uso para oficinas, y en planta alta una base para helipuerto; se compone de una estructura metálica a base de columnas en cajón con una sección de 30 por 40 cms. y placa de 7/8" de acero A-36; vigas IPR pesadas de hasta 16" de peralte y losas de entrepiso a base de sistema losa-acero cal. 18 sección 4, se tiene un





claro máximo de entre ejes de hasta 7 mts., y una altura de entresijos de 3.70 mts los muros divisorios serán de tipo ligero (lambrín de tablaroca) y los muros exteriores consistirán en panel estructural de poliestireno aplanado en sus dos caras y con cancelería de perfil de aluminio de 3" con cristal templado de 6 mm.

Se efectúa un estudio de mecánica de suelos, entendiéndose que será necesario conocer las propiedades mecánicas y físicas del suelo donde se apoyará la estructura de proyecto. Conociendo dichas propiedades podremos definir el diseño de la cimentación, así como los procedimientos constructivos.

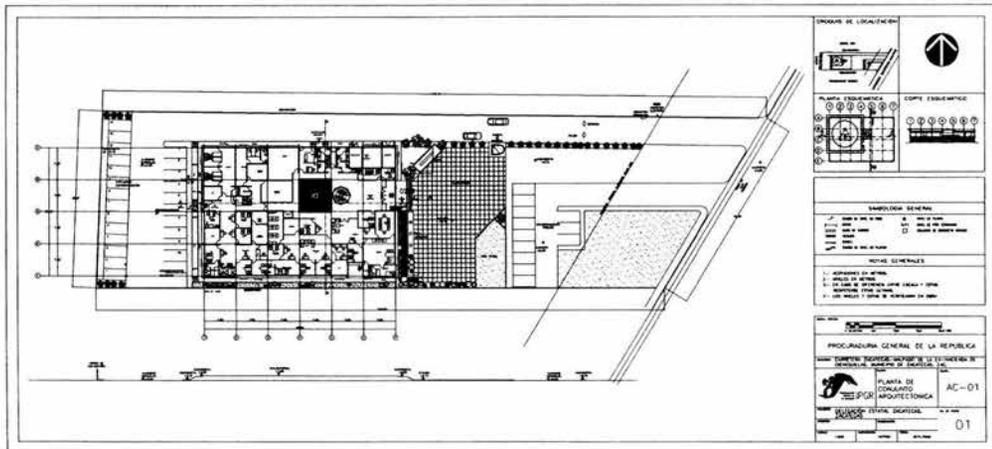


FIG. 4a PROYECTO EJECUTIVO PLANTA DE CONJUNTO



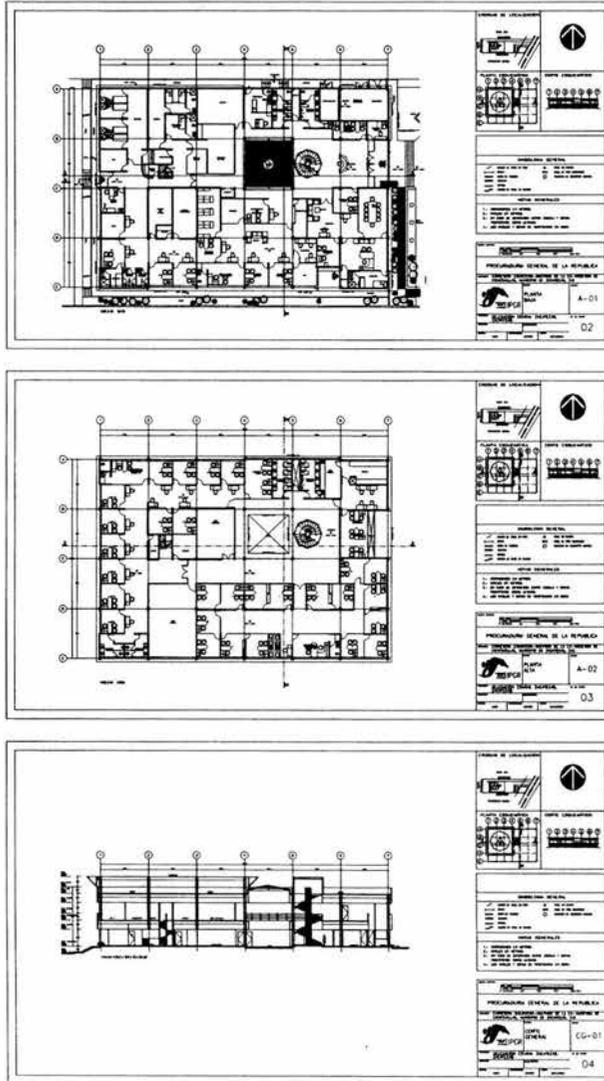


FIG. 4b, c, d PROYECTO EJECUTIVO PLANTA BAJA, PLANTA ALTA Y CORTE RESPECTIVAMENTE





CAPITULO II

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

Para determinar las características del subsuelo en el sitio de interés hasta la profundidad en que son importantes los esfuerzos que transmitirán las cargas de la estructura a la cimentación, se efectuó un sondeo de tipo mixto a 12 m de profundidad, que consistirá en combinar el muestreo inalterado empleando el muestreador de pared delgada tipo shelby hincado a presión con el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar (muestras representativas alteradas), con el que se medirá la resistencia que oponen estos materiales a ser atravesados.

Las muestras obtenidas se protegieron debidamente, y se etiquetaron para ser enviadas al laboratorio, en donde se les realizaron las pruebas de laboratorio necesarias para obtener los parámetros con los que se diseñó la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada (anexo I reporte fotográfico). El objetivo del sondeo profundo es conocer las características de los depósitos profundos que subyacen a los depósitos superficiales que serán explorados mediante la excavación de pozos a cielo abierto.

Para conocer las características superficiales del subsuelo se excavaron y muestrearon dos pozos a cielo abierto, en el interior del predio de interés, a fin de conocer las características superficiales, tales como: espesores de la capa de suelo vegetal y/ o rellenos de mala calidad, obteniendo muestras cúbicas, inalteradas de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de clasificación de campo.





El control y coordinación de la exploración de campo y de los ensayos en el lugar se efectuó por parte de un ingeniero especialista en geotécnia.

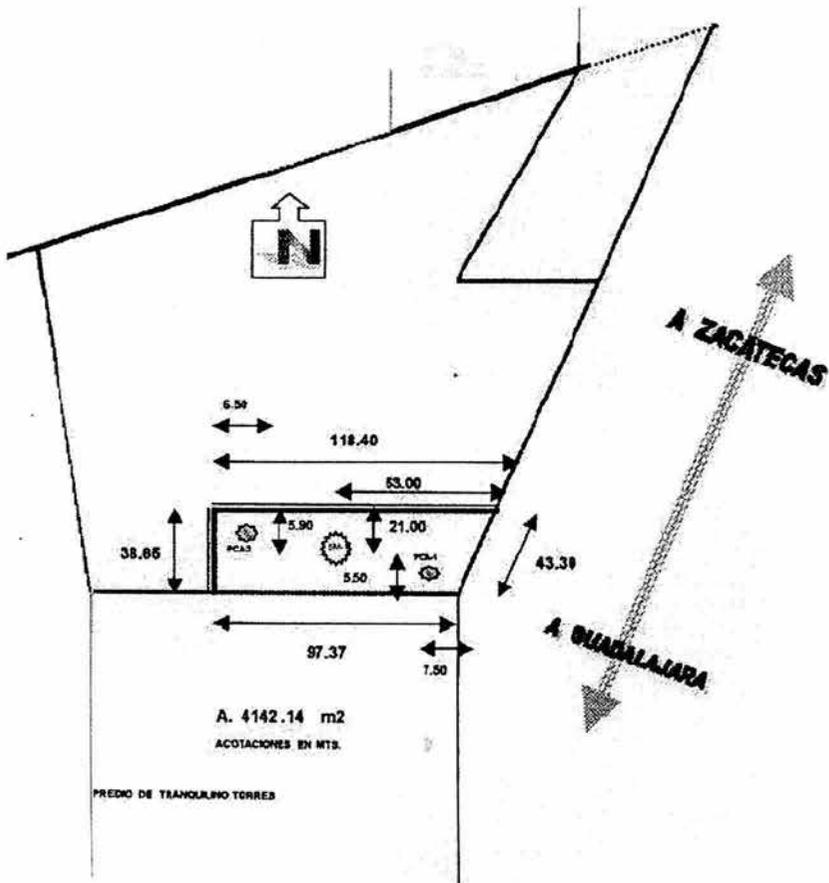


FIG. 5 CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DE SONDEOS





2.1 Generalidades

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, para lo anterior, se realizó en el sitio de interés un sondeo profundo y se tomaron en cuenta dos pozos a cielo abierto excavados con anterioridad.

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

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

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

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

La Exploración Directa se recomienda para estudios del suelo donde se requiere únicamente tener un criterio general del suelo en el que se cimentara, o bien cuando las construcciones sean de importancia, los sondeos a realizar en esta zona no se requieren a profundidades considerables (más de 15 m. de profundidad). Ahora bien, si se cimentara en zonas minadas, con oquedades por su misma formación geológica o que contengan grandes capas de rellenos ya sean naturales o artificiales, se





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

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

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

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

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





2.2 Pozos a cielo abierto

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

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

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

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





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

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

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

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

En la figura 5 se presenta un croquis del terreno con la localización de los sondeos ubicándolos dentro del mismo. El perfil de los pozos excavados se indican en las figuras 5 y 6.



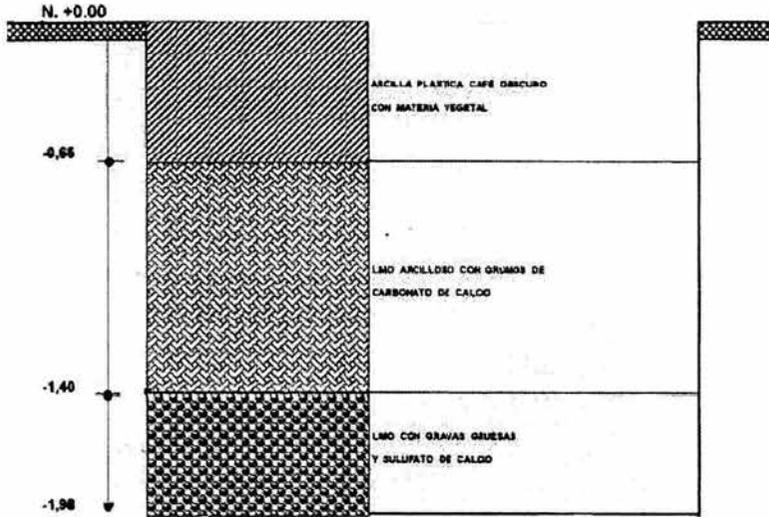


FIG. 6 PERFIL ESTRATIGRÁFICO POZO A CIELO ABIERTO-1

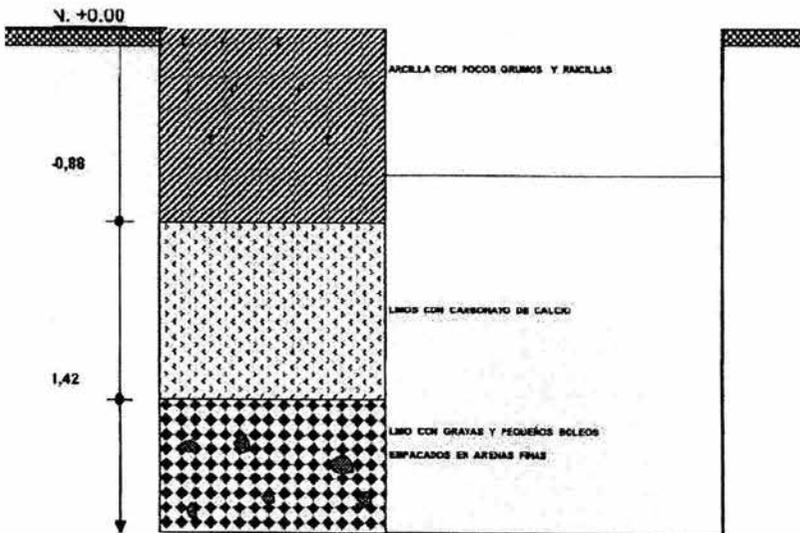


FIG. 7 PERFIL ESTRATIGRÁFICO POZO A CIELO ABIERTO-2





2.3 Sondeos con equipo mecánico

Como parte primordial del Estudio de Mecánica de Suelos, además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto, es conveniente tomar en cuenta el sondeo más profundo realizado en el sitio de interés.

Como se menciona anteriormente, los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso se requirió efectuar un sondeo de tipo Mixto, denominado SM-1, que fue realizado a 12 m de profundidad, con el objeto de completar la estratigrafía del subsuelo, obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga.

El sondeo realizado es de tipo mixto, con la ubicación que se presenta en la figura 5, a continuación se presenta en que consiste:





2.3.1 Método de penetración estándar

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

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

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

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

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





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

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

| ARCILLAS RELATIVAMENTE INSEGURAS | |
|---|--------------|
| No. DE GOLPES POR 30 CM. N | CONSISTENCIA |
| MENOS DE 2 | MUY BLANDA |
| 2 - 4 | BLANDA |
| 5 - 8 | MEDIA |
| 9 - 15 | FIRME |
| 15 - 30 | MUY FIRME |
| MÁS DE 30 | DURA |





2.3.2 Muestreo con tubo de pared delgada.

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

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

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

Los muestreadores más comunes son:

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

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

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





Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo, se realizó un sondeo en el sitio de interés de tipo mixto a 12 m. de profundidad.

El sondeo de tipo mixto se realizó para conocer las características de los materiales profundos del subsuelo combinando el muestreo inalterado, usando el muestreador Shelby con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar.

En las figuras 8 y 9 se presenta el registro de campo y perfil estratigráfico del sondeo profundo (mixto), y en las figuras 6 y 7 se muestran los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados para conocer las propiedades de los depósitos superficiales.





| UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO | | | | REGISTRO DE CAMPO | | | | CROQUIZ DE LOCALIZACIÓN | | | |
|---|-----------------|-------|--------|----------------------------|------|----------------------|---------|-------------------------|---------------------|------------|--|
| REGISTRO DE CAMPO DE SONDEO S.P.T | | | | SONDEO SM-1 | | | | | | | |
| COTA DE BROCAL | | | | | | | | | | | |
| OBRA POR ZACATECAS | | | | INICIO DE OBRA 28 MZO-2003 | | | | | | | |
| TERMINO DE OBRA | | | | | | | | | | | |
| PERFORADORA LONYEAR 34 | | | | TIPO DE BOMBA MOYMO 3L8 | | | | | | | |
| No. | PROFUNDIDAD (m) | | | RECUPERACIÓN | | PENETRACIÓN ESTANDAR | | | TIPO DE HERRAMIENTA | ADEME MTS. | CLASIFICACIÓN DE CAMPO Y OBSERVACIONES |
| | INICIAL | FINAL | AVANCE | m | % | No. DE GOLPES EN | | | | | |
| MUESTRA | | | | CR % 15 (DEERE) | | 15 cm. | 30 cm. | 15 cm. | MUESTREO | | |
| 1 | 0,00 | 0,60 | 0,60 | 0,42 | 0,70 | 1 | 10 | 6 | TP | | ARCILLA PLASTICA MEDA CON RAJILLAS |
| 2 | 0,60 | 1,20 | 0,60 | 0,45 | 0,75 | 8 | 25 | 18 | TP | | ARCILLA PLASTICA CON GRUJOS |
| 3 | 1,20 | 1,50 | 0,30 | 0,23 | 0,36 | | PRESION | | SH | | ARCILLA POCA PLASTICIDAD CON LIMOS |
| 4 | 1,50 | 2,10 | 0,60 | 0,35 | 0,58 | 6 | 24 | 15 | TP | | LIMO POCO ARCILOSO CON GRUJOS |
| 5 | 2,10 | 2,70 | 0,60 | 0,33 | 0,56 | 5 | 25 | 19 | TP | | LIMO CAFÉ BLANCURO CON GRUJOS |
| 6 | 2,70 | 3,30 | 0,60 | 0,36 | 0,63 | 17 | 42 | 18 | TP | | LIMO CAFÉ CLARO CON GRAJILLAS |
| 7 | 3,30 | 3,90 | 0,60 | 0,30 | 0,50 | 4 | 16 | 7 | TP | | LIMO POCO ARENOSO CON GRAJILLAS |
| 8 | 3,90 | 4,50 | 0,60 | 0,28 | 0,47 | 11 | 40 | 20 | TP | | ARENA FINA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO |
| 9 | 4,50 | 5,10 | 0,60 | 0,33 | 0,56 | 3 | 13 | 11 | TP | | LIMO POCO ARENOSO CON GRAJILLAS |
| 10 | 5,10 | 5,70 | 0,60 | 0,22 | 0,37 | 13 | 30 | 23 | T.P | | ARENA FINA CON GRAJILLAS |
| 11 | 5,70 | 6,30 | 0,60 | 0,25 | 0,42 | 17 | 35 | 21 | TP | | LIMO CON GRUJOS BLANCOSAS |
| 12 | 6,30 | 6,90 | 0,60 | 0,28 | 0,47 | 19 | 46 | 27 | TP | | LIMO POCO ARENOSO CAFÉ CON GRUJOS |
| 13 | 6,90 | 7,35 | 0,45 | 0,35 | 0,58 | 24 | 50 | | TP | | LIMO CON ARENAS Y GRUJOS GRUESAS |
| | 7,35 | 7,50 | 0,15 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | BT | | |
| 14 | 7,50 | 7,85 | 0,35 | 0,25 | 0,42 | 17 | 50/20 | | TP | | LIMO CAFÉ ROJAZO CON GRUJOS |
| | 7,85 | 8,10 | 0,25 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | BT | | |
| 15 | 8,10 | 8,42 | 0,32 | 0,27 | 0,45 | 24 | 50/17 | | TP | | LIMO ARENOSO CON GRUJOS ABLADAS CAFÉ CLARO |
| | 8,42 | 8,70 | 0,28 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | BT | | |
| 16 | 8,70 | 9,13 | 0,43 | 0,25 | 0,42 | 20 | 50/26 | | TP | | LIMO ARENOSO CON GRUJOS ABLADAS CAFÉ CLARO |
| | 9,13 | 9,30 | 0,17 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | BT | | |
| 17 | 9,30 | 9,55 | 0,25 | 0,16 | 0,30 | 27 | 50/10 | | TP | | LIMO ARENOSO CON GRUJOS ABLADAS CAFÉ CLARO |
| | 9,55 | 9,90 | 0,35 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | BT | | |
| 18 | 9,90 | 10,37 | 0,47 | 0,21 | 0,35 | 21 | 50/17 | | TP | | LIMO ARENOSO CON GRUJOS ABLADAS CAFÉ CLARO |
| | 10,37 | 10,60 | 0,13 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | BT | | |
| 19 | 10,50 | 11,10 | 0,60 | 0,48 | 0,80 | 15 | 43 | 23 | TP | | LIMO ARENOSO CON GRUJOS ABLADAS CAFÉ CLARO |
| 20 | 11,10 | 11,48 | 0,38 | 0,19 | 0,32 | 35 | 50/23 | | TP | | LIMO ARENOSO CON GRUJOS ABLADAS CAFÉ CLARO |
| | 11,48 | 11,80 | 0,32 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | BT | | |
| 21 | 11,80 | 12,04 | 0,24 | 0,14 | 0,23 | 31 | 50/9 | | TP | | LIMO ARENOSO CON GRUJOS Y GRUJOS DE CALCIO |

FIG. 8

REGISTRO DE CAMPO DE SONDEO MIXTO



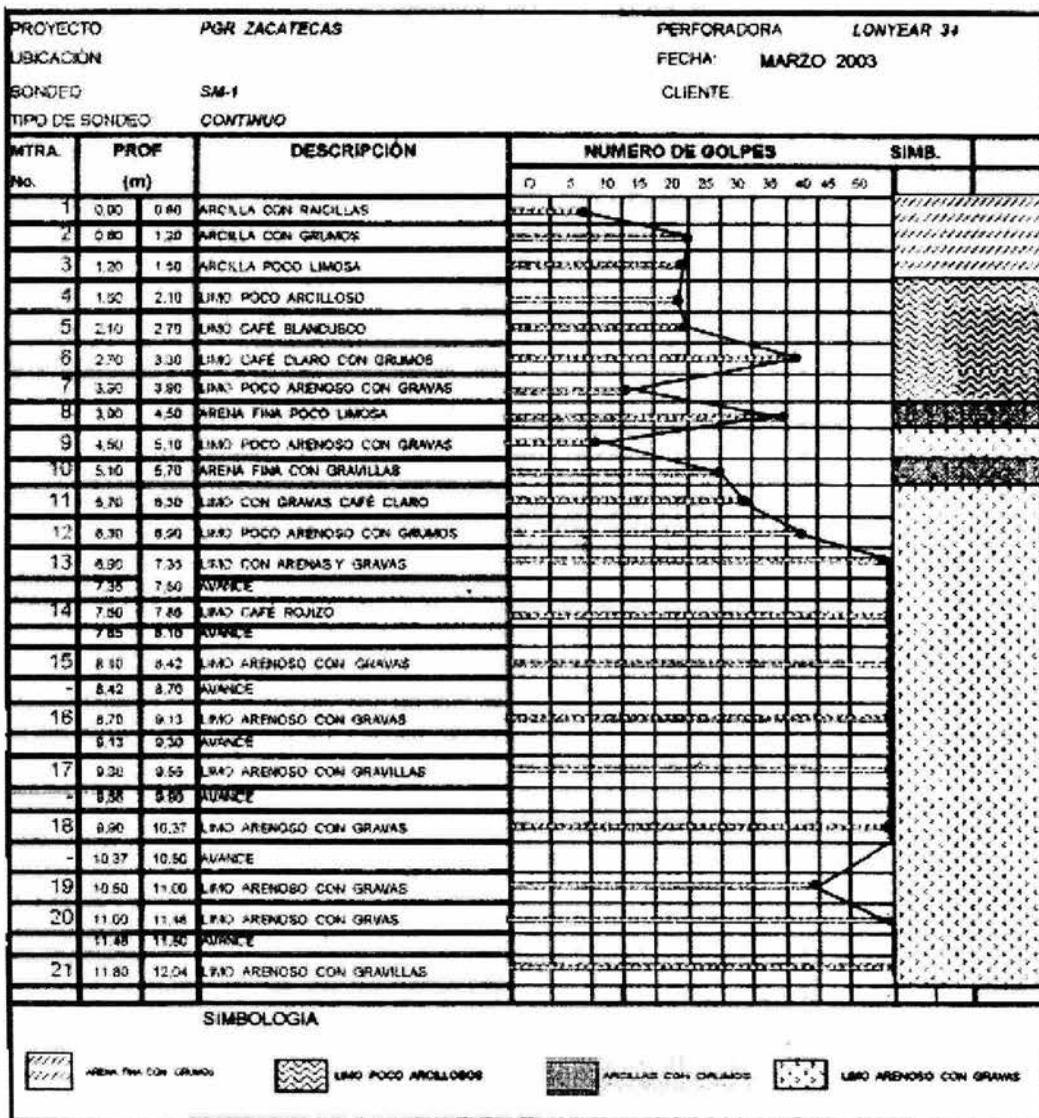


FIG. 9 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE SONDEO MIXTO





CAPITULO III

PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez obtenidas las muestras, se emplearon para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:

3.1 Muestras alteradas

A las muestras representativas 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





3.2 Muestras inalteradas

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

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

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

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





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 del Anexo II se presentan los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural.

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

En las figuras 8 y 9 se presentan en forma gráfica los resultados del sondeo de tipo mixto realizado en el sitio de interés, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados. Los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras obtenidas, se presentan en el Anexo II.

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 el Anexo II.





CAPITULO IV

CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

4.1 Levantamiento geológico local

La ciudad de Zacatecas, capital del Estado del mismo nombre, se encuentra ubicada entre los 102°34' y los 102°35' de longitud oeste, y entre los 22° 46' y los 22°48' de latitud norte.

Su fundación data del año 1546, cuando se descubrieron riquísimas minas de plata y se fundó la población en las cercanías.

La ciudad de Zacatecas se localiza en una zona de lomerío fuerte, que presenta una topografía irregular. El clima de la región es seco estepario y de gran oscilación térmica (temperatura máxima de 29° C, mínima de 7.5° C.)

El régimen de lluvias es regular, abarca de mayo a septiembre y alcanza una precipitación media anual de 400 mm. La Ciudad de Zacatecas se encuentra en una altitud de 2476 m.s.n.m.

La mayoría de las estructuras existentes son de pequeña altura, abundando los edificios de uno o dos niveles, cuya construcción data del período colonial. Los edificios altos que transmitan cargas de importancia al terreno son escasos, lo que ocasiona que se tengan pocas referencias de la zona.





4.1.1 Geología Local

La ciudad de Zacatecas se encuentra enclavada en un lomerío fuerte que corresponde a la porción norte de la llamada Sierra de Zacatecas, de relativamente poca elevación.

La Sierra de zacatecas tiene forma alargada. Su eje describe un amplio arco de orientación N-E hasta su parte meridional, a partir de la cual sigue un rumbo Norte Franco. La región a su vez forma parte de la Sierra Madre Occidental, en la vecindad con la meseta Central.

Por sus características geológicas la región es una rica provincia minera, lo cual ha favorecido el amplio reconocimiento de su subsuelo.

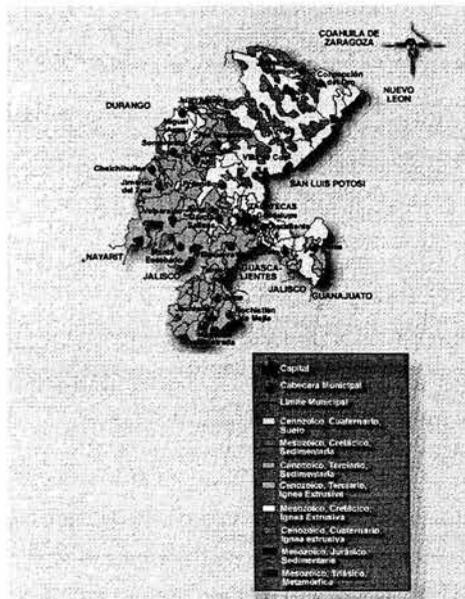


FIG. 10 GEOLOGÍA LOCAL DE ZACATECAS





4.1.2 Morfología:

La región de la Ciudad de Zacatecas tiene como expresión geomórfica la abundancia de lomeríos en formas suaves y redondeadas, de pocos contrastes topográficos.- La zona se encuentra situada sobre rocas andesíticas, de color verde, con una distribución superficial homogénea. Sólo en las partes más altas de las lomas se pueden apreciar crestos abigarrados de riolita, tal y como se puede observar en el Cerro de la Bufa y en la mesa del Cerrillo.

El lomerío presenta en algunas laderas un sistema de diques que surcan su superficie.

4.1.3 Litología y distribución

La roca más importante de la región forma el macizo de la Sierra de Zacatecas, siendo a la vez la más abundante, sobre la cual se ha situado propiamente la Ciudad de Zacatecas como se muestra en la figura 10. Esta roca, de aspecto masivo, ha atraído la atención de muchos investigadores debido a su color y a su forma, creando como consecuencia una diversidad de clasificaciones. Sin embargo, la opinión más generalizada considerada en este gran cuerpo de roca como un intrusivo hipabisal, de composición andesítica, con variaciones texturales y de composición tal como se muestra en las inmediaciones de la Ciudad en la llamada Loma de las Bolsas. En este lugar existe un afloramiento de dicha andesita verde, con textura porfirítica, formando un aglomerado en una matriz aparentemente andesítica con abundancia de fracturas rellenas de cuarzo y una gran cantidad de xenolitos, concreciones de cuarzo y ortoclasa.





Conglomerado rojo

La región se vio sujeta a un largo proceso de erosión, del Eoceno a fines del Oligoceno, que descapotó las rocas sedimentarias paleozoicas y triásicas que cubrían el intrusivo, erosionando parte del mismo. Durante este tiempo, movimientos verticales, ocasionados con las fallas del Padre y la Cantera, provocando una fosa tectónica que sirvió a fines del Eoceno, como receptora de conglomerado rojo.

El color característico de esta formación se debe a la abundancia de óxidos de hierro que tienen los fragmentos que los forman. Estos fragmentos se componen principalmente de gravas y cantos procedentes de sedimentos marinos metamorfozados, de andesita verde, de riolita, de material granítico, de caliza, de arenisca compacta y de pedernal, con un cementante arcillo-calcáreo.

Estas formaciones se presentan como una secuencia alterada de areniscas conglomeráticas, lutitas arenosas y conglomerados de fragmentos bien redondeados. Todas ellas son rocas compactas, poco fracturadas y rellenos de calcita de sus fracturas.

El área de afloramiento es de 22 Km² aproximadamente, y se estima que la cuenca tectónica de sedimentación del conglomerado puede llegar a cubrir 40 o 50 Km².

Este conglomerado se pierde al Sur subyaciendo una serie volcánica de tobas y riolitas, al Este bajo el aluvión del Valle de Guadalupe y al Oeste precisamente en su límite con la Ciudad de Zacatecas. La formación bordea la ciudad, lindando al Noreste con la base del Cerro de la Bufa y al Sur con la Base de la mesa de El Cerrillo y del Cerro del Padre.





Tobas y lavas riolíticas

En los copetes de los cuerpos de los cerros más altos de la región se pueden apreciar vestigios de actividad volcánica del Mioceno, que dio origen en primer término a tobas y posteriormente a lavas, algunas de composición riolítica. Esta es una serie volcánica cuyos materiales descansan sobre el conglomerado y a veces, en forma discordante, sobre el pórfico andesítico. La erosión ha destruido y removido una gran área de esta serie, dejando al descubierto el conglomerado rojo y la roca verde.





4.1.4 Sismicidad

De acuerdo a la zonificación sísmica de la República Mexicana, la ciudad de Zacatecas se localiza en la zona penesísmica (zona 1) como se muestra en la figura 10, con sismos pocos frecuentes.

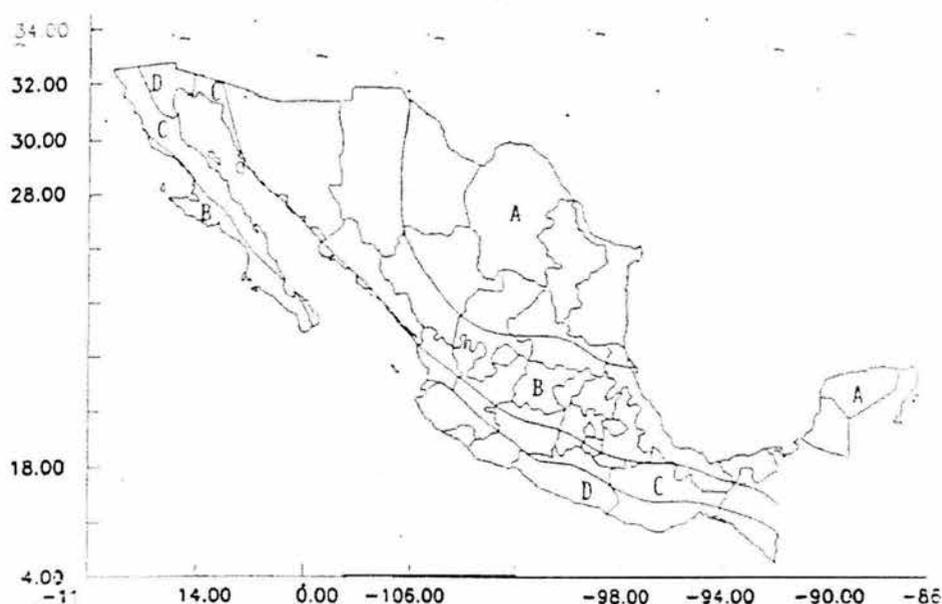


FIG. 11 REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA
FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA CFE.

En el Estado, sólo ha sido localizado un epicentro, donde ocurrió un sismo el 17 de diciembre de 1953, próximo a la línea divisoria con el Estado de Durango., cuyas coordenadas fueron 23.517N° 103.817 W y presento una magnitud de 4.7° en la escala de Ritcheer.





En la Ciudad sólo se han sentido algunos temblores, entre los cuales destacan los ocurridos a partir del 6 de mayo 1622, que prolongándose por espacio de cuatro meses obligaron a la población abandonar la Ciudad. El temblor más reciente en la ciudad data del 27 de febrero de 1875.

De acuerdo con la carta sísmica de la República Mexicana por el Ing. Jesús Figueroa del Instituto de Geofísica de la UNAM, la ciudad de Zacatecas se encuentra en la zona asísmica, caracterizada por sismos raros o desconocidos, por lo que el coeficiente sísmico que deberá adoptarse de acuerdo al Reglamento de Construcciones local será de 0.10.

4.2 Características estratigráficas y físicas del subsuelo

La Ciudad se aloja en formaciones aluviales y tobaceas, que en la zona de interés alcanzan espesores de importancia salvo pequeñas áreas de sus extremos en que se ha extendido hacia lomeríos en que afloran las rocas andesíticas, vestigios de actividad volcánica de Mioceno, que dio origen en primer término a tobas y posteriormente a lavas, algunas de composición riolítica. Esta es una serie volcánica cuyos materiales descansan sobre el conglomerado y a veces, en forma discordante, sobre el pórfido andesítico. La erosión ha destruido y removido una gran área de esta serie, dejando al descubierto el conglomerado rojo y la roca verde.

En el predio de interés se tienen superficialmente con un espesor medio de 1.5 m. de arcilla plástica, de color café rojizo y café claro, con escasa arena muy poco limosa, con contenido de agua promedio de 15%, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 10 y 25 golpes, esta arcilla en los primeros 60 cm.





Tiene características expansivas por lo que deberá recortarse y sustituirse por materiales de banco controlados y compactados al 95%; entre 1.50 y 3.90 m de profundidad, estos se apoyan sobre un limo poco arcilloso, de color café claro y en ocasiones blanquizco, con contenido de agua variable entre 5 y 10%, con resistencia a la penetración estándar variable entre 16 y 42 golpes; subyaciendo a los 3.90 m y hasta 5.70 m. de profundidad se tiene una arena limosa, contenido de agua medio de 9%, en esta capa se tiene intercalada un limo poco arenoso con gravillas; finalmente entre 5.70 m y la máxima profundidad explorada se tiene una toba volcánica constituida por limo arenoso con gravas aisladas, de color café claro, que incrementa su resistencia conforme se profundiza, con una resistencia a la penetración estándar variable entre 30 y 50 golpes, pero a partir de 6.90 m su resistencia se incrementa y es mayor a 50 golpes,

En general las características estratigráficas de los materiales del subsuelo, definidas mediante el sondeo profundo realizado en el sitio de interés, presenta la siguiente secuencia:





SONDEO EXPLORATORIO SPT – 1

| Profundidad (m) | Descripción |
|--------------------|--|
| De 0.00 – 0.60 | Arcilla plástica con raicillas y escasa arena, de color café rojizo, con contenido de agua medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) medio de 10 golpes; composición granulométrica de 32% de arena y 68% de finos, de límite líquido igual a 62%, límite plástico de 16%, y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH. |
| De 0.60 – 1.50 | Arcilla plástica, con escasa arena fina, de color café claro, con contenido de agua variable entre 10 y 20%, de consistencia firme, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 11 y 25 golpes; de límite líquido igual a 28%, límite plástico de 16%, y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, según el Sistema Unificado de Clasificación de suelos, composición granulométrica de 13% de arena y 87% de finos. |





De 1.50 – 3.90

Limo poco arenoso con gravillas, de color café claro y blanquizo, con contenido de agua variable entre 5 y 10%, de consistencia dura, composición granulométrica de 48% de arena y 52% de finos, pertenece al grupo ML, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 16 y 42 golpes, de límite líquido medio de 30%, límite plástico medio de 11%, con cohesión variable de 7 ton/m² y ángulo de fricción interna medio de 3°, determinada en prueba de compresión axial no confinada, peso volumétrico de 1.79 ton/m³, y densidad de sólidos igual a 2.57.

De 3.90 – 5.70

Arena fina poco limosa, café claro, con gravillas, con intercalación de un estrato de limo poco arenoso con gravillas, de color café claro, con contenido de agua variable entre 8 y 13%, de compacidad variable entre 30 y 40 golpes; en su porción fina de límite líquido medio de 30% límite plástico medio de 12% del grupo CL, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos., con adhesión variable de 2.5 ton/m² y ángulo de fricción interna medio de 3°, determinada en prueba





de compresión triaxial no consolidada– no drenada, peso volumétrico de 1.32 ton/m³, y densidad de sólidos igual a 2.18

De 5.70 – 6.90

Limo arenoso con gravas, de color café claro con tonos rojizos, con contenido de agua variable entre 5 y 13%, de compacidad variable entre medianamente compacta y compacta, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 35 y 50 golpes, se incrementa la resistencia conforme se profundiza, constituido granulométrica por 39% de finos y 61% de arenas, del grupo ML.

De 6.90 – 12.00

Arcilla limosa poco arenosa con gravas, de color café rojizo, con contenido de agua variable entre 10 y 24%, se encuentra muy compacta, es decir con un índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes, constituido granulométricamente por 3% de finos y 97% de arenas, del grupo CL.

El nivel freático se detecto a 6.80 m con respecto al brocal del sondeo, es decir con respecto al nivel actual del terreno y en la fecha en que se realizó la exploración. El perfil del subsuelo se muestra en la figura 9.





CAPITULO V

ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, en particular la magnitud y distribución de las cargas que la estructura transmitirá a la cimentación, y considerando las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo en particular las superficiales: con un espesor medio de 1.5 m donde se tiene una arcilla plástica, de color café rojiza y café claro, con escasa arena muy poco limosa, con contenido de agua promedio de 15%, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 10 y 25 golpes, esta arcilla en los primeros 60 cm tiene características expansivas y muy plásticas, por lo que deberá recortarse y sustituirse por materiales de banco controlado, y compactarlos al 95%; entre 1.50 y 3.90 m de profundidad, estos se apoyan sobre un limo poco arcilloso, de color café claro y en ocasiones blanquizco, con contenido de agua variable entre 5 y 10%, con resistencia a la penetración estándar promedio de 25 golpes; subyaciendo a los 3.90 m y hasta 5.70 m de profundidad se tiene una arena limosa, de compacidad variable contenido de agua medio de 9%, en esta capa se tiene intercalada un limo poco arenoso con gravillas; finalmente entre 5.70 m y la máxima profundidad explorada se tiene una toba volcánica constituida por limo arenosos con gravas aisladas, de color café claro, que incrementa su resistencia conforme se profundiza, con una resistencia a la penetración estándar variable entre 30 y 50 golpes; **en base a lo anterior se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante zapatas corridas reticulares desplantadas 1.70 m de profundidad respecto al nivel actual de la superficie del terreno, por lo que se juzga que la cimentación con este desplante tendrá una**





capacidad de carga de 16 ton/m² y con la suficiente capacidad de carga que transmitirá la estructura al subsuelo.

Cabe señalar que será necesario despallar los primeros 60 cm para retirar los materiales arcillosos expansivos, y recuperar el nivel actual del terreno hasta llegar al nivel de proyecto de la plataforma contemplada, es decir un metro adicional por proyecto, retirarlos fuera donde lo indique la dirección de Obra, y sustituirlos por materiales de banco en capas de 20 cm. En estado suelto y compactándolos al 95% de su peso volumétrico seco máximo.

5.1 Alternativa de cimentación con Zapatas

5.1.1 Elección de la alternativa de Cimentación

La elección de la alternativa de cimentación más apropiada para la estructura de interés se efectuó considerando las características del proyecto arquitectónico, y las correspondientes a las propiedades estratigráficas y mecánicas del suelo, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada para la estructura proyectada será a base de zapatas corridas reticulares, es decir, en los dos sentidos, bajo todas las columnas y muros divisorios, desplantadas a una profundidad de 1.70 m. respecto al nivel N +0.00 de proyecto que corresponde al nivel actual del terreno en donde se tiene un limo poco arcilloso de color café, y en ocasiones blanquizco, con contenido de agua variable entre 5 y 10%, con resistencia a la penetración estándar promedio de 25 golpes y diseñadas para una capacidad de carga admisible de 16 ton/m².

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.10, por considerarse que el subsuelo





en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones denomina Zona de baja sismicidad. El nivel de aguas freáticas se detectó a 6.8 m. de profundidad con respecto al nivel actual del terreno y en la fecha en que se realizó la exploración.

Considerando los resultados de los trabajos de exploración del subsuelo y de las pruebas de laboratorio, se encontró que la resistencia del esfuerzo cortante de los depósitos superficiales del subsuelo aumenta al profundizarse.

A continuación se presentan los resultados de la alternativa de cimentación recomendada.

5.1.2 Determinación de la capacidad de carga

La capacidad de carga de los materiales sobre los que se desplantarán las zapatas se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de la falla son suelos cohesivos-friccionantes aplicando la siguiente expresión¹.

$$Q_a = \{ c N_c + P'v (N_q - 1) + 0.5 \gamma B N_\gamma \} F_R + P_v$$

en donde :

Q_a : 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 .





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

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

en la cual :

D_f : profundidad de desplante la cimentación en m.

B : ancho del cimiento, en m.

L : largo del cimiento, en m.

$P'v$: presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, en ton/m^2 .

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

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

siendo :

ϕ : ángulo de fricción interna de suelos de apoyo en grados.

N_q : se multiplica por $(1 + \tan \phi)$ en el caso de zapatas cuadradas, por $(1 + (B / L) \tan \phi)$, para el caso de cimientos rectangulares.

γ : peso volumétrico del suelo, abajo del nivel desplante, en ton/m^3 .

N_γ : coeficiente de capacidad de carga adimensional y dado por:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

¹Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.





N_{γ} : se multiplica por 0.6 en el caso de cimientos cuadrados y por $(1 - 0.4 (B / L))$ para cimientos rectangulares.

F_R : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

P_v : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación.

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a la limo poco arcilloso con escasa arena, de consistencia media y color café claro, con un índice de resistencia a la penetración estándar de 23 golpes, que tiene una cohesión de 6 ton/m^2 y un ángulo de fricción interna de 9° , un peso volumétrico de 1.45 ton/m^3 , obtenidos de los resultados de las pruebas triaxiales no consolidadas- no drenadas UU y de la compresión axial no confinada realizadas en las muestras cúbicas obtenidas, así como de su correlación con la prueba de penetración estándar, se obtuvo la capacidad de carga admisible para diseño, que resulto de 16 ton/m^2 . Para el caso de que se requiera desplantar las zapatas a una profundidad de 1.2 m con respecto al nivel de piso terminado de la estructura que se localizará a un metro por arriba del nivel actual del terreno, la capacidad de carga está limitada a 8 ton/m^2 .

En el caso de que las cargas transmitidas por algunas estructuras exteriores resulten ser bajas podrá dimensionarse la cimentación con una capacidad de carga menor a la recomendada para obtener dimensiones de zapatas razonables, para cumplir satisfactoriamente la revisión del estado límite de falla (capacidad de carga) y el estado límite de servicio (asentamientos diferenciales).





De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo se clasifica como material tipo I de acuerdo a las Normas de la CFE que corresponde a un terreno firme, tal como puede ser tepetate, arena alta o medianamente cementada e inclusive arcillas compactas, lo que establece que de acuerdo a la exploración realizada se detectó un terreno firme constituido por limo poco arcilloso con escasa arena compactas, resistentes y de baja deformabilidad, y a la zonificación geotécnica del área de interés el predio se encuentra en una zona de tobas y depósitos aluviales de bajo riesgo, y tomando en cuenta que la construcción según su uso, se clasifica como de tipo A le corresponde un coeficiente sísmico de 0.10.

Considerando las características de rigidez de la cimentación, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 3 kg/cm³.

Con respecto al módulo de rigidez por cortante "μ" o "G" las variables que lo afectan son las siguientes:

$$G = \mu = f(\sigma_0, e, H, S, \tau_0, c, a, f, t, \phi, T)$$

en donde las literales significan:

- σ_0 = Esfuerzo confinante efectivo promedio
- e = Relación de vacíos
- H = Historia de esfuerzos, Historia de vibraciones.
- S = Grado de saturación
- τ_0 = Esfuerzo octaédrico de corte
- c = Características granulares
- a = Amplitud de deformación
- f = Frecuencia de vibración
- t = Otros efectos del tiempo
- ϕ = Estructura del suelo
- T = Temperatura





En el planteamiento matemático, se ha definido que los parámetros de los suelos que inciden en las características sísmicas son:

- v_p = velocidad de onda de comprensión.
- v_s = velocidad de onda de corte.
- μ = módulo de rigidez o cortante.
- ν = Relación de Poisson.

Todas las propiedades se relacionan entre sí, y que permiten analizar en forma numérica directa el comportamiento del suelo al ser accionado por un movimiento sísmico; movimiento que por conveniencia de análisis se trata como si fuera armónico.

Los métodos de campo y el laboratorio para determinar el módulo de rigidez tienen cada uno de ellos ventajas y desventajas, cuya discusión esta fuera de estas notas.

Los métodos más comunes en la actualidad, señalan el rango de deformación por corte en que se aplican dichos métodos, mas que todo, para destacar el hecho de que un método puede ser mas ventajoso en relación con otro, cuando su aplicación se haga en condiciones similares a las replicas de sismos que se pretenden considerar. El estado actual del conocimiento establece los siguientes métodos.

- Los que se basan en el análisis de registros de sismos (Acelerogramas).
- Los que se basan en pequeños sismos generados artificialmente.
- Los basados en métodos analíticos, que se apoyan en estudios de campo y laboratorio, que evalúan propiedades del suelo.





Ahora bien, los métodos de campo tienen por objeto determinar la velocidad de transmisión de las ondas sísmicas en el suelo. Los métodos de laboratorio tienen por objeto, determinar las respuestas del suelo ante una excitación dinámica.

El método del Dr. Zeevart permite obtener en forma directa, con la prueba de torsión libre, las propiedades del suelo que son de interés en el problema sísmico.

v_s = Velocidad de onda de cortante.

μ = Módulo dinámico.

γ = Peso unitario.

ν = Relación de Poisson.

Los valores varían de un punto a otro en la masa de suelo, lo que hace necesario tomar promedios de las zonas estudiadas o valores representativos, sobre la base de la zona de influencia de las presiones que la estructura induce en el suelo. Sin embargo no debemos perder de vista que un sismo es un movimiento masivo que moviliza grandes volúmenes de suelo. De cualquier manera, lo cierto es que las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos no son lineales y además son función de la severidad del sismo, y deben analizarse en el rango de deformaciones que se inducen en los terrenos que son del orden de:

$$\gamma = 10^{-3} \text{ a } 10^{-1} \text{ en \% de deformación.}$$

Las consideraciones anteriores permiten aceptar como realistas las conclusiones del (ATC 3-06) de 1978, que recomienda valores para μ para este tipo de materiales del orden de 300 kg/cm^2 y como función de la aceleración y para deformaciones de bajas amplitudes.





Se ha diseñado los valores anteriores como primera aproximación, siendo lógico suponer que de ninguna manera estas formulas substituyen la obtención de valores directos obtenidos en pruebas de torsión o utilizando el método de Refracción o el Cross Hole en el campo que se recomienda efectuar en su momento para ratificar el valor recomendado en función de nuestra experiencia.

5.1.3 Dimensionamiento de las zapatas

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

- *Condiciones estáticas*, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas de un factor de carga de 1.5.
- *Condiciones dinámicas*, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1.

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

$$B' = B - 2e$$

donde:

B': ancho reducido, en m.





B: ancho de la zapata, en m.

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





5.1.4 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, afectadas por un factor de 1.5, deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

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

donde:

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

F_c : factor de carga, adimensional igual a 1.5

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.





5.1.5 Estado límite de falla en condiciones dinámicas

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

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

donde:

- ΣQ : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.
- F_c : factor de carga, adimensional igual a 1.1
- A : área de apoyo de la zapata de cimentación, en m^2
- R : capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.





5.1.6 Estado límite de servicio

Los asentamientos elásticos que sufrirán los materiales de apoyo de las zapatas de cimentación se calcularon aplicando el criterio de la Teoría de la Elasticidad dado por la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{(1 - u^2) P B I_\delta}{E}$$

donde :

- δ : deformación vertical, bajo el centro del área cargada, en m.
- u : relación de poisson, adimensional
- E : módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en ton/m².
- P : presión de contacto aplicada por las zapatas, en ton/m².
- B : ancho de la zapata, en m.
- I_δ : factor de forma adimensional que depende del punto en que se deseé estimar la deformación, y la forma de la zapata.

Considerando una relación de poisson de 0.40 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo 1500 ton/m² (obtenidos de las curvas esfuerzo-deformación determinadas en las pruebas de compresión triaxial no consolidada- no drenada realizadas en los materiales de apoyo en materiales semejantes a los de interés), se obtuvieron deformaciones máximas, los cuales resultan admisibles, considerando la cimentación flexible, es decir, sin modificar los movimientos por efectos de la rigidez de la estructura, resultando valores admisibles tanto en cuanto a los valores de los asentamientos totales como a los hundimientos diferenciales, por lo que se recomienda que las trabes de cimentación tengan un peralte suficiente que darán lugar a la reducción a valores mínimos de los hundimientos diferenciales.





Para la revisión del estado límite de servicio (evaluación de asentamientos) con las cargas proporcionadas de 4.5 ton/m^2 (que incluye peso de cimentación), los parámetros con los que se realizó la revisión de los asentamientos máximos esperados en el sitio de interés, donde se considero una relación de Poisson de 0.40 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo $1,500 \text{ ton/m}^2$, obteniéndose asentamientos admisibles inferiores a 2 cm, con valores mínimos de 1.2 cm en las esquinas y valores máximos de 1.9 cm al centro.

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

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

1. Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la estructura y de las cargas que se van a transmitir a la cimentación.
2. Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.
3. Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevaecientes, si serían capaces de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En esa etapa preliminar se eliminan los tipos de cimentación que son inadecuados.
4. Hacer estudios más detallados y aún anteproyectos de las alternativas más prometedoras. Para hacer estos estudios puede ser necesario tener información adicional con respecto a las cargas y condiciones del subsuelo, y





generalmente, deberán extenderse lo suficiente para determinar el tamaño aproximado de las zapatas o el tipo de cimentación elegido.

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

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

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

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

5.1.7. Estabilidad de taludes

Para verificar que las paredes de la excavación sean estables, se hizo mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$F_c \gamma H + q < U_q N_o c FR$$





donde:

Fc: factor de carga, igual a 1.5

γ : peso volumétrico del material

H: altura máxima de la excavación

q: sobrecarga igual a 2.0 ton/m²

Uq: factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación $q / \gamma H$, igual a 0.692.

No: número de estabilidad que depende del ángulo del talud, igual a 3.79

c: cohesión más baja en la altura de la excavación, igual a 6 ton/m².

FR: factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

Considerando taludes verticales se tiene:

$$6.34 \text{ ton/m}^2 < 12.58 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la excavación que alojará a la cimentación se podrá efectuar dejando taludes verticales.





5.1.8 Procedimiento Constructivo

A continuación se indica en general el procedimiento constructivo para la excavación que alojará a las zapatas de cimentación:

1) Se efectuará un desplante general mínimo de 0.60 m y/o al contacto con los materiales naturales, con respecto al nivel de la superficie actual del terreno, garantizando que la capa de suelo que contiene materia orgánica y de arcillas plásticas y expansivas de color rojizo de mala calidad sean retirados en forma total.

2) Posteriormente se procederá a la excavación de las cepas que alojarán las zapatas, con taludes verticales. Las excavaciones necesarias para alojar a las zapatas de cimentación se podrán hacer empleando maquinaria hasta 0.2 m arriba del desplante, en la última capa se excavará a mano para evitar el remoldeo del material de apoyo.

3) Al alcanzar la profundidad de desplante se retirará todo el material suelto y se tenderá, a la brevedad posible, una plantilla de concreto pobre. Deberá verificarse que al nivel de desplante recomendado, no se tengan rellenos en cuyo caso deberán eliminarse y sustituirse con tepetate compactado al 95% en capas de 15 cm de espesor, empleando compactadores del tipo bailarinas.

4) Se procederá a colocar el armado y al colar las zapatas, una vez hecho esto, se rellenarán las excavaciones con tepetate, colocado en capas de 20 cm. de espesor, las que compactarán al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar.

5) Enseguida se procederá a la construcción del terraplén en toda el área cubierta por la estructura, llevándolo hasta los niveles de proyecto + 1.0 m,





escarificando 10 cm y recompactando al 90% colocando el terraplén necesario en capas de 20 cm. De espesor en estado suelto, las que compactarán al 92% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar, excepto las últimas tres 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.

7) Para el movimiento de tierras, se establece que el material producto de la excavación de las zanjas que alojarán a las zapatas podrán ser utilizados como rellenos en las áreas de terraplén, únicamente verificando que los materiales excavados a esa profundidad no corresponden a materiales de alta plasticidad, que tiene valores altos en sus límites, por lo que en caso necesario se les adicione cal en una proporción del 5%. Para reutilizar los materiales producto de la excavación, se les deberá incorporar cal en una proporción del 5% en peso para reducir su plasticidad, y que estos sean seleccionados retirando todas las partículas mayores a 3", que estén exentos de toda partícula que no corresponda al material natural como la basura, desperdicio de construcción, cimentaciones antiguas, etc. Sin embargo, de acuerdo a la experiencia se recomienda utilizar únicamente material importado tepetate.

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.

Las excavaciones que se realicen para alojar las cimentaciones deberán efectuarse con maquinaria hasta 0.2 m arriba del nivel de desplante recomendado y los últimos 10 cm se excavarán manualmente.

Si la excavación se realiza con maquinaria, hasta la profundidad de desplante recomendada, los materiales sueltos dejados por el equipo de excavación deberán retirarse totalmente, independientemente de la irregularidad de la superficie del fondo de la excavación, y renivelar con la plantilla de concreto pobre.





CAPITULO VI

MOVIMIENTO DE TIERRAS

A continuación se presenta los lineamientos generales de movimientos de tierras:

La secuencia que se propone para la construcción y control de terracerías es la siguiente:

1. Se despalmará la superficie completa dentro del área en que se efectuará el movimiento de tierras a una profundidad de 20 cm y/o al contacto con los materiales naturales limos café claro. El material producto de despalme que contenga materia orgánica se retirará del área al lugar indicado por la dirección de obra, el material restante se podrá utilizar en los terraplenes siempre y cuando cumpla con las especificaciones mencionadas anteriormente.
2. En las áreas en las que se vaya a colocar el terraplén, antes de su construcción se deberá escarificar la superficie del terreno natural hasta una profundidad de 10 cm compactándola al 90% proctor estándar.
3. Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc. reponiéndose en caso de que se dañen o alteren.
4. A fin de poder emplear en la construcción de los terraplenes los materiales arcillosos producto de las excavaciones que alojaran los pavimentos y dado que estos son plásticos, se les adicionará cal hidratada en un porcentaje del 5% en peso aproximadamente.





5. En caso de requerirse material importado para la construcción de terraplén podrán ser utilizados mezclas de grava, arenas de material fino (tepetate) que satisfagan las siguientes especificaciones

| | |
|---------------------------------|------------------------------|
| Límite líquido | 40% máx. |
| Índice plástico | 15% máx. |
| Contracción lineal | 5% máx. |
| Valor Relativo de Soporte (CBR) | 15% mín. |
| Contenido de agua óptimo | 25% máx. |
| Peso volumétrico seco máximo | 1,300 kg/m ³ mín. |

6. Los materiales con los que se construirá el terraplén, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, **en caso necesario** se incorporará cal hidratada en un porcentaje de 5 %, en peso.

7. Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 20 cm. de espesor en estado suelto, y se compactarán al 95%, de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar; hasta alcanzar el lecho inferior de la base, empleando rodillo liso y rodillo neumático con un peso de 14 ton. Y una presión de inflado de 90 lbs./pulg.², y por último se colocará una capa de 20 cm en estado suelto, de grava controlada, material de base, compactada al 98 % de la prueba porter.

8 Las especificaciones que deberá cumplir el material de base son las siguientes:

* De granulometría





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

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

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

| | Zonas granulométricas del material | |
|--|------------------------------------|------------|
| | 1 | 2 |
| Contracción lineal, % | 3.5 máx | 2.0 max |
| Valor cementante, kg/cm ² | 4.5 mín | 3.5 mín |
| Valor relativo de soporte, % | 80 mín | 80 mín |
| Tamaño máximo del agregado | 1 1/2" máx | 1 1/2" máx |
| Peso volumétrico seco máx., Kg/cm ³ | 1800 mín. | 1800 mín. |

9. Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas, para verificar el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica, por cada 50 m³ de material compactado.

10. Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo con el equipo elegido.

El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de mecánica de suelos, usando la expresión:

$$\% \text{ de compactación} = (\gamma_d \text{ sitio} / \gamma_d \text{ máximo}) \times 100$$

Requiriéndose como mínimo el 95 % para el cuerpo del terraplén y 98 % para la base.





CAPITULO VII

DISEÑO DEL PAVIMENTO DEL ESTACIONAMIENTO Y VIALIDADES.

De acuerdo al proyecto arquitectónico será necesario construir los pavimentos que conformarán al proyecto de interés, por lo que a continuación se presentan las recomendaciones y especificaciones que serán necesarias realizar para la correcta ejecución del pavimento de tipo rígido y/o de tipo flexible que se proyecta construir.

7.1 DISEÑO DEL PAVIMENTO

Para los pavimentos del estacionamiento se proporcionan dos alternativas: la primera mediante un pavimento de tipo flexible con superficie de rodamiento constituida por una carpeta de concreto asfáltico y la segunda mediante un pavimento de tipo rígido constituido por una losa de concreto hidráulico.

En base a las características de la subrasante que de acuerdo al nivel de rasante considerado que podrán estar constituidos por los materiales resistentes y/o los materiales de relleno controlado (en caso de requerir sobreelevar el piso terminado con respecto al nivel actual del terreno) a los cuales les subyacerán tobas volcánicas en estado muy compacto, a la intensidad y magnitud de las cargas del tipo de vehículos que circularán por el pavimento del estacionamiento se diseñaron estos. Se recomienda despallar como mínimo 60 cm. o al contacto con la arcilla limosa poco arenosa café, enrasando únicamente los materiales naturales, sin necesidad de romper su estructura mediante una motoconformadora, para posteriormente colocar sobre éstos una capa de





base de grava controlada con un espesor de 20 cm y compactado al 98%, para posteriormente colocar sobre esta la carpeta asfáltica o la losa de concreto hidráulico según se determine la alternativa más viable para el proyecto; se juzga como recomendación respetar la configuración topográfica que tiene actualmente el terreno, pues si se decide colocar rellenos controlados para construir plataformas que permitan dejar superficies horizontales, encarecería el proyecto en particular para la zona de estacionamientos.

7.2. DISEÑO DE PAVIMENTOS DE TIPO FLEXIBLE

7.2.1 *Pavimento de tipo flexible*

El pavimento de tipo flexible se diseño empleando las curvas de diseño del método de Kentucky y fue revisado con los métodos del Instituto del Asfalto y de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, considerando los siguientes parámetros de resistencia de los elementos que lo forman:

| | | |
|---|------------------|--------------|
| CBR | Subrasante | 7% |
| CBR | Material de base | 80 % |
| Vida de proyecto | | 20 años |
| EWL (Número de repeticiones de la carga equivalente a 5 000 lb) | | 4.8 millones |
| Curva de diseño | | IV |

De acuerdo a lo anterior se obtuvo la siguiente sección del pavimento.

| | |
|----------------------------|-------|
| Espesor total de pavimento | 47 cm |
|----------------------------|-------|





| | |
|--|-----------------------|
| Esesor de la sub-base | 20 cm |
| (en caso necesario y de acuerdo al proyecto) | variable en terraplén |
| Esesor de la base | 20 cm |
| Esesor de la carpeta asfáltica | 7 cm |

Las especificaciones de materiales y para el procedimiento constructivo del pavimento de tipo flexible se presentan en el Anexo III.

7.3. DISEÑO DE PAVIMENTOS DE TIPO RIGIDO

7.3.1 Pavimento de tipo rígido

Para los pavimentos se consideró un pavimento de tipo rígido con superficie de rodamiento constituido por losas de concreto hidráulico, con refuerzo de acero por temperatura. En base a las características de la subrasante, a la intensidad y magnitud de las cargas, a la composición y crecimiento del tránsito que circulará sobre el estacionamiento proyectado, se diseño el pavimento.

Los materiales que constituirán la subrasante de los pavimentos corresponden a materiales una arcilla plástica, de color café rojiza y café claro, con escasa arena muy poco limosa, con contenido de agua promedio de 15%, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 10 y 25 golpes, con porcentaje de finos de 74 %, y de arena de 26 %, del grupo CL según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Con valor relativo de soporte (CBR) de 7%, determinado en función de su correlación con las propiedades índice de la subrasante, a los cuales les subyace una toba volcánica en estado compacto.





Considerando las características más desfavorables de tomar una subrasante constituida por la toba intemperizada existente o de un terraplén que dependerá del proyecto (en caso de que se requiera dejar superficies horizontales y sobreelevar la superficie del terreno), retirando la capa de suelo vegetal y colocando sobre ésta una base de grava controlada, con un espesor mínimo de 20 cm compactada al 98%, y apoyar el pavimento sobre ésta.

Finalmente se construirá el piso de concreto hidráulico que puede formar parte de la superficie de rodamiento del estacionamiento.

Para pavimentos del estacionamiento se consideró un pavimento de tipo rígido con superficie de rodamiento constituida por losas de concreto hidráulico, con refuerzo de acero por temperatura.

En base a las características de la subrasante, a la intensidad y magnitud de las cargas del tipo de vehículos que circularán por el pavimento del estacionamiento se diseñan estos.

La determinación del módulo de reacción de los materiales de apoyo del pavimento se determinó a través de su correlación con el valor relativo de soporte (CBR) considerando un valor del CBR de la rasante que corresponde a un módulo de reacción de la subrasante de 7 Kg/cm^3 , este valor se incrementa en función de las características y el espesor de la capa de base sobre la que se apoyarán las losas que constituirán el pavimento. Considerando que se tendrá una base constituida por materiales granulares que satisfacen las especificaciones de la S.C.T., y para un espesor de la base de 20 cm, se incrementa el módulo de reacción de la subrasante a 9 Kg/cm^3 .





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

| | |
|--|-------------------------|
| Carga máxima aplicada al piso por los vehículos de mayor peso que circularán por él, a través de un arreglo de ruedas de eje sencillo, incluyendo la carga que el piso soporta. | 3,500 kg |
| Carga de diseño, considerando un incremento por impacto del 5% | 3,675 kg |
| Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural | 7 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 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 | 37.5 kg/cm ³ |
| Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2.0 | 18.8 kg/cm ² |

Los vehículos de mayor peso que circularán por el pavimento y para la cuál fue efectuado el diseño, corresponden a un camión de 3 ½ ton. La carga más crítica





transmitida al pavimento por estos vehículos corresponden al eje sencillo en el que la carga será de 3500 kg., a la que se considera la carga que soporta el pavimento con un peso máximo de 1.5 ton/m².

Utilizando el nomograma de diseño para ejes sencillos en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 18.8 kg/cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 7.0 kg/cm³, y una carga de diseño de 3675 Kg., se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el piso de 12.0 cm, que se apoyará sobre una base de materiales con las especificaciones que se indican en el Anexo IV .

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

$$A_s = W f L / 2 f_s$$

donde :

- As : área de acero para una franja de un metro de ancho de losa, en cm²
- W : peso de la losa, en Kg/m
- f : coeficiente de fricción entre losa y base, igual a 1.5
- L : longitud de los tableros de losa, en m
- f_s : esfuerzo permisible en el acero, en Kg/cm², (igual a 0.6 f_y)

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

$$a_s = 660 x_1 / f_y (x_1 + 100)$$

donde :





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

xi : $1/3$ de H, siendo H el espesor del pavimento.

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

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

Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas que se generan en las losas, mediante refuerzo de temperatura debido al acero distribuido, las losas del estacionamiento tendrán un espaciamiento entre juntas transversales de 6 m, con un ancho de 3.0 m.

Las losas de la vialidad exterior se armarán por temperatura con varillas del No. 4 de acero estructural ($f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$)

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

El diseño del pavimento rígido de acuerdo al criterio de la Portland Cement Association es función de la carga máxima aplicada por el vehículo de mayor peso que circulará por pavimento, del módulo del concreto y el módulo de reacción de la subrasante del material de apoyo, determinándose en función de estos parámetros un





pavimento cuya vida útil corresponde a la usualmente establecida para estructuras de concreto, que en el caso de pavimentos se estima de 25 años, siempre y cuando se encuentren debidamente protegidos los materiales de la subrasante, se tenga un mantenimiento adecuado de los materiales que sellan las juntas entre las losas y que no se permita la circulación de vehículos de mayor peso al de diseño.

En el anexo V se presentan las especificaciones para la construcción del adocreto en caso necesario.





CONCLUSIONES

Se realizó el estudio de Mecánica de Suelos en el predio ubicado en la Carretera Zacatecas-Mal Paso de la Ex Hacienda de Cieneguillas, en la Ciudad de Zacatecas, Estado de Zacatecas, donde se proyecta construir una estructura que estará constituido por un edificio de tres niveles, quedando en el último un helipuerto.

Para determinar las características del subsuelo en el sitio de interés hasta la profundidad en que son importantes los esfuerzos que transmitirán las cargas de la estructura a la cimentación, se efectuó un sondeo de tipo mixto a 12 m de profundidad, que consiste en combinar el muestreo inalterado empleando el muestreador de pared delgada tipo shelby hincado a presión con el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar (muestras representativas alteradas), con el que se mide la resistencia que oponen estos materiales a ser atravesados.

Para conocer las características superficiales del subsuelo se excavaron y muestrearon dos pozos a cielo abierto, excavados en el interior del predio de interés, para conocer las características superficiales, tales como: espesores de la capa de suelo vegetal y/o rellenos de mala calidad, obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de clasificación de campo.

De acuerdo con la carta sísmica de la República Mexicana por el Ing. Jesús Figueroa del Instituto de Geofísica de la UNAM la ciudad de Zacatecas se encuentra en la zona asísmica, caracterizada por sismos raros o desconocidos, por lo que el coeficiente sísmico que deberá adoptarse de acuerdo al Reglamento de Construcciones local será de 0.10.





Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas que la estructura transmitirá a la cimentación, y las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, en particular que superficialmente y con un espesor medio de 1-5 m se tiene una arcilla plástica, de color café rojiza y café claro, con escasa arena muy poco limosa, con contenido de agua promedio de 15%, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 10 y 25 golpes, esta arcilla en los primeros 60 cm tiene características expansivas y muy plásticas, por lo que deberá recortarse y sustituirse por materiales de banco controlado y compactarlos al 95%, entre 1.50 y 3.90 m de profundidad estos se apoyan sobre un limo poco arcilloso, de color café claro y en ocasiones blanquizco, con contenido de agua variable entre 5 y 10%, con resistencia a la penetración estándar promedio de 25 golpes; subyaciendo a los 3.90 m y hasta 5.70 m de profundidad se tiene una arena limosa, de compacidad variable, contenido de agua medio de 9%, en esta capa se tiene intercalada un limo poco arenoso con gravillas, finalmente entre 5.70 m y la máxima profundidad explorada se tiene una tobe volcánica constituida por limo arenoso con gravas aisladas,. De color café claro, que incrementa su resistencia conforme se profundiza, con una resistencia a la penetración estándar variable entre 30 y 50 golpes, pero a partir de 6.90 m. de resistencia se incrementa y es mayor a 50 golpes, **en base a lo anterior, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante zapatas corridas reticulares desplantadas a 1.70 m. de profundidad respecto al nivel actual de la superficie del terreno, por lo que se juzga que la cimentación con este desplante tendrá una capacidad de carga de 16 ton/m² y con la suficiente capacidad de carga que transmitirá la estructura al subsuelo.**





Cabe señalar que será necesario despallar los primeros 60 cm para retirar los materiales arcillosos expansivo, y recuperar el nivel actual del terreno hasta llegar al nivel del proyecto de la plataforma contemplada, es decir, un metro adicional por proyecto, retirarlos fuera donde lo indique la Dirección de Obra, y substituirlos por materiales de banco en capas de 20 cm en estado suelto y compactándolos al 95% de su peso volumétrico seco máximo.

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

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas de un factor de carga de 1.5.
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación afectadas por un factor de carga de 1.1.

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

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

- Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la estructura y de las cargas que se van a transmitir a la cimentación.





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

Finalmente será necesario la colocación de unas líneas de colimación y algunas referencias de nivel marcadas en la estructura con la finalidad de monitorear el comportamiento de la estructura proyectada al momento de su ejecución y conocer las variaciones con respecto al tiempo de los asentamientos diferenciales debido a la variación de cargas causadas por la construcción misma y hasta el uso de dicha estructura.





ANEXO I
REPORTE
FOTOGRAFICO





VISTA GENERAL DEL SITIO DE INTERÉS





POZO A CIELO ABIERTO

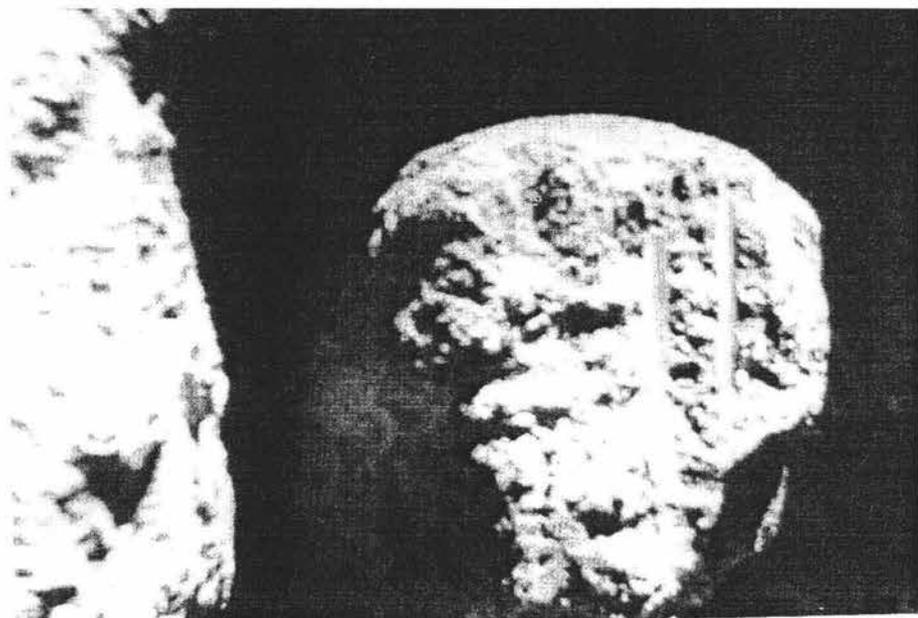




**RECONOCIMIENTO VISUAL DE ESTRATIGRAFIA Y NIVEL MÁXIMO DE
EXCAVACIÓN EN UN POZO A CIELO ABIERTO**

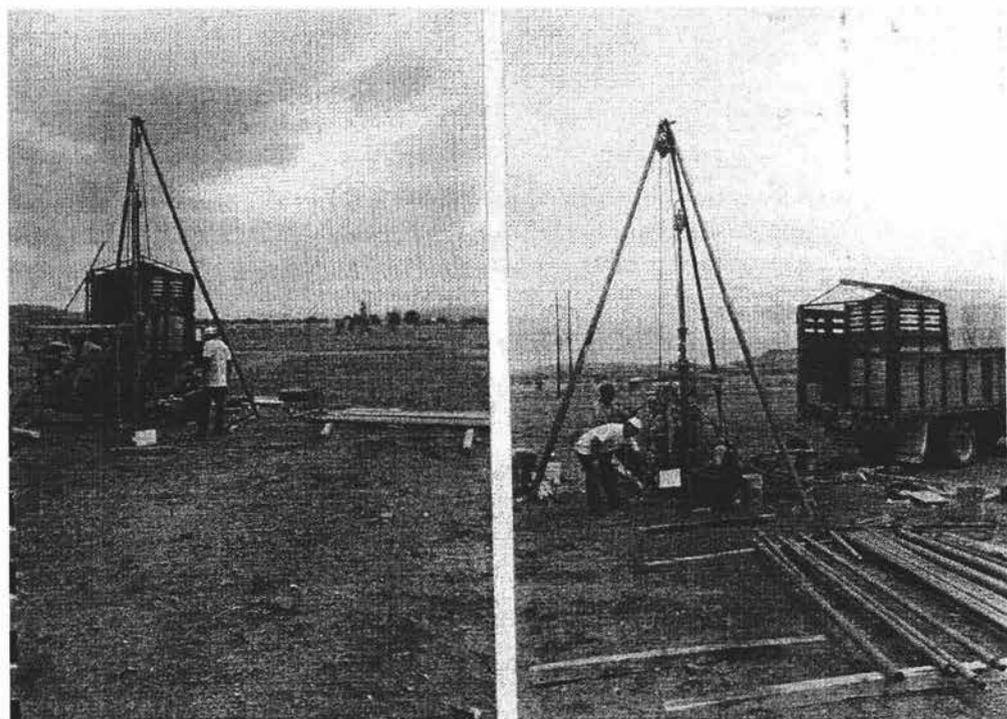


**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**



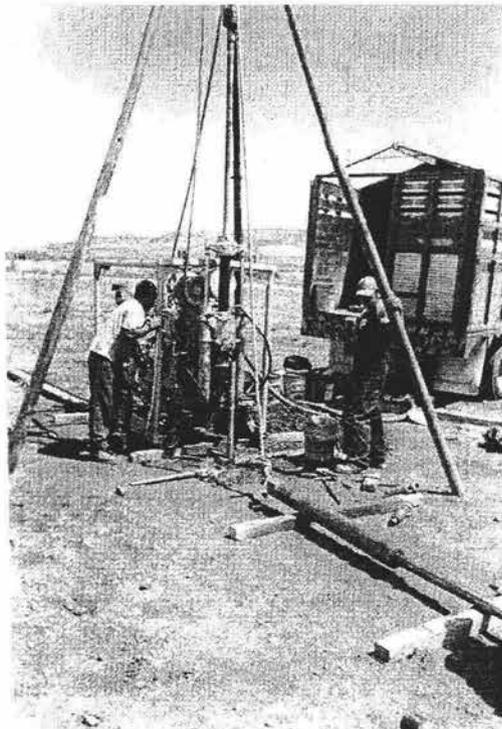
MUESTRA CÚBICA OBTENIDA DE UN POZO A CIELO ABIERTO





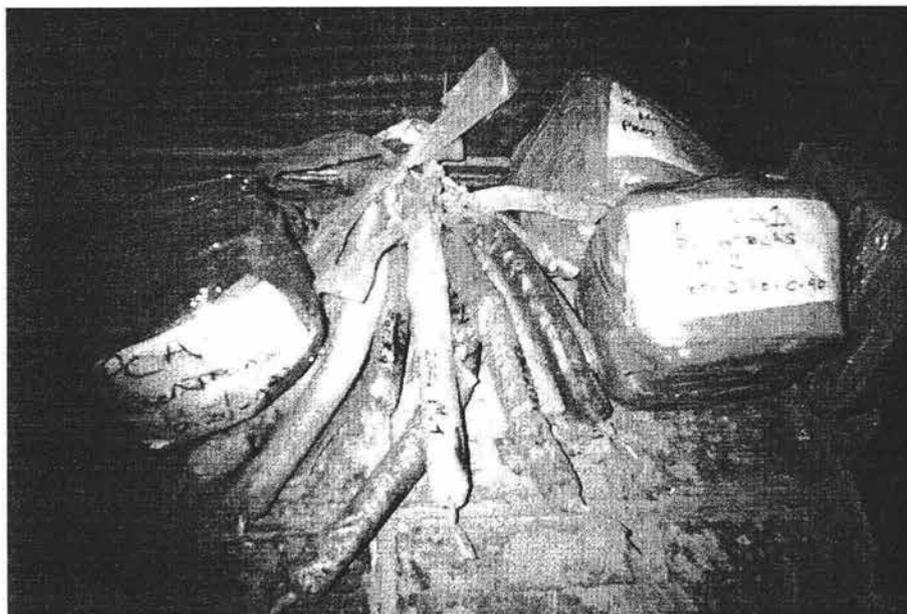
EMPLEO DE MARTINETE PARA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR





HERRAMIENTA Y EQUIPO UTILIZADO EN LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR





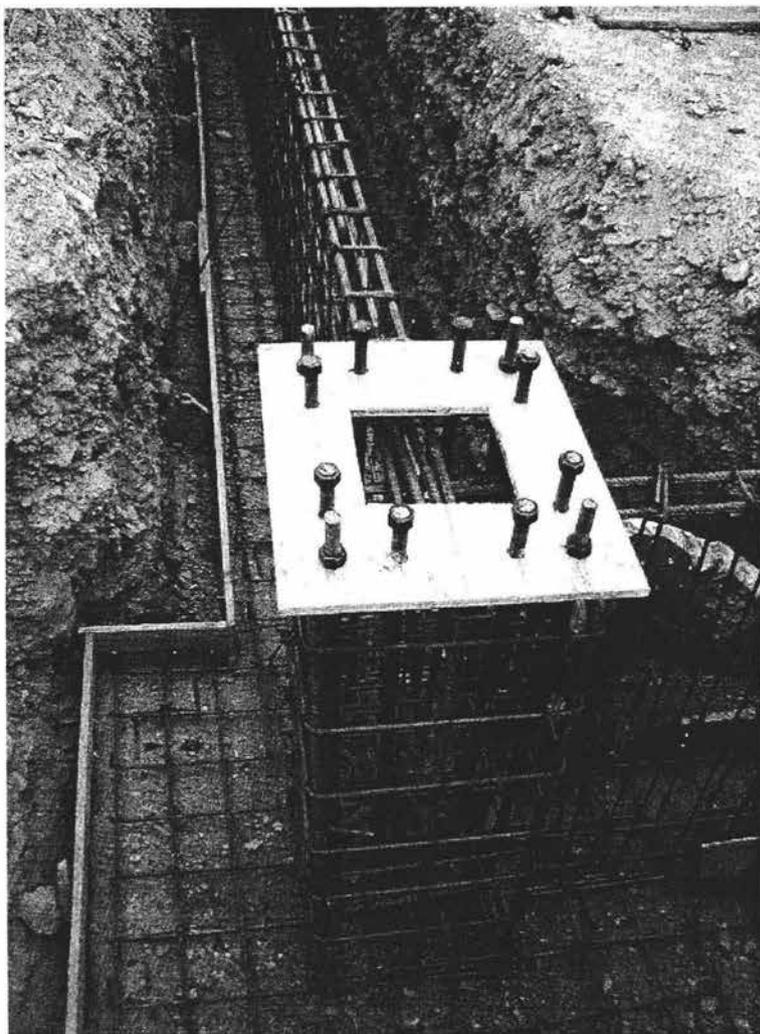
**MUESTRAS ALTERADAS E INALTERADAS OBTENIDAS EN LA EXPLORACIÓN Y
LLEVADAS AL LABORATORIO PARA EFECTUAR LAS DIFERENTES PRUEBAS
FÍSICAS Y MECÁNICAS**





**DESPALME DE TERRENO Y COMPENSACIÓN DE MATERIALES COMO
RESULTADO DE LA MECÁNICA DE SUELOS REALIZADA**





ARMADO DE LA CIMENTACION RESULTANTE





ANEXO II
PRUEBAS DE
LABORATORIO





CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: ZACATECAS
 SONDEO: SPT-1

FECHA: 14-Abr-03

| Muestra N° | Profundidad m. | Tara N° | tara gr. | W ₁₀₀ gr. | W ₂₀₀ gr. | v % | TORC. kg/cm ² | CLASIFICACION |
|------------|----------------|---------|----------|----------------------|----------------------|-------|--------------------------|---|
| | | | | | | | | |
| 1 | | 193 | 16.70 | 73.30 | 65.00 | 15.07 | | ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ ROJIZO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA |
| 2 | | 209 | 23.50 | 97.80 | 85.40 | 20.81 | | ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ CLARO CON ESCASA ARENA FINA |
| 3 | | | | | | | | SIN MUESTRA |
| 4 | | 70 | 19.70 | 90.90 | 84.30 | 18.22 | | LIMO POCO ARCILLOSO, CAFÉ CLARO, CON Poca ARENA FINA |
| 5 | | 81 | 22.90 | 94.50 | 87.90 | 18.15 | | LIMO POCO ARCILLOSO, CAFÉ CLARO, CON Poca ARENA FINA |
| 6 | | 133 | 28.10 | 112.10 | 107.50 | 5.79 | | LIMO POCO ARCILLOSO, CAFÉ CLARO, CON Poca ARENA FINA |
| 7 | | 113 | 21.40 | 111.80 | 106.60 | 6.18 | | ARENA FINA Y MEDIA, POCO LIMOSA, CAFÉ |
| 8 | | 156 | 16.00 | 89.70 | 84.30 | 8.00 | | LIMO CAFÉ CLARO CON Poca ARENA FINA |
| 9 | | 158 | 20.70 | 73.20 | 66.90 | 13.64 | | LIMO POCO ARCILLOSO, CAFÉ ROJIZO CON Poca ARENA FINA |
| 10 | | 80 | 18.20 | 80.70 | 77.30 | 5.75 | | ARENA FINA Y MEDIA, POCO LIMOSA, CAFÉ, CON ALGUNAS GRAVILLAS |
| 11 | | 100 | 17.90 | 86.40 | 83.10 | 5.06 | | ARENA FINA Y MEDIA, POCO LIMOSA, CAFÉ, CON ALGUNAS GRAVILLAS |
| 12 | | 199 | 17.00 | 93.10 | 86.90 | 8.87 | | ARCILLA LIMOSA, CAFÉ ROJIZO, CON ESCASA ARENA FINA |
| 13 | | 80 | 23.20 | 100.20 | 86.10 | 22.42 | | ARCILLA LIMOSA, CAFÉ ROJIZO, CON ESCASA ARENA FINA |
| 14 | | 85 | 22.90 | 76.80 | 66.40 | 23.91 | | ARCILLA LIMOSA, CAFÉ ROJIZO, CON ESCASA ARENA FINA |





PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: ZACATECAS
SONDEO: SPT-1 y PCA

| Muestra | Profundidad m. | Ws. + tara gr. | Ws. lavado + tara | W. tara gr. | W total del material | W finos | % finos |
|-------------------|-------------------|-------------------|----------------------|----------------|-------------------------|--------------|--------------|
| <i>SPT-1 M-8</i> | <i>3.90-4.50</i> | <i>84.30</i> | <i>31.50</i> | <i>16.80</i> | <i>67.50</i> | <i>52.80</i> | <i>78.22</i> |
| <i>SPT-1 M-10</i> | <i>5.10-5.70</i> | <i>77.30</i> | <i>54.70</i> | <i>18.20</i> | <i>59.10</i> | <i>22.60</i> | <i>38.24</i> |
| <i>SPT-1 M-13</i> | <i>6.90-7.35</i> | <i>86.10</i> | <i>25.10</i> | <i>23.20</i> | <i>62.90</i> | <i>61.00</i> | <i>96.98</i> |
| <i>PCA-1 MC-1</i> | <i>1.80-1.95</i> | <i>75.40</i> | <i>48.40</i> | <i>23.50</i> | <i>51.90</i> | <i>27.00</i> | <i>52.02</i> |
| <i>PCA-1 MC-2</i> | <i>0.70-0.90</i> | <i>63.80</i> | <i>22.80</i> | <i>16.90</i> | <i>46.90</i> | <i>41.00</i> | <i>87.42</i> |
| <i>PCA-2 MC-1</i> | <i>0.20-0.40</i> | <i>73.90</i> | <i>42.10</i> | <i>26.80</i> | <i>47.10</i> | <i>31.80</i> | <i>67.52</i> |





CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ZACATECAS

SONDEO N°: SPT-1 MUESTRA: 1 PROF.: 0.00-0.00 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA

LIMITE LIQUIDO

| N° GOLPES | N° bars | W _h +T | W _h +1 | W _h | W _p |
|-----------|---------|-------------------|-------------------|----------------|----------------|
| 42 | 292 | 35.50 | 27.20 | 18.00 | 58.45 |
| 28 | 408 | 35.70 | 27.10 | 13.20 | 61.87 |
| 14 | 246 | 33.30 | 24.70 | 11.40 | 64.88 |
| 7 | 405 | 35.40 | 26.30 | 12.90 | 67.91 |

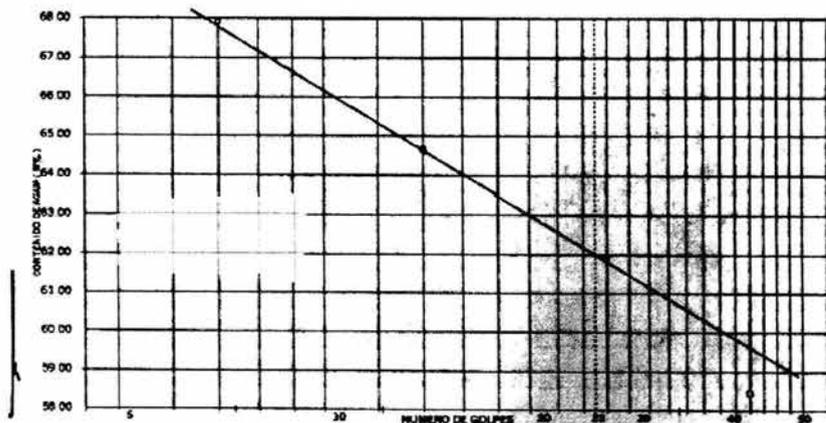
LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|-----|-------|-------|-------|-------|
| | 423 | 12.80 | 11.90 | 6.20 | 15.79 |
| | 17 | 17.20 | 16.20 | 10.10 | 18.20 |

CONTRACCION LINEAL

| barra n° | loc. Inic. | loc. final | C.L. (%) |
|----------|------------|------------|----------|
| | | | |

| LL | LP | LP | S.U.C.S |
|-------|-------|-------|---------|
| 62.00 | 18.09 | 45.91 | CH |





CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ZACATECAS

SONDEO N°: SPT-1 MUESTRA: 2 PROF.: 0.80-1.20 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ

LIMITE LIQUIDO

| N° GOLPES | N° tara | W _{h+T} | W _{h+1} | W _h | W _L |
|-----------|---------|------------------|------------------|----------------|----------------|
| 41 | 234 | 33.30 | 29.00 | 12.50 | 26.08 |
| 25 | 280 | 31.40 | 26.70 | 10.30 | 28.08 |
| 14 | 283 | 31.10 | 26.10 | 10.00 | 31.08 |
| 8 | 293 | 32.00 | 26.70 | 10.90 | 33.54 |

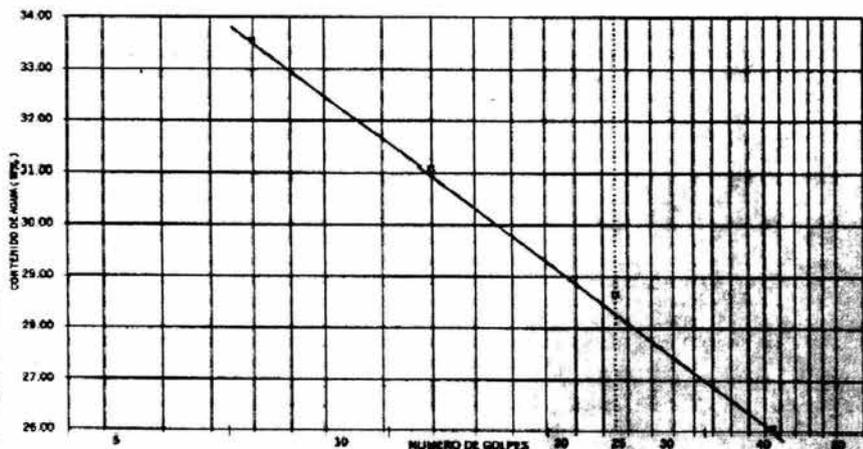
LIMITE PLASTICO

| | | | | |
|-----|-------|-------|------|-------|
| 2 | 18.50 | 15.00 | 9.00 | 15.00 |
| 480 | 13.90 | 13.00 | 7.70 | 16.98 |

CONTRACCION LINEAL

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

| LL | LP | LP | S.U.C.S |
|-------|-------|-------|---------|
| 28.38 | 15.99 | 12.99 | CL |





CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ZACAÑEAS

SONDEO N°: BPT-1 MUESTRA: 4 PROF.: 1.50-2.10 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO, CAFÉ ROJIZO

LIMITE LIQUIDO

| N° GOLPES | N° tapa | W _{h+T} | W _{s+t} | W _i | W _p |
|-----------|---------|------------------|------------------|----------------|----------------|
| 41 | 773 | 29.10 | 25.20 | 11.30 | 28.06 |
| 23 | 308 | 30.00 | 25.90 | 12.40 | 30.37 |
| 15 | 310 | 30.40 | 26.00 | 12.60 | 32.84 |
| 8 | 799 | 31.00 | 26.40 | 13.10 | 34.59 |

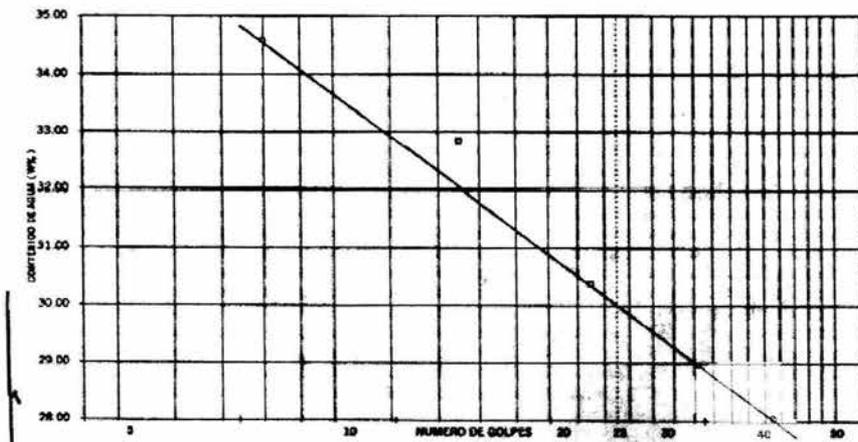
LIMITE PLASTICO

| | | | | |
|----|-------|-------|-------|-------|
| 0 | 16.40 | 15.70 | 9.86 | 11.86 |
| 20 | 17.20 | 16.50 | 10.10 | 10.94 |

CONTRACCION LINEAL

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

| LL | L.P. | I.P. | S.U.C.S. |
|-------|-------|-------|----------|
| 30.05 | 11.40 | 18.65 | CL |





CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ZACATECAS

SONDEO N°: SPT-1 MUESTRA: 7 PROF.: 3.30-3.90 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO, CAFÉ ROJIZO

LIMITE LIQUIDO

| N° GOLPES | N° tara | W _{h+T} | W _{s+t} | W _l | W _g |
|-----------|---------|------------------|------------------|----------------|----------------|
| 38 | 357 | 29.00 | 25.40 | 12.10 | 27.07 |
| 23 | 405 | 29.70 | 25.80 | 12.90 | 30.23 |
| 16 | 332 | 28.20 | 24.00 | 11.40 | 33.33 |
| 9 | 5 | 29.80 | 25.10 | 12.10 | 36.15 |

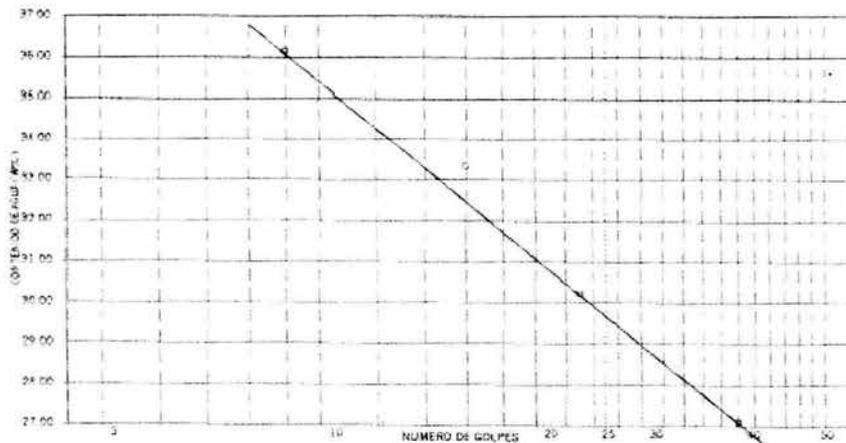
LIMITE PLASTICO

| | | | | |
|-----|-------|-------|-------|-------|
| 7 | 17.10 | 16.40 | 10.00 | 10.94 |
| 426 | 14.40 | 13.70 | 7.80 | 11.86 |

CONTRACCION LINEAL

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

| LL | LP | IP | S.U.C.S |
|-------|-------|-------|---------|
| 29.80 | 11.40 | 18.40 | CL |





CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ZACATECAS

SONDEO N°: SPT-1 MUESTRA: B PROF.: 4.90-5.10 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO, CAFÉ ROJIZO

LIMITE LIQUIDO

| N° GOLPES | N° Tasa | W _{h+T} | W _{s+t} | W _t | W _p |
|-----------|---------|------------------|------------------|----------------|----------------|
| 38 | 329 | 31.00 | 27.10 | 13.20 | 28.06 |
| 23 | 342 | 30.00 | 25.90 | 12.30 | 30.15 |
| 16 | 345 | 29.70 | 25.40 | 12.10 | 32.33 |
| 9 | 341 | 29.80 | 25.30 | 12.10 | 34.09 |

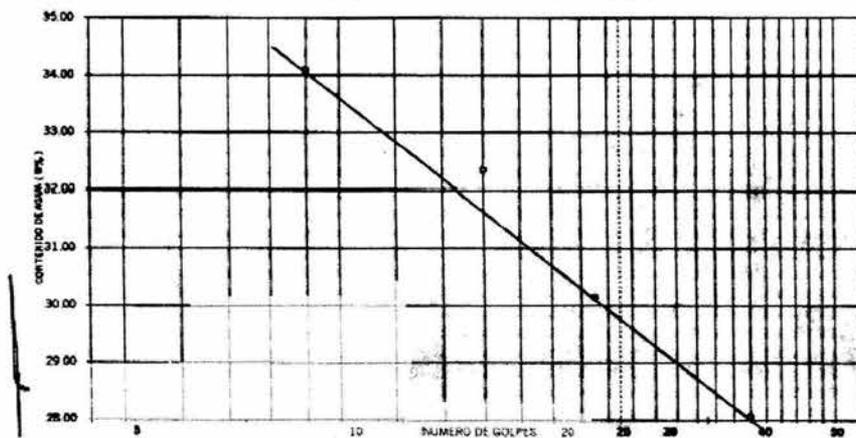
LIMITE PLASTICO

| | | | | |
|-----|-------|-------|-------|-------|
| 457 | 14.00 | 13.30 | 7.60 | 12.28 |
| 15 | 22.10 | 21.40 | 15.00 | 10.94 |

CONTRACCION LINEAL

| barra n° | tec. Inic. | tec. final | C.L. (%) |
|----------|------------|------------|----------|
| | | | |

| LL | LP | IP | SUCS |
|-------|-------|-------|------|
| 29.89 | 11.61 | 18.24 | CL |





CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ZACATECAS

SONDEO N°: SPT-1 MUESTRA: 9 PROF.: 4.90-5.10 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO, CAFÉ ROJIZO

LIMITE LIQUIDO

| N° GOLPES | N° tara | W _{h+T} | W _{s+t} | W _n | W% |
|-----------|---------|------------------|------------------|----------------|-------|
| 38 | 129 | 31.00 | 27.10 | 13.20 | 28.06 |
| 23 | 342 | 30.00 | 25.90 | 12.30 | 30.15 |
| 16 | 345 | 29.70 | 25.40 | 12.10 | 32.33 |
| 9 | 341 | 29.80 | 25.30 | 12.10 | 34.09 |

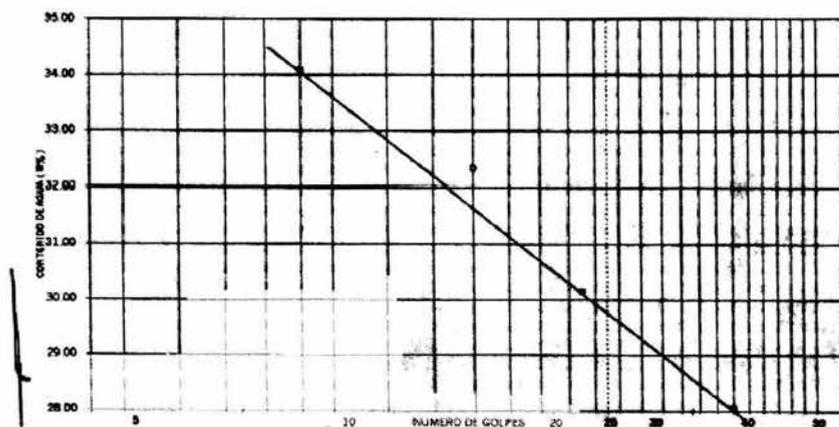
LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|-----|-------|-------|-------|-------|
| | 457 | 14.00 | 13.30 | 7.60 | 12.28 |
| | 15 | 22.10 | 21.40 | 15.00 | 10.94 |

CONTRACCION LINEAL

| barra n° | tec. Inic. | tec. final | C.L. (%) |
|----------|------------|------------|----------|
| | | | |

| LL | LP | IP | SLCS |
|-------|-------|-------|------|
| 28.06 | 11.61 | 18.24 | CL |





CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ZACATECAS

SONDED N°: PCA-1 MUESTRA: MC-1 PROF.: 1.80-1.95 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO CAFÉ ROJIZO CLARO (SE PASÓ POR MALLA 40)

LIMITE LIQUIDO

| N° GOLPES | N° tara | W _{h+7} | W _{h+1} | W _t | W _% |
|-----------|---------|------------------|------------------|----------------|----------------|
| 45 | 202 | 28.90 | 25.40 | 12.50 | 27.13 |
| 25 | 250 | 27.30 | 23.50 | 10.70 | 29.09 |
| 16 | 280 | 28.20 | 24.20 | 11.80 | 31.75 |
| 10 | 296 | 28.50 | 24.30 | 11.80 | 33.80 |

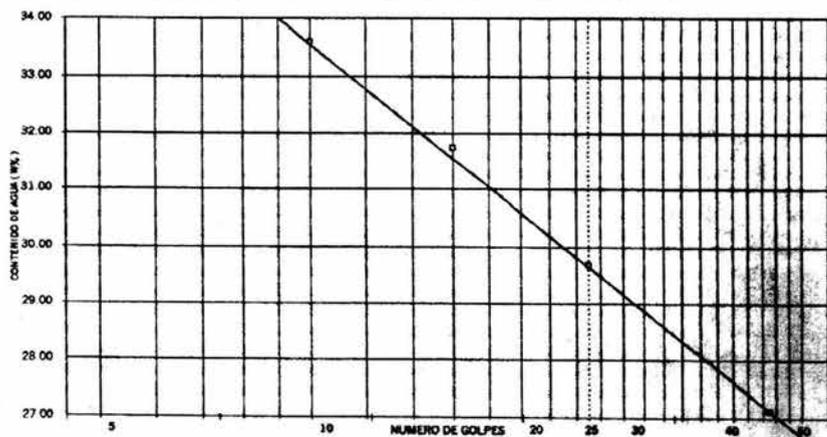
LIMITE PLASTICO

| | | | | |
|-----|-------|-------|------|-------|
| 449 | 14.10 | 13.50 | 7.70 | 10.34 |
| 423 | 13.20 | 12.70 | 6.20 | 7.69 |

CONTRACCION LINEAL

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

| LL | LP | IP | S.U.C.S |
|-------|------|-------|---------|
| 29.09 | 9.02 | 20.67 | CL |





CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ZACATECAS

ISONDED N°: PCA-1 MUESTRA: MC-2 PROF.: 0.70-0.90 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ ROJIZO CLARO (SE PASÓ POR MALLA 40)

LIMITE LIQUIDO

| N° GOLPES | N° tara | W _{h+T} | W _{c+1} | W _h | W _% |
|-----------|---------|------------------|------------------|----------------|----------------|
| 38 | 268 | 29.40 | 23.60 | 12.10 | 50.43 |
| 23 | 255 | 30.10 | 24.20 | 12.70 | 51.30 |
| 13 | 243 | 31.00 | 24.80 | 13.10 | 52.99 |
| R | 281 | 28.80 | 22.70 | 11.50 | 54.46 |

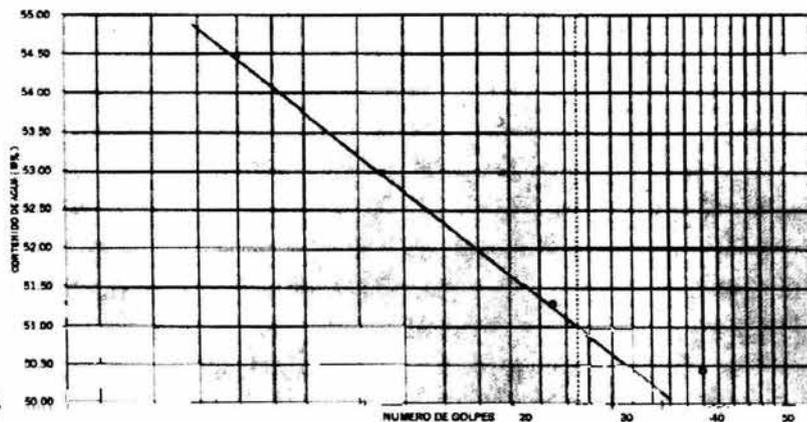
LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|-----|-------|-------|-------|-------|
| | 441 | 13.10 | 12.30 | 7.60 | 17.02 |
| | 29 | 16.70 | 16.00 | 10.00 | 11.67 |

CONTRACCION LINEAL

| barra n° | lec. Inic. | lec. final | C.L. (%) |
|----------|------------|------------|----------|
| | | | |

| LL | LP | IP | S.U.C.S |
|-------|-------|-------|---------|
| 50.05 | 14.34 | 35.71 | CH |





CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ZACATUCAS

SONDEO N°: PCA-2 MUESTRA: MC-1 PROF.: 0.30-0.40 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ ROJIZO CLARO (SE PASÓ POR MALLA 40)

LIMITE LIQUIDO

| N° GOLPES | N° tara | W _{h+T} | W _{h+1} | W _h | W _g |
|-----------|---------|------------------|------------------|----------------|----------------|
| 32 | 259 | 35.40 | 29.40 | 10.70 | 32.00 |
| 24 | 269 | 36.80 | 30.40 | 11.80 | 34.41 |
| 13 | 285 | 37.00 | 30.30 | 11.80 | 36.41 |
| 8 | 272 | 38.00 | 30.80 | 12.20 | 38.71 |

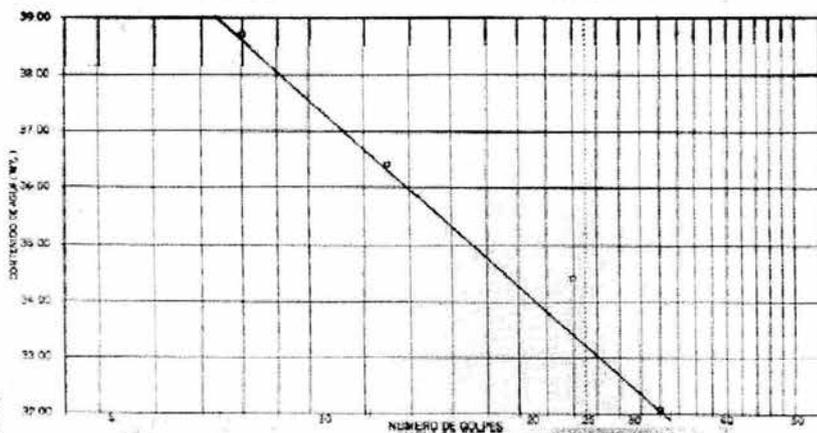
LIMITE PLASTICO

| | | | | |
|----|-------|-------|-------|-------|
| 17 | 16.70 | 16.00 | 10.10 | 11.86 |
| 2 | 16.30 | 15.60 | 9.60 | 11.67 |

CONTRACCION LINEAL

| barra n° | lec. infc. | lec. final | C.L. (%) |
|----------|------------|------------|----------|
| | | | |

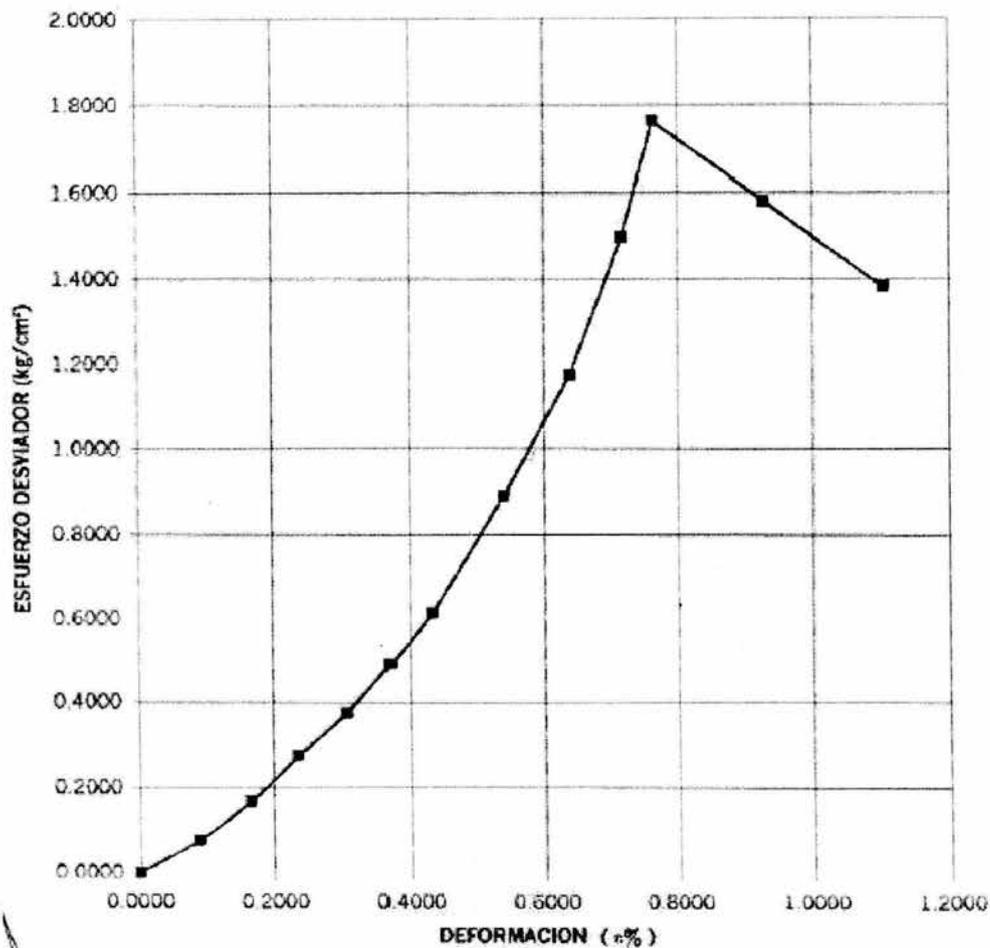
| LL | LP | LP | S.U.C.S |
|-------|-------|-------|---------|
| 33.80 | 11.77 | 21.48 | CL |





GRÁFICA DE ESFUERZO DEFORMACIÓN

ZACATECAS
PCA-1 MC-1 PROFUND.: 1.80-1.95 m.





PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, CAPÉ CLARO CON ESCASA ARENA FINA.

PROYECTO: ZACATECAS

SONDEO: PCA-1

FECHA: 14/04/03

MUESTRA: MC-2

CONSTANTE: 0.192

PROFUND.: 0.70-0.90 m.

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR: J.R.

VELOCIDAD: 0.01667

| | | | | | |
|------------------|--------------|-----------------|---------------------|-----------------------|--------------------------------|
| ds= | 4.09 | cm | W _o = | 151.10 | gr |
| dm= | 4.10 | cm | W _t = | 98.50 | gr |
| di= | 4.10 | cm | W _{t+sh} = | 249.50 | gr |
| d prom.= | 4.10 | cm | W _{t+ss} = | 221.80 | gr |
| h1= | 7.93 | cm | S _s = | 2.51 | |
| h2= | 7.93 | cm | W(%)= | 22.47 | |
| h prom.= | 7.93 | cm | pv _{hi} = | 1.444 | ton/m ³ |
| A _o = | 13.192 | cm ² | pv _{hf} = | 1.443 | ton/m ³ |
| V _o = | 104.611 | cm ³ | pv _s = | 1.179 | ton/m ³ |
| ci= | 1.128 | | Gi= | 49.98 | (%) |
| cf= | 1.130 | | Wi= | 22.56 | (%) |
| ci= | 50.10 | (%) | Wf= | 22.47 | (%) |
| cf= | 49.92 | (%) | | | |
| tiempo seg | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 13.1918 | 0.0000 |
| 10 | 14.00 | 2.6880 | 0.1667 | 13.2138 | 0.2034 |
| 20 | 27.00 | 5.1840 | 0.3334 | 13.2359 | 0.3917 |
| 30 | 37.00 | 7.1040 | 0.5001 | 13.2581 | 0.5358 |
| 40 | 39.00 | 7.4880 | 0.6668 | 13.2804 | 0.5638 |
| 45 | 34.00 | 6.5280 | 0.7502 | 13.2915 | 0.4911 |
| 50 | 29.00 | 5.5680 | 0.8335 | 13.3027 | 0.4186 |

0.5638





PROYECTO: ZACATECAS

SONDEO: PCA-1

MUESTRA: MC-2

PROFUND.: 0.70-0.90 m.

| PRESION: | | 0.50 kg/cm ² | | | |
|------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|-----------------------|--------------------------------|
| ds= | 4.09 cm | W ₀ = | 149.10 gr | | |
| | 4.10 cm | W _t = | 102.70 gr | | |
| | 4.12 cm | W _{t+sh} = | 251.60 gr | | |
| | 4.10 cm | W _{t+ss} = | 225.40 gr | | |
| | 7.93 cm | S _e = | 2.51 | | |
| | 7.93 cm | W(%)= | 21.35 | | |
| h prom.= | 7.93 cm | p _{vhi} = | 1.423 ton/m ³ | | |
| A ₀ = | 13.213 cm ² | p _{vhi} = | 1.421 ton/m ³ | | |
| | 104.781 cm ³ | p _{va} = | 1.173 ton/m ³ | | |
| | 1.141 | G _i = | 46.99 (%) | | |
| | 1.143 | W _i = | 21.82 (%) | | |
| | 47.23 (%) | W _f = | 21.38 (%) | | |
| | 46.87 (%) | | | | |
| tiempo seg | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 13.2133 | 0.0000 |
| 10 | 9.00 | 1.7280 | 0.1667 | 13.2353 | 0.1306 |
| 20 | 20.00 | 3.8400 | 0.3334 | 13.2575 | 0.2896 |
| 30 | 29.00 | 5.5680 | 0.5001 | 13.2797 | 0.4193 |
| 40 | 38.00 | 7.2960 | 0.6668 | 13.3020 | 0.5485 |
| 50 | 43.00 | 8.2560 | 0.8335 | 13.3243 | 0.6196 |
| 60 | 42.00 | 8.0640 | 1.0002 | 13.3468 | 0.6042 |
| 65 | 39.00 | 7.4880 | 1.0836 | 13.3580 | 0.5606 |
| 70 | 31.00 | 5.9520 | 1.1669 | 13.3693 | 0.4452 |

0.6196





PROYECTO: ZACATECAS

SONDEO: PCA-1

MUESTRA: MC-2

PROFUND.: 0.70-0.90 m.

| | | | |
|----------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|
| PRESION: | | 1.00 kg/cm ² | |
| ds= | 4.12 cm | Wo= | 148.10 gr |
| dm= | 4.12 cm | Wt= | 192.90 gr |
| di= | 4.09 cm | Wt+sh= | 250.00 gr |
| d prom.= | 4.12 cm | Wt+ss= | 223.90 gr |
| h1= | 7.88 cm | Ss= | 2.51 |
| h2= | 7.88 cm | W(%)= | 22.23 |
| h prom.= | 7.88 cm | pvhi= | 1.413 ton/m ³ |
| Ao= | 13.299 cm ² | pvhf= | 1.411 ton/m ³ |
| Vo= | 104.799 cm ³ | pva= | 1.156 ton/m ³ |
| ei= | 1.171 | Gi= | 47.65 (%) |
| ef= | 1.174 | Wj= | 22.40 (%) |
| et= | 47.80 (%) | Wf= | 22.23 (%) |
| et= | 47.53 (%) | | |

| tiempo seg | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
|---------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 13.2993 | 0.0000 |
| 10 | 12.00 | 2.3040 | 0.1667 | 13.3215 | 0.1730 |
| 20 | 22.00 | 4.2240 | 0.3334 | 13.3438 | 0.3166 |
| 30 | 32.00 | 6.1440 | 0.5001 | 13.3662 | 0.4597 |
| 40 | 40.00 | 7.6800 | 0.6668 | 13.3886 | 0.5736 |
| 50 | 45.00 | 8.6400 | 0.8335 | 13.4111 | 0.6442 |
| 55 | 43.00 | 8.2560 | 0.9169 | 13.4224 | 0.6151 |
| 60 | 40.00 | 7.6800 | 1.0002 | 13.4337 | 0.5717 |
| 65 | 30.00 | 5.7600 | 1.0836 | 13.4450 | 0.4284 |

0.6442





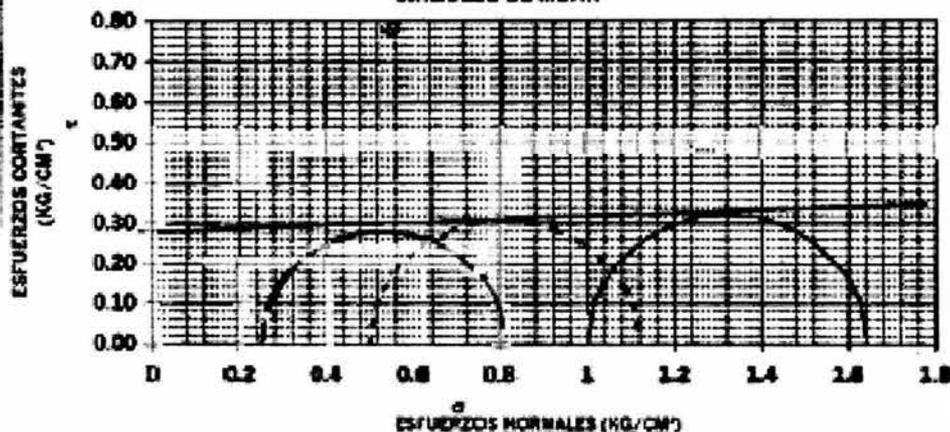
PRUEBA TRIAXIAL 010

OBRA: ZACATECAS
 SONDEO: PC-17
 MUESTRA: MC-3 PROF.: 2.78-2.90 m.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:
 ARETILLA POCO LIMOSA, CAFE CLARO, CON
 ESCASA ARENA FINA

| ENSAYO Num. | PRESION CONF. (kg/cm ²) | ESF. A LA FALLA (kg/cm ²) | PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³) | ei | VALORES PROMEDIO | |
|----------------|---|--|--|----------------|-------------------------------|--------------------------|
| | | | | | Sen | 2.51 |
| 1 | 0.25 | 0.58 | 1.444 | 1.128 | w _f = | 22.15 % |
| 2 | 0.50 | 0.62 | 1.423 | 1.141 | w _f = | 22.02 % |
| 3 | 1.00 | 0.64 | 1.413 | 1.171 | G _w = | 48.21 % |
| | | | | | G _w = | 48.11 % |
| | | | | | PVN= | 1.427 ton/m ³ |
| | | | | | PVF= | 1.425 ton/m ³ |
| | | | | | e ₁ = | 1.15 |
| | | | | | e _f = | 1.15 |
| DATOS FINALES | | | | | | |
| | | ei | G _{wf} | w _f | p _v w _f | |
| 1 | 0.25 | 1.130 | 49.921 | 22.47 | 1.443 | |
| 2 | 0.50 | 1.143 | 46.872 | 21.85 | 1.421 | |
| 3 | 1.00 | 1.174 | 47.534 | 22.23 | 1.411 | |

CIRCULOS DE MOHR



σ = 0.25 kg/cm²
 θ = 2 grados
 E = kg/cm²
 μ = 0.45





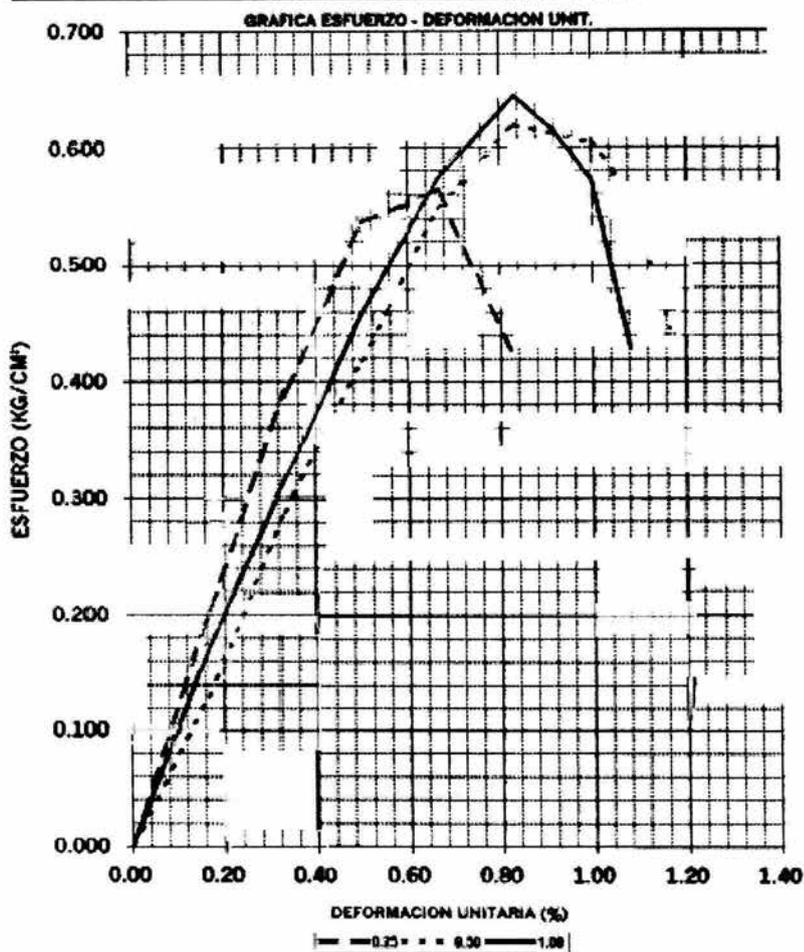
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: ZACATECAS

SONDEO: PCA-1

MUESTRA: MC-2

PROF: 0.70-0.90 m.





PRUEBA TRIAXIAL UU

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

PROYECTO: ZACATECAS

SONDEO: PCA-2

FECHA: 14/04/03

MUESTRA: MC-1

CONSTANTE: 0.192

PROFUND.: 0.20-0.40 m.

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR: J.E.

VELOCIDAD: 0.01667

| ds= | 3.95 | cm | Wo= | 148.60 | gr |
|---------------|--------------|-----------------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| dm= | 4.05 | cm | Wt= | 102.80 | gr |
| ds= | 4.03 | cm | Wt+sh= | 251.10 | gr |
| d prom.= | 4.03 | cm | Wt+ss= | 239.10 | gr |
| h1= | 8.03 | cm | Ss= | 2.53 | |
| h2= | 8.03 | cm | W(%)= | 8.80 | |
| h prom.= | 8.03 | cm | pvhi= | 1.451 | ton/m ³ |
| Ao= | 12.756 | cm ² | pvhf= | 1.448 | ton/m ³ |
| Vo= | 102.427 | cm ³ | pvs= | 1.333 | ton/m ³ |
| ci= | 0.897 | | Gi= | 24.82 | (%) |
| ef= | 0.901 | | Wi= | 9.02 | (%) |
| si= | 25.33 | (%) | Wf= | 8.80 | (%) |
| sf= | 24.71 | (%) | | | |
| tiempo seg | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ³ | Esfuerzo Kg/cm ² |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 12.7556 | 0.0000 |
| 10 | 24.00 | 4.6000 | 0.1667 | 12.7769 | 0.3607 |
| 20 | 48.00 | 9.2160 | 0.3334 | 12.7982 | 0.7201 |
| 30 | 70.00 | 13.4400 | 0.5001 | 12.8197 | 1.0484 |
| 40 | 99.00 | 19.0080 | 0.6668 | 12.8412 | 1.4802 |
| 50 | 128.00 | 24.5760 | 0.8335 | 12.8628 | 1.9106 |
| 60 | 130.00 | 24.9600 | 1.0002 | 12.8844 | 1.9372 |
| 65 | 95.00 | 18.2400 | 1.0836 | 12.8953 | 1.4145 |

1.9372





PROYECTO: ZACATECAS
SONDEO: PCA-2
MUESTRA: MC-1
PROFUND.: 0.20-0.40 m.

| PRESION: | | 0.50 kg/cm ² | | | |
|------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|-----------------------|--------------------------------|
| | 4.06 cm | Wo= | 158.00 gr | | |
| | 4.00 cm | Wt= | 65.30 gr | | |
| | 4.07 cm | Wt+sh= | 222.90 gr | | |
| | 4.02 cm | Wt+ss= | 210.00 gr | | |
| | 7.88 cm | Ss= | 2.53 | | |
| h ₂ = | 7.88 cm | W(%)= | 8.91 | | |
| h prom.= | 7.88 cm | pvhi= | 1.578 ton/m ³ | | |
| Ao= | 12.703 cm ² | pvhf= | 1.574 ton/m ³ | | |
| Vo= | 100.099 cm ³ | pvs= | 1.449 ton/m ³ | | |
| ci= | 0.746 | Gi= | 30.25 (%) | | |
| cf= | 0.750 | Wi= | 9.19 (%) | | |
| ci= | 31.00 (%) | Wf= | 8.91 (%) | | |
| ci= | 30.07 (%) | | | | |
| tiempo seg | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 12.7029 | 0.0000 |
| 10 | 17.00 | 3.2640 | 0.1667 | 12.7241 | 0.2565 |
| 20 | 29.00 | 5.5680 | 0.3334 | 12.7454 | 0.4369 |
| 30 | 46.00 | 8.8320 | 0.5001 | 12.7667 | 0.6918 |
| 40 | 64.00 | 12.2880 | 0.6668 | 12.7881 | 0.9609 |
| 50 | 85.00 | 16.3200 | 0.8335 | 12.8096 | 1.2740 |
| 60 | 96.00 | 18.4320 | 1.0002 | 12.8312 | 1.4365 |
| 80 | 122.00 | 23.4240 | 1.3336 | 12.8746 | 1.8194 |
| 100 | 135.00 | 25.9200 | 1.6670 | 12.9182 | 2.0065 |
| 105 | 136.00 | 24.9600 | 1.7504 | 12.9292 | 1.9305 |

2.0065





PROYECTO: ZACATECAS

SONDEO: PCA-2

MUESTRA: MC-1

PROFUND: 0.20-0.40 m.

| PRESION: 1.00 kg/cm ² | | | |
|----------------------------------|-------------------------|--------|--------------------------|
| ds= | 3.95 cm | Wo= | 158.70 gr |
| dm= | 4.00 cm | Wt= | 104.60 gr |
| dt= | 4.04 cm | Wt+sh= | 263.30 gr |
| d prom.= | 4.00 cm | Wt+ss= | 248.70 gr |
| h1= | 8.03 cm | Sg= | 2.53 |
| h2= | 8.03 cm | W(%)= | 10.13 |
| h prom.= | 8.03 cm | pvhi= | 1.574 ton/m ³ |
| Ao= | 12.556 cm ² | pvhf= | 1.574 ton/m ³ |
| Vo= | 100.824 cm ³ | pvs= | 1.429 ton/m ³ |
| ci= | 0.770 | Gi= | 33.28 (%) |
| ef= | 0.770 | Wi= | 10.13 (%) |
| ai= | 33.28 (%) | Wf= | 10.13 (%) |
| af= | 33.28 (%) | | |

| tiempo seg | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
|---------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 12.5559 | 0.0000 |
| 10 | 16.00 | 3.0720 | 0.1667 | 12.5769 | 0.2443 |
| 20 | 39.00 | 7.4880 | 0.3334 | 12.5979 | 0.5944 |
| 30 | 75.00 | 14.4000 | 0.5001 | 12.6190 | 1.1411 |
| 40 | 118.00 | 22.6560 | 0.6668 | 12.6402 | 1.7924 |
| 50 | 163.00 | 31.2960 | 0.8335 | 12.6614 | 2.4718 |
| 60 | 200.00 | 38.4000 | 1.0002 | 12.6828 | 3.0277 |
| 65 | 215.00 | 41.2800 | 1.0836 | 12.6934 | 3.2521 |
| 70 | 191.00 | 36.6720 | 1.1669 | 12.7041 | 2.8866 |
| 75 | 180.00 | 34.5600 | 1.2503 | 12.7149 | 2.7181 |

3.2521





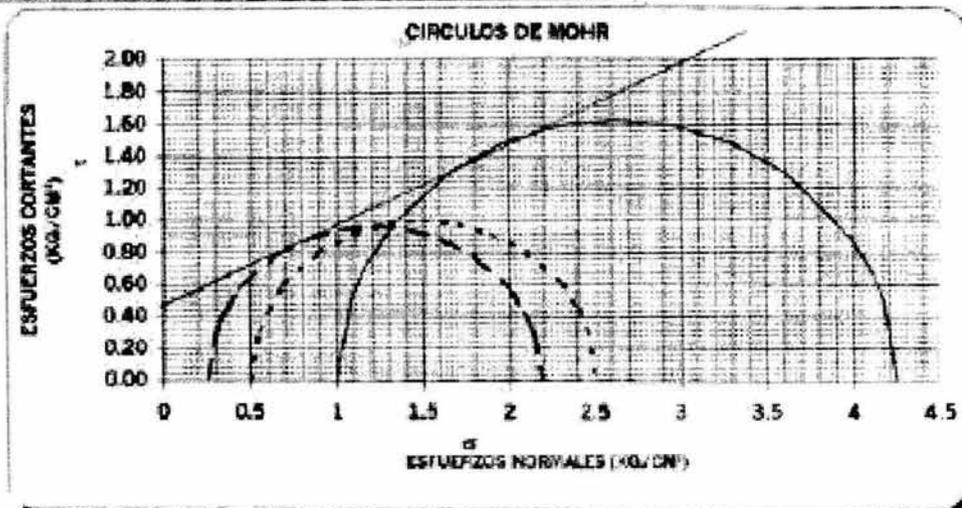
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: ZACATECAS
 SONDEO: PC4-2
 MUESTRA: MC-1 PROF.: 0.20-0.40 m

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:
 ARCILLA POCO LIMPIA, CASE, CON TOCA
 ARENA FINA

| ENSAYO | PRESION CONF. | ESF. A LA FALLA | PESO VOLUM. NATURAL | Gwl | ei |
|---------------|------------------|-----------------------|---------------------------|-------|-------|
| | | | | | |
| 1 | 0.25 | 1.84 | 1.451 | 24.8 | 0.897 |
| 2 | 0.50 | 2.01 | 1.578 | 30.2 | 0.748 |
| 3 | 1.00 | 3.25 | 1.574 | 33.3 | 0.770 |
| DATOS FINALES | | | | | |
| | | ei | Gwl | wf | pvhf |
| 1 | 0.25 | 0.901 | 24.715 | 8.80 | 1.448 |
| 2 | 0.50 | 0.750 | 30.066 | 8.91 | 1.574 |
| 3 | 1.00 | 0.770 | 33.282 | 10.13 | 1.574 |

| VALORES PROMEDIO | |
|------------------|--------------------------|
| Se= | 2.53 |
| wf= | 9.45 % |
| wf= | 9.28 % |
| Gwl= | 29.45 % |
| Gwl= | 29.35 % |
| PVN= | 1.534 ton/m ³ |
| PVF= | 1.532 ton/m ³ |
| ei= | 0.80 |
| ei= | 0.81 |



$c = 0.15 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 26 \text{ grados}$
 $E = \text{---} \text{ kg/cm}^2$
 $\mu = 0.45$





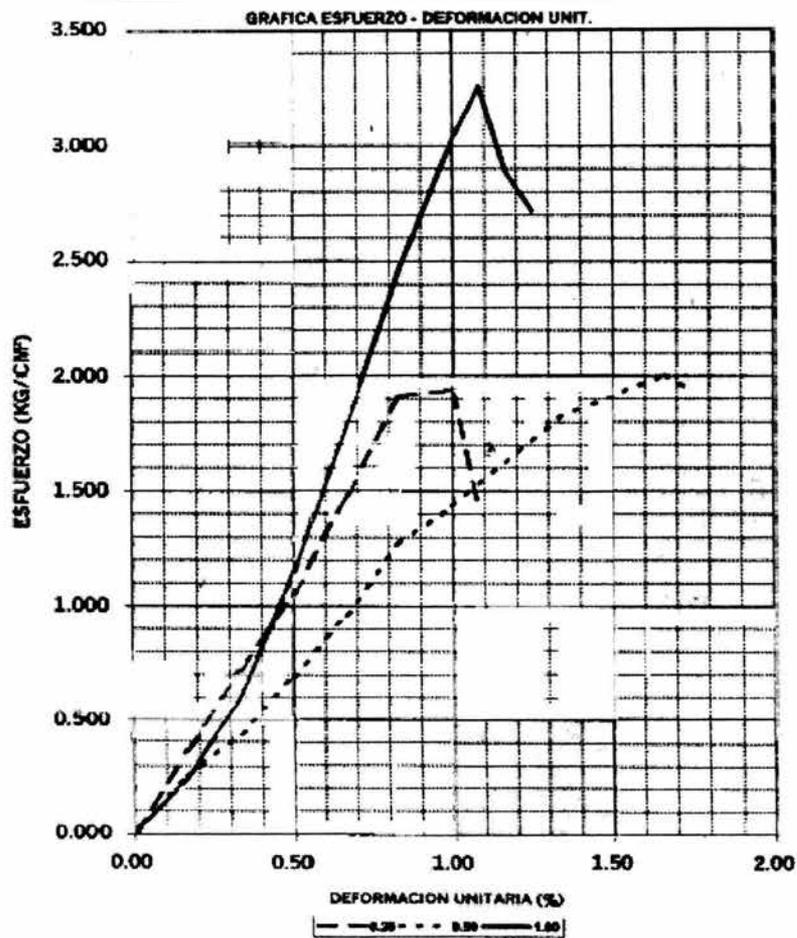
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: ZACATECAS

SONDEO: PCA-2

MUESTRA: MC-1

PROP: 0.20-0.40 mm.





| UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO | | | | REGISTRO DE CAMPO | | | | CROQUIZ DE LOCALIZACIÓN | | | |
|---|-----------------|-------|--------|-------------------|------|--|---------|-------------------------|---------------------|------------|---|
| REGISTRO DE CAMPO DE SONDEO S.P.T | | | | SONDEO SM-1 | | | | | | | |
| COTA DE BROCAL | | | | | | | | | | | |
| OBRA PGR ZACATECAS | | | | | | | | | | | |
| INICIO DE OBRA 28 MZO-2003 | | | | | | | | | | | |
| TERMINO DE OBRA | | | | | | | | | | | |
| PERFORADORA LONYEAR 34 | | | | | | | | | | | |
| TIPO DE BOMBA MOYNO 3L4 | | | | | | | | | | | |
| No. | PROFUNDIDAD (m) | | | RECUPERACIÓN | | PENETRACIÓN ESTANDAR | | | | ADEME MTS. | CLASIFICACIÓN DE CAMPO Y OBSERVACIONES |
| | INICIAL | FINAL | AVANCE | m | % | PESO DE MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA DE 75 CM | | | TIPO DE HERRAMIENT. | | |
| MUESTRA | | | | | | No. DE GOLPES EN | | | MUESTREO | | |
| | | | | | | 15 cm. | 30 cm. | 15 cm. | | | |
| 1 | 0,00 | 0,60 | 0,60 | 0,42 | 0,70 | 1 | 10 | 8 | | TP | ARCILLA PLASTICA MEDIA CON RAJILLAS |
| 2 | 0,60 | 1,20 | 0,60 | 0,45 | 0,75 | 8 | 25 | 18 | | TP | ARCILLA PLASTICA CON GRUÑOS |
| 3 | 1,20 | 1,50 | 0,30 | 0,23 | 0,38 | | PRESION | | | SH | ARCILLA Poca PLASTICIDAD CON LIMOS |
| 4 | 1,50 | 2,10 | 0,60 | 0,35 | 0,58 | 6 | 24 | 15 | | TP | LIMO POCO ARCILLOSO CON GRUÑOS |
| 5 | 2,10 | 2,70 | 0,60 | 0,33 | 0,55 | 5 | 25 | 19 | | TP | LIMO CAPE BLANCO CON GRUÑOS |
| 6 | 2,70 | 3,30 | 0,60 | 0,38 | 0,63 | 17 | 42 | 18 | | TP | LIMO CAPE CLARO CON GRUÑAS |
| 7 | 3,30 | 3,90 | 0,60 | 0,30 | 0,50 | 4 | 16 | 7 | | TP | LIMO POCO ARENOSO CON GRUÑAS |
| 8 | 3,90 | 4,50 | 0,60 | 0,28 | 0,47 | 11 | 40 | 20 | | TP | ARENA FINA POCO LIMOSA CAPE CLARO |
| 9 | 4,50 | 5,10 | 0,60 | 0,33 | 0,55 | 3 | 13 | 11 | | TP | LIMO POCO ARENOSO CON GRUÑAS |
| 10 | 5,10 | 5,70 | 0,60 | 0,22 | 0,37 | 13 | 30 | 23 | | T.P | ARENA FINA CON GRUÑAS |
| 11 | 5,70 | 6,30 | 0,60 | 0,25 | 0,42 | 17 | 35 | 21 | | TP | LIMO CON GRUÑAS BLANCOSAS |
| 12 | 6,30 | 6,90 | 0,60 | 0,28 | 0,47 | 19 | 46 | 27 | | TP | LIMO POCO ARENOSO CAPE CON GRUÑOS |
| 13 | 6,90 | 7,35 | 0,45 | 0,35 | 0,58 | 24 | 50 | | | TP | LIMO CON ARENAS Y GRUÑAS GRUESAS |
| | 7,35 | 7,50 | 0,15 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | | BT | |
| | 7,50 | 7,85 | 0,35 | 0,25 | 0,42 | 17 | 50/20 | | | TP | LIMO CAPE ROJO CON GRUÑAS |
| | 7,85 | 8,10 | 0,25 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | | BT | |
| 15 | 8,10 | 8,42 | 0,32 | 0,27 | 0,45 | 24 | 50/17 | | | TP | LIMO ARENOSO CON GRUÑAS AISLADAS CAPE CLARO |
| | 8,42 | 8,70 | 0,28 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | | BT | |
| 16 | 8,70 | 9,13 | 0,43 | 0,25 | 0,42 | 20 | 50/28 | | | TP | LIMO ARENOSO CON GRUÑAS AISLADAS CAPE CLARO |
| | 9,13 | 9,30 | 0,17 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | | BT | |
| 17 | 9,30 | 9,55 | 0,25 | 0,18 | 0,30 | 27 | 50/10 | | | TP | LIMO ARENOSO CON GRUÑAS AISLADAS CAPE CLARO |
| | 9,55 | 9,90 | 0,35 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | | BT | |
| 18 | 9,90 | 10,37 | 0,47 | 0,21 | 0,35 | 21 | 50/17 | | | TP | LIMO ARENOSO CON GRUÑAS AISLADAS CAPE CLARO |
| | 10,37 | 10,60 | 0,13 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | | BT | |
| 19 | 10,60 | 11,10 | 0,60 | 0,48 | 0,80 | 15 | 43 | 23 | | TP | LIMO ARENOSO CON GRUÑAS AISLADAS CAPE CLARO |
| 20 | 11,10 | 11,48 | 0,38 | 0,19 | 0,32 | 35 | 50/23 | | | TP | LIMO ARENOSO CON GRUÑAS AISLADAS CAPE CLARO |
| | 11,48 | 11,80 | 0,32 | 0,00 | 0,00 | | AVANCE | | | BT | |
| 21 | 11,80 | 12,04 | 0,24 | 0,14 | 0,23 | 31 | 50/9 | | | TP | LIMO ARENOSO CON GRUÑAS Y GRUÑOS DE CALDO |





| PROYECTO | | PGR ZACATECAS | | PERFORADORA | | LONYEAR 34 | | | | | | | | | | | | |
|----------------|---------------|------------------------------|------------------|-------------|----|------------|----|----|----|----|----|----|-------|----|--|--|--|--|
| UBICACIÓN | | | | FECHA: | | MARZO 2003 | | | | | | | | | | | | |
| SONDEO | | SM-1 | | CLIENTE | | | | | | | | | | | | | | |
| TIPO DE SONDEO | | CONTINUO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MTRA. No. | PROF (m) | DESCRIPCIÓN | NUMERO DE GOLPES | | | | | | | | | | SIMB. | | | | | |
| | | | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | | 50 | | | | |
| 1 | 0.00 - 0.40 | ARCILLA CON RAJILLAS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | 0.80 - 1.20 | ARCILLA CON GRAMOS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 1.20 - 1.50 | ARCILLA POCO LIMOSA | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | 1.90 - 2.10 | LIMO POCO ARCILLOSO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | 2.10 - 2.70 | LIMO CAFÉ BLANDISCO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | 2.70 - 3.30 | LIMO CAFÉ CLARO CON GRAMOS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | 3.30 - 3.80 | LIMO POCO ARENOSO CON GRAVAS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 8 | 3.80 - 4.50 | ARENA FINA POCO LIMOSA | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 9 | 4.50 - 5.10 | LIMO POCO ARENOSO CON GRAVAS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10 | 5.10 - 5.70 | ARENA FINA CON GRAVILLAS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 11 | 5.70 - 6.30 | LIMO CON GRAVAS CAFÉ CLARO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | 6.30 - 6.50 | LIMO POCO ARENOSO CON GRAMOS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 | 6.90 - 7.30 | LIMO CON ARENAS Y GRAVAS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 7.35 - 7.50 | AVANCE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | 7.80 - 7.88 | LIMO CAFÉ ROJIZO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 7.85 - 8.18 | AVANCE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 15 | 8.10 - 8.42 | LIMO ARENOSO CON GRAVAS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| - | 8.42 - 8.70 | AVANCE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 16 | 8.70 - 9.13 | LIMO ARENOSO CON GRAVAS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 9.15 - 9.30 | AVANCE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 17 | 9.30 - 9.55 | LIMO ARENOSO CON GRAVILLAS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| - | 9.58 - 9.80 | AVANCE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 18 | 9.90 - 10.37 | LIMO ARENOSO CON GRAVAS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| - | 10.37 - 10.50 | AVANCE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 19 | 10.50 - 11.00 | LIMO ARENOSO CON GRAVAS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 20 | 11.00 - 11.48 | LIMO ARENOSO CON GRAVAS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 11.48 - 11.80 | AVANCE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 21 | 11.80 - 12.04 | LIMO ARENOSO CON GRAVILLAS | | | | | | | | | | | | | | | | |

| SIMBOLOGIA | | | |
|------------|-----------------------|--|-------------------------|
| | ARENA FINA CON GRAMOS | | LIMO POCO ARCILLOSO |
| | ARCILLAS CON GRAMOS | | LIMO ARENOSO CON GRAVAS |





A N E X O III

ESPECIFICACIONES PARA LOS MATERIALES Y PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE PAVIMENTOS DE TIPO FLEXIBLE





ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

1. NIVELES

Se harán excavaciones o se construirán rellenos para que la subrasante tenga los niveles indicados en el proyecto en caso necesario.

Para eliminar la capa de suelo que contiene materia orgánica, deberá hacerse un despalme mínimo de 60 cm. A continuación se recompactará el material hasta alcanzar un grado de compactación del 90% de su peso volumétrico seca máximo. El material producto del despalme será desechado. Se recomienda conservar la configuración topográfica del terreno, únicamente despalmado los materiales antes indicados en la profundidad señalada y construyendo sobre los depósitos naturales de color café una base de grava cementada de 20 cm de espesor, por lo que se juzga que no es necesario construir rellenos controlados que dejen superficies horizontales, pues encarecería el proyecto.

2.- MATERIALES

Para construir los pavimentos se requerirán materiales para terracerías, sub-base, base, y carpeta asfáltica.

Las características que deberán tener los materiales son las siguientes:

2.1 Para terracerías

Podrán ser utilizadas mezclas de gravas, arenas y material fino, que satisfagan las siguientes especificaciones:

| | |
|-------------------------------|-------------------------|
| -límite líquido | 40% máx. |
| -índice plástico | 15% máx. |
| -contracción lineal | 8% máx. |
| -valor relativo de soporte | 10% mín. |
| -contenido de agua óptimo | 25% máx. |
| -peso volumétrico seco máximo | 1,300 kg/m ³ |





2.2 Para sub-base

a) De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 (ver fig. 11), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas y no tener cambios bruscos de pendiente.

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

b) De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico, las siguientes:

| | Zonas granulométricas del material | | |
|---|------------------------------------|----------|----------|
| | 1 | 2 | 3 |
| Contracción lineal, % | 4.5 máx | 3.5 máx | 2.5 máx |
| Valor cementante, Kg/cm ² | 3.5 mín | 2.5 mín | 2.5 mín |
| Valor relativo de soporte, % | 50 mín | 50 mín | 50 mín |
| Tamaño máximo del agregado | 2½ " máx | 2½ " máx | 1½ " máx |
| Peso volumétrico seco máximo, Kg/m ³ | 1700mín | 1700mín | 1700 mín |

2.3 Para base

a) De granulometría

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

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





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

Zonas granulométricas del material

| | 1 | 2 |
|--|----------|----------|
| Contracción lineal, % | 3.5 máx | 2.0 máx |
| Valor cementante, Kg/cm ² | 4.5 mín | 3.5 mín |
| Valor relativo de soporte, % | 80 mín | 80 mín |
| Tamaño máximo del agregado | 1½" máx | 1½" máx |
| Peso volumétrico seco máximo, Kg/cm ³ | 1800 mín | 1800 mín |





2.4 Para carpeta asfáltica

El contratista deberá proponer la planta de asfalto que suministre la mezcla, la cuál deberá ser calificada por el Director de la obra, de acuerdo con las normas marcadas a continuación:

Para construir la carpeta deberá utilizarse concreto asfáltico mezclado en caliente, con las siguientes características en prueba Marshall.

| | |
|----------------------|--|
| relación de vacíos | 3-5 % |
| estabilidad | 850 Kg |
| flujo | 2 a 4.5 mm |
| contenido de asfalto | el óptimo +/- 0.2 % obtenido en la prueba Marshall |

En la mezcla deberá emplearse cemento asfáltico No. 6 con las siguientes características:

| | |
|----------------------|-----------------|
| penetración | 80 - 100 grados |
| punto de inflamación | 232°C mín |
| ductilidad | 100 cm mín |
| solubilidad | 99.5 % mín |
| viscosidad | 85 min |

La curva granulométrica del agregado pétreo deberá quedar comprendida entre los límites marcados en la figura 12, sin presentar cambios bruscos de pendiente.

Las características físicas del agregado pétreo deberán satisfacer los siguientes valores:

| | |
|------------------------|-------------|
| tamaño máximo | ¾ " |
| contracción lineal | 2.0% máximo |
| desgaste "Los Ángeles" | 40% máximo |
| forma de partículas | 35% máximo |
| equivalente de arena | 55% mínimo |





Afinidad con el asfalto:

| | |
|--|------------|
| * desprendimiento por fricción | 25% máximo |
| * pérdida de estabilidad por inmersión de agua | 25% máximo |

3. GRADOS DE COMPACTACION

Los grados de compactación que deberán alcanzarse en las diferentes capas que forman el pavimento serán las siguientes:

| | |
|-------------------|---|
| Subrasante | : 90% con respecto a la prueba Proctor estándar |
| Terracerías | : 90% con respecto a la prueba Proctor estándar |
| Sub-base | : 95% con respecto a la prueba Porter estándar |
| Base | : 98% con respecto a la prueba Porter estándar |
| Carpeta asfáltica | : 98% con respecto a la prueba Marshall |

Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas de cada tipo de material, se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo, con el equipo elegido, que sean necesarias para alcanzar el grado de compactación especificado.

4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

4.1 Se despalmará el terreno natural eliminando la capa de suelo plástico y expansivo con un espesor mínimo de 60 cm, a continuación se recompactará hasta tener el grado de compactación especificado.

4.2 En caso de requerir terracerías para alcanzar el nivel de proyecto, se colocarán capas de material con espesor suelto máximo de 20 cm, con humedad cercana a la óptima (+/- 2 %) y se compactarán hasta obtener el grado de compactación especificado.

4.3 A continuación se hará una escarificación a 5cm de profundidad de la subrasante o terracería y se colocará la sub-base en capas con espesor suelto máximo de 20 cm. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a





la humedad óptima (+/- 2%). Se darán el número de pasadas necesario para obtener el grado de compactación especificado.

4.4 A continuación se hará una escarificación a 5 cm de profundidad de la sub-base y se colocará la base en capas con espesor suelto máximo de 20cm. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima (+/- 2%). Se dará el número de pasadas necesario para obtener el grado de compactación especificado.

4.5 Terminada la base, se dejará orear por un periodo mínimo de 24 hrs, a continuación se barrerá la superficie y se aplicará un riego de impregnación con emulsión asfáltica cationica superestable o similar a razón de 1.7 lts/m², conservándose este por un mínimo de 24 hrs, hasta comprobar mediante pruebas de campo la penetración del asfalto a la base, en caso necesario diluir con agua para optimizar la penetración.

4.6 A continuación se aplicará un riego de liga con emulsión asfáltica cationica de fraguado rápido RR-2K a razón de 0.7 lts/m², de 2 a 4 horas antes del tendido de la carpeta asfáltica.

4.7 Previamente al tendido de la mezcla asfáltica deberá aplicarse encima del riego de liga unas paladas de mezcla, para evitar que el tránsito necesario de construcción levante dicho riego. Posteriormente y para evitar la segregación, se tenderá la mezcla con una máquina terminadora (finisher) en un espesor tal que una vez compacto se tenga el de proyecto. La velocidad de la máquina terminadora al colocar la mezcla deberá estar comprendida entre 2 y 4 Km/hora.

Para obtenerse los espesores de material compacto de proyecto deberán controlarse los espesores que va dejando la terminadora según la siguiente relación:

$$\text{Espesor de proyecto} \times 1.3 (\text{abundamiento}) = \text{Espesor tendido por terminadora}$$

La temperatura recomendable para el tendido debe estar comprendida entre 100°C y 130 ° C, debiendo evitarse éste, cuando la temperatura ambiente sea menor a los 10° C.

4.8 La mezcla asfáltica deberá compactarse a una temperatura comprendida entre 90° y 110° C, siendo la óptima 100° C. La compactación se hará longitudinalmente traslapando a toda rueda, iniciando de la parte baja hacia la parte alta, avanzando de la guarnición al centro del arroyo, el equipo recomendado es el siguiente:





a) Para la compactación inicial deberá emplearse una compactadora de rodillos lisos tipo Tandem de 6 a 8 ton con una velocidad que no debe exceder de 5 Km/hora para evitar el levantamiento de la mezcla caliente, se traslapará entre pasada y pasada media rueda, con el objeto de darle el acomodo inicial al material.

b) Una vez que la compactadora Tandem deje huellas apenas perceptibles se procederá a compactar la capa con una compactadora de 3 rodillos lisos y un peso de 12 ton hasta que las huellas de ésta sean muy leves.

c) La compactación final de la mezcla se dará con una compactadora neumática que borre las huellas que deja la máquina de 12 ton, hasta dejar una superficie afinada adecuada al tránsito de vehículos.

4.9 Se impermeabilizará la carpeta asfáltica aplicando un sello con cemento como se indica a continuación:

a) Una vez compactada y recibida la carpeta asfáltica y que ésta haya adquirido la temperatura ambiente y antes de proceder al sello con cemento, deberá barrerse perfectamente la superficie, dejándose libre de polvo e impurezas.

b) Posteriormente se distribuirá el cemento Portland en seco sobre la superficie de la carpeta a razón de 3/4 Kg por m², tallándose enérgicamente con cepillos de fibra contra la superficie, a fin de que penetre en la porosidad de la carpeta asfáltica.

c) Después se adicionará el agua necesaria (1 a 1.5 lts/m² aproximadamente) para formar una lechada de consistencia media, la cual se distribuirá enérgicamente con los mismos cepillos, hasta lograr una superficie uniforme. En vías donde las pendientes sean mayores del 3 % deberán tomarse las precauciones necesarias al adicionar el agua para evitar escurrimientos y deslaves.

d) Se dejará reposar este sello cuando menos 6 horas para evitar que el tránsito lo levante.

5. CONTROL DE CALIDAD

5.1 Materiales de terracerías, subrasante, base y sub-base

a) Deberán verificarse las características de los materiales a emplearse en el pavimento, de acuerdo con lo especificado en el inciso 2.

b) Para verificar los grados de compactación alcanzados, se llevarán a cabo pruebas en cada capa. Se recomienda hacer una prueba por cada 50m³ de material compactado.





c) Para conocer las variaciones del peso volumétrico seco máximo de los materiales, se recomienda hacer una prueba próctor o pórtor, según se requiera, por cada 500 m³ de material compactado o cuando cambie el tipo de material.

d) El material empleado deberá estar exento de materia orgánica y partículas extrañas.

5.2 Carpeta asfáltica

a) Se deberán efectuar las pruebas indicadas en el inciso 2 a los materiales empleados.

b) Deberán verificarse las características del concreto asfáltico cada día de tendido, mediante pastillas Marshall.

c) Se controlará la temperatura de la mezcla asfáltica, de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

| | |
|-----------------------|--------------|
| Al salir de la planta | 120 a 150 °C |
| Al tender | 100°C |
| Al compactar | 90°C |

En general la compactación deberá terminarse a 70°C mínimo.

d) Posteriormente deberán efectuarse pruebas de compactación y permeabilidad en la carpeta terminada.





A N E X O I V

**ESPECIFICACIONES DE MATERIALES Y DE
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL
PAVIMENTO RÍGIDO**





ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS

A. Espesor de la losa de concreto hidráulico.

Será de 12 cm mínimo para el estacionamiento, según se especifica en el estudio de mecánica de suelos.

B. Niveles

Para llegar a los niveles de proyecto deberá eliminarse la capa de suelo que contiene materia orgánica o materiales arcillosos. El material producto del despalme será desechado. Y se procederá a la construcción del terraplén que se especifica en el capítulo 6 del estudio de mecánica de suelos. Se recomienda despallar como mínimo 60 cm o al contacto con la arcilla poco limo arenosa café, y en caso necesario construir un terraplén, sin embargo se establece que podrá colocarse una base por encima del terreno natural y sobre ésta construir el pavimento.

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

C. Materiales

Para construir los pavimentos se requerirán materiales para base.

C.1 Para base

a) De granulometría

La curva granulométrica quedará comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver figura 11), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

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

b) De contratación lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:





zonas granulométricas del material

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

D. Procedimiento constructivo para terracerías y base

- D.1 Se despalmará el terreno en el espesor necesario (60 cm mínimo) para eliminar la capa del suelo plástico y los materiales de relleno.

El material producto del despalme será desechado.

- D.2 Los materiales que se emplearán en las terracerías se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría.
- D.3 Se construirá en caso necesario una capa subrasante con un espesor mínimo de 20 cm compactada al 95 % con respecto a la prueba Porter, con material que cumpla las especificaciones.
- D.4 A continuación se hará una escarificación de 10 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 óptimo (+- 2%).

E. Moldes

El concreto se vaciará en moldes metálicos 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 que el concreto haya endurecido lo suficiente, para soportar sin deterioro las maniobras respectivas, siendo este lapso de 24 horas como mínimo.





F. Juntas

Las juntas serán de tres tipos:

a) 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 la junta. Esta junta se construye formando una ranura en la superficie del piso. Las juntas irán espaciadas a una distancia de 6.0 m en las losas del pavimento del estacionamiento.

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 mm. El tiempo que debe transcurrir entre el colado y el corte será de 72 horas.

Las ranuras se limpiarán perfectamente y se llenarán con un material elástico, resistente al efecto de los solventes, al calor de los motores y al intemperismo. Debe ser adherente a las paredes y permitir dilataciones y contracciones sin agrietarse. Se recomienda dispositivos mecánicos para transmisión de cargas entre juntas, mediante pasajuntas lisas lubricadas, únicamente en las losas del patio de maniobras. Para este propósito se podrán emplear barras lisas de 1/2" de diámetro y de 70 cm de longitud, espaciadas a cada 1.0m.

En la figura 13 se presentan los detalles recomendados para el diseño de una junta de contracción transversal.

b) Juntas transversales de expansión o dilatación (únicamente en el pavimento expuesto a la intemperie).

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 19mm. Es necesario colocar dispositivos para transmisión de cargas en las juntas de expansión, consistentes en pasajuntas. La separación entre estas juntas deberá ser a cada 48m como máximo, y tendrán varillas pasajuntas lisas de 60 cm de longitud, 1/2" 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 14.

.c) Juntas de construcción

Estas pueden ser de dos tipos:

Longitudinales. El pavimento se dividirá longitudinalmente en fajas de ancho de 3.0 m, entre estas fajas existirán juntas longitudinales de construcción que pueden ser planas o machihembradas, mediante el uso de cimbra deslizante. Podrá efectuarse la junta plana provocándola mediante un corte con regla cuando aun el concreto esté 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 machihembrada 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 No. 6 u 8, o similar, hasta lograr un espesor uniforme de 3 mm antes de proceder al vaciado de la losa contigua. Se recomienda la instalación de barras de sujeción para la transmisión de cargas entre las juntas constituidas por barras corrugadas de $\frac{1}{2}$ " de diámetro y 70 cm de longitud, espaciadas a cada 1.0m, únicamente en la junta de construcción de las franjas exteriores al área del pavimento.

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

G. **Concreto hidráulico**

El concreto por emplearse deberá de tener una resistencia mínima a la compresión a la edad de 28 días de 300 Kg/cm².

El revenimiento del concreto será entre 8 y 12 cm.

H. **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.

I. 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 a las losas, 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 losa.

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

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

J. Curado del concreto para el piso

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

- a) Riego de agua. Para conservar constante y eficientemente húmeda toda la superficie





- b) Lámina de agua Con un tirante de 5 cm retenida mediante bordes de arcilla.
- c) Arena húmeda Con espesor de 5 cm manteniéndola constantemente humedecida

K. Protección del concreto

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





ANEXO V

ESPECIFICACIONES

PARA

ADOCRETO





ESPECIFICACIONES PARA LA COLOCACIÓN DE ADOCRETO

En el caso de que se decida colocar adocreto en vialidades a continuación se presentan las normas necesarias para su construcción.

El proceso de preparación para las plataformas de pavimento flexible es la misma que la de adocreto, únicamente con la salvedad de que en lugar de carpeta asfáltica se coloque adoquín apoyado sobre una cama de arena y esta a su vez sobre la base de grava controlada ya recomendada anteriormente.

Para base

a) De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver figura 11), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

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

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





Zonas granulométricas del material

| | 1 | 2 |
|--|----------|----------|
| Contracción lineal, % | 3.5 máx | 2.0 máx |
| Valor cementante, Kg/cm ² | 4.5 mín | 3.5 mín |
| Valor relativo de soporte, % | 80 mín | 80 mín |
| Tamaño máximo del agregado | 1½" máx | 1½" máx |
| Peso volumétrico seco máximo, Kg/cm ³ | 1800 mín | 1800 mín |

Especificaciones del Adocreto

1.) Dimensiones y Tolerancias.- las dimensiones del adoquín para pavimento podrán ser variables tanto en la longitud como en el ancho dependiendo del tipo y forma requerido. El espesor también podrá ser variable pero no mayor a 7.5 cm.

2.) Pruebas físicas.- las pruebas físicas y especificaciones que deberán cumplir los adoquines son las siguientes:

- Resistencia a la compresión (cubos)
Promedio mínimo de 3 muestras 350 kg/cm²
- Módulo de ruptura,
Promedio mínimo de 3 muestras 50 kg/cm²
- Absorción en agua a temperatura ambiente
en 24 hrs. máximo % de peso. 12 %
- Desgaste, número de revoluciones para
desgastar un milímetro de espesor en la
superficie de trabajo (de rodamiento)
Máquina tipo Tinius Olsen o Richló –Bros 150





- 3.) Acabado.- Las piezas de adoquín deberán ser compactas, bien fabricadas, libres de grietas, desconchamientos y otros defectos que dificulten su colocación y afecten su apariencia.

Los acabados especiales deberán indicarse en el proyecto arquitectónico.

- 4.) Aceptación o rechazo.- Se hará de acuerdo con los resultados de las pruebas, lote que no cumpla con los requisitos de esta norma se rechazará.

4.2.3.1 Métodos de prueba

- 1.) Muestreo .- Deberán escogerse adoquines enteros que formen el lote de muestras de prueba, serán representativa del lote total de entrega seleccionado.
- 2.) Lote de prueba.- Para cada lote de 5,000 adoquines o fracción se tomarán por lo menos 3 muestras (piezas) y para lotes mayores 3 muestras de cada 10,000 piezas o fracción.





3.) Prueba de compresión

a) Especímenes de prueba.- cada una de las muestras se cortará en forma de cubo cuya dimensión por lado corresponderá aproximadamente al espesor del adoquín, procurando usar herramientas apropiadas para evitar que sus aristas se deterioren.

b) Preparación de los especímenes.- para la ejecución de la prueba los especímenes se secarán en estufa a una temperatura de 110 °C hasta obtener peso constante. Las muestras deberán probarse aplicando la carga en la dirección del espesor del adoquín y las caras planas que recibirán perpendicularmente la carga, deberán cabecearse mediante azufre limpio y fundido, dejándose enfriar durante 2 horas por lo menos.

c) Pruebas.- Los especímenes se probarán en una máquina de compresión axial que se encuentre en buenas condiciones de funcionamiento y que esté debidamente calibrada. La carga sobre la muestra deberá aplicarse a una velocidad aproximada de 140 kg/cm² por minuto (movimiento de la cabeza móvil de 13 mm por minuto).

d) Cálculo.- Resistencia a la compresión igual a P/A en Kg/cm² en donde:

P = carga máxima de ruptura en kgs.

A = área de la sección de carga en cm²





4.) Prueba a la flexión (módulo de ruptura)

a) Preparación de los especímenes.- de cada una de las piezas que componen la muestra de adoquín se prepararán los especímenes para la prueba de flexión cuya longitud será mayor de 18 cm, el ancho cuando menos igual al espesor, pero no mayor de 2 veces éste, los cortes deberán hacerse con sierra de diamante industrial para evitar golpes o impactos sobre las muestras, que provoquen fracturas internas no visibles.

b) Prueba.- La muestra se colocará sobre los “apoyos libres” que tendrán un claro de 18 cm y la carga se aplicará al centro del claro sobre la superficie que estará expuesta al tránsito, por medio de una placa de acero de 0.64 cm de espesor y 3.8 cm de ancho con una longitud igual o mayor al ancho del espécimen.

La dirección de la carga será perpendicular a la superficie que estará expuesta al tránsito y la velocidad de aplicación de la misma será la correspondiente al desplazamiento de la cabeza móvil de la máquina de prueba a razón de 13 mm por minuto.

c) Cálculo.- Para cada muestra se calculará el módulo de ruptura de acuerdo:

$$M r = \frac{3 P L}{2 B d^2} \quad \text{en kg/cm}^2$$

en donde:





Mr: módulo de ruptura en kg/cm^2

P : carga máxima registrada por la máquina de prueba en Kg.

L: distancia entre los soportes (18cm) en cm

B: ancho promedio en cm

D: espesor promedio en cm

El espesor obtenido de todas las piezas será el módulo de ruptura de la muestra de adoquín.

5.) Absorción

a) Procedimiento.- Las piezas para esta prueba deberán secarse en estufa a 110°C hasta obtener peso constante (P_s), posteriormente se sumergirán en agua potable con temperatura de 15 A 30°C , durante 24 horas y después se procederá a pesarlos (P_h) limpiando previamente el agua superficial con tela húmeda el tiempo transcurrido desde que los especímenes fueron sacados del agua y la operación de pesado no deberá ser mayor de 10 minutos.

b) Cálculo.- La absorción de cada pieza deberá calcularse en la forma siguiente:

$$\text{Absorción} = \frac{100 (P_h - P_s)}{P_s} \quad \text{en \%}$$

en donde:





Ph = peso del espécimen después de estar sumergido durante 24 hrs. en agua en gr.

Ps = peso del espécimen secado a peso constante en gr.

El promedio de todos los especímenes se tomarán como la absorción de la muestra.

6.) Pruebas de desgaste

a) Preparación de la muestra.- de cada pieza de adoquín se cortará un espécimen de 6 cm de ancho por 7 cm de largo y una altura igual al espesor del adoquín.

b) Aparato.- se empleará una máquina de desgaste del tipo Tinius Olsen o Richlo-Bros, con las siguientes características:

Disco giratorio con diámetro exterior de 5 cm y un ancho de pista o franja de desgaste de 15 cm aproximadamente, la velocidad del disco será de 65 a 70 r.p.m. El portamuestras permitirá aplicar la presión a la muestra, que se especifica, haciendo variar la carga. Se usará arena de mina lavada y cribada por la malla No. 50 y retenida en la No.80 como material abrasivo.

C) Procedimiento.- se colocará el espécimen en el portamuestras siendo la cara de desgaste la misma que estará expuesta al tránsito. Se aplicará una presión a la muestra de 250 gr/cm^2 .





d) Cálculo.- si el adoquín presenta un acabado especial tal como: estriado, cuadrícula ú orleado se determinará el número de revoluciones necesarias para borrar dicho acabado y posteriormente se determinará el número de revoluciones para desgastar 1 mm del espesor de la probeta.

4.3 GRADOS DE COMPACTACION

Los grados de compactación que deberán alcanzarse en las diferentes capas que forman el pavimento serán las siguientes:

| | |
|-------------|---|
| Subrasante | : 90% con respecto a la prueba Proctor estándar |
| Terracerías | : 90% con respecto a la prueba Próctor estándar |
| Sub-base | : 95% con respecto a la prueba Porter estándar |
| Base | : 98% con respecto a la prueba Porter estándar |

Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas de cada tipo de material, se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo, con el equipo elegido, que sean necesarias para alcanzar el grado de compactación especificado.

4.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

4.4.1 Se despalmará el terreno natural eliminando la capa de suelo plástico y expansivo con un espesor mínimo de 60 cm. a continuación se recompactará hasta tener el grado de compactación especificado. El material producto del despalme será desechado.





4.4.2 En caso de requerir terracerías para alcanzar el nivel de proyecto, se colocarán capas de material con espesor suelto máximo de 20 cm, con humedad cercana a la óptima (+/- 2 %) y se compactarán hasta obtener el grado de compactación especificado.

4.4.3 A continuación se hará una escarificación a 5 cm de profundidad de la subrasante o terracería y se colocará la sub-base en capas con espesor suelto máximo de 20 cm. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima (+/- 2%).Se darán el número de pasadas necesario para obtener el grado de compactación especificado.

4.4.4 A continuación se hará una escarificación a 5 cm de profundidad de la sub-base y se colocará la base en capas con espesor suelto máximo de 20cm compactado al 95% de su peso volumétrico seco máximo de acuerdo a la prueba porter. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima (+/- 2%). Se dará el número de pasadas necesario para obtener el grado de compactación especificado.

4.4.5 Terminada la base sobre la superficie se colocará una plantilla constituida por una cama de arena de 3 a 5 cm de espesor estabilizada con cal a razón del 5 al 10% en volumen.

La plantilla constará de una capa de arena fina, que no tenga más del 10% retenido en una malla de 0.5 cm. Una vez esparcida la arena, esta se debe emparejar con una regla





hasta obtener el espesor y nivel deseado. El perfil de la arena sin compactar deberá ser semejante al de la superficie terminada de proyecto. Durante el esparcimiento de la arena y el enrase, los trabajadores no deberán pararse sobre la arena, ya que se presentaría una compactación previa irregular causando con ello imperfecciones en la superficie final.

La construcción del adoquinado comprenderá tres etapas: la colocación de los adoquines, el corte de los mismos en los bordes y del camino y el vibrado del área terminada.

Sobre la cama de arena se coloca el adocreto, asentándolo bien a base de golpes con martillo de hule o madera, respetando los niveles y pendientes de proyecto. Las primeras hileras de adoquines se deben colocar con sumo cuidado, para evitar que se desplacen los adoquines ya colocados. La persona que coloca los adoquines debe trabajar partiendo de los adoquines ya colocados, y debe evitar alterar tanto la arena enrasada, como la última hilera de adoquines ya colocada, en esta etapa no se deben cortar los adoquines para sujetarlos a los bordes del camino.

La separación entre dos áreas contiguas de adocreto será de 3 mm y terminada la colocación del adocreto se procederá al relleno de las juntas con material limo arcilloso pasando un rodillo liso vibratorio sobre la superficie para lograr que el material de relleno penetre en toda la junta. Una vez que se hayan colocado los adoquines en piezas completas, los espacios en los bordes que requieran de piezas cortadas, se les debe dar la forma necesaria partiendo los adoquines con una cortadora o con cincel y martillo.





Una vez que se haya complementado un tramo de camino, incluyendo a los bordes, los adoquines se deberán vibrar con un rodillo o placa vibratoria. Por último se cepillará la arena sobre la superficie. Se deberá tomar en cuenta un buen diseño de drenaje superficial.

5. CONTROL DE CALIDAD

5.1 Materiales de terracerías, subrasante, base y sub-base

a) Deberán verificarse las características de los materiales a emplearse en el pavimento, de acuerdo con lo especificado en el inciso 2.

b) Para verificar los grados de compactación alcanzados, se llevarán a cabo pruebas en cada capa. Se recomienda hacer una prueba por cada 50m^3 de material compactado.

c) Para conocer las variaciones del peso volumétrico seco máximo de los materiales, se recomienda hacer una prueba próctor o pórtor, según se requiera, por cada 500 m^3 de material compactado o cuando cambie el tipo de material.

d) El material empleado deberá estar exento de materia orgánica y partículas extrañas.





BIBLIOGRAFIA

MECÁNICA DE SUELOS TOMOS I Y II.

EULALIO JUÁREZ BADILLO, ALFONSO RICO RODRÍGUEZ

EDIT. LIMUSA

MÉXICO, 1989

MECÁNICA DE SUELOS: INSTRUCTIVO PARA ESAYE DE SUELOS.

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

MÉXICO, 1990

MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES TOMOS I Y II.

CARLOS CRESPO VILLALAZ

MECÁNICA DE SUELOS PARA INGENIEROS DE CARRETERAS Y AEROPUERTOS.

ROAD RESEARCH LABORATORY (TR. LUIS VALERO ALONSO)

MADRID, 1969

BIBLIOGRAFÍA GEOLÓGICO MINERAL DEL ESTADO DE ZACATECAS.

JESÚS MARTINEZ PORTILLO

INSTITUTO DE GEOLOGÍA DE LA UNAM

MÉXICO, 1946

MONOGRAFÍA GEOLÓGICO MINERAL DEL ESTADO DE ZACATECAS.

CONSEJO DE RECURSOS MINERALES, SUBSECRETARÍA DE MINAS

MÉXICO, 1991

BIBLIOGRAFÍA DEL ESTADO DE ZACATECAS.

LUIS CHÁVEZ OROZCO

SECRETARÍA DE RELACIONES EXTERIORES

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F.

LUIS ARNAL SIMON

EDITORIAL TRILLAS

www.inegi.gob.mx

www.pgr.gob.mx

