



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
CAMPUS ARAGON**

LIBRO DE REGISTRO  
CONTROLADO

**ESTUDIO GEOTÉCNICO REALIZADO EN LA  
CIUDAD DE OAXACA PARA SUELOS  
EXPANSIVOS.**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER ÉL TÍTULO DE  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
P R E S E N T A:  
**JOHNNY SÁNCHEZ CRUZ.**

ASESOR: ING. GABRIEL ALVAREZ 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.

## ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
1.- ANTECEDENTES.....	3
2.- EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO.....	23
2.1 Generalidades .....	24
2.2 Pozos a cielo abierto.....	26
2.3 Sondeos con equipo mecánico.....	31
3.- PRUEBAS DE LABORATORIO.....	36
3.1 Muestras alteradas.....	36
3.2 Muestras inalteradas .....	36
4.- CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO.....	38
4.1 Levantamiento geológico local .....	39
4.2 Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés.....	44
5.- ANALISIS DE CIMENTACIÓN .....	48
5.1 Concepto de estabilización de talud.....	48
5.1.1 Alternativa de cimentación con Zapatas .....	62
5.1.2 Elección de la alternativa de Cimentación .....	62
5.1.3 Determinación de la Capacidad de Carga .....	63
5.1.4 Dimensionamiento de las Zapatas .....	65
5.1.5 Estado Limite de Falla en condiciones Estáticas .....	70
5.1.6 Estado Limite de Falla en condiciones Dinámicas .....	70
5.1.7 Estado Limite de Servicio .....	71
5.1.8 Estabilidad de taludes .....	74
5.1.9 Procedimiento Constructivo y Movimiento de tierras .....	75
6.-DISEÑO DEL PAVIMENTO DE ESTACIONAMIENTO Y VIALIDADES .....	82
7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	89

## **ANEXOS**

<b>ANEXO I REPORTE FOTOGRAFICO.....</b>	<b>107</b>
<b>ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO.....</b>	<b>115</b>
<b>ANEXO III ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES ...</b>	<b>139</b>
<b>ANEXOIV ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS RIGIDOS.....</b>	<b>147</b>
<b>ANEXO V ESPECIFICACIONES PARA ADOCRETO.....</b>	<b>154</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>164</b>

---

**EINSTEIN CONCLUÍA DICHIENDO A SUS ALUMNOS  
NO PUEDO DEMOSTRÁRSELOS POR AHORA  
PERO ESTOY CONVENCIDO DE QUE ES POSIBLE  
“ SE QUE ES POSIBLE, LO ESTOY VIENDO AHORA,  
A QUI DENTRO DE MI CEREBRO ” Y AGREGABA:  
“ TODO LO QUE EL HOMBRE PUEDA IMAGINAR Y  
CREER, LO PUEDE REALIZAR. “**

---

## **AGRADECIMIENTO.**

**A dios, por permitir que llegue hasta aquí, y por permitir que mis seres queridos y yo estemos juntos.**

**A la universidad, agradezco a mi alma mater toda la sabiduría que en sus aulas recibí, por su nobleza y su gratitud le debo lo que hoy soy.**

**Con cariño a mis padres por todo lo que soy y lo que tengo es gracias a su amor y a su empeño en mí, dentro y fuera de la escuela.**

**A mi hermana, por darme ánimos, a lo largo de mi vida estudiantil.**

**Con estimación especial, a mi asesor Ing. Gabriel Álvarez Bautista por el tiempo y el interés en guiar el presente trabajo por mostrar una gran capacidad técnica y al mismo tiempo grandes valores humanos.**

**A mis amigos y compañeros, y por todas las cosas que hemos compartido, y por que indirectamente siempre me apoyaron.**

**A todos, gracias.**



## INTRODUCCIÓN.

Por requerimientos del crecimiento del país y del acelerado desarrollo de la población es necesario, la construcción de oficinas de gobierno, aunado a que los medios de transporte y comunicación se han modificado, permitirán que hoy en día se tenga una mayor cobertura a nivel nacional.

Por otro lado el tipo de material que constituyen el subsuelo en el sitio de interés, sobre el que se desplanta una estructura, tal como arcillas expansivas presentan un mal comportamiento durante su vida útil.

Por lo que es necesario buscar diferentes alternativas que permitan operar eficazmente a la estructura, y que no sufra deformaciones a corto y largo plazo, garantizando su estabilidad.

En especial el objetivo de la presente tesis es un estudio de Mecánica de Suelos en una zona donde se encuentran arcillas de tipo expansivo y donde se proyecta construir una estructura para alojar oficinas gubernamentales, en el estado de OAXACA.

La Procuraduría General de la Republica, en esta localidad tiene proyectado un edificio constituido por dos niveles quedando en la parte superior un helipuerto para ampliar su cobertura a nivel nacional

Por lo cual en el sitio de interés hay antecedentes de que se tienen comportamientos inadmisibles de algunas estructuras existentes, motivo por lo que es necesario llevar a cabo un estudio de Mecánica de Suelos, en toda el área donde se pretenda construir.

Para determinar la alternativa de cimentación mas adecuada para una estructura es necesario conocer las características del subsuelo, por lo que es recomendable efectuar trabajos de exploración y muestreo, para obtener muestras del mismo, ensayadas en el laboratorio y determinar la alternativa más viable para garantizar su estabilidad.

Mediante las diferentes pruebas de laboratorio realizadas en las muestras obtenidas, se conocerán las propiedades físicas y mecánicas de las arcillas expansivas, de tal manera que se obtengan los parámetros necesarios para determinar la alternativa de cimentación mas adecuada.

Con el fin de satisfacer lo establecido en el Reglamento de Construcción, la estratigrafía de la zona de Oaxaca se definirá mediante la ejecución de



diferentes sondeos que facilitaran la labor de evaluar los diferentes materiales existentes en la zona, que permitan evaluar el grado de expansibilidad, de las arcillas y en función de estas se establecerá el método correctivo para mantener estable a la estructura proyectada.

Los parámetros son importantes para establecer el grado de expansión de los suelos que puede ser nulo, moderadamente ó muy expansivo.

Es claro que cualquier estructura para que sea segura y trabaje correctamente, debe poseer una cimentación adecuada.

Debe tomarse en cuenta que para garantizar la estabilidad de una cimentación se tendrá que satisfacer la capacidad de carga del suelo y que durante su vida útil no tenga asentamientos que interfieran con la función de la estructura, es decir que cumpla correctamente la revisión del estado limite de falla y de servicio.

Con esto en la presente Tesis en el capítulo I. se describe el proyecto en el cual se contempla la construcción de un edificio constituido de dos niveles.

En el capítulo II. se refiere al tipo de exploración y muestreo del subsuelo, describiendo el tipo de muestra con el fin de conocer las características estratigráficas del mismo.

El capítulo III. hace referencia a todas las pruebas de laboratorio realizadas, en las muestras obtenidas y que se clasificaron de acuerdo al sistema SUCS.

El capítulo IV. se presentan las características estratigráficas y físicas del subsuelo en función de las pruebas de laboratorio ensayadas y de los resultados de muestreo y exploración obtenidas.

El capítulo V. se indica las acciones realizadas, Considerando el estado limite de falla en condiciones estáticas y dinámicas (capacidad de carga) así mismo los cambios, de estabilidad de taludes correspondientes.

El capítulo VI. Presenta el procedimiento constructivo y todas las especificaciones necesarias para el diseño de la estructura misma del pavimento de estacionamiento.

Finalmente el capítulo VII. se indican las conclusiones y recomendaciones que deberán aplicarse para llevar la obra a un buen termino de acuerdo a lo proyectado.



## **1.- ANTECEDENTES.**

Sé realizó un estudio de Mecánica de Suelos preliminar en el predio ubicado en el Municipio de San Antonio Coyotepec, Oaxaca, a 14 Km. del Centro de la Ciudad de Oaxaca por la Carretera a Ocotlán, a 2km. antes de la desviación a Puerto Escondido, donde se proyecta construir una estructura que estará constituida por un edificio de dos niveles, quedando en el último un helipuerto, con el objeto de determinar la factibilidad de su construcción en el sitio de interés.

La topografía actual en el área que ocupará el edificio presenta una superficie plana y horizontal; zona de sembradíos donde el nivel que tendrá el piso terminado de la estructura de interés en su interior será de 2.5 m como mínimo sobre el terreno actual, para lo cual será necesario darle un tratamiento a los materiales superficiales que permitan desplantar tanto la cimentación de la estructura de interés como el piso y de la vialidad requerida. .

Con objeto de determinar la alternativa de cimentación más adecuada para la estructura de interés, y el diseño de los pisos, se efectuaron diversos análisis de mecánica de suelos, basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizados en el sitio de interés, así como en las propiedades mecánicas de los materiales, determinadas mediante pruebas de campo y laboratorio.

En el presente trabajo se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones, para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación más adecuada para la estructura proyectada.



## 1.1 PROPIEDADES DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.

El termino suelo expansivo se refiere a los suelos con partículas finas(mas de la mitad del material pasa ala malla 200) cuya característica fundamental es que en su mayor parte tiene un comportamiento determinado por reacciones físico químicas, en este sentido, se puede decir que un material con tales características se refiere en suelos arcillosos, lo cual a dado lugar a que en el campo de la ingeniería se habló en términos concretos de arcillas expansivas.

Con esto se define una arcilla expansiva en termino general, de la manera siguiente:

*ARCILLA EXPANSIVA.- ES UN SUELO FINO CON COMPOSICIONES MINERALOGICA TAL QUE LO HACE SUSCEPTIBLE A SUFRIR APRECIABLES CAMBIOS DE VOLUMEN COMO CONSECUENCIA DE CAMBIOS EN EL CONTENIDO DE AGUA.*

Cuando el ingeniero se encuentra con suelos denominados activos, cuyas características principales son, como ya se menciona antes de sufrir cambios de volumen cuando varia su contenido de humedad ó al ser aliviado de cargas preactuantes. Un estudio del subsuelo en caso de sospechar la presencia de suelos expansivos en cualquier tipo de obra consistiría en:

- a) Recopilación de datos acerca del tipo y comportamiento de las cimentaciones empleadas en el lugar, con el fin de detectar problemas de expansividad.
- b) Determinar por medio de sondeos a pozo a cielo abierto, la naturaleza y características de la parte superior del subsuelo del sitio y en su caso, la posición del nivel de aguas freáticas.
- c) Estudio definitivo, en caso de comprobar la existencia de suelos expansivos, para determinar sus propiedades índice de interés, con el fin de adoptar las soluciones que eviten daños a las cimentaciones y estructuras proyectadas y que debido a su importancia, por su extensión ó por la magnitud de sus cargas ó cuando se trata de estructuras ligeras y pequeñas, se encuentran en suelos expansivos.

Es conveniente hacer notar que las estructuras pequeñas son las más susceptibles al daño ocasionado por el cambio volumétrico.



## 1.2 CRITERIOS PARA IDENTIFICAR SUELOS EXPANSIVOS.

- a) Mineralogía de la arcilla.
- b) Pruebas índice.
- c) Análisis químico y difracción de rayos x.
- d) Climatología.

### a) MINEROLOGIA DE LAS ARCILLAS.

De acuerdo al estado actual, el mejor camino para tratar de explicar el mecanismo de expansión de las arcillas es por medio de la físico química de los suelos, que utilice a algunos conceptos de mineralogía.

Cuando las partículas del suelo son pequeñas, los minerales de las que están compuestas, influyen en el comportamiento de las propiedades ingenieriles del suelo.

Para que las fuerzas de superficie tengan efectos importantes las partículas deben tener un diámetro menor a una micra.

No todas las partículas minerales pequeñas son plásticas al agregarles ciertas cantidades de agua, aquellas que lo son se llaman "minerales arcillosos"

Los minerales arcillosos son silicatos de aluminio hidratado con estructura cristalina y relativamente complicada.

Aquellos elementos que son capaces de combinarse químicamente no tienen un número completo de electrones en sus órbitas exteriores. Un átomo se une con otro por adición de electrones en sus orbitas exteriores o por pérdidas de ellos, para llegar a una configuración estable.

A través de un microscopio electrónico, las arcillas no expansivas se ve con superficies planas son relativamente gruesas, como generalmente se supone que son.

Las arcillas expansivas como la montmorilonita, tienen un aspecto arrugado, como hojuelas tostadas de maíz unas con otras.



Las hilitas y el veto intermedio algo más cercano a la Montmorilonita.

La Montmorilonita saturada con diferentes cationes, tiene diferentes grados de arrugamiento y curvatura en las plaquitas de las hojuelas.

#### b) PRUEBAS INDICE.

Los criterios de identificación de suelo expansivos a través de ensayos y índice deben su importancia a la sencillez y economía de los propios ensayos, y que sólo se requieren muestras alteradas completadas con algunos criterios y con la determinación del peso volumétrico seco en el lugar. En estudios preliminares de evaluación, son un arma eficaz para detectar la presencia de suelos

Obviamente de estos criterios solo se obtiene información cualitativa, que debe complementarse con los resultados de ensaye específicos. Así un suelo clasificado como expansivo puede presentar deformaciones despreciables para las presiones de trabajo, si su grado de saturación fue alto (mayor del 90%) y no sufre cambios en el contenido natural de agua.

Los suelos aumentaran de volumen por el solo incremento de grado de saturación, depende de los siguientes factores.

- Cantidad y tipo mineralógico de la arcilla contenida.
- Estructura del suelo.
- Contenido de agua inicial y su posterior incremento.
- Naturaleza y concentración tanto de los iones absorbidos como de los existentes en el agua intersticial.
- Estado inicial de esfuerzos y sus cambios posteriores.

Ha sido de especial interés el lograr la identificación de estos suelos a traves de sencillos y rápidos ensayos índice de laboratorio.

#### b1) CRITERIO DE SKEMPTON.

SKEMPTON, propuso un criterio de clasificación, con base en la actividad de la arcilla según la siguiente formula.



$$\text{ACTIVIDAD} = \frac{\text{Índice plástico.}}{\% \text{ de partículas menores de 2 micras.}}$$

Según este criterio los suelos se clasifican de acuerdo a la tabla.

Actividad.	Categoría de suelo.
Menor de 0.75	Suelo inactivo
0.75 – 1.25	Suelo normal
Mayor que 1.25	Suelo activo

De acuerdo a la anterior clasificación las Montmorilonitas y las bentonitas resultan ser activas, las Hilitas normales y las caolinitas inactivas.

#### b2) CRITERIO DE ALTEWEYER.

Alteweyer las clasifica de acuerdo a la siguiente tabla basado en la contracción lineal en la cual se supone que el potencial de expansión esta relacionado con la propiedad contraria de contracción lineal medida con una prueba muy simple. En teoría resulta que las características de la contracción de las arcillas deberían ser un índice confiable y consistente para el potencial de expansión.

En 1955 Alteweyer propuso como una guía para la determinación del potencial de expansión para diversos valores de límites de contracción, tal como se muestra en la tabla.

Límite de contracción	Categoría del suelo
Menor que 10	Criterio
Entre 10 y 12	Marginal
Mayor que 12	No crítico



### b3) CRITERIO DE FUHUACHEN.

FUHUACHEN ha realizado miles de pruebas para conocer el potencial de expansión y las propiedades índice.

La relación entre el potencial de expansión y el índice de plasticidad se puede expresar como sigue.

$$S = Be A ( IP )$$

Endonde:

$$A = 0.0838$$

$$B = 0.2558$$

### b4) CRITERIO PVC.

La determinación del cambio potencial de volumen (PVC) de un suelo, fue desarrollado por T.W. Lambe. Se especificaron muestras remoldeadas; Primero se compacto la muestra en un anillo fijo de consolidometro con una energía de compactación de 268 540 k-m/m<sup>3</sup>. Luego se aplico una presión inicial de 14.06 kg/cm<sup>2</sup>, y se agrego el agua a la muestra, la cual esta parcialmente restringida de la expansión vertical por un anillo de prueba, la lectura del anillo de prueba se tomo transcurrida de dos horas. Estas lecturas se convierten a presión y se define como el índice de expansión. El índice puede convertirse a cambio potencial de volumen

### c) ANÁLISIS QUÍMICO Y DIFRACCIÓN DE RAYOS X

Los diversos métodos enlistados a continuación generalmente se usan en combinaciones. Usando estos métodos, los diferentes tipos de minerales de arcilla presentes en un suelo pueden ser evaluados cuantitativamente.

Desdichadamente, no obstante que se han desarrollado muchas investigaciones en los diversos campos del estudio mineralógico, los resultados de las pruebas requieren la interpretación de expertos y los aparatos especializados requeridos son costosos y no son económicamente accesibles para la mayoría de los laboratorios de pruebas de suelos.



### c.1) Método de difracción de rayos X.

Este método, usado para determinar la proporción de los diversos minerales presentes en una arcilla coloidal, consiste esencialmente en comparar las relaciones de las intensidades de las líneas de difracción de los diferentes minerales, con las intensidades de la sustancia patrón. G. W. Brindley opina que, el método de rayos X para determinaciones cuantitativas debe aplicarse con reserva.

La ordenación atómica de las laminas de arcilla puede determinarse por los métodos de difracción de rayos X, que suministra los medios para poder medir el espacio entre los planos atómicos, es decir el grosor de la lamina.

El espesor de una lámina es de 5.05 Å para laminas octaédricas, y de 4.93 Å para las láminas tetraédricas. Lo cual arroja un número de 50,000,000 de láminas como promedio, por 2.54 cm de espesor de arcilla.

### c.2) Análisis químico.

En el grupo de la montmorilonita de los minerales de arcilla, se puede utilizar el análisis químico para determinar la naturaleza del isomorfismo y mostrar el origen y la posición de la carga en la red.

Las reacciones de minerales de arcilla y moléculas orgánicas han sido usadas como base para el análisis de identificación de los minerales de arcilla, para determinar ciertas propiedades de estos mismos minerales arcillosos y para determinar la geometría y propiedades de las moléculas orgánicas.

Hasta ahora, la identificación de montmorilonitas es por medio de difracción de rayos X y se ha simplificado grandemente por medio de un tratamiento preliminar con ciertos reactivos orgánicos. Es conveniente usar un líquido orgánico de alta volatilidad, el cual está convenientemente mezclado con agua, para que la montmorilonita hidratada normalmente pueda convenientemente combinarse dentro de su complejo orgánico. El glicerol y el Etileno Glicol son usados extensamente. El estado de hidratación de los minerales naturales no altera apreciablemente la posición ó intensidad de las reflexiones por medio del complejo montmorilonítico – orgánico.

El tratamiento con Glicol ó Glicerol tiene un tremendo valor para identificar mezclas muy íntimas entre capas de algunos de los minerales de arcilla, por ejemplo las reflexiones de una mezcla de montmorilonita e hilita pueden estar



difusas y complejas debido a la variabilidad de los espaciamentos, de la forma mineral.

### c.3) Análisis térmico – diferencial.

El análisis térmico diferencial cuando se usa en conjunción con el de difracción de rayos X y análisis químico permite la identificación de materiales difíciles de identificar de otra forma.

Los colorantes y otros reactivos que exhiben colores característicos cuando son absorbidos por una arcilla se han utilizado para identificar a estas. Cuando una muestra de arcilla ha sido previamente tratada con ácido, el color que toma por la absorción del colorante, depende de la capacidad de intercambio de la base de los diversos minerales de arcilla presente. La presencia de montmorilonita puede ser detectada si las cantidades son mayores de 5 ó 10%.

### d) CLIMATOLOGÍA.

Según Tourtelot, las arcillas expansivas normalmente son montmoriloníticas y sus cambios volumétricos se propician con las siguientes condiciones externas; Como la hidratación interna producida por las filtraciones.

Se requiere entonces que las filtraciones sean limitadas y / o controladas, de tal manera que los cationes de Magnesio, Calcio, Sodio y Hierro puedan acumularse en la estructura del suelo. De esta forma los minerales montmoriloníticos se ven favorecidos en su formación por un medio ambiente alcalino, por la presencia de iones de Magnesio y por la ausencia de filtraciones.

Tales condiciones se presentan en regiones semiáridas con relativamente baja precipitación ó precipitaciones moderadas y particularmente donde la evaporación potencial excede la precipitación.

El numero de áreas con este tipo de suelos que se han encontrado en nuestro país cubre prácticamente todo el territorio nacional, según datos obtenidos por el departamento de geotecnia de la Dirección General de Servicios Técnicos de la SAPO y del informe presentado por el IMSS en la IV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos en 1972.





Una conclusión inmediata que puede derivarse de lo anterior, es que el factor climatológico influye esencialmente en los cambios volumétricos de las arcillas expansivas.

En principio esto permite pensar que haciendo uso de estos datos podría intentarse una zonificación que permitiría conocer las probables áreas del país en las que se encuentran arcillas expansivas.

## 1.2 DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE DE EXPANSION Y PRESION DE EXPANSION PRUEBAS DE LABORATORIO.

Los métodos de identificación mineralógica y propiedades índice, para identificar suelos expansivos, permiten determinar las características de la expansión de este tipo de suelo, midiendo su susceptibilidad a cambiar de volumen, sin embargo, esta identificación ó evaluación es de tipo cualitativa, lo cual no permite conocer la presión que podrá ejercer al suelo al expandirse sobre una estructura desplantada y en consecuencia prevenir los posibles daños.

Para tener un valor numérico que cuantifique esta presión, se hace uso del método directo, el cual es el procedimiento más satisfactorio y conveniente para determinar el potencial de expansión y la presión de expansión de una arcilla expansiva.

Haciendo uso de este método, se puede obtener un parámetro cuantitativo que evalúa la tendencia de un suelo hacia el cambio volumétrico, este parámetro es la llamada presión de expansión, que se define como sigue:

*LA PRESION DE EXPANSION SE DEFINE COMO LA PRESION REQUERIDA PARA MANTENER EL VOLUMEN DE UNA MUESTRA CONSTANTE, LA PRESION DE EXPANSION SE CONSIDERA COMO LA PROPIEDAD FÍSICA BASICA DE UN SUELO EXPANSIVO Y DEBERA USARSE PARA REPORTAR UN PARÁMETRO CUANTITATIVO DE LA TENDENCIA DE UN SUELO HACIA LA EXPANSION.*

### 1.2.1 METODO DIRECTO.

El método más satisfactorio y conveniente para determinar el potencial de expansión y la presión de expansión de una arcilla expansiva, es el método de las medidas directas.



Las medidas directas de suelos expansivos se pueden realizar con el uso del consolidó metro unidimensional del tipo convencional. El consolidó metro puede ser de tipo plataforma, tipo escala ó de otros tipos. Las cargas se pueden aplicar con aire como en el caso del consolidó metro ó por peso directo como en el caso del consolidó metro de cantiliver.

Ahora bien en la ejecución de una prueba de expansión las condiciones más importan

1) Estado de la muestra.- Para una muestra inalterada se incluyen las condiciones de la muestra, el método de compactación, además el tiempo de curado antes y después de la compactación y el peso volumétrico máximo.

2) Contenido de humedad.- A más bajo contenido de humedad inicial se tendrá mayores expansiones, el contenido inicial de humedad es afectado por.

- a) El tiempo que se deja la muestra en el anillo antes de humedecerla.
- b) El grado de evaporación que se permite mientras la muestra está en el anillo.
- c) La temperatura y humedad del laboratorio.

3) Presión de sobrecarga.- Incrementando la carga aplicada se reducirá la magnitud de la expansión, la presión de sobrecarga que la mayoría de los laboratorios utilizan varía en el rango de 0.0703 kg/cm<sup>2</sup> a 0.703 kg/cm<sup>2</sup>

4) Tiempo requerido.- El tiempo requerido para completar totalmente el proceso de expansión puede variar considerablemente y depende de la permeabilidad de la arcilla, del contenido de agua de la muestra, el peso volumétrico seco máximo y del espesor de la muestra. tes que se involucran son las siguientes.

#### 1.2.2 METODO DE PRUEBA SUGERIDA PARA EXPANSION UNIDIMENSIONAL Y PRESION DE EXPANSION DE SUELOS ARCILLOSOS.

Este método explica como realizar pruebas de expansión sobre muestras inalteradas ó muestras de suelos arcillosos compactados que no tienen partículas de tamaños mayores a 0.048 cm (3/16) pulg. ( que pasan la malla n° 3 estándar A.S.T.M).



La prueba se realiza para determinar:

- 1) La magnitud del cambio de volumen bajo condiciones de carga ó sin carga.
- 2) La proporción del cambio de volumen.
- 3) La influencia de la humedad sobre el cambio de volumen.
- 4) La permeabilidad axial de suelos confinados lateralmente bajo carga axial o sin carga durante la expansión.

El cambio total de volumen para suelos expansivos se determina a partir de la expansión, más los valores de contracción para los diferentes rangos del contenido de agua.

Las características de expansión de una masa de suelo, son función de varios factores, algunos de éstos son: el tamaño y la forma de las partículas del suelo, el contenido de humedad, la densidad, las cargas aplicadas, la historia de cargas y las propiedades mineralógicas y químicas.

Los consolidómetros convencionales de laboratorio, se utilizan para la prueba de expansión, la mayoría de los consolidómetros usados son de los tipos de anillo fijo y anillo flotante.

En el anillo fijo. Todos los movimientos del espécimen relativos al recipiente, son ascendentes durante la expansión. En el anillo flotante el movimiento de la muestra de suelo es hacia arriba y hacia abajo, alejándose del centro durante la expansión. El material del recipiente en el consolidómetro de anillo fijo y en el de anillo flotante, consiste en anillos de bronce ó de plástico.

En una prueba en la que se usa un aparato de anillo flotante, la fricción entre el espécimen de suelo, y el recipiente es más pequeño que con el aparato de anillo fijo. Por otra parte, el aparato de anillo fijo es más adecuado para propósitos de saturación y cuando se requieren datos de permeabilidad, se requieren piedras porosas arriba y abajo del espécimen, que permitan la aplicación del agua. El aparato debe permitir movimientos verticales de las piedras porosas superiores e inferiores en consolidómetros de anillo flotante para que la expansión tenga lugar.

Este aparato de una hoja de corte del mismo diámetro que el del anillo del consolidómetro, una mesita de corte con barras guías y cuchillos para labrar la muestra se puede usar un hilo metálico ó un taladro si se quiere obtener un corte unitario del espécimen en el recipiente.



### 1.2.3 PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA DE EXPANSION.

Preparación de las muestras inalteradas.- Las pruebas se ejecutan sobre muestras cúbicas labradas a mano ó sobre muestras que permitan el corte de aprox. 1.27 cm (1/2); de material de los lados de la misma. Alternativamente se obtiene una muestra cilíndrica, que tenga un diámetro igual al diámetro del consolidó metro y se coloca dentro del recipiente. Este proceso es satisfactorio siempre que el muestreo haya sido hecho sin que en ninguna de las paredes haya sido alterada y procurando que el espécimen ajuste exactamente en el recipiente. Se coloca la muestra cúbica ó cilíndrica de suelo inalterado sobre la plataforma de corte, se fija la hoja de corte al anillo del consolidó metro. Y elimine el exceso de material con un cuchillo dejando muy poco material para que la hoja devaste cuando se presione suavemente hacia abajo, otros procedimientos adecuados para adaptar las pruebas son: Sierras de arco, tornos de labrado, ó dispositivos de extrusión que se pueden emplear de acuerdo con el uso de otros aparatos y muestras.

En el labrado de las muestras se debe tener cuidado para minimizar las alteraciones del espécimen de suelo y asegurar un ajuste exacto del mismo, al anillo del consolidó metro. Cuando se ha preparado suficiente espécimen, de tal manera que sobresalga a través del anillo del consolidó metro, se enrasa al nivel de la superficie del anillo con una regla cortante. Se coloca una placa de vidrio sobre la parte plana recortada del espécimen y se voltea el recipiente, se retira la hoja cortante, se recorta el espécimen nivelando con la superficie del anillo del consolidó metro, y se cubre con una segunda capa de vidrio para controlar la evaporación hasta colocarlo en el dispositivo de carga.

Prueba de expansión, dejando expandir el espécimen y luego cargándolo.- Para medir las características de expansión cuando se permite que el suelo se expanda antes de cargarlo se aplica la carga base 0.025 kg/cm<sup>2</sup> (0.35 lb/pulg<sup>2</sup>) al espécimen se fija una lectura inicial en el micrómetro, después se satura el espécimen. Se permite que el espécimen se expanda bajo la carga base por 48hrs. Ó hasta que la expansión se complete. Se carga el espécimen sucesivamente a 1/8, 1/3, 1/2, y 1, ves la máxima carga encontrada en 3.6.2. Hasta determinar las características de preconsolidación del suelo. Se coloca un mayor número de cargas si se requiere una curva más detallada de la prueba.



### 1.3 PROBLEMAS DE CIMENTACIÓN EN ESTRUCTURAS LEGERAS EN SUELOS EXPANSIVOS.

- a) Naves industriales.
- b) Casas habitación.
- c) Aeropistas.
- d) Bordos en canales.
- e) Pavimentos flexibles.

#### a) NAVES INDUSTRIALES.

Diversos métodos para la solución de los problemas que los suelos expansivos producen en estructuras como las naves industriales.

Las naves industriales y en general las estructuras cimentadas bajo suelos expansivos, se resolverán de una manera económica, la solución se obtiene con el estudio de Mecánica de Suelos, al determinarse las características mecánicas de los materiales, el estudio define el tipo de cimentación y los cuidados que se deben de tener al construirse.

Medidas que se toman para desplantar la cimentación sobre suelos expansivos.

#### a 1) ZAPATAS.

En el caso de existir un potencial expansivo notable únicamente en el manto superficial es factible cimentar las zapatas debajo de ese manto y emplear un sistema elevado de pisos, a base de losas armadas, lo que es muy oneroso, ó separarlos del marco estructural colocando un firme de concreto simple, sobre un relleno granular.

En suelos expansivos, las cimentaciones basándose en zapatas, son adecuadas en estructuras que transmiten suficiente presión al suelo como para que no haya expansiones del mismo ó para que estas sean mínimas.

El empleo de zapatas requiere ahora el empleo adicional de otros procedimientos que reducen las expansiones que pudieran ocurrir en los primeros



metros del suelo superficial, como la sustitución de suelos expansivos por uno de calidad adecuada y estructura abierta, estabilización con cal.

El empleo de zapatas está basado en el concepto de que la presión que ejerce sobre el suelo debe tomar en cuenta lo siguiente, Características; la evaluación de los movimientos ascendentes que pueda sufrir la zapata y su columna asociada en sí, el movimiento diferencial que puede ocurrir entre las zapatas aisladas ó zapatas continuas adyacentes, losas sobre el terreno y otros miembros estructurales y arquitectónicos de las construcciones, de tal forma que no se sobrepase la capacidad de carga admisible del terreno natural; con el fin de que el comportamiento de las zapatas sea más adecuado, se debe colocar entre el terreno natural y la cimentación una capa de grava-arena de 20cm de espesor y compactada manualmente.

Dicho colchón ó capa tiene las siguientes. Funciones:

- Minimiza la energía de expansión al disiparse entre sus huecos por la estructura abierta que tiene.
- En el caso de presentarse movimientos, estos los hace homogéneos evitando los movimientos diferenciales.

Aún más con el fin de disminuir los hundimientos diferenciales se puede colocar contra traves de liga.

#### *a 2.1) CIMENTACIONES PILOTEADAS.*

En aquellos casos en los que las cargas transmitidas al terreno natural son muy grandes, la solución a base de zapatas ya no es adecuada y entonces se transmiten a estratos más profundos con el uso de pilas ó pilotes, en estos casos y encontrándose superficialmente suelos expansivos, se procede como se indica a continuación.

Las cimentaciones piloteadas se utilizan como ya se dijo para transmitir las cargas estructurales a mayor profundidad, donde existan estratos resistentes y en ellos los cambios de humedad del terreno no son importantes.

La capacidad de carga de las pilas y pilotes, por lo general es la combinación de la capacidad de carga en el extremo ( llamada punta) y la fuerza de fricción que se desarrolla entre la superficie lateral de las pilas ó pilotes y el terreno circundante, siempre y cuando los elementos de cimentación esté trabajo al límite es decir en equilibrio inestable.



Para asegurar la eficiencia de las cimentaciones piloteadas debe evitarse el contacto con el terreno expansivo el cual es afectado por variaciones de humedad, usando por ejemplo un ademe ó camisa en la zona sujeta a expansión.

La carga de la estructura, la capacidad de carga de la punta, la fricción lateral y las dimensiones en el caso de pilas para compensar la fuerza de expansión y garantizar el equilibrio y la estabilidad de la cimentación debe cumplir con la relación siguiente:

$$2 \pi r f u (D-d) = \pi r^2 p + 2 \pi r s d$$

Donde:

R= Radio de la pila(cm).

d= Longitud de la zona inferior sin cambios de humedad (cm).

D= Longitud total de la pila (cm)

U= Presión de expansión (kg/cm<sup>2</sup>).

f= Coeficiente de expansión entre el concreto y el suelo.

P= Presión debida a la carga de la estructura incluyendo el peso propio de la pila (kg/cm<sup>2</sup>).

S= Resistencia a la fricción lateral (kg/cm<sup>2</sup>).

#### b) CASAS HABITACIÓN.

El cimentar adecuadamente estructuras ligeras, sobre suelos expansivos significa, minimizar y convivir con los efectos de movimientos diferenciales producidos por cambios volumétricos sobre la superestructura, lo que se presentan cuando el suelo se ve afectado por variaciones en su grado de saturación, y en su contenido natural de agua.

Por otra parte hay que considerar que, en tales suelos, la costra superficial es la más susceptible de sufrir cambios volumétricos importante por las correspondientes variaciones en su grado de saturación, las que a su vez se deben a la evaporación y a la presencia de agua de lluvia ó de riego, es decir al efecto de secado y humedecimiento.

Los casos favorables se pueden presentar con las estructuras pesadas, que además de aplicar fuertes presiones al suelo, sus cimientos generalmente alcanzan profundidades más bajas de la costra superficial y se apoyan sobre estratos que sufren pocas variaciones con los cambios de humedad ó en depósitos de suelos que ya no son expansivos.



La alternativa que consiste en colocar entre el piso y el estrato superficial una cama de material granular, esto disipa la energía de expansión por su estructura abierta y proporciona sobrecarga. Además se puede separar el piso de la estructura por medio de una junta que puede ser de celotes u otro material aislante. Sí se desea desde el punto de vista estético conviene cubrir los pisos con una alfombra.

Otra solución podría ser la de aislar la cimentación de aportaciones superficiales de agua ya sea de riego ó de lluvia, mediante pantallas impermeables que confinen el área construida.. En este caso deberá garantizarse que no se presentarán fugas de agua como las producidas por drenajes rotos.

### C ) AEROPISTAS.

Como complemento, el proyecto de aeropistas implica al igual que el de cualquier tipo de obra, obtener la suficiente información geotécnica relativa al caso específico, para que pueda servir como estudio preliminar para proyectar la obra.

Los aspectos geotécnicos de las aeropistas que deben tomarse en cuenta son los siguientes:

- 1.- Clasificación y características de los materiales de cimentación y de terracerías a lo largo de las pistas, calles de rodaje y plataformas.
- 2.- Descripción de las estructuras y los espesores de las aeropistas.
- 3.- Ubicación de los bancos de materiales para construir los pavimentos.
- 4.- Características de calidad y resistencia de los materiales de los bancos.
- 5.- Descripción de los problemas característicos de obras anteriores, de las medidas tomadas para su solución y de su comportamiento posterior.
- 6.- Análisis general de la información anterior para diseñar las estructuras.

El aeropuerto de Cd. Obregón. Es un ejemplo típico de una obra situada sobre suelos expansivos, en este aeropuerto la cimentación se resolvió, con la construcción de una sub-base de arena estabilizada con cemento, que ha tenido un buen comportamiento asta la fecha.

Son varios los productos que se emplean para reducir la expansividad de los suelos. La cal y el cemento son los principales. Se han empleado con más





frecuencia en carreteras y aeropistas, pero no existen impedimentos a la consideración de su empleo en el caso de construcciones normales.

Estabilización con cal.- Es comúnmente aceptado que la adición de cal viva (Ca O) ó cal hidratada Ca (OH)<sub>2</sub> a los suelos reduce la plasticidad y expansividad de los mismos.

De tal forma que a largo plazo produce cierta cementación y endurecimiento de la mezcla, lo cual uniformiza las expansiones profundas. Normalmente se utiliza en una proporción del 3 al 7% en peso del suelo seco para fines de estabilización. Generalmente la adición se efectúa en dos formas:

La primera consiste en mezclar la cal con la capa superior de suelo hasta una profundidad de 1.0 a 2.0 m. El tratamiento a gran escala se puede realizar utilizando equipo especializado, ó en su defecto buscar la forma de hacerlo en áreas limitadas y con mano de obra.

Otra forma de adicionar la cal al suelo expansivo, es inyectando a presión la cal previamente mezclada con agua a través de barrenos. Este método puede emplearse tanto para el tratamiento previo como para trabajos de mejoramiento posteriores a la construcción dañada.

Cemento.- El cemento se aplica en la misma forma que la cal, la diferencia es su alto costo, además, el cemento proporciona al mezclarse con el suelo una mayor resistencia al menos de la reducción de la expansividad y plasticidad de que produce en forma equivalente a la cal. Los porcentajes utilizados son también similares a los del tratamiento con cal.

Por otro lado la presencia de grietas longitudinales en los acotamientos de un aeropuerto no siempre está asociada con suelos expansivos.

Estas grietas se originan por los esfuerzos de tensión que se generan en la superficie de la pista, por secado, es decir por una disminución en el contenido de agua y aparecen en los acotamientos por que en esa zona se tiene un mejor confinamiento.

#### d ) BORDOS EN CANALES.

Los canales están alojados en zonas con arcillas expansivas y en zonas donde no existe bancos de materiales de calidad y resistencia adecuados, ó sea de material inerte, lo que obligó a pensar en la alternativa de construirlos con las



mismas arcillas expansivas del lugar sometiéndolas a un tratamiento con agua de drenes agrícolas de altos contenidos salinos.

El procedimiento de construcción limpia superficial, despalme se hacen para remover los materiales indeseables ó tierra vegetal, la escarificación se efectúa para aflojar el terreno natural de desplante y con esto facilitar la penetración del agua de riego pesado con el objeto de pre-expandir las arcillas de desplante y propiciar un cambio mineralógico de iones, minimizando de esta manera su actividad.

La formación de terraplenes son bordos que se construyen en capas de 60cm. de espesor en estado suelto, evitando el tránsito de equipo de construcción sobre dichas capas; esto con el fin de tener el máximo de porosidad para facilitar la penetración del agua con altos contenidos salinos.

Se llena la cubeta de los canales construidos, utilizando agua de altos contenidos salinos, sosteniendo el nivel a tirante máximo hasta lograr la saturación y el asentamiento de los bordos; se ha determinado que el tiempo máximo necesario para lograrlo es de 10 días. Posteriormente, después del vaciado de la cubeta, se hace el entarquinamiento de la corona de los bordos utilizando también agua de drené.

La formación de terraplenes en capas sueltas de 60 cm de espesor, impidiéndose el tránsito de equipo de construcción sobre ellas, es con el objeto de evitar su compactación y obtener una alta porosidad que propicie la rápida saturación y asentamiento uniforme de los terraplenes, lográndose poner en contacto con el esqueleto del suelo, un mayor volumen de agua, que al perderse por evaporación le deja al suelo mayor concentración salina.

#### e) PAVIMENTOS FLEXIBLES.

La presencia de suelos expansivos en los pavimentos flexibles se hacen cada día más notoria, por el aumento natural que año con año se tiene en el volumen de tránsito, y en las exigencias de servicio.

Los efectos principales que un pavimento flexible puede sufrir en un suelo expansivo.

- a.- Contracción por secado.
- b.- Expansión por humedecimiento.
- c.- Desarrollo de presiones de expansión en los suelos confinados en que se restringe la expansión.



- d.- Disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga como consecuencia de la expansión.

Los efectos se presentan simultáneamente; Los daños típicos de los efectos anteriores en un pavimento flexible son:

- a) Las elevaciones ó descensos de la superficie de rodamiento en una longitud importante, que se traducen en desigualdades e irregularidades, aunque no se produzca agrietamiento u otros daños visibles.
- b) Agrietamientos longitudinales.
- c) Deformaciones significativas localizadas, por ejemplo en torno a las alcantarillas, generalmente acompañadas de agrietamiento.

El principal objetivo que debe preverse en la construcción de pavimentos sobre suelos expansivos es evitar cambios de contenido de agua, para reducir al mínimo las distorsiones y los agrietamientos, es decir los cambios volumétricos.

Todos los métodos prácticos para evitar los daños que produce la expansión de un suelo susceptible, pueden agruparse en las siguientes categorías:

Reemplazo ó mejoría por mezcla de un suelo inerte de todo ó parte del espesor activo ó de la capa del pavimento que sea susceptible de expansibilidad.

La Neutralización de la presión de expansión previamente valuada, por la colocación de la sobrecarga suficiente sobre el terreno ó la capa de pavimento de que se trate; la sobrecarga impuesta es generalmente peso de tierra.

Reducción ó control de los cambios de contenido de agua en los suelos de este tipo, por medio de drenaje, subdrenaje utilización de cubiertas impermeables ú otros métodos.

El reemplazo de la arcilla expansiva es una solución excelente, pero frecuentemente no practicable por razones económicas ó por dificultades en la excavación.

La incorporación de material inactivo para reducir la expansión es una buena solución cuando los materiales inactivos estén a la mano y los problemas se detecten antes de la construcción.



La experiencia mexicana indica que la incorporación de un 10 ó un 15 % de material inerte, ha permitido usar suelos originalmente expansivos en el cuerpo de las tercerías ó aún en la capa subrasante de muchas obras viales con buen comportamiento posterior.

En los últimos años se ha empleado como solución la anulación de las cualidades de expansión de los suelos, añadiendo aditivos que reaccionan químicamente con, la cal hidratada ha dado buenos resultados en el tratamiento de capas no muy gruesas (15 – 30 cm).

La neutralización de la presión por sobrecarga impide la expansión, el problema estriba en el caso, que es común de que los suelos expansivos estén en la parte superior de terracerías ó de la subrasante, si es así, el criterio de sobrecarga conducirá a proyectar pavimentos muy gruesos que resultaran muy onerosos.

El reducir al mínimo los cambios de contenido de agua del suelo activo da buenos resultados. Ha de tenerse en cuenta que la mayor parte de los daños serios en los pavimentos construidos sobre arcillas expansivas ocurren por cambios de contenido de agua en las partes laterales de los terraplenes.

La utilización de capas rompedoras de capilaridad puede ser otra alternativa, para aislar el cuerpo del terraplén de cambios importantes de contenido de agua.

En el caso de membranas asfálticas, aún cuando los consumos de asfalto no son altos ( 1.5, 1.2, 0.5 lt/m<sup>2</sup> ); de manera que la solución pudiera no quedar prohibida por la economía, posiblemente la capa rompedora de capilaridad será la de mayor garantía a largo plazo.



## **2.- 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. 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, 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.

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 geotécnica.



## 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.

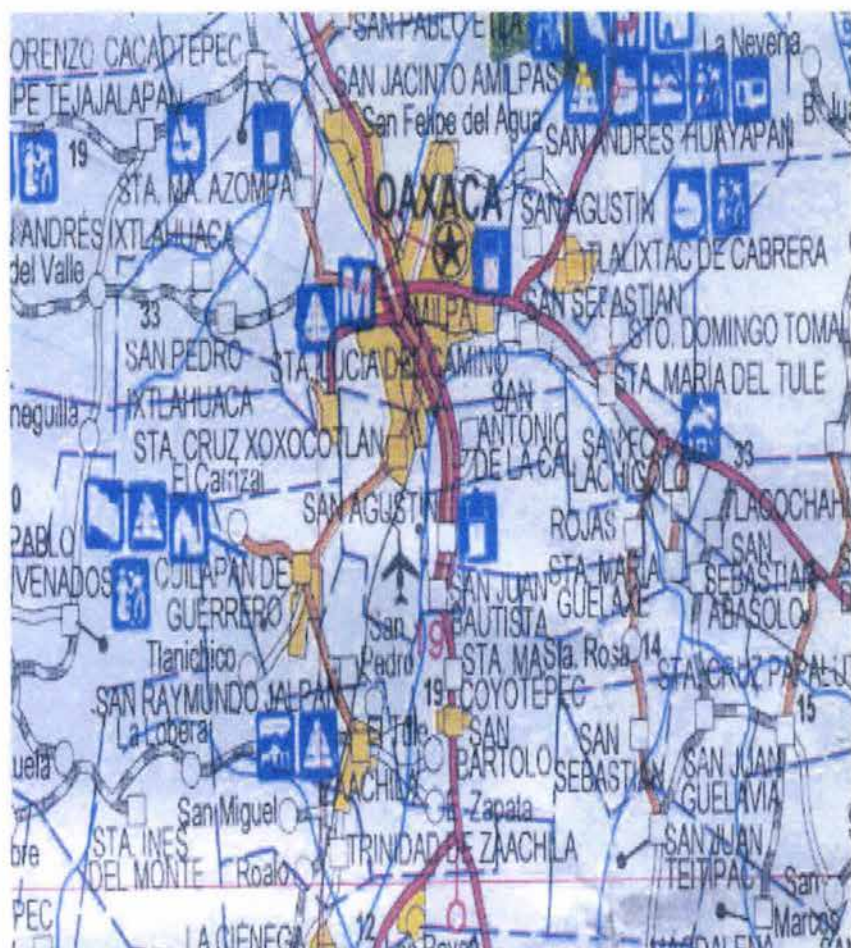
Se deberá cuidar que la ubicación de los pozos, sea tal que, permita la mayor información con el mínimo costo y tiempo dependiendo de las condiciones antes citadas.

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 caso de que existan.

En las figuras 1y 2 se presenta el croquis de localización del sitio de interés y la carta topográfica del subsuelo.

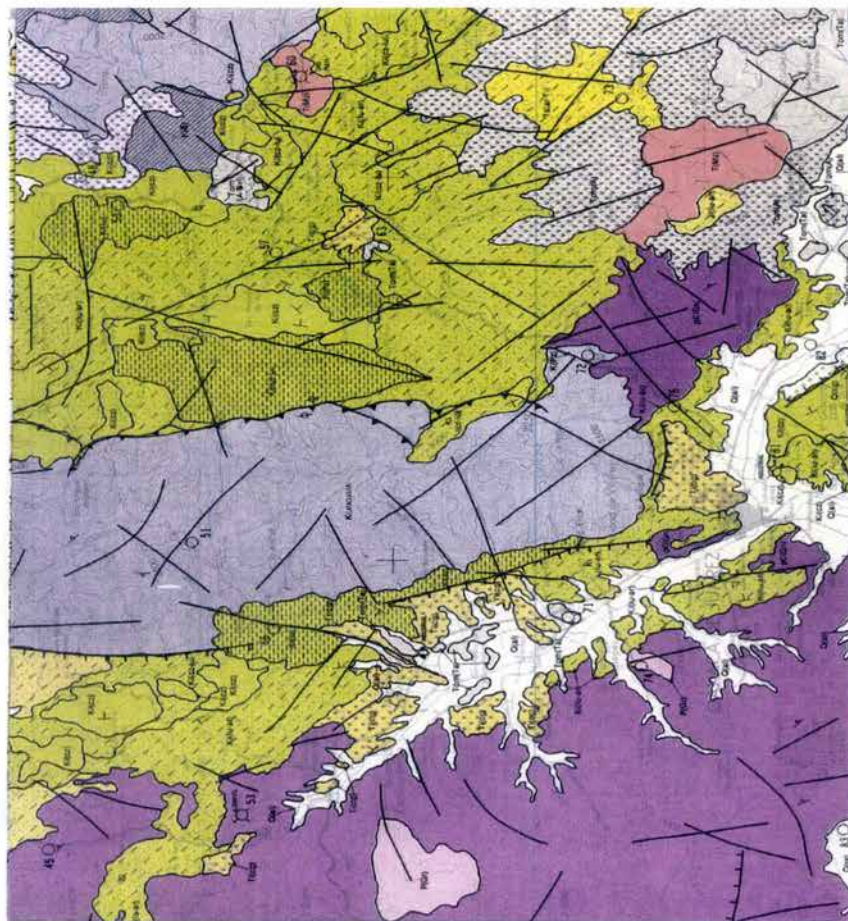
Todas las muestras obtenidas, labradas de los pozos a cielo abierto excavados, se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se determinó también su contenido natural de agua.

En los estratos representativos se hicieron límites de consistencia o análisis granulométrico mediante mallas, según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvieron en ambos la densidad de sólidos.



**CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL SITIÓ DE INTERES.**

**FIGURA. 1**



**CARTA TOPOGRÁFICA DEL SUBSUELO DE INTERES.**

**FIGURA. 2**



Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas, ensayos de compresión triaxial no consolidada – no drenada. En el anexo II. se presentan el registro de laboratorio y la gráfica de esfuerzo – deformación unitaria de la prueba de compresión no confinada realizada. 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 determinó el peso volumétrico en estado natural.

Se efectuaron pruebas de saturación bajo carga para medir la capacidad expansiva de los materiales que se encuentran entre la superficie y 2.5 m de profundidad, empleando un consolido metro, para lo cual la muestra de suelo se confina en un anillo de 8 cm de diámetro y 2 cm de espesor, la parte expuesta del suelo es protegida por discos rígidos porosos que permiten la saturación y el drenaje del espécimen durante la prueba. La muestra junto con los discos porosos es colocada dentro del tazón del consolido metro donde es sometida a cargas controladas, midiendo a través del micrómetro las deformaciones verticales al saturarse el material, inicialmente se consolidaron las probetas aplicando diferentes presiones y una vez estabilizada la deformación se saturó la muestra. En materiales con comportamiento expansivo al saturarse, posteriormente a su estabilización, para conocer la presión que reprime la expansión se incrementa la presión sobre el espécimen hasta que éste recupere el volumen inicial. y las gráficas de deformación unitaria contra presión de las muestras ensayadas.

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



### **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, 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 ( $\phi$ ) 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**

<b>ARENAS (BASTANTE SEGURAS)</b>	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	COMPACIDAD RELATIVA
0 - 3	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 30	MEDIA
31 - 50	COMPACTA
MAS DE 50	MUY COMPACTA

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

**2.3.2.- Muestreo con tubo de pared delgada.**

Con este método se obtienen muestras inalteradas del suelo, aunque en Mecánica de Suelos se habla de muestras "inalteradas" se debe entender en



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

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

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

Los muestreadores más comunes son:

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

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

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

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo se 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.



### **3. 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
  - C) Saturación bajo carga

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

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

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).



#### **4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO.**

### **GEOLOGÍA REGIONAL**

Para conocer en detalle la geología de la zona en que está situada la ciudad de Oaxaca, se hizo un recorrido de la región en compañía de un geólogo.

### **Fisiografía**

La ciudad de Oaxaca está en la subprovincia fisiográfica del valle de Oaxaca, ubicada en la provincia de la Sierra Madre del Sur, que se extiende al sur del eje Neovolcánico hasta el Istmo de Tehuantepec. El valle de Oaxaca se ubica a una altura de unos 1,500 m sobre el nivel del mar y está drenado por el río Atoyac, mismo que desemboca en el océano Pacífico con el nombre de río Verde.

Morfológicamente, en el área de la ciudad se pueden diferenciar cuatro zonas:

- a) Una zona alta en la que existen afloramientos de rocas que presentan pendientes pronunciadas.
- b) Una zona de pendiente poco pronunciada en la que se presentan superficialmente depósitos derivados de la alteración de las rocas *in situ*.



- c) Una zona de pendiente suave donde afloran depósitos clásticos o tobas andesíticas.
- d) Una parte plana donde se encuentran los materiales que constituyen los rellenos del valle de Oaxaca.

La transición entre las zonas anteriores es generalmente gradual.

### **Geología Histórica**

La historia geológica de la región empezó en el Paleozoico por la formación de rocas que posteriormente fueron metamorizadas consecuencia de un movimiento orogénico que se verificó en este periodo. Después de estos fenómenos el mar volvió a invadir estos terrenos en el Triásico hasta el principio del Terciario, periodo en el que se depositaron una serie de rocas como conglomerados, areniscas, lutitas y calizas que posteriormente fueron metamorizadas durante otro levantamiento orogénico que se verificó en el Terciario. Los únicos depósitos que no presentan evidencia de metamorfismo son las areniscas y lutitas que se encuentran en la porción norte de la ciudad y que se depositaron a fines del Cretáceo y principios del Terciario. En el Terciario, a causa del levantamiento orogénico, termina la sedimentación marina y se forman rocas volcánicas como son la tobas andesíticas y los depósitos clásticos continentales depositados por los ríos como consecuencia de la intensa erosión que se verifica en la región. Los últimos acontecimientos geológicos son la sedimentación de los depósitos aluviales cuaternarios en la porción ocupada por los valles.



## Estratigrafía

En la región afloran rocas de diferentes litología cuya edad varía desde el Paleozoico hasta el Cuaternario La sucesión estratigráfica y la litológica de las formaciones en el área de la ciudad de Oaxaca, se describen a continuación:

a) *Rocas metamórficas (Pm)*. En la parte oeste de la ciudad en la zona de los cerros de Monte Albán y al pie del cerro del Fortín afloran rocas metamórficas del Paleozoico. Superficialmente, estas rocas presentan un alto grado de intemperización, dando lugar a un suelo limo-arenoso de tono amarillento. En esta formación, que presenta una coloración café clara, prácticamente no existe desarrollo urbano, a excepción de la franja que se ubica en la parte baja del cerro del Fortín.

b) *Calizas, areniscas, lutitas y conglomerados metamorfizados (Jm)*. Sobré yaciendo las rocas paleozoicas (*Pm*), se encuentra una serie de rocas metamorfizadas que se originaron a partir de calizas, areniscas, lutitas y conglomerados. El contacto entre la formación paleozoica y estos materiales está indicado por una falla en dirección E-W. Dentro de la formación predominan conglomerados que presentan un grano fino y una fuerte silicificación. La coloración de esta formación es muy variable observándose en su parte inferior una roca de color blanco en estratos delgados, posiblemente originada a partir de una caliza, mientras que en la parte superior se observa un conglomerado en bancos de 1 m. de espesor aproximadamente, de color gris oscuro con intercalaciones de estratos delgados de areniscas y lutitas. A estas rocas se les asigna una edad variable entre el Triásico y el Jurásico. Sobre estos materiales no existe prácticamente desarrollo urbano.



c) *Areniscas y lutitas (Tal)*. Sobré yaciendo a las rocas anteriormente descritas se encuentra una sucesión de capas constituidas por areniscas y lutitas del Terciario. Estas rocas presentan un color café amarillento y están recubiertas parcialmente por una capa de materiales intemperizados del mismo color. Las areniscas se forman en estratos de 50 cm. a 1 m. de potencia mientras que las lutitas se presentan en capas delgadas. Estas rocas presentan una inclinación variable entre 30° y 45° hacia el Noroeste mientras que su dirección es de N 20° W, habiéndose observado sin embargo algunas pequeñas variaciones en la dirección de las capas. Sobre estas rocas se ha desarrollado parte de la ciudad de Oaxaca en la zona NW.

d) *Tobas andesíticas (Ti)*. En la porción noreste de la ciudad se observa una toba andesítica del Terciario de color verde claro explotada en la zona como piedra para cantera. Esta roca sobreyace la formación antes descrita y está parcialmente recubierta por depósitos clásticos continentales (Tc), razón por la cual no siempre es posible definir con exactitud su límite de afloramiento por este motivo, en el plano geológico el contacto entre esta toba y los depósitos clásticos están indicados como inferido. Sobre estos materiales se ha desarrollado una pequeña porción de la ciudad.

e) *Depósitos clásticos continentales (Tc)*. Entre fines del Terciario y principios del Cuaternario, se manifiesta en el área una fuerte erosión que dio lugar a la sedimentación de depósitos clásticos. Estos materiales están constituidos en su parte superior por limos arenosos de color café rojizo mientras que a profundidad, como fue posible observar en una noria que se encuentra en los terrenos del INFONAVIT y en las proximidades del pueblo de San Felipe, el material esta constituida por grava compacta dentro de una escasa matriz arenosa. Sobre estos materiales se ha desarrollado la mayor parte de la ciudad de Oaxaca.



f) *Depósitos aluviales (Qal)*. En la parte baja de la ciudad en terrenos dedicados a la agricultura se encuentran limos y arenas sueltas del Cuaternario que proviene de las aluviones de los ríos que entran al valle. Estos materiales que en gran parte se localizan a lo largo del río Atoyac, son objeto de explotación de agua subterránea y, según información obtenida en las oficinas de la SRH, presentan un espesor promedio de 30 m. En los pozos excavados al sureste de la ciudad se observan espesores mayores de aluvión, por lo que se cree que atraviesan los depósitos clásticos continentales anteriormente descritos. En estos materiales que se encuentran terrenos que pueden ser afectados por inundaciones, el desarrollo urbano es limitado.

g) *Depósitos de abanico aluvial (Qaa)*. En las partes bajas del cerro del Fortín se observaron algunos depósitos de abanico aluvial constituidos por grava subred ondeada y angulosa en una matriz limo-arenosa. Estos depósitos no tienen importancia desde el punto de vista del desarrollo urbano ya que en ellos no existen ninguna construcción.

### **Geología estructural**

La región no ha sido objeto de ningún estudio detallado de geología estructural. Existen planos generales como los que aparecen, donde se observan las direcciones de los principales ejes anticlinales de la región, de dirección N 20° W y la falla que se encuentran en la fosa mesoamericana de dirección aproximada N 70° W.

Por lo observado en el campo se puede decir que la región sufrió dos levantamientos orogénicos; uno que se verificó en el Paleozoico y que causó el metamorfismo de las rocas que se habían formado con anterioridad y otro, en el





Terciario, que provocó el metamorfismo parcial de las rocas que aparecen en el cerro del Fortín. Los principales ejes estructurales de esta última orogénesis, correspondientes a los levantamientos mostrados presentan una dirección N 20° W , misma que se tiene en estratos de areniscas y lutitas (*Tal*) que afloran en la porción NW de la ciudad. Además de estos rasgos, se observó que el contacto con las rocas metamórficas (*Pm*) y las areniscas, lutitas, conglomerados metamorfizados (*Jm*), corresponde a una dirección aproximada E-W.

### Sismicidad

El estado de Oaxaca se encuentra en una zona de la República Mexicana que se caracteriza por la ocurrencia de sismos fuertes según la zonificación propuesta por Figueroa.

Existen varias fallas inferidas en las que se localizan los epicentros de sismos ocurridos con anterioridad:

- a) Una falla asociada al curso del río Balsas que va desde los límites con el estado de Guerrero, pasa a unos 50 km. de la ciudad de Oaxaca y sale del estado hacia el golfo de Tehuantepec, cerca de Salina Cruz.
- b) Una falla continental que se interna en el estado por Pinotepa Nacional, corre paralela a la costa y sale de Oaxaca hacia el golfo de Tehuantepec.
- c) La falla del Pacífico, que no puede desligarse de la fosa Mesoamericana, y cuyo trazo es paralela a la costa desde los límites con el estado de Guerrero hacia el golfo de Tehuantepec.



Para complementar la información anterior, no se obtuvo ningún dato sobresaliente acerca del comportamiento de las estructuras en condiciones estáticas, y aunque durante la visita que se efectuó a la ciudad se observaron algunas grietas en diversas construcciones, no parece existir evidencia de que fueron debidas a problemas de cimentación. Respecto al comportamiento de las estructuras ante sismos, se pudo saber que la zona cercana al río Atoyac ha sido siempre la más afectada; en estas referencias, se sabe que durante un sismo ocurrido aproximadamente en 1931, toda esta zona fue seriamente dañada. De buena fuente se sabe que en diversas partes del cauce del río, entre la colonia Alemán y la salida a México, se tiene un estrato de aluvión de 30 m aproximadamente.

## ZONIFICACIÓN PRELIMINAR DEL AREA URBANA

### Perfiles estratigráficos

Los resultados de la exploración efectuada concuerdan con la descripción geológica, excepto en el caso de los estudios que caen dentro de la zona correspondiente a areniscas y lutitas (*Tal*). En dichos estudios se reportan tobas y granitos alterados, pero se piensa que los materiales corresponden a las areniscas de esa zona.

En otro estudio se reporta arenisca metamorfozada a una profundidad aproximada de 4 m, lo cual parece indicar que en esa zona las areniscas y lutitas (*Tal*) han sido parcialmente metamorfozadas. Esto es congruente con la presencia de rocas metamorfozadas. (*Jm*).



## Propiedades de los suelos

### a) *Propiedades índice*

*Contenido de agua natural.*- los materiales que corresponden a los depósitos aluviales del Cuaternario (arenas y gravas, *QaI*), tienen un contenido de agua que varía de 4 a 38 por ciento.

Los materiales de los depósitos clásticos continentales (limos, arenas y gravas, *Tc*) así como las areniscas y lutitas (*Tal*) intemperizadas superficialmente muestran una variación de 5 a 55 por ciento; los valores más bajos (menores de 10) corresponden a las partes arenosas.

*Densidad de sólidos.* La variación encontrada en todos los materiales es de 2.59 a 2.79 con un excepcional de 2.86.

*Límites de plasticidad.* El límite líquido de todos los materiales varió entre 22 y 74 por ciento. En los materiales aluviales, los valores reportados corresponden a las fracciones limo-arenosas y arcillo-arenosas. El índice de plasticidad de todos los materiales varió entre 8 y 50 por ciento.

*Número de golpes en prueba de penetración estándar.* Los materiales aluviales tienen una variación de 4 a 30 golpes para penetrar 30 cm; se observa que a partir de 12 m de profundidad este número aumenta considerablemente. Los materiales de los depósitos clásticos continentales muestran una variación de 10 a 42 golpes, excepto en la parte superficial en donde se encuentran rellenos muy sueltos con un número de golpes menor que 4.



#### b) *Propiedades mecánicas*

*Resistencia a la compresión sin confinar.* Se obtuvieron pocos datos. La variación encontrada fue de 0.6 a 0.8 kg/cm<sup>2</sup>.

*Angulo de fricción.* Todas las pruebas triaxiales efectuadas en el estudio fueron no consolidadas no drenadas; sin embargo, el ángulo de fricción varió entre 2° y 12.5°. esto se debe, muy probablemente, a los grados de saturación tan bajos que se obtuvieron. En las pruebas consolidadas no drenadas realizadas, el ángulo de fricción varió entre 17.5° y 25°.

*Cohesión.* Las pruebas triaxiales de las cuales se determinó la cohesión son las mismas anteriores; se obtuvo una variación de 0.2 a 0.45 kg/cm<sup>2</sup>, excepto en un caso en que se obtuvo un valor de 1.10 kg/cm<sup>2</sup>, excepto en un caso en que se obtuvo un valor de 1.10 kg/cm<sup>2</sup> en prueba consolidada no drenada.

#### **Zonificación de los suelos**

Se propone dividir la ciudad de Oaxaca en tres zonas distintas:

**Zona 1.** Corresponde a los depósitos aluviales recientes (*Qa1*) que se encuentran al sur de la ciudad. Los materiales predominantes son arenas y gravas, estos materiales se encuentran en estado suelto cerca de la superficie donde nivel freático es poco profundo. Su comportamiento ante sismos es en general malo.

**Zona 2.** Corresponde a los depósitos clásticos continentales que atraviesan de Norte a Sur la ciudad y a los depósitos de abanico aluvial (*Qaa*). Los materiales predominantes son limos, arenas, gravas; el contenido de arcilla es variable y



deberá investigarse en todo caso. El espesor de material sobre yaciendo la roca no se conoce ya que los sondeos efectuados no han sido lo suficientemente profundos, el nivel freático se encontró en uno de los estudios, a 13.3 m. de profundidad.

**Zona 3.** Corresponde a areniscas y lutitas (*Tal*), cal, areniscas y conglomerados metamorfizados (*Jm*), rocas metamorfizadas (*Pm*) y tobas andesíticas (*Tt*), todas ellas intemperizadas superficialmente en mayor o menor grado. La capacidad de carga de estos suelos será, en general, buena.



## **5.- 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 las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo en particular que entre 0 y 2.4 m de profundidad media se tienen materiales limosos poco arenosos, de resistencia media y baja compresibilidad, con índice de resistencia medio de 12 golpes, subyacidos por un depósito de toba volcánica de resistencia y deformabilidad media, con índice de resistencia promedio de 15 golpes; *en base a lo anterior se juzga que una de las alternativas de cimentación más adecuada será mediante zapatas desplantadas a 1.5 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 14 ton/m<sup>2</sup> y con la suficiente capacidad de carga que transmitirá la estructura al subsuelo; únicamente deberá preverse trabes de liga en ambos sentidos.* Sin embargo en el caso de requerir una capacidad de carga mayor será necesario desplantar las zapatas a una profundidad de 4 m con lo cual se podrá diseñar con una presión de contacto de 20 ton/m<sup>2</sup>, pues a esta profundidad se rebasa el estrato que representa una resistencia inferior a la penetración estándar.

### **5.1 CONCEPTO DE ESTABILIZACIÓN DE TALUD.**

Con la finalidad de poder analizar los resultados de campo y laboratorio es de suma importancia conocer algunas propiedades de los suelos, como son la permeabilidad, estabilidad, plasticidad, resistencia, etc. Por consiguiente, se debe tener una apreciación clara de las propiedades del subsuelo que deben mejorarse, pudiendo ser estabilidad volumétrica, permeabilidad y compresibilidad.



Por lo anterior y tomando en cuenta que la costra superficial de 50 cm de espesor no es suficiente para darle rigidez a las casas ante la evidente presencia de fisuramientos una medida correctiva, además de ser preventiva, de seguridad y que puede corregir mejorando las condiciones del material en condiciones adversas que resulten de una mala formación durante su colocación o durante la vida de su función como una capa estructural, es la **ESTABILIZACIÓN**.

Cuando un suelo presenta problemas en sus propiedades, es conveniente ayudarlo para que pueda trabajar, según la necesidad y el fin al cual se designara su función.

Como en la estabilización de suelos existen diferentes tratamientos mediante los cuales se pueden mejorar varias de estas propiedades, se analizaron los resultados de las muestras obtenidas, determinando así mejorar su estabilidad volumétrica, resistencia mecánica, permeabilidad y compresibilidad.

A manera de explicación, en el caso de la estabilidad volumétrica, cuando los suelos sufren cambios de humedad ya sea en forma rápida o conforme a las variaciones estacionales, estos se expanden y se contraen. Al suceder esto último las presiones de expansión que se desarrollan debido al incremento en la humedad son capaces de deformar las cimentaciones y los pisos de los pavimentos, fracturar los muros, romper tuberías de drenaje o conductores de agua potable, etc.

También es muy claro que la resistencia de los suelos, es en general mas baja cuando estos se encuentran húmedos. Los suelos arcillosos al estar secos pueden alcanzar grandes resistencias, pero también suelen perder su cohesión por la falta de humedad provocando según su posición fallas por comportarse como un suelo friccionante. Así el incremento en el peso volumétrico de un suelo



mediante una compactación se considera como un incremento en la resistencia de su estructura en general, por lo cual se debe controlar la energía de compactación según las características que presente, así mismo debe cuidarse cual es la humedad más conveniente para aplicar esa energía de compactación, pues si no se tiene cuidado no se lograra obtener la resistencia mas adecuada.

### **Teorías de grietas de tensión.**

Cuando la Mecánica de Suelos se estableció en México dos de los principales problemas por resolver fueron: definir las causas del hundimiento de la Ciudad de México y la formación de grietas en el Lago de Texcoco. Como consecuencia de la extracción de agua se abaten las presiones hidrostáticas en la masa de arcilla y aparecen en la parte superior de estrato arcilloso esfuerzos de tensión en el agua, que correspondientemente generan compresiones, en las tres direcciones ortogonales, en la estructura sólida del suelo. Cuando la lluvia llega a formar una delgada lamina de agua sobre este estrato, las tensiones en el agua se disipan y, por lo tanto, también las correspondientes compresiones en la fase sólida disminuyen en su parte proporcional; de hecho pueden llegar a convertirse en tensiones bajo circunstancias especiales de esfuerzo.

Durante el desarrollo de las ideas anteriores, se vio necesario establecer algunas modificaciones y expresar el fenómeno mediante un mecanismo mas apropiado a los agrietamientos observados en el Lago de Texcoco; estos consistieron en eliminar el flujo horizontal del estrato permeable como causa de las tensiones del agua en la parte superior del estrato y sustituirlo por una intensa y prolongada evaporación superficial por acción solar.





En estas condiciones, se produce a través del tiempo un proceso de consolidación vertical por secado, que genera tensiones crecientes en el agua y compresiones crecientes en el suelo. Cuando se presenta una fuerte lluvia, capaz de destruir los meniscos formados en los espacios intersticiales de la superficie del estrato, se transfieren súbitamente los esfuerzos de tensión del agua al suelo, produciéndose así las grietas.

Se pueden presentar fallas o grietas que afecten a las casas habitación recién construidas, aunque la mayoría de las casas del fraccionamiento tengan cimentaciones y estructura semejantes, solo algunas de ellas pueden sufrir agrietamientos en muros y pisos, para evitar lo anterior será necesario dejar juntas constructivas por lo menos cada dos casas, y rigidizar la plataforma sobre la que se construirá la losa que constituirá a la cimentación.

El estrato arcilloso se apoya sobre la formación Tarango, con materiales arcillosos muy potentes de 15 m. de espesor, por lo que los abatimientos piezométricos atribuyen el fenómeno a fallas geológicas asociadas a un graben, activadas por el bombeo de los acuíferos, o a fallas por cortante, asociadas a consolidación diferencial del subsuelo en particular sobre el estrato arcilloso antes mencionado.

La reducción del bombeo puede suspender el movimiento de las grietas, pero ante la exigencia de la operación de los pozos, se reanuda el problema.

En esencia, se analiza el fenómeno de agrietamiento en el Valle de México, desde el punto de vista Griffith, para fracturas mecánicas y se estudia el estado de esfuerzos en el vértice de una grieta y el criterio de propagación basado en el factor de intensidad de esfuerzos críticos, para el caso de una grieta preexistente reactivada por la presencia del agua de lluvia infiltrada durante un fuerte aguacero



e incluso la participación que puede tener la sobre explotación del acuífero en el hundimiento brusco de las estructuras durante un sismo, como el de 1985, así mismo se plantea que la aparición de grietas en los depósitos superficiales se deben al fenómeno de evaporación y agrietamiento.

### **Evaporación y agrietamiento**

Desde hace tiempo se ha observado en el Valle de México el agrietamiento de la superficie del terreno, las causas de este fenómeno, si bien, pueden parecer variables: primeras lluvias y encharcamiento, bombeo del agua en el subsuelo, incrementos de presiones hidrostáticas en mantos permeables superficiales, etc..., tiene de hecho un origen común: la ocurrencia de una red de flujo y de fuerzas de filtración divergentes que generan esfuerzos efectivos de tensión en la masa de suelo.

Un planteamiento apoyado en la teoría elástica involucra la presencia de fuerzas de filtración en la masa de suelo, la cual se aplica a los siguientes casos:

- 1) Generación de grietas en el Lago de Texcoco por evaporación y encharcamiento (flujo bidimensional).
- 2) Agrietamiento por bombeo dentro de una faja infinita de ancho constante (flujo bidimensional) .
- 3) Fracturamiento por exceso de presión hidráulica en una cavidad esférica de un medio infinito.

En la practica se demostró que en los tres casos se generan tensiones en la masa del suelo, capaces de provocar la aparición de grietas.



La Teoría de la Evaporación y agrietamiento da cuenta de la aparición al final de la estación seca de grietas.

La aparición de grietas mediante el estudio del efecto de las fuerzas de filtración en el entorno de la franja muestran que se presentan esfuerzos efectivos de tensión en sentido perpendicular al eje longitudinal de la franja que propician la generación de grietas, al final de la época de secas.

### **Grietas por explotación de acuíferos**

Con base en la teoría de la elasticidad se puede cuantificar las tensiones inducidas por el abatimiento de aguas subterráneas, para el caso de:

- 1) Grietas controladas por la depresión piezométrica.
- 2) Grietas controladas por la inclinación de la roca basal.
- 3) Grietas debidas a un escalón sepultado.

Se puede decir que para algunas combinaciones de abatimiento del agua en el acuífero local y propiedades y dimensiones particulares de este y su estrato confinante, se producen tensiones en la parte superior de la columna estratigráfica local que, eventualmente, conducen a la aparición de una o varias grietas cuya profundidad queda limitada por el empuje un reposo de los suelos y por la estabilidad del talud vertical que forman las grietas.

El problema, así, es saber que tanto puede resistir el suelo a la tensión horizontal en la superficie, de hecho, la resistencia a la tensión de los suelos es muy baja y en general puede despreciarse para fines prácticos y por ello la resistencia aparente debe ser producida por otras causas.



Las arcillas muy deformables, como las de la Ciudad de México, fluyen plásticamente dentro del rango de deformaciones de extensión inducidas por el bombeo sin disolución de continuidad y por ello, afortunadamente, en la Ciudad de México no ha habido aun grietas sísmicas de este tipo, aunque las tensiones inducidas por el bombeo, facilitan la aparición de grietas durante un sismo y provocan el hundimiento vertical súbito de edificios, como ocurrió en 1985.

Esto nos permite tomar en cuenta, para la planeación de la explotación de cualquier acuífero, los parámetros de las extracciones admisibles si se quiere evitar la formación de grietas por la extracción del agua.

#### **Grietas por fuerzas de filtración**

Con la utilización de un mecanismo de fuerzas de filtración y con una teoría de flujo unidimensional hacia una batería de pozos, idealizada como un dren lineal. En estas condiciones, las fuerzas de filtración en el acuífero inducen esfuerzos cortantes en su frontera superior e inferior, pudiendo desarrollarse una zona vecina al dren donde dichos esfuerzos rebasan la resistencia al cortante del contacto e inducen el deslizamiento relativo de los suelos del acuífero hacia el dren. Esto genera una zona vecina al dren donde las compresiones horizontales en el acuífero disminuye una frontera exterior donde deja de deslizarse el acuífero con respecto a los estratos confinantes superiores e inferiores y donde, para cierto gasto crítico del dren y para cierto tiempo crítico, puede desarrollarse una grieta que por derrumbe progresivo, puede propagarse hacia la superficie.



Además, en la zona hacia el dren reducido su compresión horizontal, pueden presentarse asentamientos bruscos que den lugar a un patrón irregular de grietas en la superficie.

### **Propagación de grietas**

Con cierta frecuencia, se señala en algunas zonas de México la aparición de grietas profundas en el suelo que causa alarma entre la población y llegan a ocasionar daños importantes a las construcciones, a continuación se interpretan algunos aspectos de este fenómeno, en particular el mecanismo de propagación de grietas, recurriendo a los conceptos de la mecánica de fracturas, hasta ahora poco difundida entre los geotecnistas.

### **Fracturamiento**

Se dice que todo cuerpo sólido sujeto a cargas extremas experimenta grandes deformaciones o fracturamientos. El segundo fenómeno consiste en la pérdida de continuidad entre dos partes del cuerpo. El fracturamiento implica la generación de unas grietas y su propagación hasta que se presente la falla general o que se alcance un nuevo estado de equilibrio.

### **Modos de agrietamientos**

El frente de una grieta es el vértice que conecta los puntos adyacentes donde ocurren o pueden ocurrir separaciones subsecuentes. Durante un proceso de separación continua, esta línea se mueve a lo largo de un plano llamado



superficie de fracturamiento. De acuerdo con Irwin, existen tres modos básicos de desarrollo de agrietamiento:

**Modo I:** Se presenta una abertura simétrica; el desplazamiento relativo entre las caras correspondientes es perpendicular a la superficie de la fractura; las grietas se generan por tensión, separándose entre sí las caras de la grieta.

**Modo II:** La separación es asimétrica con desplazamientos tangenciales relativos perpendiculares al frente de las grietas; el agrietamiento se genera por cortante; las caras de las grietas deslizan una sobre otra en dirección perpendicular al vértice.

**Modo III:** La separación es nuevamente asimétrica, con deslizamientos tangenciales relativos paralelos al frente de la grieta; bajo el efecto de esfuerzos inducidos por torsión, las superficies de las grietas deslizan una sobre la otra, en dirección paralela al vértice.

En general, en un cuerpo homogéneo, el agrietamiento puede ser descrito por alguno de estos modos o sus combinaciones, sin embargo, el crecimiento de la grieta tiene usualmente lugar en el modo I.

#### **Criterio de generación de grietas**

Existen diversas teorías que tienen por objeto pronosticar, en base al comportamiento que presenta el material en los ensayos de tensión o de compresión simple, las condiciones en que se producirá el agrietamiento bajo cualquier combinación de carga. Los más comúnmente usados son los siguientes:



1.- Teoría de Rankine. La teoría de esfuerzos máximos, propuesta por Rankine, es la más antigua y la más sencilla de todas. Se basa en la hipótesis de que la falla tiene lugar cuando el mayor de los esfuerzos principales alcanza un valor límite, que puede ser el punto de fluencia determinado en un ensaye de tensión simple, o al esfuerzo último si el material es frágil.

2.-Teoría de Saint Venant. La teoría de la deformación máxima, atribuida Saint Venant establece que la falla empieza cuando la deformación principal máxima alcanza el valor necesario para que empiece la frecuencia en el ensaye de tensión simple. Aplicando implícitamente esta teoría

3.-Teoría Griffith. Es conocido que las materias tienen una resistencia muy inferior a la que habría que esperar de la magnitud de las fuerzas moleculares. Griffith explica lo anterior por la presencia de un gran número de grietas pequeñas (microfisuras).

En los vértices de estas se presentan una elevada concentración de esfuerzos que puede conducir al desarrollo de una grieta. La teoría considera que el material contiene un gran número de grietas incipientes orientadas casualmente y que la falla se presenta cuando el esfuerzo local mayor en la fisura más grande y de orientación más peligrosa alcanza un valor crítico.

### **Interpretación del fenómeno**

Una posible interpretación del fenómeno es la siguiente:

1.-El revestimiento impermeable del fondo del Lago presentaba, por su alta rigidez, incompatibilidad de deformaciones con la arcilla subyacente. Esta



condición facilita el agrietamiento de la capa de arcilla subyacente al ocurrir un sismo.

2.-El agrietamiento del fondo provoca una fisuración inicial en la arcilla con acumulación inmediata de agua dentro de las fisuras.

3.-La presión de agua generada dentro de las fisuras es suficiente para provocar el fracturamiento de la arcilla blanda subyacente, con lo que las grietas se propagan hasta su profundidad final y se extienden horizontalmente.

Es posible que un mecanismo similar actúe en la formación de grietas en el Valle de México. De hecho, se ha observado que el encharcamiento brusco de agua a principios de la época de lluvias favorece la aparición de grietas. En particular la mayoría de los fisuramientos en esta zona es por el excedente de los abatimientos piezométricos o en otras palabras por exceso de explotación de los acuíferos profundos.

### **Recomendaciones constructivas**

Aun cuando son diferentes las causas que generan el desarrollo del fenómeno de agrietamiento en todos sus aspectos, tomando en cuenta lo antes expuesto se desprenden las siguientes medidas de prevención y/o corrección de grietas.

### **Estructuración de la cimentación**

En el caso de agrietamiento del subsuelo debajo de una cimentación superficial se genera en la sección de concreto una fuerza de tensión. Por lo





anterior, la cimentación en zonas que presentan este problema, se deben revisarse a tensión.

Como se indica, la fuerza que puede generarse al llenarse de agua una grieta profunda es del orden de 10 ton/m.

El concreto simple es capaz de soportar esfuerzos de tensión del orden de 6% de su resistencia a la compresión. Lo anterior muestra que un concreto común de 200 kg/cm<sup>2</sup> puede soportar hasta 12 kg/cm<sup>2</sup>, resistencia suficiente para que, por ejemplo, una sección de concreto de 10 x 60 cm soporte una fuerza de tensión de 7.2 ton/m<sup>2</sup>. La diferencia deberá ser tomada por el refuerzo usual en la cimentación, procurando evitar la presencia de grietas en la estructura de concreto que provocarían la oxidación y pérdida de sección en el acero por el contacto con el agua. Para fines de diseño, es preferible que el acero sea suficiente para tomar la totalidad de las fuerzas de tensión.

Diseñar cimentaciones resistentes a la tensión no elimina otros problemas asociados con el agrietamiento, tales como deformaciones verticales y horizontales que deterioran la superestructura. Para prevenir lo anterior, las estructuras nuevas se localizaran a una distancia de la grieta tal que las deformaciones verticales no rebasen las recomendables.

### **Terraplenes de confinamiento**

Una de las formas en las que es teóricamente posible controlar la propagación de grietas en el subsuelo, es mediante terraplenas de confinamiento con materiales granular drenando libremente; el principio consiste en reducir el valor de  $k_1$  (esfuerzo de compresión en Ton/m<sup>2</sup>), hasta hacerlo menor que  $k_2$



( crítico). Para lograr lo anterior, es necesario reducir los valores de los esfuerzos de tensión en la vecindad del vértice de la grieta, lo que obviamente se logra induciendo esfuerzos de compresión.

### **Relleno de grietas**

Algunos geotecnistas recomiendan rellenar las grietas con materiales de la zona o con mezclas de cemento y bentonita. El análisis de propagación de grietas presentado en algunas investigaciones muestran que, al rellenar las grietas e incrementar en ellas la presión interna, el valor del parámetro  $k_1$  aumenta, por lo que se generan condiciones propicias a la propagación. El relleno brusco de grietas debe por tanto evitarse.

El análisis del material presentado sobre la aparición de grietas de tensión se agudiza mas debido a la falta de planeación y programas concretos para solucionar el problema. En base al desarrollo de las diferentes teorías de grietas de tensión, se tienen estudios y explicaciones diferentes debido a las condiciones del subsuelo de la región y del entorno en que se generan estas grietas, sin embargo las teorías de grietas de tensión marcan un origen común, que es la sobre explotación de los mantos acuíferos, es por ello que se proponen las siguientes medidas de mitigación para evitar en lo más posible la aparición de estas:

- 1) Un mayor ahorro y conservación del agua, en todos sus usos.
- 2) Dar usos múltiples al agua, con tratamientos intermedios de ser necesario.
- 3) Redistribuir las extracciones, dentro del acuífero, para evitar gradientes o abatimientos críticos para desplazarlos hacia zonas no urbanas.



- 4) Instalar cortinas de inyección de agua, en zonas con taludes o escalones sepultados.
- 5) Importar el agua de otras fuentes, para evitar daños urbanos.

Con estas recomendaciones, se considera disminuir en lo más posible el fenómeno, sin embargo es necesario una mayor aplicación de los especialistas para aplicar una metodología de trabajo para poder predecir la presencia de las grietas, corrección de daños en zonas ya agrietadas y medidas de prevención para evitar los menores daños posibles.

De lo anterior y a manera de poder enmendar cual es el mejor procedimiento adecuado para controlar los cambios volumétricos del suelo estudiado y que fue obtenido en el muestreo, además de mantener la resistencia adecuada en el suelo puede analizarse cual es el agente estabilizador que nos proporcione una masa rígida o granular, siendo estos el Cemento y la Cal.

En los suelos la permeabilidad en términos generales puede plantearse en dos problemas básicos, uno de los cuales se relaciona con la disipación de las presiones de poro y el otro con el flujo del agua a través del suelo. Si se compacta un suelo arcilloso con humedad muy baja se obtendrá una alta permeabilidad, por otra parte mientras mayor sea la humedad en las compactaciones se producirán menores permeabilidades en el suelo compacto y tendrá mayores deformaciones.

Con los resultados obtenidos de las pruebas que se aplicaron a las muestras obtenidas se observó que el suelo que conforma el terreno natural por debajo de un metro del nivel actual del terreno corresponde a una arcilla franca y que se ve afectada por un alto grado de humedad y fisuramiento, además de que su resistencia bajo las presiones de cargas es muy baja, por consiguiente es necesario mejorar sus características mecánicas para lograr controlar las



deformaciones que pudiera sufrir con la presencia de humedad y cargas aplicadas, es por ello que la capa superficial de materiales arenosos de consistencia dura que tiene un espesor medio de 50 cm por debajo de la capa de suelo vegetal (de 30 cm. de espesor) deberá respetarse despalmando únicamente el suelo vegetal que tienen un espesor medio de 35 cm, para a continuación colocar una plataforma de materiales mejorados de 40 cm de espesor mínimo, compactados al 95% de su peso volumétrico seco máximo.

### **5.1.1 Alternativa de cimentación con Zapatas**

#### **5.1.2 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 aisladas con trabes de liga o zapatas corridas reticulares, es decir en los dos sentidos, bajo todas las columnas y muros divisorios, desplantadas a una profundidad de 1.50 m respecto al nivel N +0.00 de proyecto que corresponde al nivel actual del terreno en donde se tiene un limo poco arenoso de color café, el cual sobreyace a una arcilla plástica de color café, con contenidos de agua variable entre 20 y 40% y diseñadas para una capacidad de carga admisible de  $14 \text{ ton/m}^2$ .

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.1, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones denomina Zona baja sismicidad. El nivel de aguas



freáticas no se detecto hasta la máxima profundidad explorada y en la fecha en que se realizo 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.

### **5.1.3 Determinación de la capacidad de carga**

#### **Determinación de la capacidad de carga**

La capacidad de carga se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivo – friccionantes y aplicando la siguiente expresión:

$$Ca = \{ C Nc + Pv ( Nq - 1 ) + 0.5 \gamma B N \} F_R + Pv$$

en donde:

Ca : Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en ton/m<sup>2</sup>

C : cohesión del material de apoyo, en ton/m<sup>2</sup>.

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

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

en la cual:

Df : profundidad de desplante la cimentación en m.

B : ancho del cimientto, en m.

L : largo del cimientto, en m.

Pv : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, en ton/m<sup>2</sup>.

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

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

**siendo :**

$\phi$  : ángulo de fricción interna de suelos de apoyo en grados.

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

$\gamma$  : peso volumétrico del suelo, abajo del nivel desplante, en ton/m<sup>3</sup>.

N  $\gamma$  : coeficiente de capacidad de carga adimensional y dado por:

$$N \gamma = ( Nq + 1 ) \tan \phi$$

N  $\gamma$  : se multiplica por 0.6 en el caso de zapatas cuadradas y por ( 1 - 0.4 (B / L)) para cimientos rectangulares.

F<sub>R</sub> : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

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



Considerando una cohesión de  $5 \text{ ton/m}^2$ , y un ángulo de fricción interna de  $2^\circ$  y un peso volumétrico de  $1.6 \text{ ton/m}^3$ , obtenidos de los resultados de las pruebas de compresión axial no confinada realizadas entre 1.5 y 2.5 m de profundidad, se obtuvo una capacidad de carga admisible para diseño, de  $9 \text{ ton/m}^2$  para zapatas corridas, con una profundidad de desplante de 1.5 m, respecto a la superficie actual del terreno. Para una cohesión de  $6 \text{ ton/m}^2$ , y un ángulo de fricción interna de  $11^\circ$  y un peso volumétrico de  $1.65 \text{ ton/m}^3$ , válidas para los materiales entre 2.5 y 4 m de profundidad, se obtuvo capacidad de carga admisible de  $12 \text{ ton/m}^2$ , para zapatas corridas y aisladas, desplantadas a 2.5 m de profundidad respecto a la superficie actual del terreno.

#### **5.1.4 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 solicitaciones sísmicas) que den lugar a excentricidades actuando a una distancia



"e" del eje centroidal del cimientto, el ancho efectivo de éste deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

donde :

B': ancho reducido, en m.

B : ancho de la zapata, en m.

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

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.56, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones denomina Zona de alta sísmicidad.

Cabe señalar, que cualquier sobrecarga adicional a las que se han colocado al momento, propiciará un movimiento adicional, que aunque no pone en riesgo la estructura, será antifuncional por las deformaciones que se presenten, por lo que se recomienda, sobrecargar con estiba máxima las áreas que han presentado deformaciones para que alcancen la magnitud máxima y posteriormente debe procederse a rehabilitar los pisos.

Finalmente establecemos que los asentamientos y expansiones pueden ser diferenciales, debido a que los estratos compresibles y expansivos, por lo que recomendamos que al sobrecargar los pisos, (antes y después), y al rehabilitarlos, habrá que medir las deformaciones que se presenten mediante la instrumentación de testigos, que permitan observar la evolución de los movimientos que se puedan presentar y que serán mínimos.





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 expresión.

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

en donde:

$Q_a$  : Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de las zapatas, en  $\text{ton/m}^2$

$c$  : cohesión del material de apoyo, en  $\text{ton/m}^2$ .

$N_c$  : 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  $\text{ton/m}^2$ .

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

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

siendo :

$\phi$  : 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.

$\gamma$  : peso volumétrico del suelo, abajo del nivel desplante, en  $\text{ton/m}^3$ .

$N_\gamma$  : coeficiente de capacidad de carga adimensional y dado por:

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

$N_\gamma$  : 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 arcilla limosa poco arenosa, de consistencia media, con un índice de resistencia a la penetración estándar de 10 golpes, que tiene una cohesión de  $4.5 \text{ ton/m}^2$  y un ángulo de fricción interna de  $12^\circ$ , un peso volumétrico de  $1.45 \text{ ton/m}^3$ , 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 resultó de  $14 \text{ ton/m}^2$ .

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado entre 1.2 y 2.4 m corresponden a materiales limo arenosos de resistencia media y baja compresibilidad, con un índice de resistencia a la



penetración estándar media de 10 golpes de acuerdo al sondeo SM-1, y en función del número de golpes se determinó el valor de la cohesión media de  $4.5 \text{ ton/m}^2$  y un ángulo de fricción interna media de  $12^\circ$ , en tanto que para los materiales resistentes de depósito natural, que se tienen a partir de 2.4 m. de profundidad poseen una cohesión media entre  $6 \text{ ton/m}^2$  obtenida del No de golpes / 8 y por 10/2 y un ángulo de fricción interna media de  $30^\circ$  obtenida de correlacionar el número de golpes con otros materiales semejantes, sin embargo 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 arenas limosas cementadas muy compactas, resistentes y de baja deformabilidad, y a la zonificación geotécnica del área de interés el predio de interés se encuentra en una zona de Lomas de bajo riesgo, y tomando en cuenta que la construcción según su uso se clasifica como de tipo B le corresponde un coeficiente sísmico de 0.10. No se encontró el nivel de aguas freáticas hasta la profundidad explorada.

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  $3 \text{ kg/cm}^3$ .



### 5.1.5 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:

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

donde :

$\Sigma Q$  : 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.

### 5.1.6 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 :

$\Sigma Q$  : 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.

### 5.1.7 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:

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

donde :

$\delta$  : deformación vertical, bajo el centro del área cargada, en m.

$u$  : relación de poisson, adimensional

$E$  : módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en  $ton/m^2$ .

$P$  : presión de contacto aplicada por las zapatas, en  $ton/m^2$ .

$B$  : ancho de la zapata, en m.

$I_\delta$  : factor de forma adimensional que depende del punto en que se desee 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  $2000 \text{ ton/m}^2$  (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 limite de servicio (evaluación de asentamientos) con las cargas proporcionadas, 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 0.35 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo  $8,000 \text{ ton/m}^2$ , obteniéndose asentamientos admisibles inferiores a 2 cm, con valores mínimos de 0.7 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 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.
4. Hacer estudios más detallados y aún anteproyectos de las alternativas más prometedoras. Para hacer estos estudios puede ser necesario tener información adicional con respecto a las cargas y condiciones del subsuelo, y generalmente, deberán extenderse lo suficiente para determinar el tamaño aproximado de las zapatas o el tipo de cimentación elegido.

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

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

*Una vez definido el tipo de cimentación es necesario considerar que se presentarán dos problemas básicamente en el funcionamiento de la misma. Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos puede fallar porque el suelo 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.*

### 5.1.8 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:

- F<sub>c</sub>: 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/m<sup>2</sup>
- U<sub>q</sub>: factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación q / γ H, igual a 0.775.
- N<sub>o</sub>: número de estabilidad que depende del ángulo del talud, igual a 3.83
- c: cohesión más baja en la altura de la excavación, igual a 4 ton/m<sup>2</sup>.
- FR: factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

Considerando taludes verticales se tiene:

$$6.88 \text{ ton/m}^2 < 7.67 \text{ ton/m}^2$$

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





### 5.1.9 Procedimiento Constructivo y Movimiento de tierras

A continuación se indica en general el procedimiento constructivo para la excavación que alojará a las cimentaciones.

a) Las excavaciones necesarias para alojar a las zapatas de cimentación se podrán hacer con taludes verticales, empleando maquinaria hasta 0.1 m arriba del nivel de desplante, la última capa se excavará a mano para evitar la alteración del material de apoyo.

b) Una vez realizadas las cepas que alojarán a las zapatas de cimentación, previamente a su construcción, deberán recompactarse los materiales del fondo de las excavaciones al 95 % de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Pórtér, empleando compactadores del tipo bailarinas.

c) Se colocara a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por el tránsito de trabajadores.

d) Se procederá a colocar el armado y a colar la cimentación.

Las excavaciones que se realicen para alojar las cimentaciones deberán efectuarse con maquinaria hasta 0.1 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.

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

1. Se efectuará un despalme general mínimo de 0.20 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 rellenos 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.
4. Se procederá a colocar el armado y a colar las zapatas; una vez hecho esto, se rellenarán las excavaciones con tepetate, colocado en capas de 20 cm. de espesor, las que compactarán al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar.



5. Enseguida se procederá a la construcción del terraplén en toda el área cubierta por 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 tienen 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, es 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



podieran 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.

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 <sup>3</sup> 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 compactaran 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.<sup>2</sup>, 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:

9. De granulometría.

**ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA**

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.

10. 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 <sup>2</sup>	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 <sup>3</sup>	1800 mín.	1800 mín.

11. 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 m<sup>3</sup> de material compactado.

12.- 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.

*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.*



## 6.1 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 20 cm. o al contacto con el limo café claro, enrasando únicamente los materiales naturales, sin necesidad de romper su estructura mediante una motoconformadora, para posteriormente colocar sobre estos 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.





## **6.2. DISEÑO DE PAVIMENTOS DE TIPO FLEXIBLE**

### **6.2.1 Pavimento de tipo flexible**

El pavimento de tipo flexible se diseñó 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	20%
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	27 cm
Espesor de la sub-base (en caso necesario y de acuerdo al proyecto)	variable en terraplén
Espesor de la base	20 cm
Espesor 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.



### **6.3. DISEÑO DE PAVIMENTOS DE TIPO RIGIDO**

#### **6.3.1 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 diseñó el pavimento.

Los materiales que constituirán la subrasante de los pavimentos corresponden a materiales arcillo arenos limosos, café claro, de compactación media, con contenido de agua medio de 23%, 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 20%, 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  $20 \text{ Kg/cm}^3$ , 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  $25 \text{ Kg/cm}^3$ .

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 .....	$20 \text{ kg/cm}^3$



Espesor de la base de apoyo de la losa de concreto hidráulico .....	20 cm
Módulo de reacción corregido por efecto de la base .....	5 kg/cm <sup>3</sup>
Resistencia de proyecto del concreto f'c .....	250 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f'c, siendo f'c la resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días .....	37.5 kg/cm <sup>3</sup>
Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2.0 .....	18.8 kg/cm <sup>2</sup>

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/m<sup>2</sup>.

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/cm<sup>2</sup>, con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 20.0 kg/cm<sup>3</sup>, 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:



$$As = W f L / 2 fs$$

donde :

As : área de acero para una franja de un metro de ancho de losa, en  $\text{cm}^2$

W : peso de la losa, en Kg/m

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

L : longitud de los tableros de losa, en m

fs : esfuerzo permisible en el acero, en  $\text{Kg}/\text{cm}^2$ , ( 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:

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

donde :

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

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

En 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.



## 7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente trabajo tuvo como objetivo principal, un análisis de un proyecto sobre arcillas expansivas la ubicación del predio de interés se localiza en el predio ubicado en el Municipio de San Antonio Coyotepec, Oaxaca, a 14 Km. del Centro de la Ciudad de Oaxaca por la Carretera a Ocotlán, 2 Km. antes de la desviación a Puerto Escondido, donde se proyecta construir una estructura que estará constituida por un edificio de dos niveles, quedando en el último un helipuerto.

La topografía actual en el área que ocupará el edificio presenta una superficie plana y horizontal; zona de sembradíos cuyo nivel que tendrá el piso terminado de la estructura de interés en su interior será de 2.5 m. como mínimo sobre el terreno actual, para lo cual será necesario darle un tratamiento a los materiales superficiales que permitan desplantar tanto la cimentación de la estructura de interés como el piso y de la vialidad requerida. .

La ciudad de Oaxaca está en la subprovincia fisiográfica del valle de Oaxaca, ubicada en la provincia de la Sierra Madre del Sur, que se extiende al sur del eje Neovolcánico hasta el Istmo de Tehuantepec. El valle de Oaxaca se ubica a una altura de unos 1,500 m sobre el nivel del mar y está drenado por el río Atoyac, mismo que desemboca en el océano Pacífico con el nombre de río Verde.

Morfológicamente, en el área de la ciudad se definen cuatro zonas:

- Una zona alta en la que existen afloramientos de rocas que presentan pendientes pronunciadas.
- Una zona de pendiente poco pronunciada en la que se presentan superficialmente depósitos derivados de la alteración de las rocas *in situ*.



- Una zona de pendiente suave donde afloran depósitos clásticos o tobas andesíticas.
- Una parte plana donde se encuentran los materiales que constituyen los rellenos del valle de Oaxaca.

La transición entre las zonas anteriores es generalmente gradual.

La sucesión estratigráfica y la litológica de las formaciones en el área de la ciudad de Oaxaca, son las siguientes.

- *Rocas metamórficas (Pm).*
- *Calizas, areniscas, lutitas y conglomerados metamorfizados (Jm).*
- *Areniscas y lutitas (Tal).*
- *Tobas andesíticas (Tt).*
- *Depósitos clásticos continentales (Tc).*
- *Depósitos aluviales (Qal).*
- *Depósitos de abanico aluvial (Qaa).*

El estado de Oaxaca se encuentra en una zona de la República Mexicana que se caracteriza por la ocurrencia de sismos fuertes según la zonificación propuesta por Figueroa.

Existen varias fallas inferidas en las que se localizan los epicentros de sismos ocurridos con anterioridad:

- Una falla asociada al curso del río Balsas que va desde los límites con el estado de Guerrero, pasa a unos 50 Km. de la ciudad de Oaxaca y sale del estado hacia el golfo de Tehuantepec, cerca de Salina Cruz.





- Una falla continental que se interna en el estado por Pinotepa Nacional, corre paralela a la costa y sale de Oaxaca hacia el golfo de Tehuantepec.
- La falla del Pacífico, que no puede desligarse de la fosa Mesoamericana, y cuyo trazo es paralelo a la costa desde los límites con el estado de Guerrero hacia el golfo de Tehuantepec.

En la ciudad se observaron algunas grietas en diversas construcciones, no parece existir evidencia de que fueron debidas a problemas de cimentación. Respecto al comportamiento de las estructuras ante sismos, se conoce que la zona cercana al río Atoyac ha sido siempre la más afectada. De buena fuente se sabe que en diversas partes del cauce del río, entre la colonia Alemán y la salida a México, se tiene un estrato de aluvión de 30 m aproximadamente.

Los resultados de la exploración efectuada concuerdan con la descripción geológica, excepto en el caso de los estudios que caen dentro de la zona correspondiente a areniscas y lutitas (*Tal*). En dichos estudios se reportan tobas y granitos alterados, pero se piensa que los materiales corresponden a las areniscas de esa zona.

La arenisca metamorfizada se encuentra a una profundidad aproximada de 4 m, lo cual parece indicar que en esa zona las areniscas y lutitas (*Tal*) han sido parcialmente metamorfizadas. Esto es congruente con la presencia de rocas metamorfizadas. (*Jm*).

Para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales del subsuelo en el área de interés, se excavaron tres pozos a cielo abierto a 2.5 m de profundidad, denominados PCA-1 y PCA-3, en los que se



labraron muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos, y se registró la estratigrafía de los materiales expuestos con técnicas de campo.

El sondeo exploratorio se realizó utilizando la herramienta de penetración estándar, que permite obtener muestras representativas alteradas y consiste en determinar el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados, mediante el número de golpes necesarios para hincar los 30 cm intermedios del penetrómetro estándar, mediante el impacto de un martinete de 63.5 Kg. que cae libremente desde 76 cm de altura.

Se efectuaron pruebas de saturación bajo carga para medir la capacidad expansiva de los materiales que se encuentran entre la superficie y 2.5 m de profundidad, empleando un consolidómetro, para lo cual la muestra de suelo se confina en un anillo de 8 cm de diámetro y 2 cm de espesor, la parte expuesta del suelo es protegida por discos rígidos porosos que permiten la saturación y el drenaje del espécimen durante la prueba. La muestra junto con los discos porosos es colocada dentro del tazón del consolidómetro donde es sometida a cargas controladas, midiendo a través del micrómetro las deformaciones verticales al saturarse el material, inicialmente se consolidaron las probetas aplicando diferentes presiones y una vez estabilizada la deformación se saturó la muestra. En materiales con comportamiento expansivo al saturarse, posteriormente a su estabilización, para conocer la presión que reprime la expansión se incrementa la presión sobre el espécimen hasta que éste recupere el volumen inicial. y las gráficas de deformación unitaria contra presión de las muestras ensayadas.

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



El predio de interés se ubica en una zona plana y horizontal en la que los materiales del subsuelo corresponden a depósitos de tipo aluvio - lacustre, producto de la erosión y arrastre por lluvia de los materiales volcánicos de las serranías cercanas, que superficialmente se han degradado a arcillas de alta plasticidad.

El nivel de aguas freáticas se encontró hasta la profundidad explorada que fue 2.7 m con respecto al nivel actual del terreno, debido al río que corre cercano al sitio de interés.

De acuerdo a los parámetros de resistencia de los materiales del subsuelo, la capacidad de carga a 1.5 y 2.5 m de profundidad, es de 9 y 12 ton/m<sup>2</sup>, respectivamente. Considerando además los resultados de las pruebas de saturación bajo carga, los materiales que se encuentran entre 1.5 y 2.5 m de profundidad, al saturarse bajo una presión igual a su capacidad de carga admisible, presenta una expansión unitaria de 5 %, que no es admisible.

Considerando lo anterior la cimentación para la estructura proyectada, se resolverá mediante zapatas y/o losa de cimentación, diseñadas para una capacidad de carga admisible de 12 ton/m<sup>2</sup>, desplantadas a 1.5 m de profundidad, sobre una plataforma de materiales inertes, que sustituya a los materiales de mayor expansibilidad, existentes entre 1.5 y 2.5 m de profundidad, colocados en forma controlada, es decir, que la plataforma de materiales mejorados tendrá 1 m de espesor y en planta un área ampliada en una franja perimetral de 0.5 m respecto al área cubierta por la cimentación, y se apoyara a 2.5 m de profundidad

Para el caso de los pisos y del pavimento se considero en particular la potencialidad de expansividad que presentan los materiales entre la superficie y 2.5 m de profundidad, al incrementarse su grado de saturación y tomando en



cuenta la necesidad de construir una plataforma de materiales mejorados que permitan alcanzar el nivel de piso terminado proyectado para el diseño de piso del estacionamiento, se debe minimizar los movimientos diferenciales que pudieran presentarse al saturarse diferencialmente los materiales de apoyo de la cimentación, lo cual se satisface implementando una capa de materiales granulares en esta zona de 20 cm, que permita una saturación homogénea de los materiales arcillosos de color negro, que se detectaron a partir de 1 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno, pues les sobreyacen materiales de mala calidad constituidos por capa de suelo vegetal y material contaminado con basura los cuales deben ser retirados fuera de la obra, lo anterior se cumple únicamente para la zona donde sé tenía área verde, ya que el área restante existe un material de sub-base que podrá ser utilizado, siempre y cuando se seleccione satisfaciendo las características de calidad y cumplan con las especificaciones que más adelante se establecen, por lo tanto estos materiales deberán acamellonarse y para volverlos a utilizar, e inclusive es recomendable mezclarlos con materiales importados para uniformizar las características.

La capacidad de carga se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivo – friccionantes.

Considerando una cohesión de  $5 \text{ ton/m}^2$ , y un ángulo de fricción interna de  $2^\circ$  y un peso volumétrico de  $1.6 \text{ ton/m}^3$ , obtenidos de los resultados de las pruebas de compresión axial no confinada realizadas entre 1.5 y 2.5 m de profundidad, se obtuvo una capacidad de carga admisible para diseño, de  $9 \text{ ton/m}^2$  para zapatas corridas, con una profundidad de desplante de 1.5 m, respecto a la superficie actual del terreno. Para una cohesión de  $6 \text{ ton/m}^2$ , y un ángulo de fricción interna de  $11^\circ$  y un peso volumétrico de  $1.65 \text{ ton/m}^3$ , válidas para los materiales entre 2.5 y 4 m de profundidad, se obtuvo capacidad de carga



admisible de  $12 \text{ ton/m}^2$ , para zapatas corridas y aisladas, desplantadas a 2.5 m de profundidad respecto a la superficie actual del terreno.

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

Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas 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 coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.56, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones denomina Zona de alta sismicidad.

Tomando en cuenta todo lo anterior se requerirá excavar 80 cm promedio de profundidad para retirar la capa de suelo vegetal, a partir de esta se procederá a colocar un material inerte (grava controlada), que permita saturar los materiales de expansión moderada en forma uniforme y adicionalmente dado que es una zona inundable requiere construir una plataforma de materiales mejorados que sobreeleven el nivel de piso terminado.



Aunado a lo anterior el tipo de cimentación podrá resolverse con zapatas reticulares o bien mediante una losa de cimentación, buscando que la presión de contacto sea la necesaria para regular la expansión, y que se eviten deformaciones a largo plazo.

Por lo que se concluye que el sitio de interés es una zona que se puede construir, pero sin embargo económicamente no es factible por el movimiento de tierras que se tiene que generar, debido a la presencia de arcillas moderadamente expansivas.

Cabe señalar, que cualquier sobrecarga adicional a las que se han colocado al momento, propiciará un movimiento adicional, que aunque no pone en riesgo la estructura, será antifuncional por las deformaciones que se presenten, por lo que se recomienda, sobrecargar con estiba máxima las áreas que han presentado deformaciones para que alcancen la magnitud máxima y posteriormente debe procederse a rehabilitar los pisos.

Finalmente los asentamientos y expansiones pueden ser diferenciales, debido a que los estratos compresibles y expansivos, por lo que recomendamos que al sobrecargar los pisos, (antes y después), y al rehabilitarlos, habrá que medir las deformaciones que se presenten mediante la instrumentación de testigos, que permitan observar la evolución de los movimientos que se puedan presentar y que serán mínimos.

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción específica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra.



Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción.

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

En el presente trabajo se concluye que por medio de los lineamientos geotécnicos permitirán desde el inicio del proyecto, tomar en cuenta las condiciones particulares del subsuelo para que la distribución de cargas sea tal que la alternativa de cimentación, para el edificio tenga un comportamiento adecuado.



# **ANEXO I**

## **REPORTE FOTOGRAFICO.**





**VISTA PANORAMICA DEL TERRENO DONDE SE CONSTRUIRA LA DELEGACIÓN ESTATAL DE P.G.R. EN OAXACA, OAX.**



**VISTA PANORAMICA DEL TERRENO DONDE SE CONSTRUIRA LA  
DELEGACIÓN ESTATAL DE P.G.R. EN OAXACA, OAX.**



**VISTA PANORAMICA DEL TERRENO DONDE SÉ CONSTRUIRA LA DELEGACIÓN ESTATAL DE P.G.R. EN OAXACA, OAX.**



**VISTA DE LA LLEGADA DE LA MAQUINA SE BAJO EN UNA ORILLA POR QUE NO ENTRABA LA CAMIONETA PARA DESPUÉS REMOLCARLA HASTA EL LUGAR DONDE SE REALIZO EL SONDEO.**



**VISTA DE LA LLEGADA DE LA MAQUINA SE BAJO EN UNA ORILLA POR QUE NO ENTRABA LA CAMIONETA PARA DESPUÉS REMOLCARLA HASTA EL LUGAR DONDE SE REALIZO EL SONDEO.**



**TOMA DE MUESTRA MEDIANTE TUBO SHELBY.**



# **ANEXO II**

## **PRUEBAS DE LABORATORIO**



## CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: SAN ANTONIO COYOTEPEC OAXACAMONDEO N° \_\_\_\_\_ MUESTRA: BOLSA PROF: 0.20 0.40 mDESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ GRISACEO

## LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W <sub>h+T</sub>	W <sub>s+1</sub>	W <sub>l</sub>	W%
40	385	21,40	17,40	12,30	78,43
25	401	22,70	18,00	12,30	82,46
15	380	23,20	18,20	12,30	84,75
9	340	24,50	18,50	12,00	92,31

## LIMITE PLASTICO

	11	14,20	13,20	9,80	29,41
	21	14,40	13,50	10,00	25,71

## CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec inic	lec final	C.L. (%)
7	10,00	7,89	21,1

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
82,47	27,56	54,91	CH

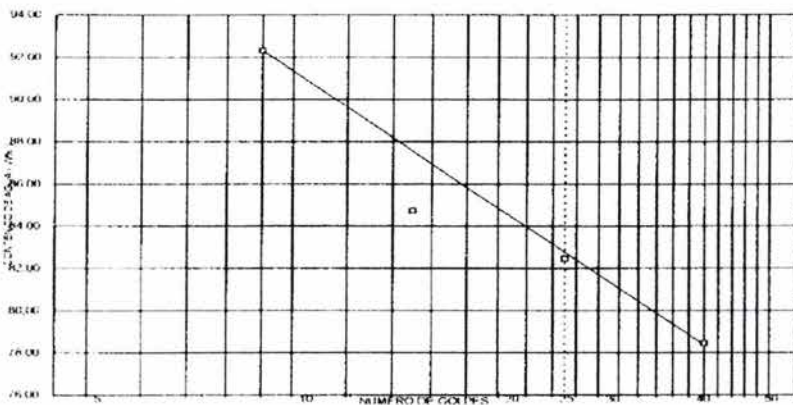


FIGURA.





## CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: SAN ANTONIO COYOTEPEC OAXACASONDEO N°: \_\_\_\_\_ MUESTRA: BOLSA PROF: 1.00-1.20 m.DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS OSCURO

## LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+I	Wt	W%
41	351	20.70	16.50	11.80	89.36
25	310	21.12	17.00	12.60	93.64
16	316	20.80	17.00	13.20	100.00
8	364	22.40	17.10	12.00	103.92

## LIMITE PLASTICO

16	14.30	13.30	10.20	32.26
10	14.40	13.50	10.20	27.27

## CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. (%)
A	10.00	7.91	20.9

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
93.64	29.77	63.87	CH

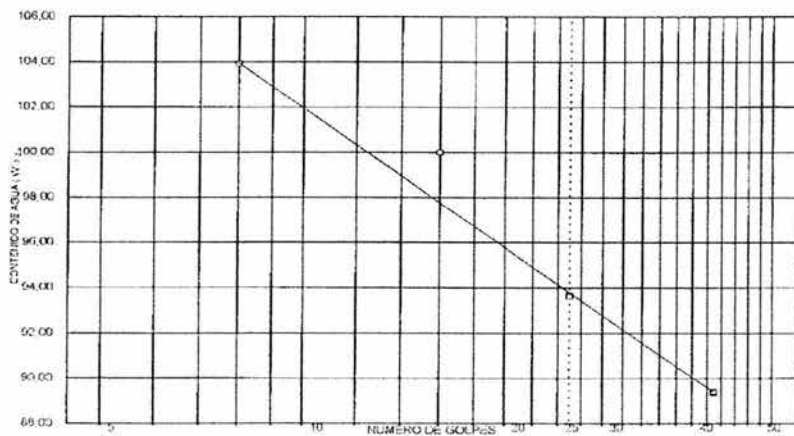


FIGURA.



## CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: SAN ANTONIO COYOTEPLCFONDO N° \_\_\_\_\_ MUESTRA: BOLSA PROF.: 2.10-2.40 m.DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ GRISACEO OBSCURO

## LIMITE LIQUIDO

N° GOL.PES	N° tara	W <sub>h</sub> +T	W <sub>s</sub> +t	W <sub>t</sub>	W%
41	403	19,90	16,10	11,00	74,51
25	384	19,51	16,40	12,50	79,74
16	348	20,40	16,50	11,90	84,78
9	402	22,90	18,30	13,20	90,20

## LIMITE PLASTICO

	25	14,70	13,60	9,70	28,21
	9	15,10	14,00	10,00	27,50

## CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)
4	10,00	8,19	18,1

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
79,74	27,85	51,89	CH

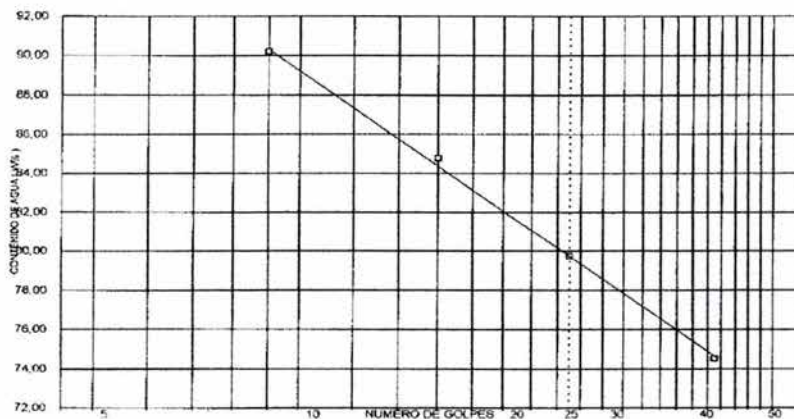


FIGURA.



## CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: SAN ANTONIO GOYOTEPEC

INDEO N°: PCA-1 MUESTRA: CUBICA PROF: 2.30-2.50 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ GRISACEO OSCURO

## LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W <sub>h+1</sub>	W <sub>s+1</sub>	W <sub>t</sub>	W%
40	34.2	21.30	17.10	12.30	87.50
25	40.0	23.50	18.40	12.60	87.93
17	40.0	23.00	16.90	10.10	89.71
9	45.1	28.00	18.40	7.90	91.43

## LIMITE PLASTICO

tec. inic.	tec. final	C.L. (%)
13.20	11.90	7.70
13.40	12.20	7.90

## CONTRACCION LINEAL

barra n°	tec. inic.	tec. final	C.L. (%)
50	10.00	8.10	19.0

LL	LP	IP	S.U.C.S
88.80	29.43	69.37	CH

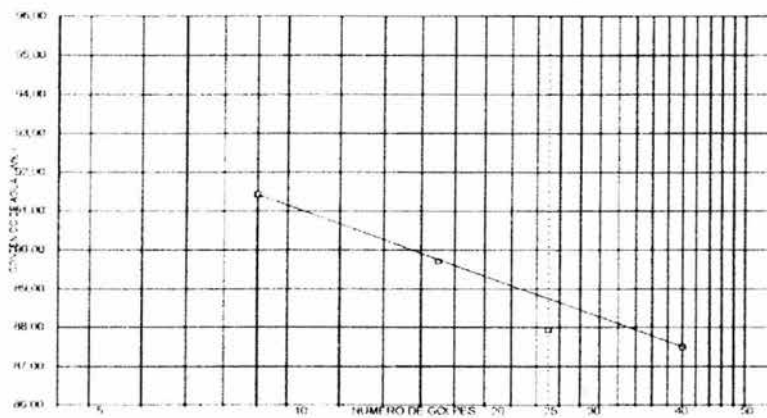


FIGURA.



TABLA DE LIMITES DE CONSOLIDACIÓN

PROCEDENCIA	LAVARRA				
BUNDEO N°	2017	MUESTRA	4	GRAB	1-20-21
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	ARCILLA CON LIMO JAPE GRISAZO OSCURO				

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W <sub>h</sub> -T	W <sub>s</sub> -T	W <sub>l</sub>	L <sub>l</sub> %
40	122	13.80	17.30	13.10	45.15
37	127	13.27	16.26	9.90	48.73
23	133	20.40	17.90	13.10	52.02
9	152	21.76	17.70	11.90	55.33

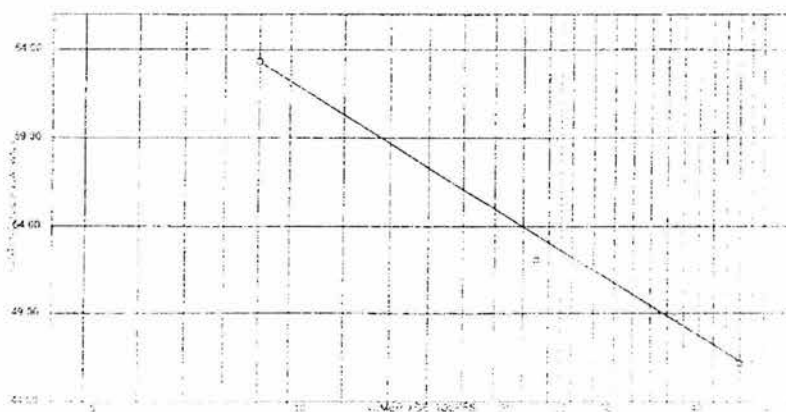
LIMITE PLASTICO

65	13.10	12.30	1.70	12.30
44	13.40	12.50	0.90	20.30

CONTRACCION LINEAL

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

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
53.00	20.00	33.00	GH



**FIGURA.**







DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA  
ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS

PROYECTO: **SAN ANTONIO COYOTEPEC**

SONDEO: **PCA-1**

FECHA:

MUESTRA: **MC**

CONSTANTE: **0,192**

PROFUND.: **2.30-2.50 m**

PRESION: **0,25 kg/cm<sup>2</sup>**

OPERADOR:

VELOCIDAD: **0,01667**

ds=	3,45	cm	Wo=	136,60	gr
dm=	3,47	cm	Wt=	65,10	gr
di=	3,48	cm	Wt+sh=	201,70	gr
d prom.=	3,47	cm	Wt+ss=	170,70	gr
h1=	7,99	cm	Ss=	2,52	
h2=	7,99	cm	W(%)=	29,36	
h prom.=	7,99	cm	pvhi=	1,810	ton/m3
Ao=	9,448	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1,810	ton/m3
Vo=	75,488	cm <sup>3</sup>	pvs=	1,399	ton/m3
ei=	0,801		Gi=	92,31	(%)
ef=	0,801		Wi=	29,36	(%)
si=	92,31	(%)	Wf=	29,36	(%)
sf=	92,31	(%)			
tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	9,4478	0,0000
10	17,00	3,2640	0,1667	9,4636	0,3449
20	31,00	5,9520	0,3334	9,4794	0,6279
30	43,00	8,2560	0,5001	9,4953	0,8695
40	55,00	10,5600	0,6668	9,5112	1,1103
50	64,00	12,2880	0,8335	9,5272	1,2898
60	72,00	13,8240	1,0002	9,5433	1,4486
70	78,00	14,9760	1,1669	9,5594	1,5666
75	76,00	14,5920	1,2503	9,5674	1,5252
80	72,00	13,8240	1,3336	9,5755	1,4437
85	67,00	12,8640	1,4170	9,5836	1,3423

1,5666

FIGURA.



PROYECTO: SAN ANTONIO COYOTEPEC

SONDEO: PCA-1

MUESTRA: MC

PROFUND.: 2.30-2.50 m

PRESION:		0,50 kg/cm <sup>2</sup>			
ds=	3,45 cm	Wo=	133,70 gr		
dm=	3,45 cm	Wt=	151,80 gr		
dj=	3,43 cm	Wt+sh=	285,50 gr		
d prom.=	3,45 cm	Wt+ss=	254,30 gr		
h1=	7,97 cm	Ss=	2,52		
h2=	7,97 cm	W(%)=	30,44		
h prom.=	7,97 cm	pvhi=	1,798 ton/m <sup>3</sup>		
Ao=	9,330 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1,798 ton/m <sup>3</sup>		
Vo=	74,361 cm <sup>3</sup>	pvs=	1,378 ton/m <sup>3</sup>		
ei=	0,828	Gj=	92,62 (%)		
ef=	0,828	Wi=	30,44 (%)		
si=	92,62 (%)	Wf=	30,44 (%)		
sf=	92,62 (%)				
tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	9,3301	0,0000
10	11,00	2,1120	0,1667	9,3457	0,2260
20	27,00	5,1840	0,3334	9,3614	0,5538
30	37,00	7,1040	0,5001	9,3770	0,7576
40	48,00	9,2160	0,6668	9,3928	0,9812
50	59,00	11,3280	0,8335	9,4086	1,2040
60	67,00	12,8640	1,0002	9,4244	1,3650
80	80,00	15,3600	1,3336	9,4563	1,6243
100	86,00	16,5120	1,6670	9,4883	1,7402
110	85,00	16,3200	1,8337	9,5044	1,7171
115	84,00	16,1280	1,9171	9,5125	1,6955
120	80,00	15,3600	2,0004	9,5206	1,6133
125	70,00	13,4400	2,0838	9,5287	1,4105

1,7402

FIGURA.





PROYECTO: SAN ANTONIO COYOTEPEC  
 SONDEO: PCA-1  
 MUESTRA: MC  
 PROFUND.: 2.30-2.50 m

<b>PRESION:</b>		<b>1,00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3,44 cm	Wo=	135,30 gr
dm=	3,44 cm	Wt=	104,70 gr
di=	3,47 cm	Wt+sh=	239,90 gr
d prom.=	3,45 cm	Wt+ss=	208,10 gr
h1=	7,88 cm	Ss=	2,52
h2=	7,88 cm	W(%)=	30,75
h prom.=	7,88 cm	pvhi=	1,842 ton/m <sup>3</sup>
Ao=	9,321 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1,841 ton/m <sup>3</sup>
Vo=	73,450 cm <sup>3</sup>	pvs=	1,409 ton/m <sup>3</sup>
ei=	0,789	Gj=	98,26 (%)
ef=	0,790	Wi=	30,85 (%)
si=	98,40 (%)	Wf=	30,75 (%)
sf=	98,09 (%)		

tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	9,3211	0,0000
10	11,00	2,1120	0,1667	9,3367	0,2262
20	21,00	4,0320	0,3334	9,3523	0,4311
30	33,00	6,3360	0,5001	9,3680	0,6763
40	44,00	8,4480	0,6668	9,3837	0,9003
50	55,00	10,5600	0,8335	9,3995	1,1235
60	63,00	12,0960	1,0002	9,4153	1,2847
80	77,00	14,7840	1,3336	9,4471	1,5649
100	86,00	16,5120	1,6670	9,4791	1,7419
120	93,00	17,8560	2,0004	9,5114	1,8773
145	94,00	18,0480	2,4172	9,5520	1,8894
150	93,00	17,8560	2,5005	9,5602	1,8677
155	91,00	17,4720	2,5839	9,5684	1,8260
160	87,00	16,7040	2,6672	9,5766	1,7443

1,8894

FIGURA.



## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: SAN ANTONIO COYOTEPEC

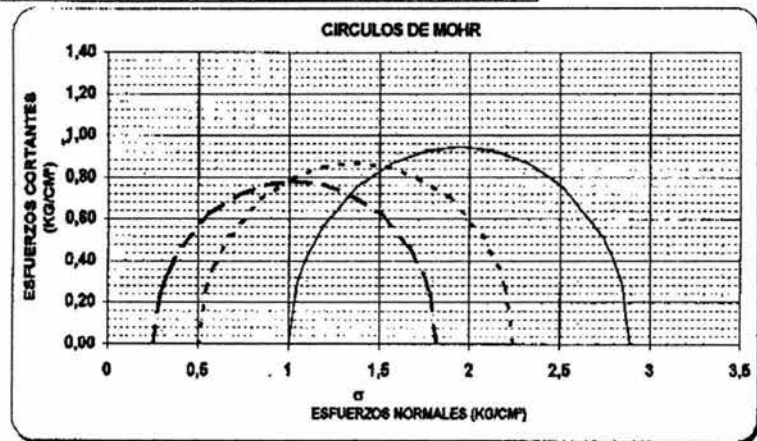
SONDEO: PCA-1

MUESTRA: MC PROF.: 2.30-2.50 m

## DESCRIPCIÓN DEL SUELO:

ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA  
FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	G <sub>wi</sub> (%)	e <sub>i</sub>	VALORES PROMEDIO	
						S <sub>p</sub> =	w <sub>f</sub> =
1	0,25	1,57	1,810	92,3	0,801	2,52	30,22 %
2	0,50	1,74	1,798	92,6	0,828	w <sub>f</sub> =	30,18 %
3	1,00	1,89	1,842	98,3	0,789	G <sub>w</sub> =	94,39 %
DATOS FINALES						G <sub>wf</sub> =	94,34 %
		e <sub>f</sub>	G <sub>wf</sub>	w <sub>f</sub>	p <sub>v</sub> /h <sub>f</sub>	P <sub>VH</sub> =	1,817 ton/m <sup>3</sup>
1	0,25	0,801	92,308	29,36	1,810	P <sub>Vf</sub> =	1,816 ton/m <sup>3</sup>
2	0,50	0,828	92,618	30,44	1,796	e <sub>f</sub> =	0,81
3	1,00	0,790	98,091	30,75	1,841	e <sub>f</sub> =	0,81



C=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
φ=	_____	grados
E=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
μ=	0,45	

FIGURA.



## CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO: SAN ANTONIO COYOHTIMEC	CONS: 0,192
MUESTRA: MC	VEL: 0,01667
SONDEO: PCA-1	PROF: 1,80-2,00 m.
DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS	

Tiempo seg.	Def. mm.	Anillo Unidad	E %	Esf. Desv. Kg/cm <sup>2</sup>
0	0,0000	0,00	0,0000	0,0000
10	0,1667	10,00	0,1862	0,2013
20	0,3334	23,00	0,3647	0,4621
30	0,5001	36,00	0,5433	0,7221
40	0,6668	47,00	0,7269	0,9409
50	0,8335	54,00	0,9207	1,0790
60	1,0002	57,00	1,1246	1,1366
80	1,3336	62,00	1,5350	1,2311
100	1,6670	63,00	1,9556	1,2457
110	1,8337	62,00	2,1697	1,2232
115	1,9171	60,00	2,2805	1,1824
120	2,0004	59,00	2,3888	1,1614
125	2,0838	55,00	2,5048	1,0814

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN	
Ds= 3,50 cm.	H1= 7,88 cm.
Dm= 3,47 cm.	H2= 7,88 cm.
Di= 3,51 cm.	Ss= 2,52
Ao= 9,521 cm <sup>2</sup>	Wt= 72,30 gr.
Vo= 75,022 cm <sup>3</sup>	Wt+sh= 208,80 gr.
Wo= 136,50 gr.	Wt+ss= 176,70 gr.

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN	
ei= 0,811	Si= 95,55 %
ef= 0,811	Sf= 95,55 %
Pvni= 1,819 T/m <sup>3</sup>	Wf= 30,75 %
Pvni= 1,819 T/m <sup>3</sup>	Wf= 30,75 %

FIGURA.

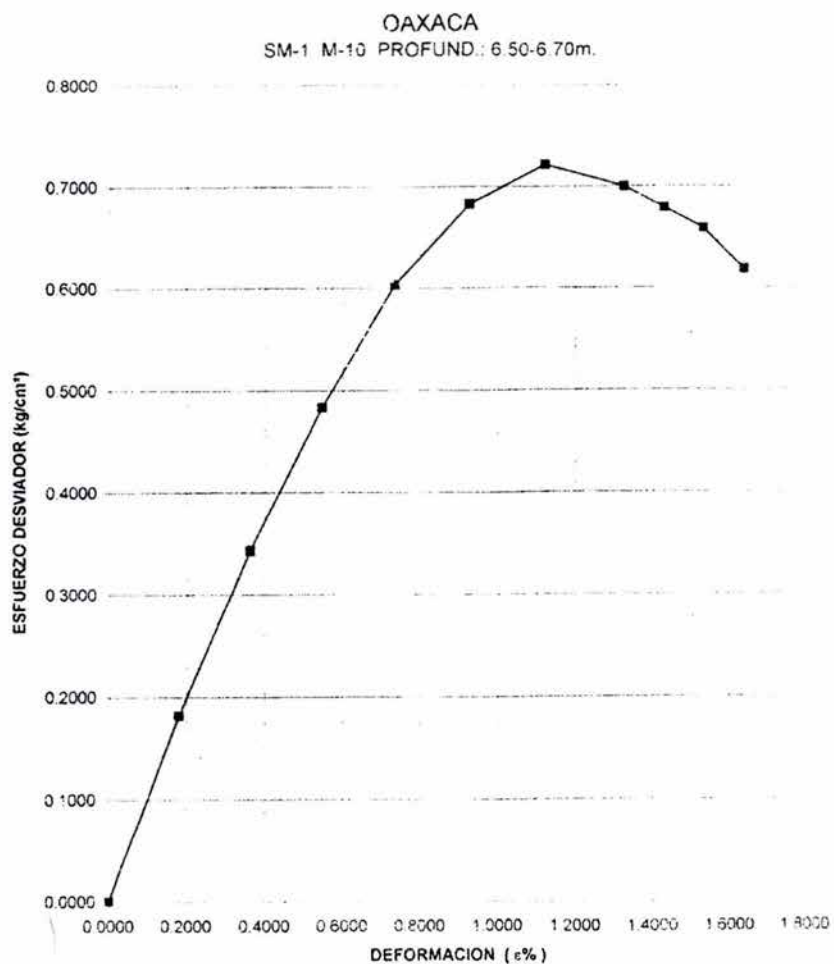


FIGURA.

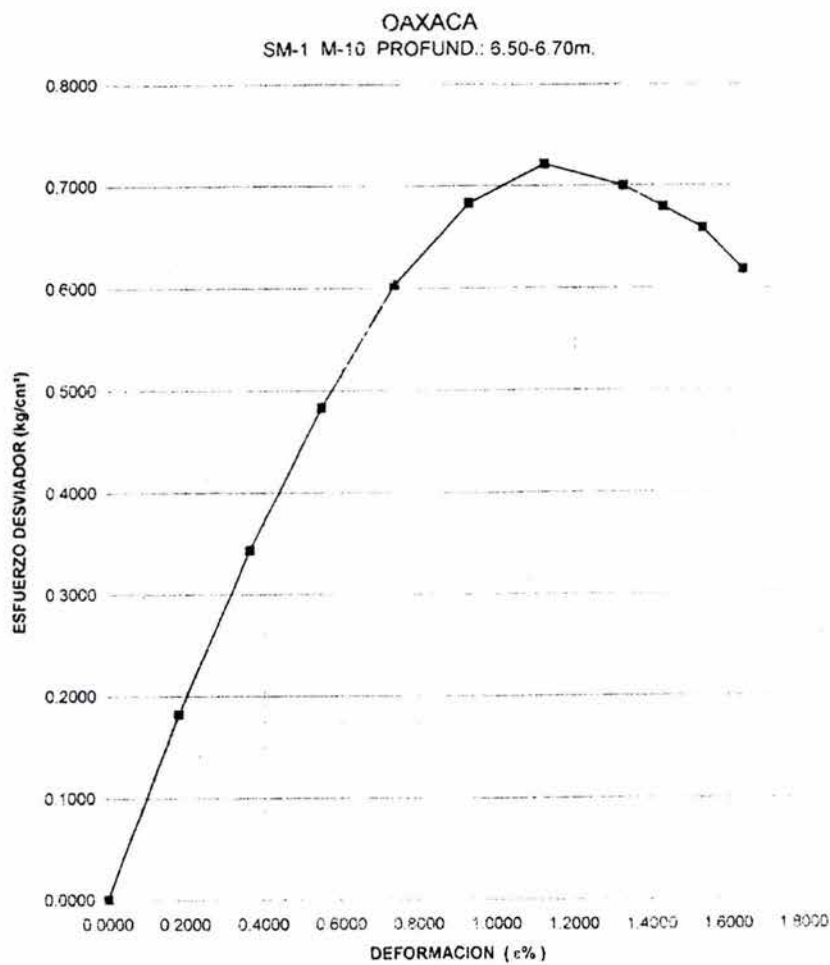
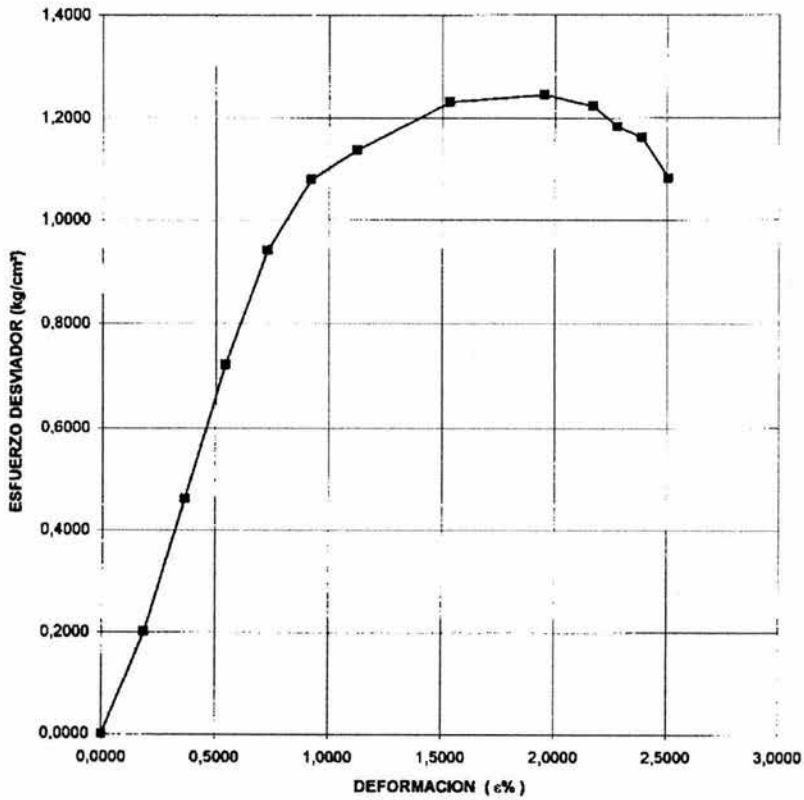


FIGURA.



**SAN ANTONIO COYOTEPEC  
PCA-1-MC PROFUND.: 2.30-2.50 m.**



**FIGURA.**



## ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

PROYECTO: SAN BARTOLO COSOTEPÉC, OAXACA  
 MONEDA: SI-J PROFUND: 10, 16-19, 70  
 MUESTRA: 15

## DATOS:

W TARA: 26.40 Gr      Ws-T 123.40 Gr  
 Ws: 97.00 Gr

MALLA N°	W RET. Gr	P. RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			
1/2"			
3/8"			
1/4"			100.00
N°4		0.00	100.00
10.00	1.50	1.34	98.66
20.00	0.70	0.72	97.94
40.00	0.40	0.41	97.53
60.00	0.60	0.62	96.91
100.00	8.40	8.66	88.25
200.00	14.00	14.43	73.81
PASA 200	71.60	73.81	0.00
SUMA	97.00	0.00	0.00

GRAVA 0.0 %  
 ARENA 26.2 %  
 FINOS 73.8 %  
 SUMA 100.0 %

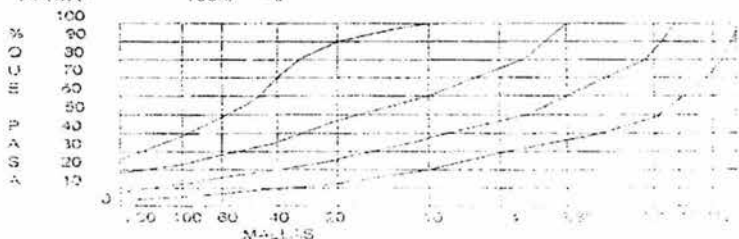


FIGURA.



## ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: SAN BARTOLO COYOTEPEC, OAXACA  
 SONDEO: SM-1 PROF-UND.: 11.90-12.50 m.  
 MUESTRA: 18

## DATOS:

WTARA: 17.00 Gr      Ws+T 109.40 Gr  
 Ws: 92.40 Gr

MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1			
3/4"			
1/2"			
3/8"			
1/4"			100.00
N°4	1.10	1.19	98.81
10.00	2.30	2.49	96.32
20.00	6.10	6.60	89.72
40.00	9.30	10.06	79.65
60.00	11.80	12.77	66.88
100.00	8.80	9.52	37.36
200.00	6.80	7.36	50.00
PASA 200	46.20	50.00	0.00
SUMA	92.40	0.00	0.00

GRAVA      1.2 %  
 ARENA      48.8 %  
 FINOS      50.0 %  
 SUMA=      100.0 %

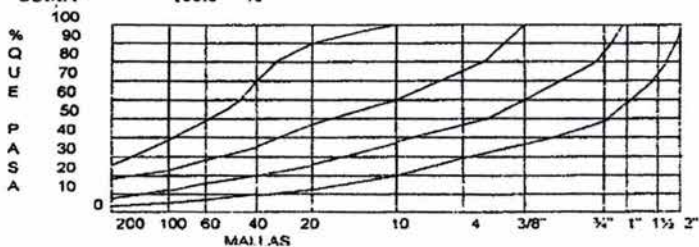


FIGURA.





## ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

PROYECTO: SAN BARTOLO COYOTEPEC, OAXACA

SONDEO: SM-1

PROFUND.: 13.10-13.70 m.

MUESTRA: 20

## DATOS:

W TARA: 25.80 Gr

Ws+T 134.00 Gr

Ws: 107.20 Gr

MALLA Nº	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			100.00
1/2"	16.00	14.93	85.07
3/8"	15.30	14.27	70.80
1/4"	7.30	6.81	63.99
Nº4"	5.60	5.22	58.77
10.00	18.60	17.35	41.42
20.00	14.60	13.62	27.80
40.00	8.60	8.02	19.78
60.00	3.50	3.26	16.51
100.00	3.40	3.17	13.34
200.00	2.20	2.05	11.29
PASA 200	12.10	11.29	0.00
SUMA	107.20	0.00	0.00

GRAVA 41.2 %

ARENA 47.5 %

FINOS 11.3 %

SUMA= 100.0 %

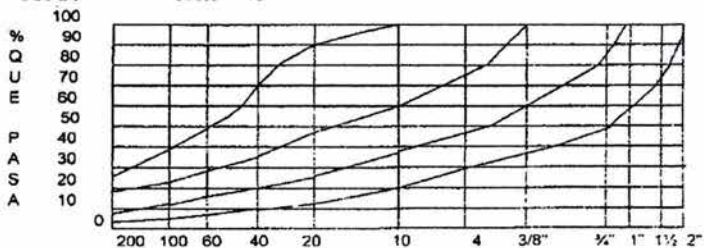


FIGURA.



## CALCULO DE SATURACION BAJO CARGA.

PROYECTO: SAN ANTONIO COYOTEPEC OAXACA PROFUND.:  
 SONDEO: PCA CONS.No 1  
 MUESTRA: MC Ss= 2.52

ANILLO No 1  
 D. ANILLO 8.050 Cm.  
 H. ANILLO 2.000 Cm.  
 A. ANILLO 50.900 Cm<sup>2</sup>.  
 W.ANILLU 165.490 Gr.

## DATOS INICIALES

W<sub>h+A</sub> 353.40 Gr.  
 W TARA 35.20 Gr.

## DATOS FINALES

W<sub>h+A+T</sub> 392.00 Gr.  
 W<sub>s+A+T</sub> 344.20 Gr.

W <sub>s</sub> =	143.5100 Gr.	W <sub>h</sub> =	187.9100 Gr.
W <sub>w</sub> =	44.4000 Gr.	W <sub>h'</sub> =	191.3100 Gr.
W <sub>w'</sub> =	47.8000 Gr.	V <sub>h</sub> =	101.8000 Cm <sup>3</sup>
V <sub>h</sub> =	105.159 Cm <sup>3</sup>	V <sub>s</sub> =	56.9484 Cm <sup>3</sup>
V <sub>w</sub> =	44.8516 Cm <sup>3</sup>	V <sub>w</sub> =	44.4000 Cm <sup>3</sup>
ρ <sub>v/h</sub> =	1.8459 T/m <sup>3</sup>	ρ <sub>v/h'</sub> =	1.8192 T/m <sup>3</sup>
M <sub>h</sub> =	30.9386 %	S <sub>h</sub> =	98.9932 %
M <sub>w</sub> =	33.3078 %	S <sub>w</sub> =	99.15 %
w	0.7876	ef	0.8466

Presión	Micro	Corr. d. A	D. Corr. A	Def. vol.	e	V <sub>f</sub>
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	mm.	mm.	%		Cm <sup>3</sup>
Lec. I=	8.630					
0.000	9.2900	0.0000	-0.6600	-3.3000	0.8466	105.1594

FIGURA.



## CALCULO DE SATURACION BAJO CARGA.

PROYECTO: SAN ANTONIO COYOTEPEC OAXACA PROFUND.:  
 SONDEO: PCA CONS.No 2  
 MUESTRA: MC Sa= 2.52

ANILLO No 2  
 D. ANILLO 8.090 Cm.  
 H. ANILLO 2.000 Cm.  
 A. ANILLO 51.403 Cm<sup>2</sup>.  
 V. ANILLO 165.730 Gr.

## DATOS INICIALES

Wh+A 353.40 Gr.  
 W TARA 35.20 Gr.

## DATOS FINALES

Wh+A+T 389.00 Gr.  
 Ws+A+T 344.20 Gr.

Ws=	143.2700 Gr.	Whl=	187.6700 Gr.
Wwl=	44.4000 Gr.	Whf=	188.0700 Gr.
Wwf=	44.8000 Gr.	Vf=	102.8058 Cm <sup>3</sup>
V=	102.641 Cm <sup>3</sup>	Vs=	58.8532 Cm <sup>3</sup>
Vw=	46.9526 Cm <sup>3</sup>	Vw=	44.4000 Cm <sup>3</sup>
Vvhl=	1.8265 T/m <sup>3</sup>	Pvhl=	1.8323 T/m <sup>3</sup>
W=	30.9904 %	Sl=	96.8213 %
W=	31.2696 %	Sf=	97.84 %
i	0.8083	ef	0.8054

Presión	Micro	Corr.d.A	D.Corr.A	Def.vol.	e	Vf
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	mm.	mm.	%		Cm <sup>3</sup>
Lec.1=	4.182					
0.300	3.8820	0.0000	0.3000	1.5000	0.7811	101.2637
SATURACION	4.1500	0.0000	0.0320	0.1800	0.8084	102.8413

FIGURA.



## CALCULO DE SATURACION BAJO CARGA.

PROYECTO: SAN ANTONIO COYOTEPEC OAXACA PROFUND.:  
 FONDEO: PCA CONS.No 3  
 MUESTRA: MC S<sub>u</sub>= 2.52

NILLO No 3  
 I. ANILLO 8.050 Cm.  
 I. ANILLO 2.000 Cm.  
 J. ANILLO 50.900 Cm<sup>2</sup>.  
 V. ANILLO 165.850 Gr.

## DATOS INICIALES

W<sub>h</sub>+A 354.00 Gr.  
 W<sub>s</sub>+A 35.10 Gr.

## DATOS FINALES

W<sub>h</sub>+A+T 388.40 Gr.  
 W<sub>s</sub>+A+T 346.50 Gr.

W <sub>s</sub> =	144.5500 Gr.	W <sub>h</sub> =	168.1500 Gr.
W <sub>w</sub> =	43.6000 Gr.	W <sub>h</sub> °=	186.4500 Gr.
W <sub>w</sub> °=	41.9000 Gr.	V <sub>h</sub> =	101.8000 Cm <sup>3</sup>
V <sub>h</sub> =	103.826 Cm <sup>3</sup>	V <sub>s</sub> =	57.3811 Cm <sup>3</sup>
V <sub>w</sub> =	44.6369 Cm <sup>3</sup>	V <sub>w</sub> =	43.6000 Cm <sup>3</sup>
W <sub>h</sub> °=	1.8482 T/m <sup>3</sup>	P <sub>v</sub> °=	1.7958 T/m <sup>3</sup>
f <sub>h</sub> =	30.1626 %	S <sub>h</sub> =	98.1123 %
f <sub>w</sub> =	28.9865 %	S <sub>w</sub> =	90.18 %
	0.7747	e <sub>f</sub>	0.8100

Presión	Micro	Corr.d.A	D.Corr.A	Def.vol.	e	V <sub>f</sub>
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	mm.	mm.	%		Cm <sup>3</sup>
Lec.1=	13.951					
0.200	13.7190	0.0000	0.2320	1.1600	0.7541	100.6191
SATURACION	14.3490	0.0000	-0.3980	-1.9900	0.8100	103.8258

FIGURA.



## **ANEXO III**

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



## ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS

### 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 20cm. A continuación se recompactará el material hasta alcanzar un grado de compactación del 95% 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 tobáceos de color claro 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 tercerías, 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 <sup>3</sup>



## 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 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 <sup>2</sup>	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 <sup>3</sup>	1700mín	1700mín	1700 mín.

#### 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 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.



## Zonas granulométricas del material

	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor cementante, Kg/cm <sup>2</sup>	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 <sup>3</sup>	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 mín.

La curva granulométrica del agregado pétreo deberá quedar comprendida entre los límites marcados en la figura C, 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 vegetal, 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/m<sup>2</sup>, 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/m<sup>2</sup>, 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:

Esesor de proyecto x 1.3 (abundamiento ) = Esesor tendido por terminadora

La temperatura recomendable para el tenido 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  $m^2$ , 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/ $m^2$  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  $50\text{m}^3$  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  $500\text{ m}^3$  de material compactado o cuando cambie el tipo de material.
- d) El material empleado deberá estar exento de materia orgánica y partículas extrañas.

### 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 despalle 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 10 cm o al contacto con la toba volcánica, 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 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 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.**



## zonas granulométricas del material

	1	
Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor cementante, Kg/cm <sup>2</sup>	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 <sup>3</sup>	1800 mín	1800 mín

**D. Procedimiento constructivo para terracerías y base**

- D.1 Se despalmará el terreno en el espesor necesario para eliminar la capa del suelo orgánico 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 pasa juntas 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.

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 pasa juntas. 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).

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 ½ " 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/cm<sup>2</sup>.

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 20cm 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.<br>toda     | Para conservar constante y eficientemente húmeda la superficie |
| b) Lámina de agua<br>arcilla. | Con un tirante de 5 cm retenida mediante bordes de             |
| 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, 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 <sup>2</sup>	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 <sup>3</sup>	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 comprensión (cubos)  
Promedio mínimo de 3 muestras 350 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de ruptura,  
Promedio mínimo de 3 muestras 50 kg/cm<sup>2</sup>
- 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/cm<sup>2</sup> por minuto ( movimiento de la cabeza móvil de 13 mm por minuto).



d) Cálculo.- Resistencia a la compresión igual a  $P/A$  en  $\text{Kg}/\text{cm}^2$  en donde:

$P$  = carga máxima de ruptura en kgs.

$A$  = área de la sección de carga en  $\text{cm}^2$

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:



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

en donde:

Mr: módulo de ruptura en  $\text{kg/cm}^2$

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  $110^{\circ}\text{C}$  hasta obtener peso constante (Ps), posteriormente se sumergirán en agua potable con temperatura de  $15 \text{ A } 30^{\circ}\text{C}$ , durante 24 horas y después se procederá a pesarlos (Ph) 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:

$$\text{Absorción} = \frac{100 (\text{Ph}-\text{Ps})}{\text{Ps}} \text{ en } \%$$



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 adoquin se cortará un espécimen de 6 cm de ancho por 7 cm de largo y una altura igual al espesor del adoquin.

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  $250 \text{ gr/cm}^2$



d) Cálculo.- si el adoquín presenta un acabado especial tal como: estriado, cuadrícula ú orleado se determinará él numero 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 vegetal, a continuación sé 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 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 (  $\pm 2\%$  ). 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 (  $\pm 2\%$  ). 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.



## BIBLIOGRAFÍA.

- MECANICA DE SUELOS TOMO I. "FUNDAMENTOS DE LA MECANICA DE SUELOS."  
3ra. Edición. Eulalio Juárez Badillo. Y Alfonso Rico Rodríguez.  
Editorial. Limusa. 1986.
- MECANICA DE SUELOS. TOMO 2.  
Juárez Badillo y Rico Rodríguez.  
Edit. LIMUSA 1996 Decimacuarta Reimpresión.
- MECANICA DE SUELOS.  
Lambe T. William.  
Editorial. LIMUSA.  
1ra Edición. Mex.D.F. 1972.
- MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES.  
Carlos Crespo Villalaz.  
Editorial Limusa.  
4a. Edición. Méx. D.F. 1995.
- SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, NORMAS DE CALIDAD DE LOS MATERIALES, CARRETERAS Y AUTOPISTAS.
- MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERÍA PRACTICA.  
karl Terzaghi. Ralph. B. Deck; 1980.
- LA INGENIERIA DE LOS SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES.  
Tomo I.  
Rico Rodríguez Alfonso.  
Edit. Limusa.
- PAVIMENTOS.  
Normas De Construcción.  
S.C.T. Mexico 1981



- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.  
1987. ED.D.D.F.
- SIMPOSIO SOBRE EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES  
EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MÉXICO.

DEL CASTILLO, R.  
ED. S.M.M.S, 1986