



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

“ESTUDIO GEOTÉCNICO DE UNA TIENDA COMERCIAL EN SUELOS LICUABLES”

T E S I S

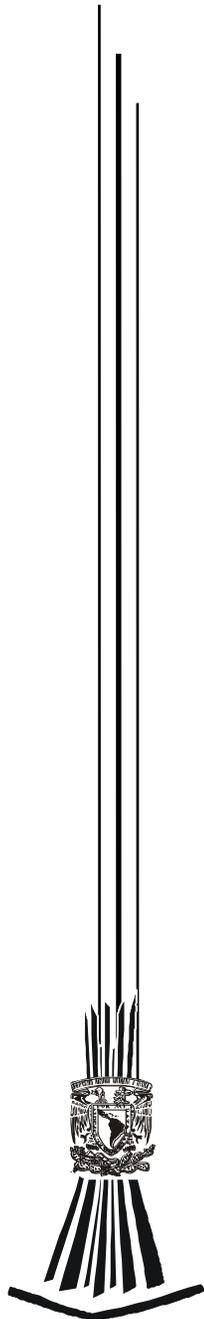
PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

LUCIA RODRÍGUEZ OCAMPO

DIRECTOR DE TESIS

ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA



FES Aragón

SAN JUAN DE ARAGÓN, ESTADO DE MÉXICO, NOVIEMBRE 2011



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.

AGRADECIMIENTOS

A mis queridos padres por darme la vida, por todos ese sacrificio y esfuerzo que han hecho para que lograra esta meta, gracias por su amor, comprensión y sobre todo por apoyarme incondicionalmente y enseñarme que con dedicación y esfuerzo todo se puede lograr. Gracias padres “Porque en mis negras noches son mi estrella”.

A mis hermanos Verónica y Gerardo por su cariño, consejos, por impulsarme a seguir siempre adelante, gracias por su compañía en aquellos momentos difíciles.

A Pedro Pacheco por su comprensión, apoyo incondicional, y sobre todo por enseñarme el verdadero amor.

Al Ing. Gabriel Alvarez Bautista por brindarme su amistad, por ayudarme y guiarme en esta gran etapa de mi vida.

A mis profesores que gracias a ellos obtuve una formación académica de calidad

A mis amigos por permanecer a mi lado, por sus consejos y todos esos buenos momentos que compartimos.

Gracias dios por ponerlos en mi camino y brindarme la dicha de su compañía

INDICE

1. ANTECEDENTES

- 1.1 Localización
- 1.2 Topografía
- 1.3 Descripción del proyecto
- 1.4 Colindancias

2. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

- 2.1 Generalidades
- 2.2 Sondeo con equipo mecánico
 - 2.2.1 Método de penetración estándar

3. PRUEBAS DE LABORATORIO

4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

- 4.1 Geología
- 4.2 Estratigrafía del subsuelo
- 4.3 Sismicidad
- 4.4 Propuesta de clasificación para fines de presupuesto de excavaciones.

5. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

- 5.1 Solución de cimentación.
 - 5.1.1 Estructuras menores
- 5.2 Parámetros de diseño
- 5.3 Capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas
- 5.4 Cálculo de Asentamientos para pilotes
- 5.5 Capacidad de carga a la tensión

5.6 Dimensionamiento de la cimentación

5.6.1 Estado límite de falla en condiciones estáticas

5.6.2 Estado límite de falla en condiciones dinámicas

5.6.3 Estado límite de servicio

5.7 Presiones horizontales.

6.PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACIÓN

6.1 Procedimiento Constructivo de los pilotes

6.2 Excavación y construcción de contratrabes

6.3 Sistema de piso.

6.4 Rellenos

6.5 Proceso constructivo para la alternativa con losa de cimentación

6.6 Especificación de materiales

7.DISEÑO DE PAVIMENTOS

7.1 Piso de concreto armado de la Tienda

7.2 Pavimento de concreto armado en estacionamiento

7.3 Pavimentos de concreto armado en patio de maniobras

7.3.1 Especificaciones piso de concreto armado de la tienda.

7.3.2 Especificaciones para pavimento en estacionamiento y patio de maniobras.

8.CONCLUSIONES

ANEXO I ESPECIFICACIONES DE CALIDAD PARA LOS MATERIALES DE BANCO

ANEXO II REPORTE FOTOGRÁFICO

ANEXO III PRUEBAS DE LABORATORIO

INTRODUCCIÓN

Debido al gran aumento de la población, se ha visto la necesidad de habitar en zonas con riesgo de inestabilidad como el caso que se desarrolla en la presente tesis, es un suelo con probabilidad a sufrir el fenómeno de licuefacción ya que es más probable que este fenómeno ocurra en suelos granulados, sueltos, saturados con poco drenaje tal como arenas y gravas.

Un sismo puede hacer que el efecto de licuación se presente en las arenas sueltas o con mala compactación, este material tienden a disminuir su volumen, se produce un aumento en la presión de agua en los poros por lo tanto disminuye la resistencia.

Por ende el estudio Geotécnico es primordial ya que con este se puede obtener las propiedades mecánicas e índice del subsuelo, basado en estos estudios se podrá tomar la mejor decisión para el proyecto ya que es importante garantizar la seguridad de los usuarios.

El tema que trata la presente tesis es sobre el estudio geotécnico de una tienda comercial en suelos licuables, ubicado en la esquina formada por Av. Dr. Roberto R. Michel y Salvador López Chávez, Guadalajara Jalisco, donde se proyecta construir una tienda comercial.

El predio tiene una superficie de forma rectangular y cuenta con un área de 68,248.395 m² aproximadamente; de los cuales solo se ocuparan 28,264 m², de acuerdo al anteproyecto y al plano topográfico proporcionado. La topografía del terreno puede considerarse horizontal, ubicada en la cota promedio 1524.65

En una superficie de terreno a ocupar de 28,264 m², de los cuales tendremos una superficie de construcción para la Tienda de Autoservicio de 9,419m², que se ubicara en la cota +1,525.50, el correspondiente al 33.33% del área por ocupar

Se efectuaron catorce sondeos de penetración estándar entre 6.00 y 15.00 m de profundidad. De acuerdo a lo registrado en los sondeos realizados, la descripción estratigráfica encontrada es la siguiente:

El nivel de aguas freáticas se detectó a profundidades variables entre 3.00 y 3.80m, en la fecha en que se realizo la exploración.

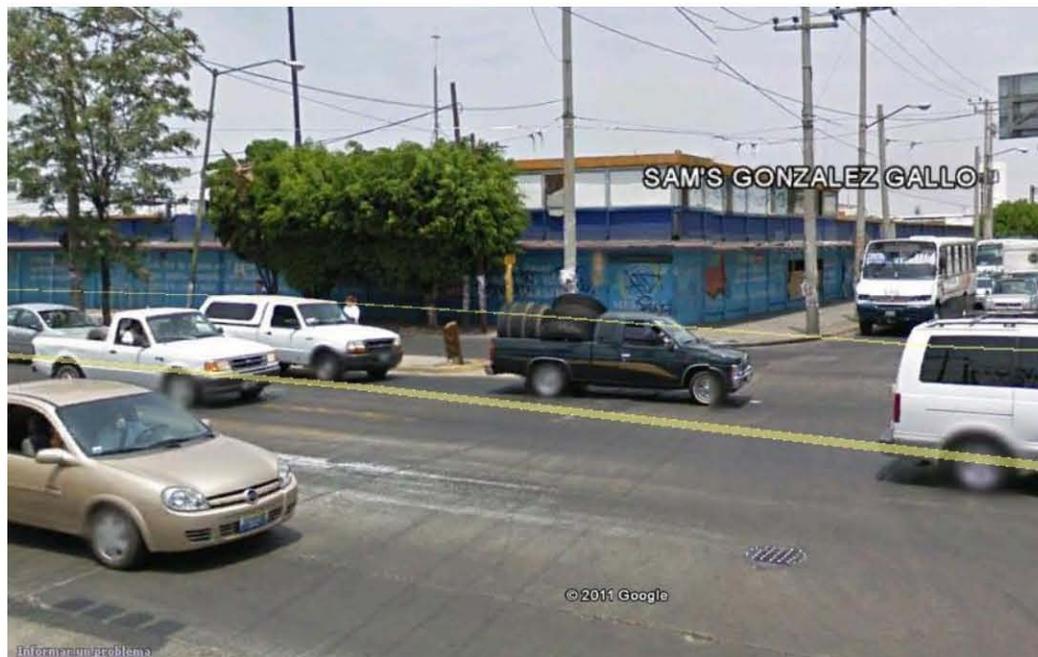
En este informe se presenta la descripción de los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos, se consignan las recomendaciones para diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la estructura proyectada, y se proporcionan las recomendaciones generales que deberán implementarse para su construcción.

Dentro de las recomendaciones generales se establecerán los lineamientos para el proceso constructivo de la excavación requerida. En el Anexo I se presenta un reporte fotográfico de los trabajos realizados.

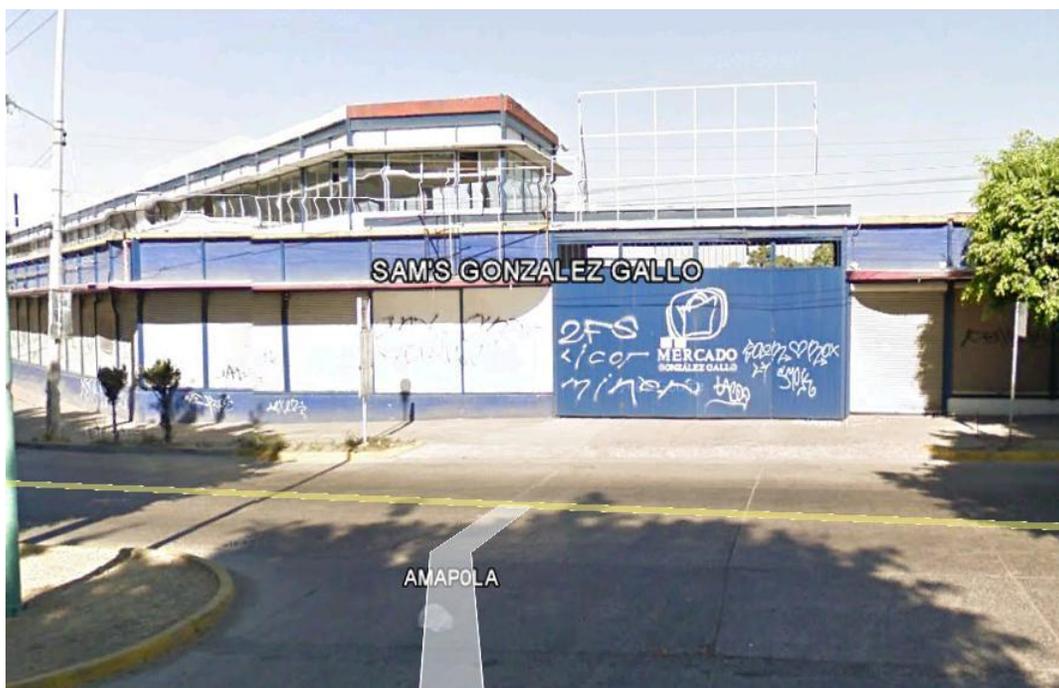
OBJETIVO.

Con objeto de establecer la factibilidad de construcción de la tienda comercial en suelos licuables, se realizó un estudio de Mecánica de Suelos consistente en exploración y muestreo de los depósitos profundos del subsuelo del sitio de interés, pruebas de laboratorio en las muestras obtenidas y análisis de resultados.

ANTECEDENTES



PANORÁMICAS DEL SITIO DE INTERÉS



PANORÁMICAS DEL SITIO DE INTERÉS

1. ANTECEDENTES

1.1 Localización

Se solicitó la realización de un Estudio de Mecánica de Suelos, en el predio ubicado en la esquina formada por Av. Dr. Roberto R. Michel y Salvador López Chávez, Guadalajara Jalisco, donde se proyecta construir una tienda comercial. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.



FIGURA 1. UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERES

1.2 Topografía

El predio de interés tiene forma rectangular y cuenta con un área de 68,248.395 m² aproximadamente, como se muestra en la figura 2; de los cuales solo se ocuparan 28,264 m².

La superficie del terreno puede considerarse plana, ubicada en la cota promedio 1524.65 (topográfica).

Existe actualmente en el predio varias estructuras conformadas por uno y dos niveles; ya que anteriormente estas daban un servicio de mercado.

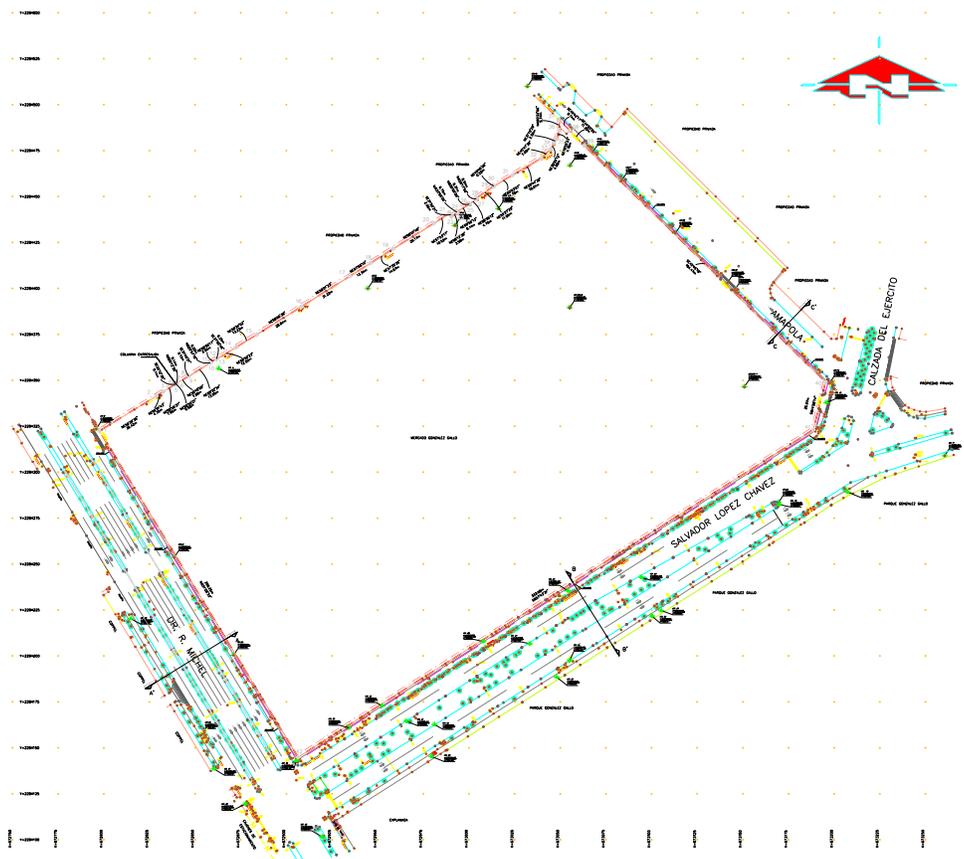


FIGURA 2. TOPOGRAFIA DEL PREDIO

1.3 Descripción del proyecto

Solicitud de obra nueva para una tienda comercial, en una superficie de terreno a ocupar de 28,264 m², de los cuales tendremos una superficie de construcción para la Tienda de Autoservicio de 9,419m², que se ubicara en la cota +1,525.50, el correspondiente al 33.33% del área por ocupar; existirán dos áreas de locales, ambas con un área total de 3,538 m²; el andén de carga y patio de maniobras cubre un total de 1,248 m²; el resto de área será asignada para uso de estacionamiento; la cual estará compuesta por 424 cajones para automóviles, de los cuales 17 serán para uso de discapacitados; de acuerdo al proyecto realizado para esta tienda.

Existirán dos accesos al estacionamiento; uno por Av. Dr. Roberto R. Michel, de igual forma se localizara el acceso a los andenes de carga y descarga; y el segundo por Av. Salvador López Chávez.

ANTEPROYECTO

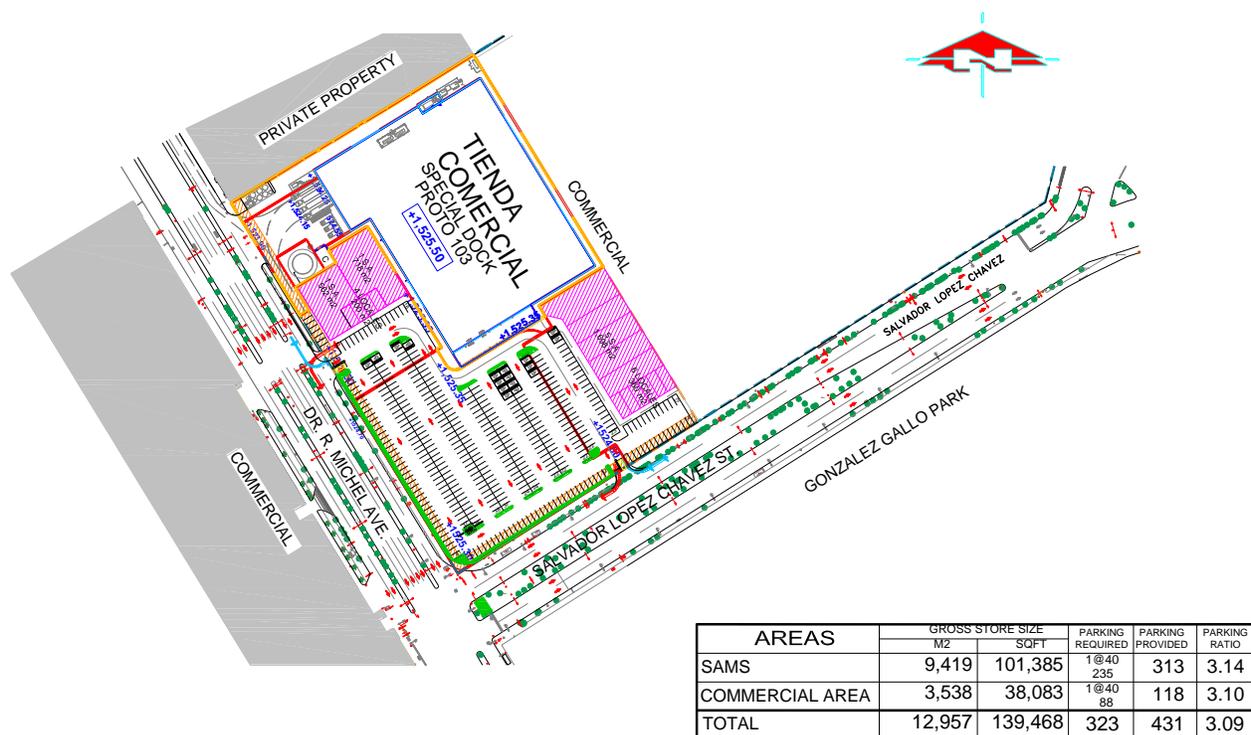


FIGURA.- 3 PLANTA DEL CONJUNTO

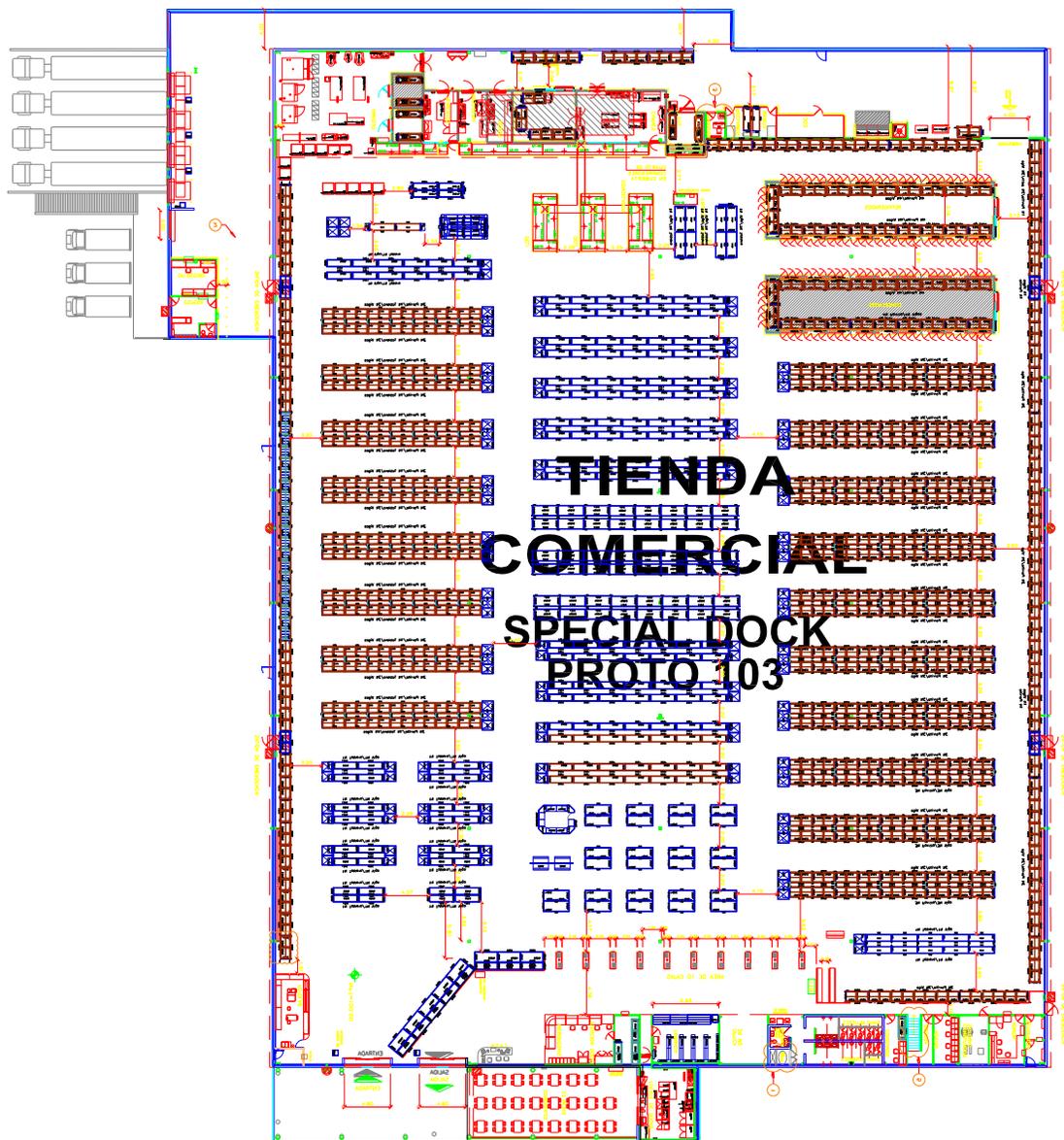


FIGURA.- 4 PLANTA DE LA TIENDA

1.4 Colindancias

El sitio de interés colinda perimetralmente al Nor-Oriente con parte del predio analizado, en la actualidad es ocupada por estructuras conformadas por uno y dos niveles, que conformaban el Mercado González Gallo; al Nor-Poniente colinda con Propiedad privada; al Sur-Poniente con la Av. Dr. R. Michel; y finalmente al Sur-Oriente con la Av. Salvador López, como se muestra en la figura 5.

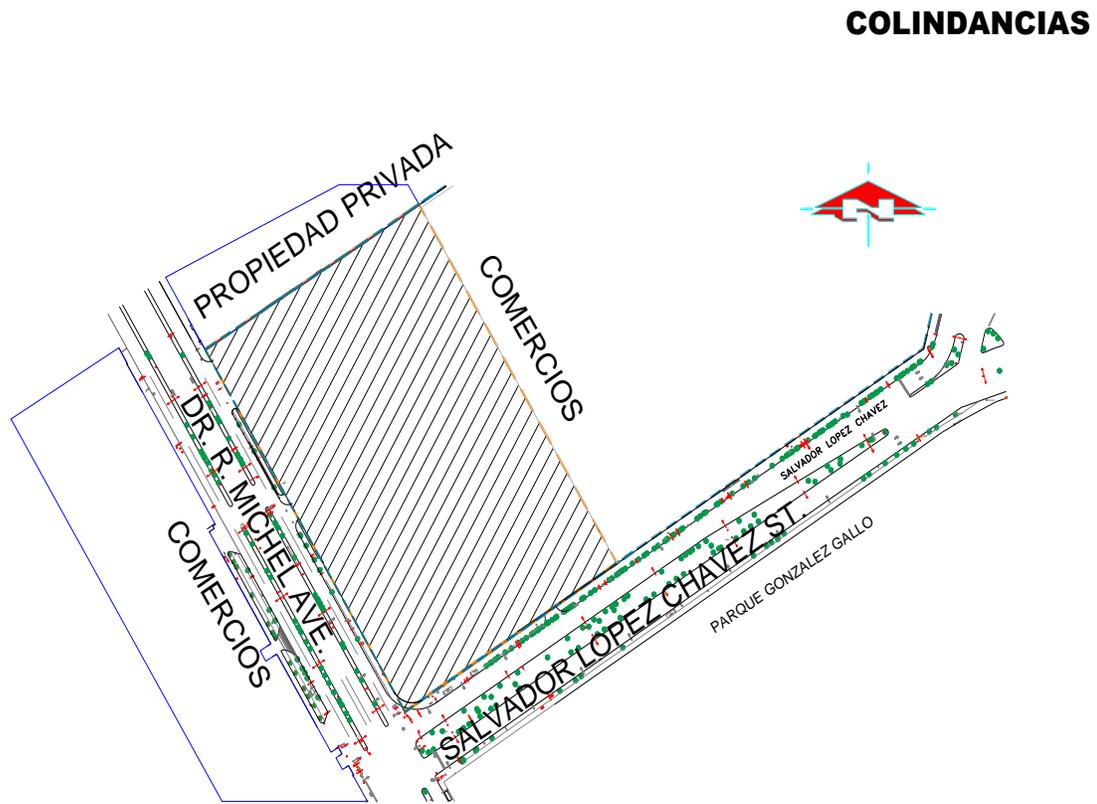


FIGURA 5 COLINDANCIAS

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



EXPLORACIÓN REALIZADA EN EL PREDIO EN ESTUDIO

2. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

2.1 Generalidades

Con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que se transmitirán se realizó la siguiente exploración:

Se efectuaron catorce sondeo de penetración estándar a profundidades variables entre 6.0 y 15.0m de profundidad, empleando el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar, con la que se obtendrán muestras representativas alteradas y se medirá el número de golpes necesarios que oponen los materiales a ser atravesados que permitirá determinar el índice de resistencia de estos.

El control y la coordinación de los trabajos de campo deberá ser supervisados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos.

La ubicación de los sondeos profundos dentro del predio se muestra en la figura 6.

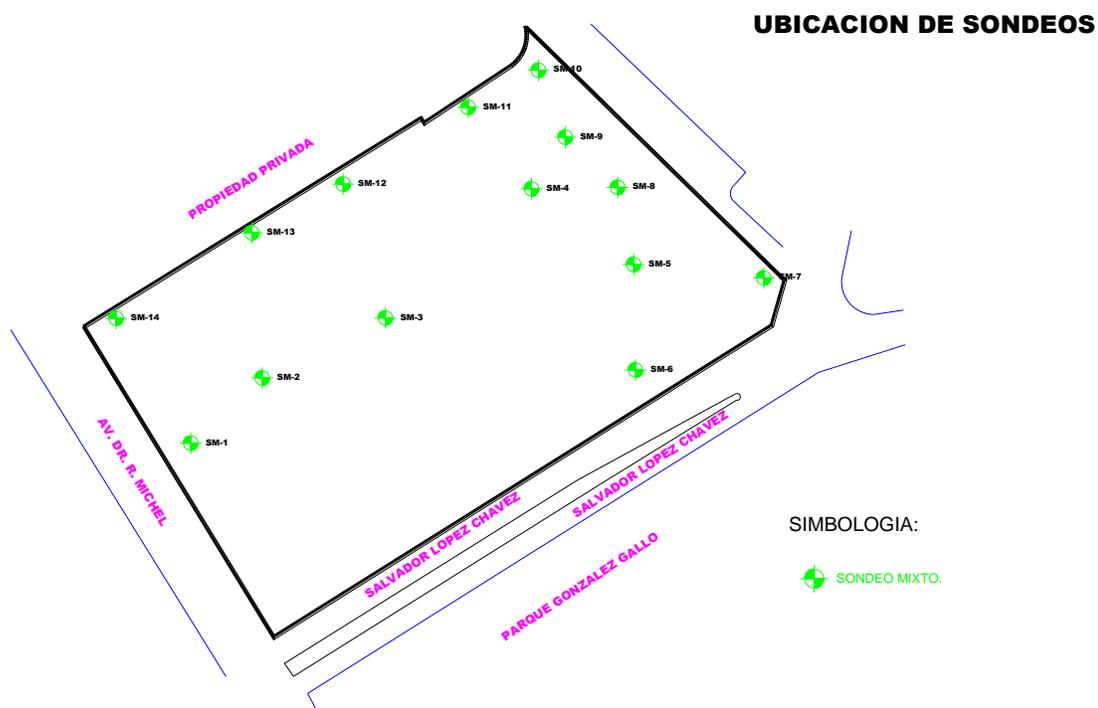


FIGURA 6. UBICACIÓN DE LOS SPT'S

2.2 Sondeo con equipo mecánico

Se efectuó en el sitio de interés catorce sondeos profundos de tipo penetración estándar a profundidades variables entre 6.0 y 15 m de profundidad denominados del SPT-1 al SPT-14, obteniendo datos confiables de los depósitos profundos, que serán de gran ayuda en el cálculo de la capacidad de carga y de los asentamientos máximos esperados.

2.2.1 Método de penetración estándar

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

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm se considera la resistencia a la penetración. Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; en cambio se cuentan los golpes necesarios para la penetración de los siguientes 15 cm, es decir entre 15 y 45 cm, que constituyen el valor de N .



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

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

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

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

ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
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

De la figura 7 a la 20 se presentan en forma gráfica el perfil estratigráfico y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo de tipo mixto realizado en el sitio de interés y considerado para este estudio, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

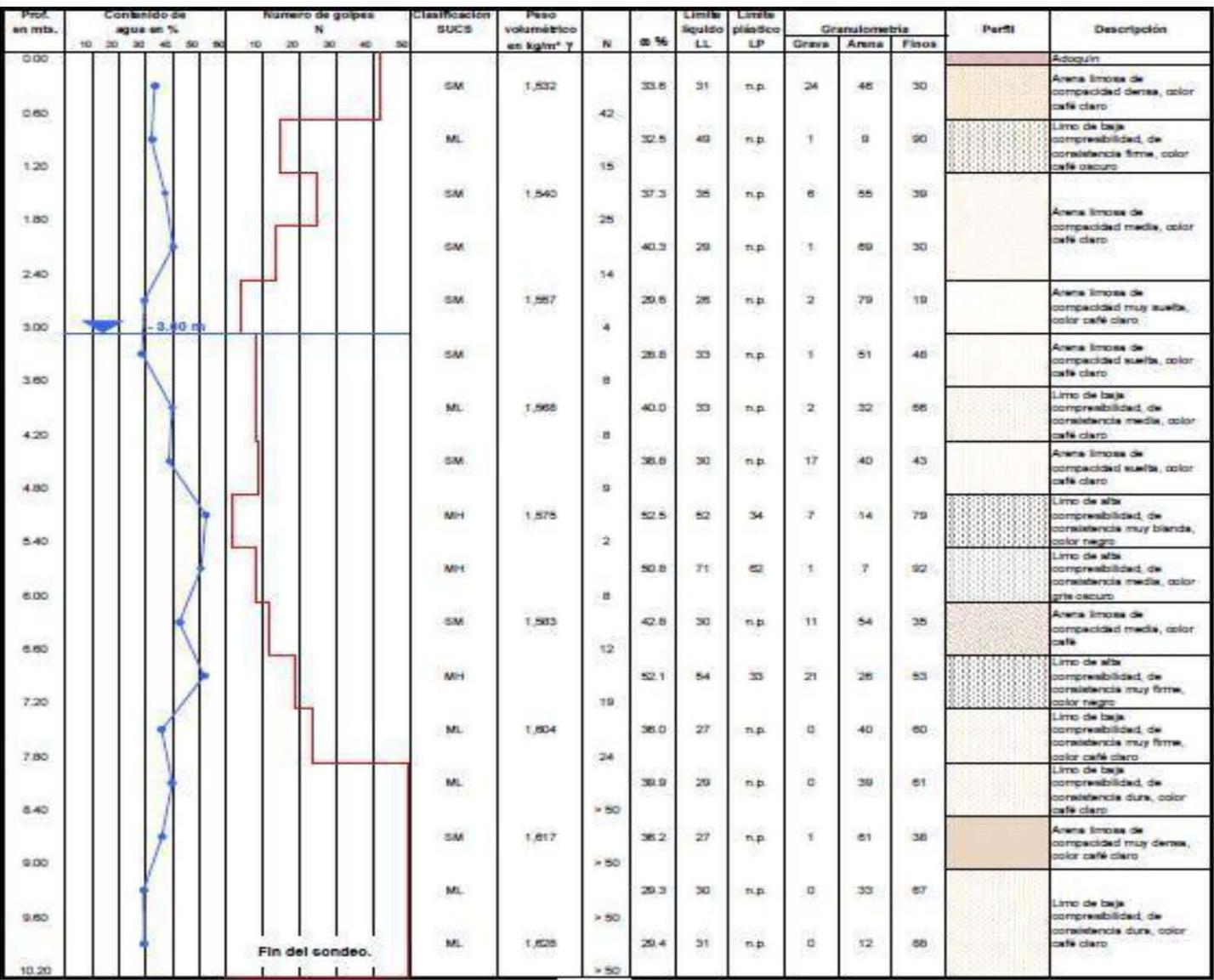


FIGURA 7. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-1

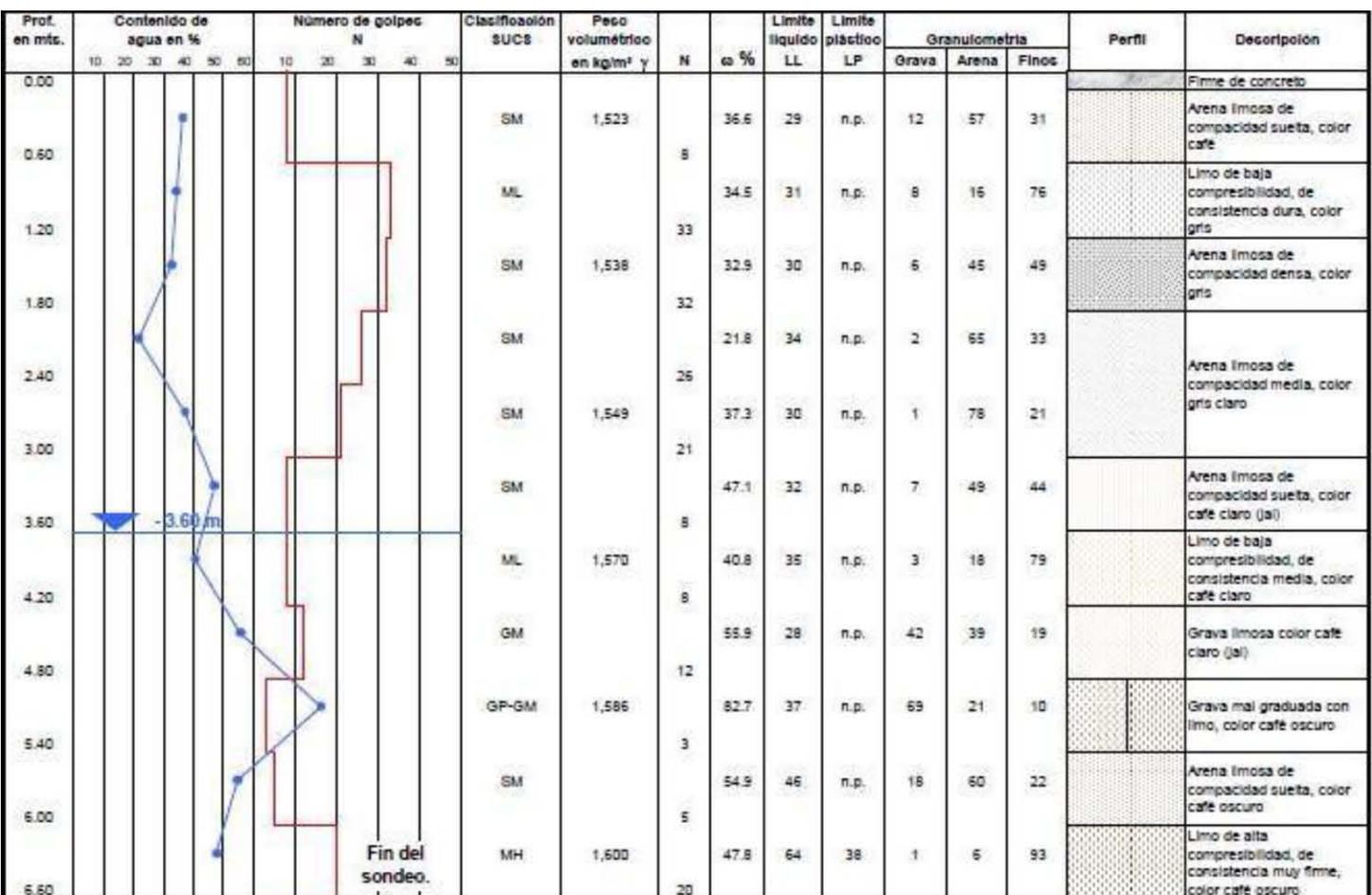


FIGURA 8. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-2

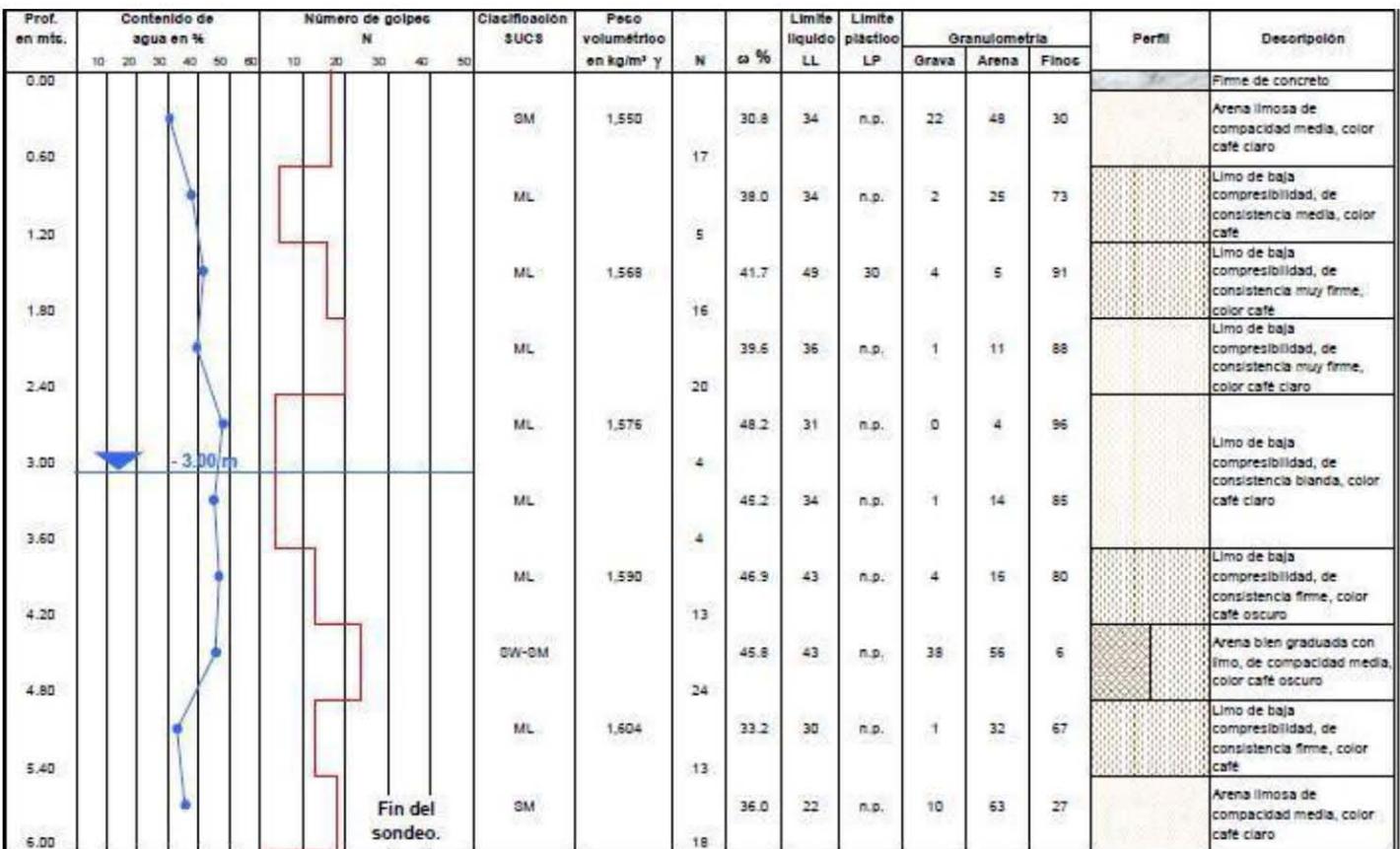


FIGURA 10. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-4

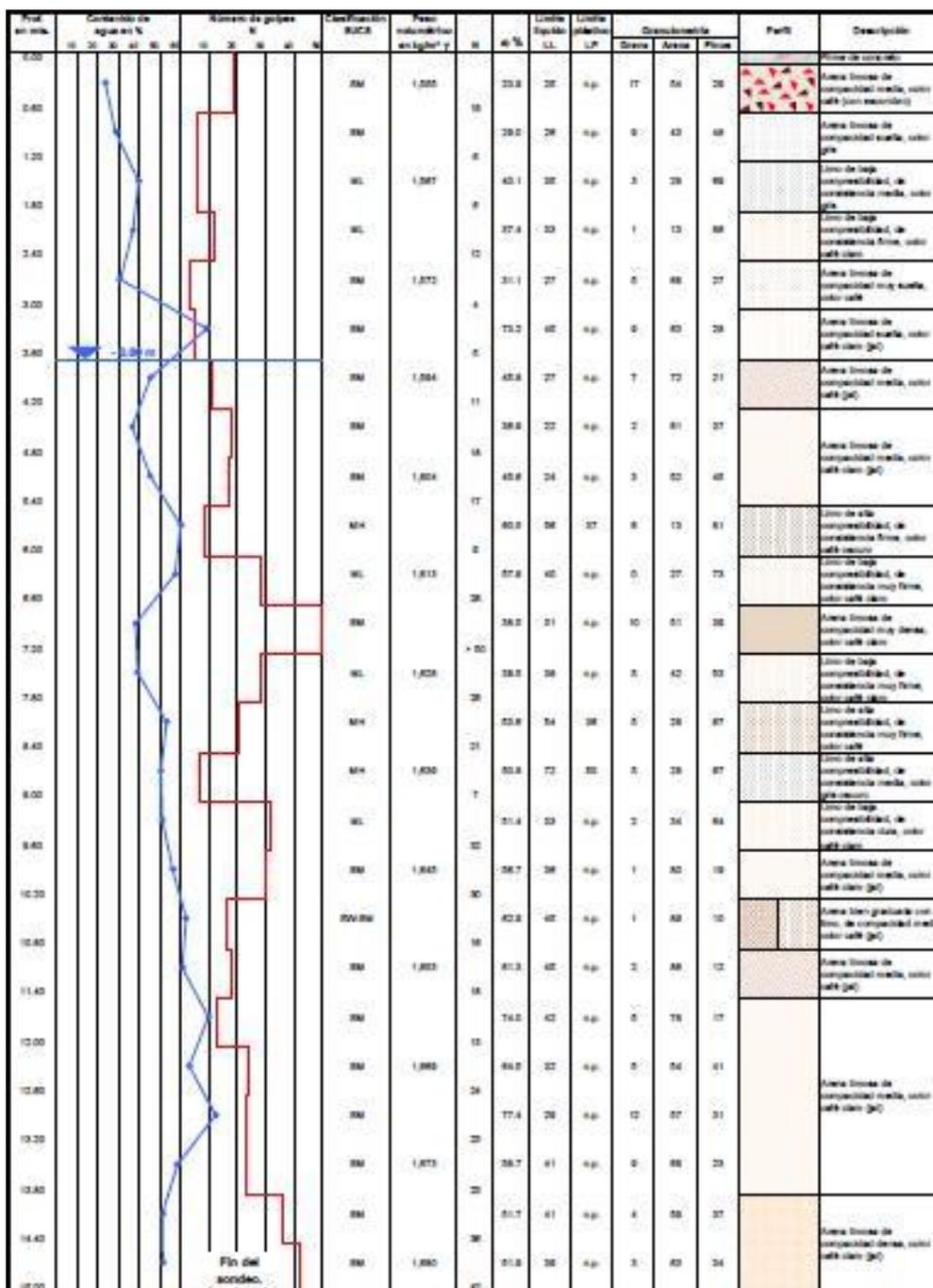


FIGURA 11. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-5

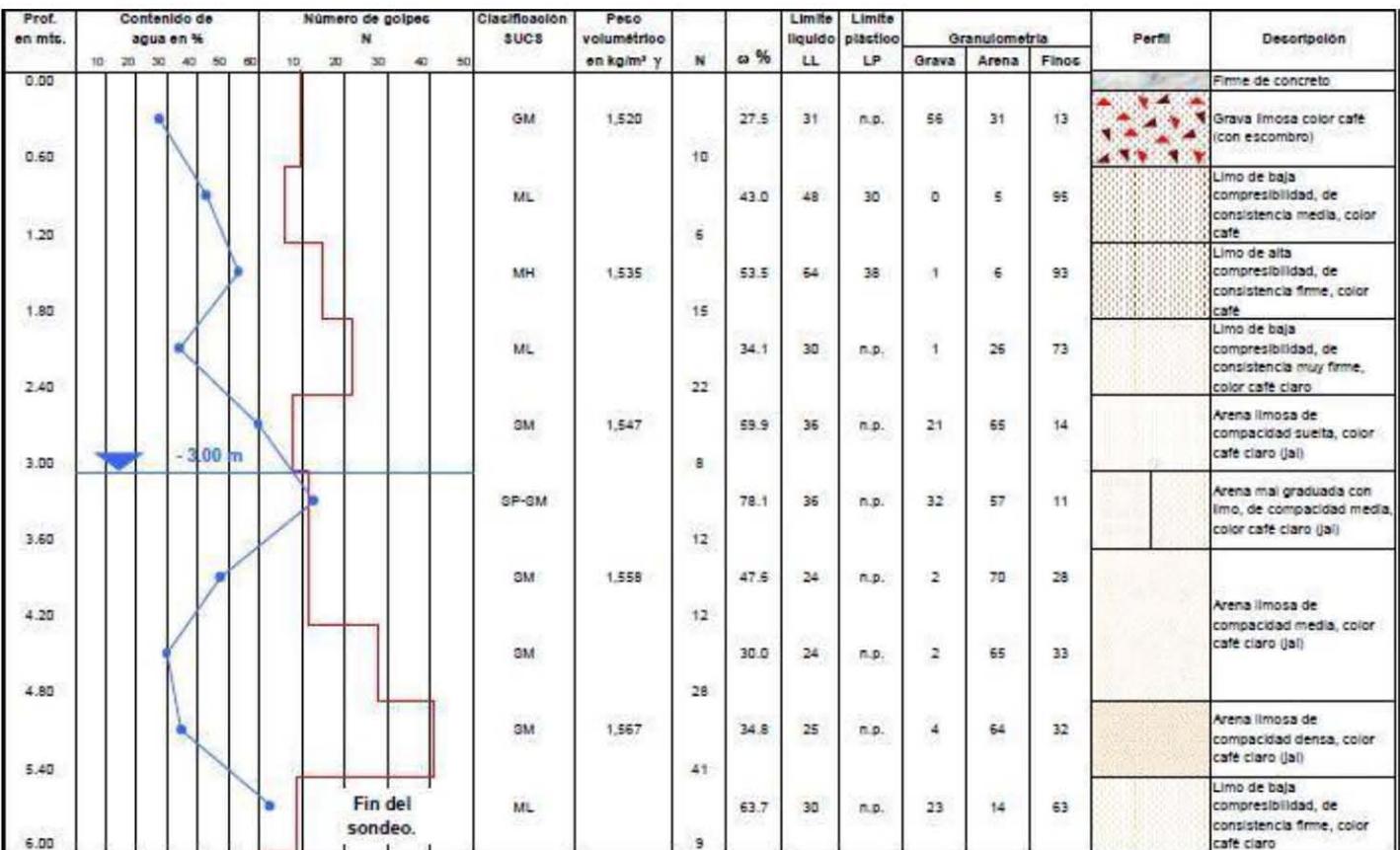


FIGURA 12. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-6

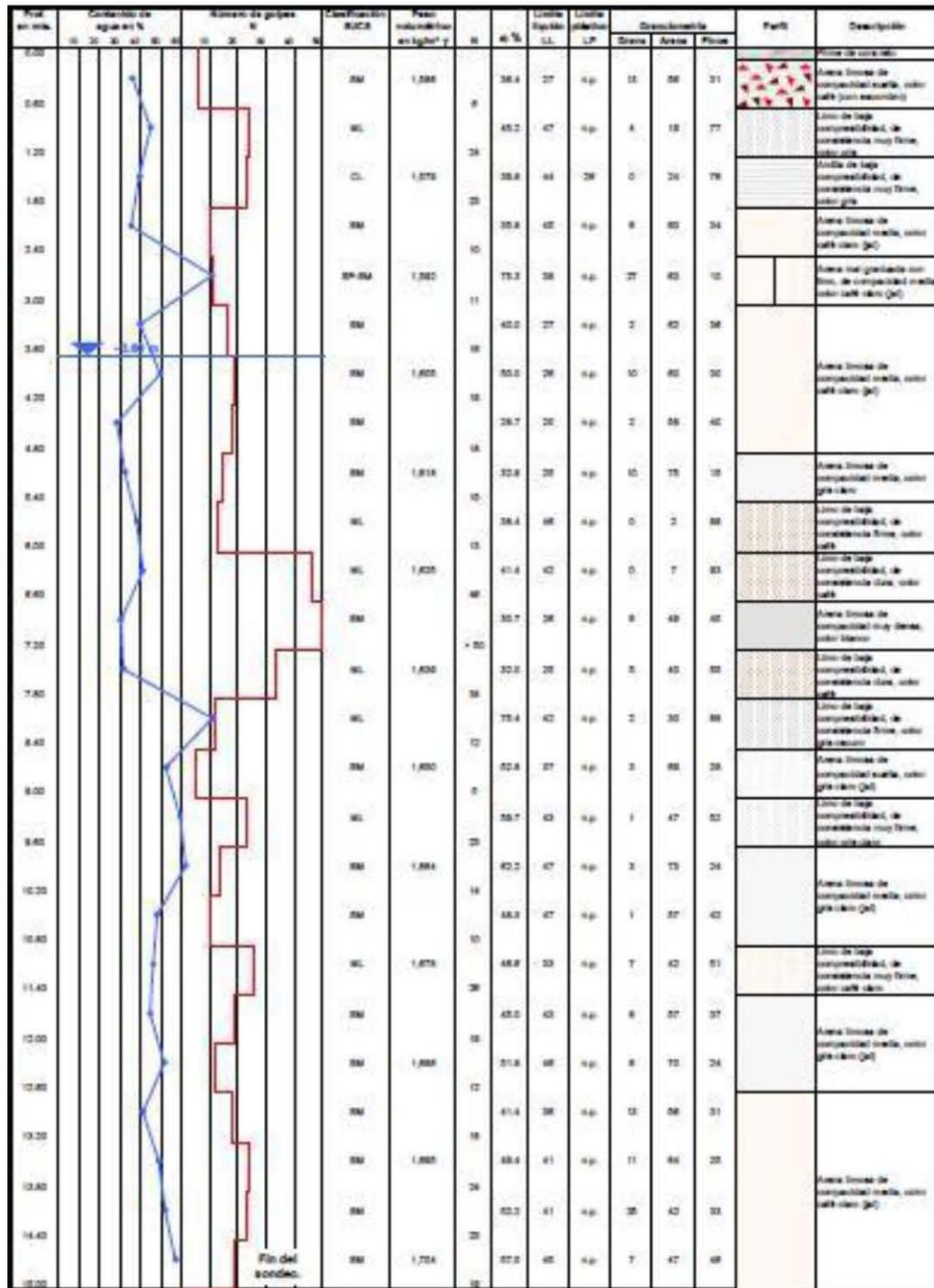


FIGURA 13. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-7

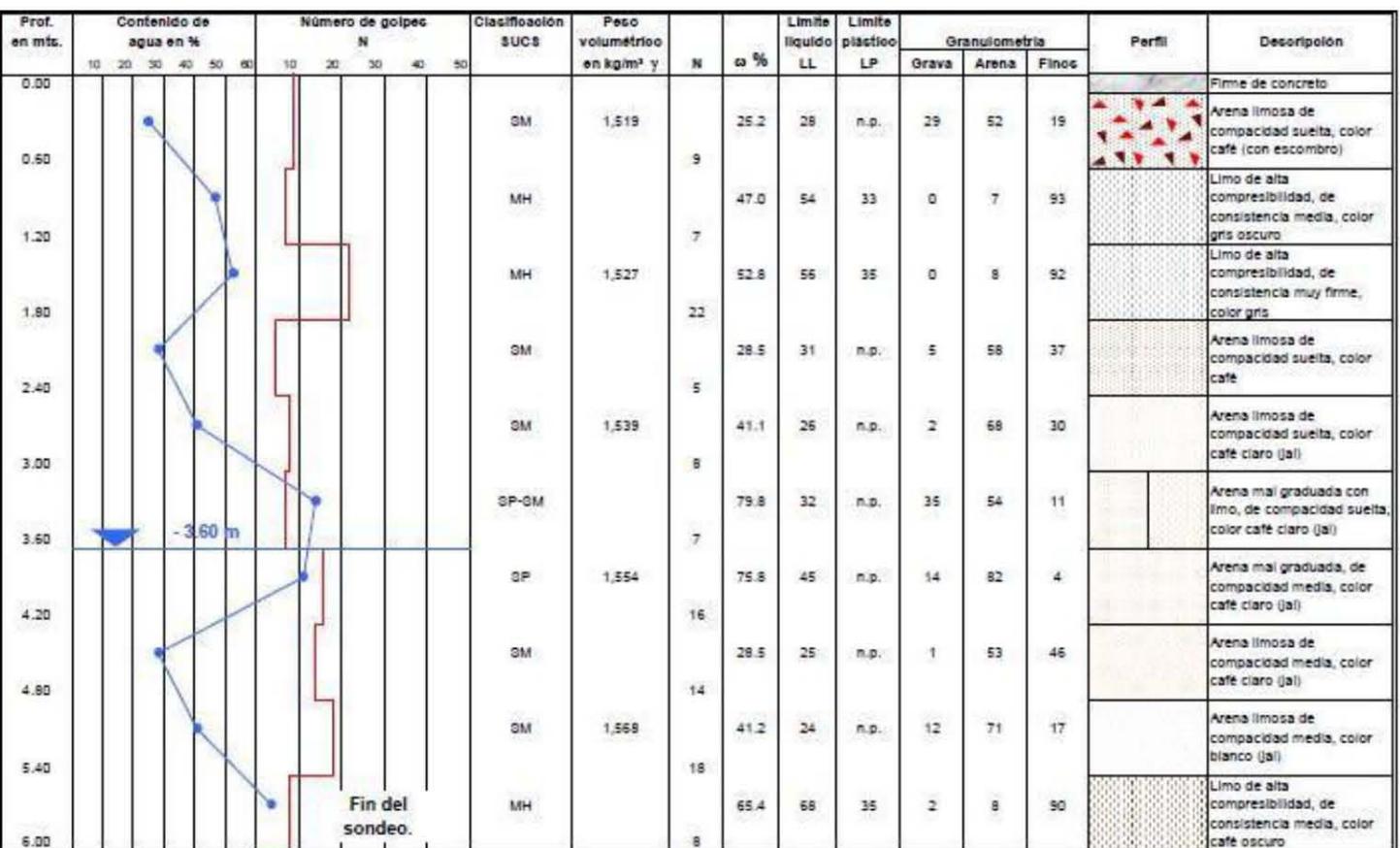


FIGURA 14. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-8

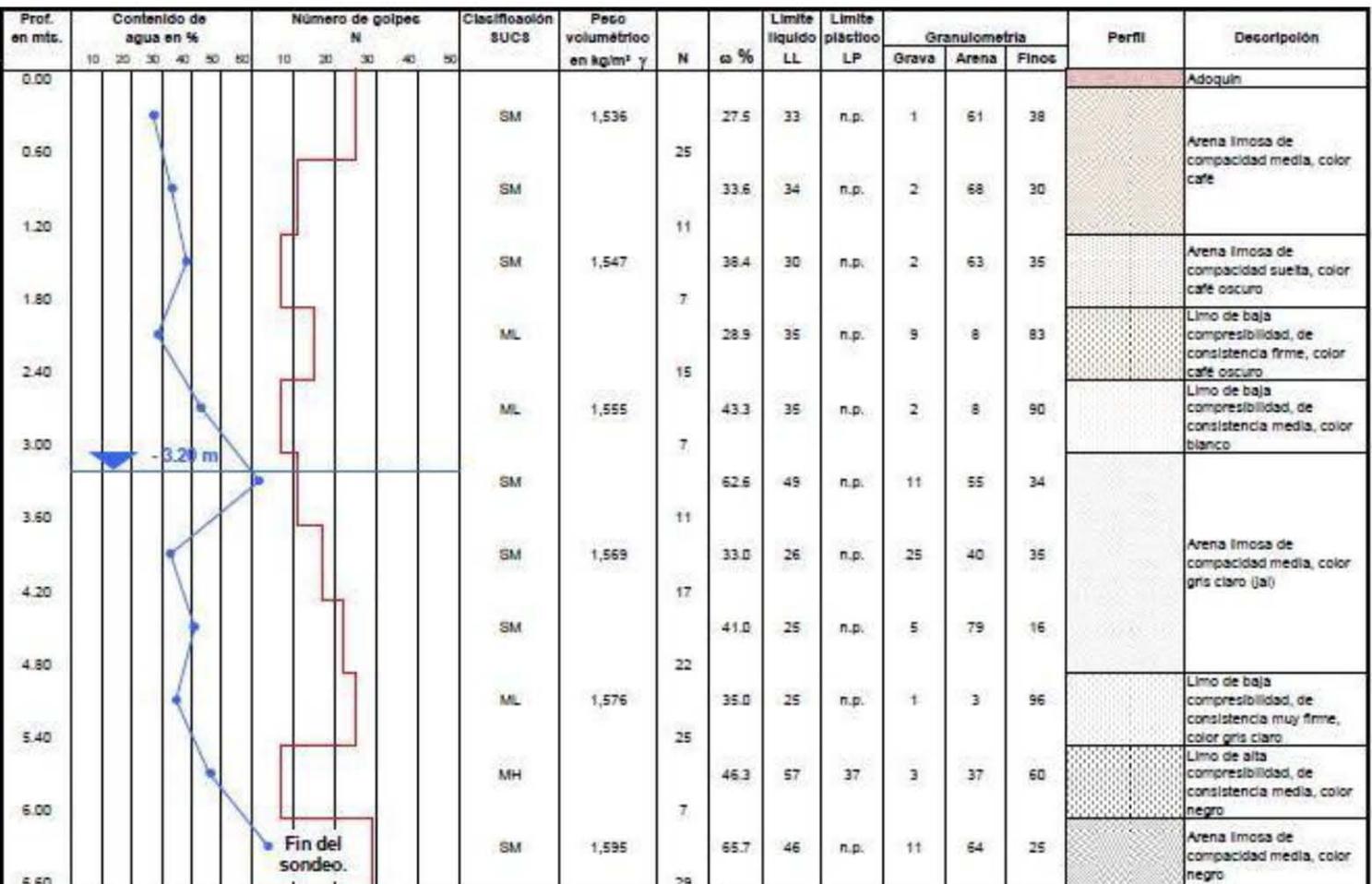


FIGURA 15. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-9

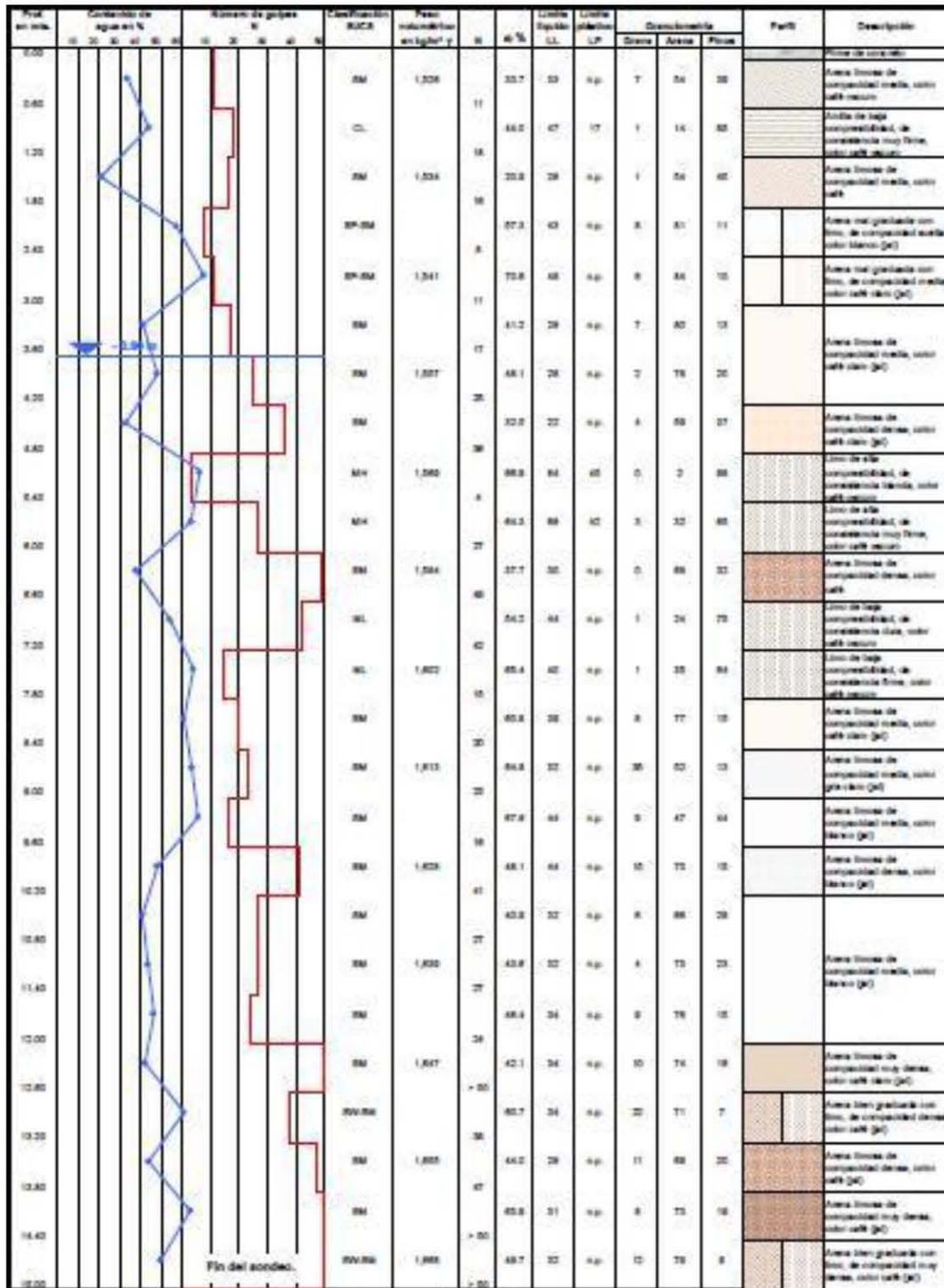


FIGURA 16. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-10

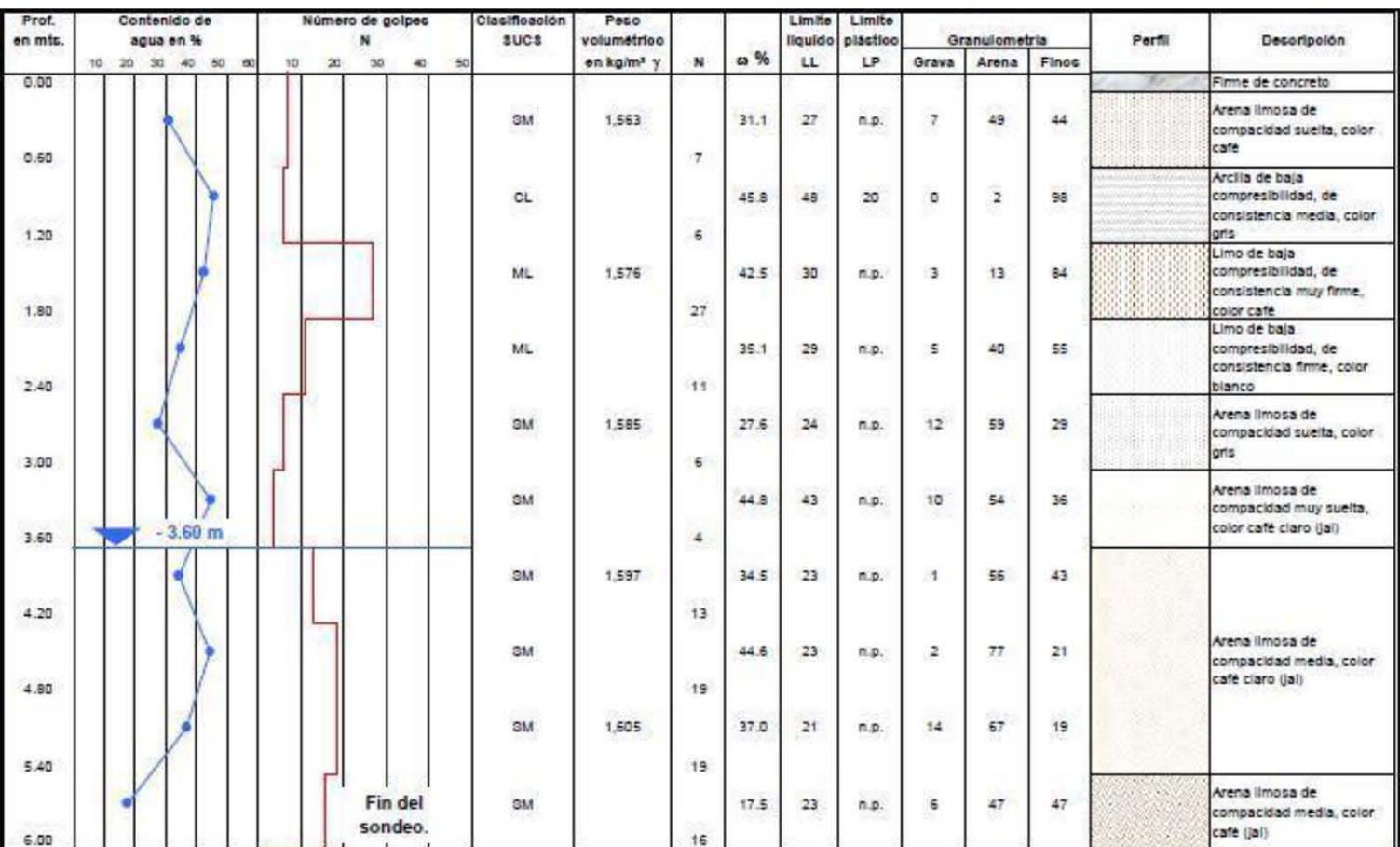


FIGURA 17. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-11

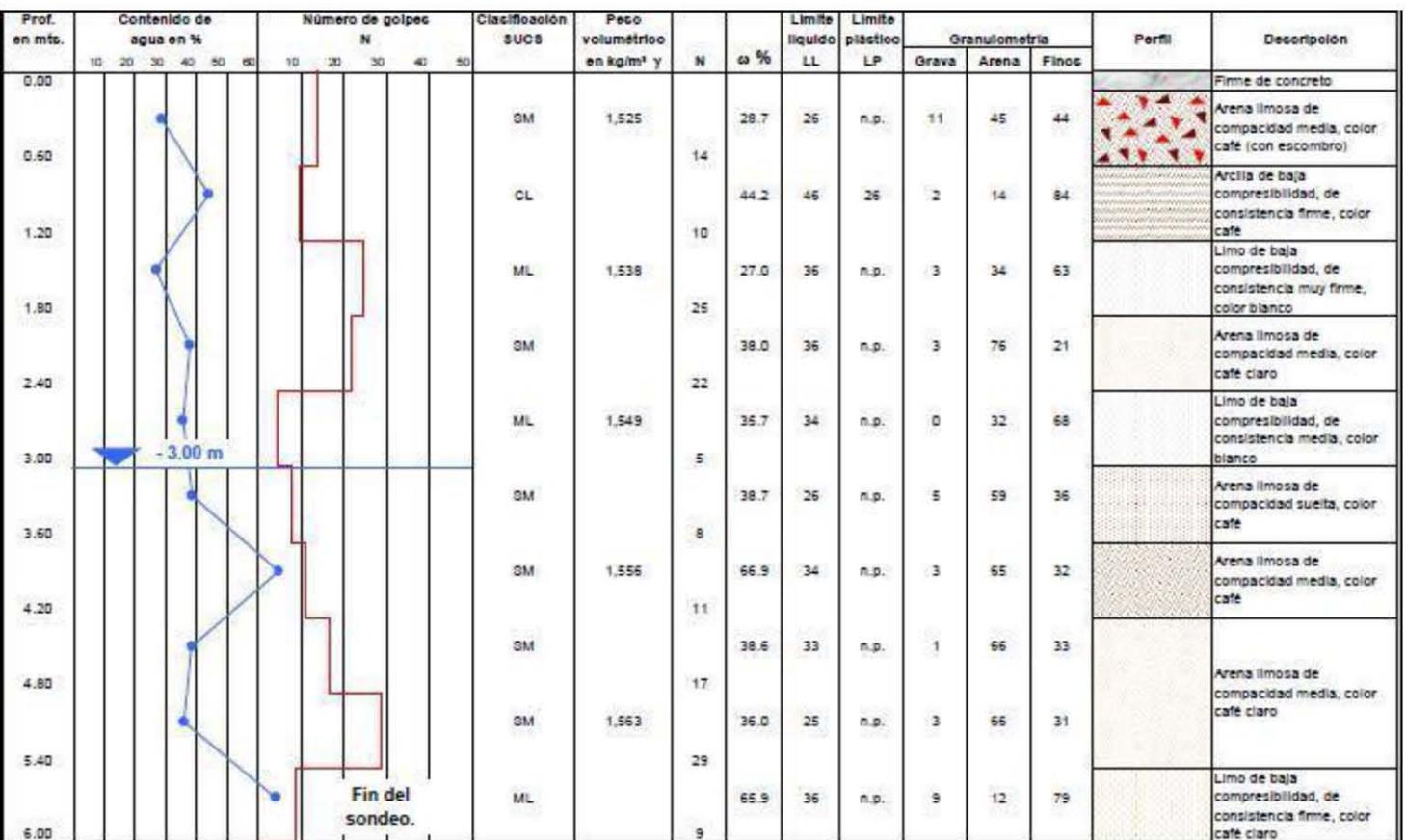


FIGURA 18. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-12

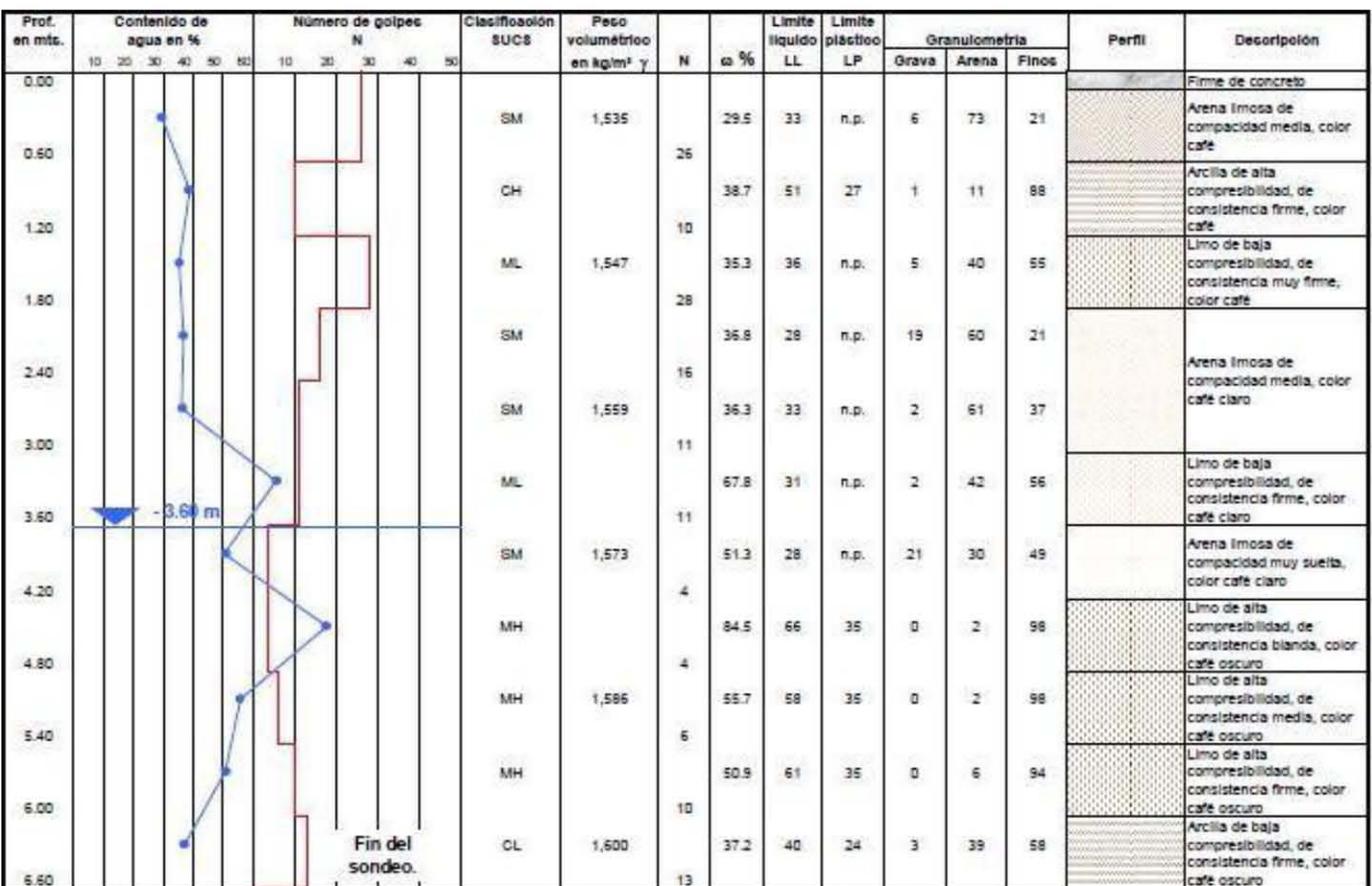


FIGURA 19. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-13

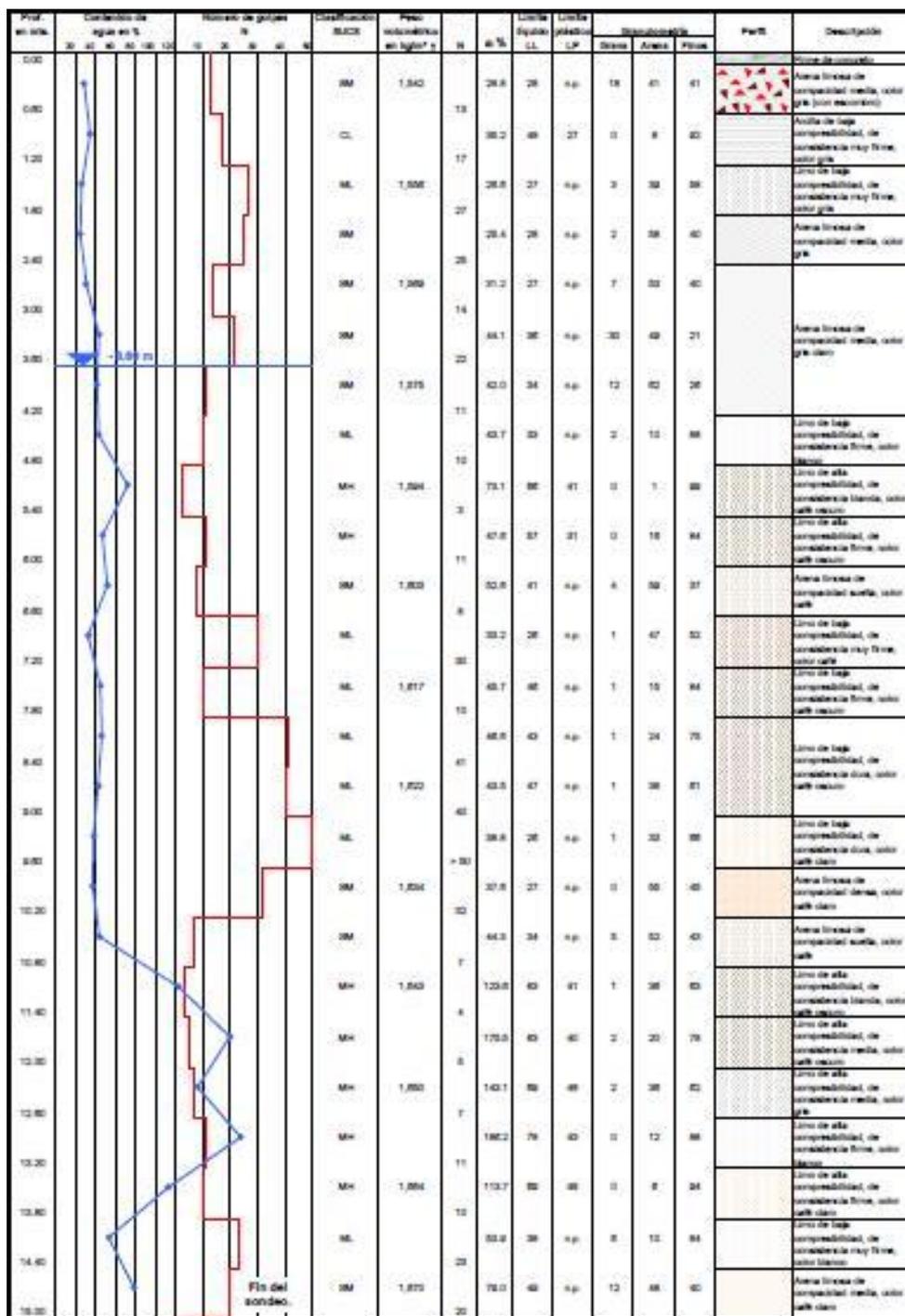


FIGURA 20. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-14

PRUEBAS DE LABORATORIO



PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL



PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

EQUIPO DE LABORATORIO

3. PRUEBAS DE LABORATORIO

Los ensayos 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 realizaron diferentes pruebas de laboratorio 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.

MUESTRAS ALTERADAS	MUESTRAS INALTERADAS	
Propiedades Índice 1.- Clasificación Visual y al Tacto 2.- Contenido de humedad 3.- Análisis Granulométrico 4.- Límites de consistencia 5.- Densidad de Sólidos	Propiedades Índice 1.- Clasificación Visual y al Tacto 2.- Contenido de humedad 3.- Análisis Granulométrico 4.- Límites de consistencia 5.- Densidad de Sólidos	Propiedades Mecánicas 1.- resistencia la esfuerzo cortante a) Compresión simple b) Compresión triaxial 2.- Compresibilidad a) Consolidación

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

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia y/o porcentaje de finos para conocer su granulometría; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos, los resultados se muestran en las figuras del Anexo II.



CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO



4. ESTRATIGRAFÍA DEL SUBSUELO Y PROPIEDADES.

4.1 Geología

En los alrededores de la ciudad de Guadalajara se encuentra dentro de una cuenca de forma casi elíptica teniendo su eje mayor de NW a SE, con una longitud máxima de 33 Km y midiendo 22 Km de NE a SW.

La cuenca está limitada perimetralmente por sierras y cerros que se remontan como máximo a 250 metros sobre el nivel del valle. La parte central de la cuenca tiene pendientes suaves y desniveles poco importantes. El río grande de Santiago ha cortado un profundo cañón que limita la cuenca por el lado noroeste.

Alrededor de la Ciudad de Guadalajara presenta una elevación promedio sobre el nivel del mar de 1,530 metros y el área urbana ocupa actualmente una extensión un poco mayor hacia el noroeste. La cuenca está comprendida dentro de la gran provincia neo-volcánica de México (De la O. Carreño 1956).

Las rocas características del lugar afloran en las faldas de las montañas y son de origen ígneo extrusivo, estando cubiertas en las partes planas por materiales de tipo piroclásticos que los cuales están compuestos por cenizas finas, arenas y lapilli. Por encima de estos materiales sobreyacen algunos rellenos de materiales aluviales provenientes de la intemperización química y biológica de las rocas ígneas; de igual manera también existe la presencia de rocas intrusivas que forman estructuras geológicas dentro de la corteza terrestre.

Las rocas más antiguas registradas en la cuenca son las andesitas, representadas en la loma de Nextipac al poniente y las latitas que forman el lomerío de la peñita.

Posteriormente se formó un basamento riolítico muy extendido y en parte erosionado antes de que fuese cubierto por rocas más recientes. Este basamento probablemente se formó a fines del Mioceno, perteneciendo a esta época también las riolitas vítreas, las cuales forman el macizo de la Sierra de la Venta, en cuyas depresiones descansan potentes formaciones de materiales piroclásticos constituidos por fragmentos de pómez.

Los basaltos, coladas de roca más recientes que las riolitas, cubren grandes extensiones, los cuales tuvieron lugar desde fines del Plioceno hasta ya avanzado el

Pleistoceno. Se tiene el conocimiento de que en varias partes se ha encontrado basalto a distintas profundidades bajo el área urbana de Guadalajara.

La mayor parte de los depósitos superficiales en la cuenca y bajo el área urbana son de origen piroclástico que en algunos casos han sido transportados y redepositados por el agua y por el viento, y a veces se encuentran mezclados en depósitos lacustres. Estos suelos son en su mayoría arenas y gravas pumíticas y se atribuyen al Cenozoico superior. Los depósitos piroclásticos corresponden a las fases explosivas de erupciones con abundancia de gases. La pómez primaria es de textura filiforme o astillosa y tiene lustre, y la que ha sido transportada es de grano sub redondeado y ha perdido algo de lustre. (Ver figura 21)

Fuera de la cuenca de Guadalajara se han encontrado arcillas de alta plasticidad con propiedades expansivas donde las arcillas son de origen volcánico y de mineralogía parecida a las de la Ciudad de México.

4.2 Estratigrafía del subsuelo

La estratigrafía del sitio fue regular y homogénea compuesta principalmente por capas intercaladas de limo arenoso, arcilla limosa y arena limosa, a continuación se presenta un resumen de la estratigrafía:

- a) En la mayor parte de la zona explorada existe una material de rellenos de mala calidad constituidos por arena limosa con escombros
- b) Subyaciendo a los materiales anteriormente mencionados existen capas interestratificadas de limo arenoso, arcilla limosa y arena poco limosa hasta una profundidad media de 2 m con respecto al nivel actual del terreno.
- c) Por debajo se tienen arenas limosas de compactación suelta con espesor variable entre 3.0 y 3.5m con un índice de resistencia a la penetración estándar menor a 20 golpes y en estado saturado, por lo que ante la inminencia de un sismo se puede producir la licuación de dichas arenas. El índice de resistencia a la penetración estándar varía es menor de 50 golpes entre 3 y 10 m de profundidad, esta profundidad tiende a profundizarse hacia la calle Salvador López.
- d) Subyaciendo a las capas anteriores y hasta una profundidad de 15 metros que fue la máxima explorada con respecto al nivel de terreno natural, existen capas interestratificadas de arena limosa y limo poco arenoso, prevaleciendo con un

porcentaje mayor la arena limosa de color café grisáceo, es de nula plasticidad con un 25 a 35 % de partículas finas, y que de acuerdo a la clasificación del S.U.C.S, este suelo se puede clasificar como SM. Este tipo de suelo es de nula plasticidad, alta absorción y baja densidad, pero susceptible a licuación.

El nivel de aguas freáticas se encontró a profundidades variables entre 3 y 3.8 m con respecto al nivel actual del terreno.

El subsuelo está constituido por Las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, determinadas mediante los trabajos de exploración realizados, presentan la siguiente secuencia en algunos de los sondeos efectuados:

Sondeo de Penetración Estándar 1 (SPT-1)

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 0.05	Adocreto.
0.05 - 0.60	Arena limosa de compacidad densa color café claro.
0.60 – 1.20	Limo de baja compresibilidad de consistencia firme color café oscuro.
1.20 – 2.40	Arena limosa de compacidad media color café claro.
2.40 – 3.00	Arena limosa de compacidad muy suelta color café claro.
3.00 – 3.60	Arena limosa de compacidad suelta color café claro.
3.60 – 4.20	Limo de baja compresibilidad de consistencia media color café claro.
4.20 – 4.80	Arena limosa de compacidad suelta color café claro.
4.80 – 5.40	Limo de alta compresibilidad de consistencia muy blanda color negro.
5.40 – 6.00	Limo de alta compresibilidad de consistencia media color gris oscuro.
6.00 – 6.60	Arena limosa de compacidad media color café.

Profundidad (m)	Descripción
6.60 – 7.20	Limo de alta compresibilidad de consistencia muy firme color negro.
7.20 – 7.80	Limo de baja compresibilidad de consistencia muy firme color café claro.
7.80 – 8.40	Limo de baja compresibilidad de consistencia dura color café claro.
8.40 – 9.00	Arena limosa de compacidad muy densa color café claro.
9.00 – 10.20	Limo de baja compresibilidad de consistencia dura color café claro.

A lo largo de todo el sondeo, los contenidos de agua variaron entre el 28.8% y el 52.5%. Los límites líquidos (LL), están comprendidos entre 26 y 71%; los límites plásticos (LP), fluctuaron entre 33 y 62%. Se detecto agua a la profundidad de 3.0m.

Sondeo de Penetración Estándar 2 (SPT-2)

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 0.08	Firme de concreto.
0.08 - 0.60	Arena limosa de compacidad suelta color café.
0.60 – 1.20	Limo de baja compresibilidad de consistencia dura color gris.
1.20 – 1.80	Arena limosa de compacidad densa color gris.
1.80 – 3.00	Arena limosa de compacidad media color gris claro.
3.00 – 3.60	Arena limosa de compacidad suelta color café claro.

Profundidad (m)	Descripción
3.60 – 4.20	Limo de baja compresibilidad de consistencia media color café claro.
4.20 – 4.80	Grava limosa color café claro.
4.80 – 5.40	Grava mal graduada con limo, color café oscuro.
5.40 – 6.00	Arena limosa de compacidad suelta color café oscuro.
6.00 – 6.60	Limo de alta compresibilidad de consistencia muy firme color café oscuro.

En todo el sondeo los contenidos de agua variaron entre el 21.8% y 82.7%. los límites líquidos (LL), están comprendidos entre 28 y 64%. Solo una muestra presento límite plástico y es de 38%. Se detecto agua a 3.60m de profundidad en la época en que se realizaron los trabajos.

Sondeo de Penetración Estándar 3 (SPT-3)

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 0.10	Firme de concreto.
0.10 - 0.60	Arena limosa de compacidad suelta color café (con relleno).
0.60 - 1.20	Arena limosa de compacidad media color café.
1.20 - 1.80	Arena limosa de compacidad densa color café.
1.80 – 3.00	Arena limosa de compacidad media color café claro.
3.00 - 3.60	Limo de baja compresibilidad de consistencia firme color café claro.

Profundidad (m)	Descripción
3.60 – 4.20	Arena limosa de compacidad suelta color café.
4.20 - 4.80	Arena limosa de compacidad media color gris claro.
4.80 - 5.40	Arena limosa de compacidad muy densa color gris claro.
5.40 - 6.00	Limo de baja compresibilidad de consistencia dura color blanco.
6.00 - 6.60	Arena limosa de compacidad media color café.
6.60 – 7.20	Limo de baja compresibilidad de consistencia dura color café.
7.20 - 8.40	Arena limosa de compacidad muy densa color café.
8.40 – 9.00	Arena bien graduada con limo, de compacidad muy densa color café.
9.00 - 9.60	Arena bien graduada, de compacidad densa color café.
9.60 – 10.20	Limo de baja compresibilidad de consistencia muy firme color café oscuro.

En todo el sondeo los contenidos de agua variaron entre el 32.9% y 46.0%. Los límites líquidos están comprendidos entre 23 y 26%. A partir de 3.60 metros de profundidad se encontró agua.

Sondeo de Penetración Estándar 4 (SPT-4)

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 0.10	Firme de concreto.
0.10 - 0.60	Arena limosa de compacidad media de color café claro.
0.60 – 1.20	Limo de baja compresibilidad de consistencia media color café.
1.20 - 1.80	Limo de baja compresibilidad de consistencia muy firme de color café.
1.80 - 2.40	Limo de baja compresibilidad de consistencia muy firme de color café claro.
2.40 - 3.60	Limo de baja compresibilidad de consistencia blanda de color café claro.
3.60 – 4.20	Limo de baja compresibilidad de consistencia firme de color café oscuro.
4.20 - 4.80	Arena bien graduada con limo, de compacidad media, de color café oscuro.
4.80 - 5.40	Limo de baja compresibilidad de consistencia firme de color café.
5.40 - 6.00	Arena limosa de compacidad media color café claro.

En todo el sondeo los contenidos de agua variaron entre el 30.8% y 48.2%. los límites líquidos están comprendidos entre 22 y 49%. Solo una muestra presento limita plástico y fue de 30%. Se detecto agua a la profundidad de 3.0m en la época en que se realizaron los trabajos de campo.

Sondeo de Penetración Estándar 5 (SPT-5)

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 0.10	Firme de concreto.
0.10 – 0.60	Arena limosa de compacidad media color café con relleno.
0.60 - 1.20	Arena limosa de compacidad suelta color gris.
1.20 - 1.80	Limo de baja compresibilidad de consistencia media color gris.
1.80 - 2.40	Limo de baja compresibilidad de consistencia firme color café claro.
2.40 - 3.00	Arena limosa de compacidad muy suelta color café.
3.00 - 3.60	Arena limosa de compacidad suelta color café claro.
3.60 - 4.20	Arena limosa de compacidad media color café.
4.20 - 5.40	Arena limosa de compacidad media color café claro.
5.40 - 6.00	Limo de alta compresibilidad de consistencia firme color café oscuro.
6.00 – 6.60	Limo de baja compresibilidad de consistencia muy firme color café claro.
6.60 - 7.20	Arena limosa de compacidad muy densa color café claro.
7.20 - 7.80	Limo de baja compresibilidad de consistencia muy firme color café claro.
7.80 - 8.40	Limo de alta compresibilidad de consistencia muy firme de color café.

Profundidad (m)	Descripción
8.40 - 9.00	Limo de alta compresibilidad de consistencia media de color gris oscuro.
9.00 - 9.60	Limo de de baja compresibilidad de consistencia dura color café claro.
9.60 - 10.20	Arena limosa de compacidad media color café claro.
10.20 – 10.80	Arena bien graduada con limo, de compacidad media, de color café.
10.80 - 11.40	Arena limosa de compacidad media color café.
11.40 - 13.80	Arena limosa de compacidad media color café claro.
13.80- 15.00	Arena limosa de compacidad densa color café clara.

En todo el sondeo los contenidos de agua variaron entre el 23.9% y 77.4%. los límites líquidos están comprendidos entre 22 y 54%. Solo dos muestras presentaron límites plásticos y fueron de 36 y 50%. Se detecto agua a 3.60m de profundidad

Sondeo de Penetración Estándar 6 (SPT-6)

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 0.10	Firme de concreto.
0.10 - 0.60	Grava limosa color café con escombros.
0.60 - 1.20	Se tiene limo de baja compresibilidad de consistencia media color café.
1.20 - 1.80	Existe limo de alta compresibilidad de consistencia firme color café.

Profundidad (m)	Descripción
1.80 - 2.40	Limo de baja compresibilidad de consistencia muy firme color café claro.
2.40 – 3.00	Arena limosa de compacidad suelta color café claro.
3.00 - 3.60	Arena mal graduada con limo, de compacidad media color café claro.
3.60 - 4.80	Arena limosa de compacidad media color café claro.
4.80 - 5.40	Arena limosa de compacidad densa color café claro.
5.40 – 6.00	Limo de baja compresibilidad de consistencia firme color café claro.

En todo el sondeo los contenidos de agua variaron entre 27.5% y 88.9%. Los límites líquidos están comprendidos entre 24 y 64%. Solo dos muestras presentaron límites plásticos y fueron de 30 y 38%. A partir de 3.0m de profundidad se encontró agua.

Sondeo de Penetración Estándar 7 (SPT-7)

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 0.10	Firme de concreto.
0.10 - 0.60	Arena limosa de compacidad suelta color café con escombros (relleno).
0.60 – 1.20	Limo de baja compresibilidad de consistencia muy firme color gris.
1.20 – 1.80	Arcilla de baja compresibilidad de consistencia muy firme color gris.
1.80 – 2.40	Arena limosa de compacidad media color café claro.

Profundidad (m)	Descripción
2.40 – 3.00	Arena mal graduada con limo, de compacidad media color café claro.
3.00 – 4.80	Arena limosa de compacidad media color café claro.
4.80 – 5.40	Arena limosa de compacidad media color gris claro.
5.40 – 6.00	Limo de baja compresibilidad de consistencia muy firme color café.
6.00 – 6.60	Limo de baja compresibilidad de consistencia dura color café.
6.60 – 7.20	Arena limosa de compacidad muy densa color blanco.
7.20 – 7.80	Limo de baja compresibilidad de consistencia dura color café claro.
7.80 – 8.40	Limo de baja compresibilidad de consistencia firme color gris oscuro.
8.40 – 9.00	Arena limosa de compacidad suelta, color gris claro.
9.00 – 9.60	Limo de baja compresibilidad de consistencia muy firme color gris claro.
9.60 – 10.80	Arena limosa de compacidad media color gris claro.
10.80 – 11.40	Limo de baja compresibilidad de consistencia muy firme color café claro.
11.40 – 12.60	Arena limosa de compacidad media color gris claro.
12.60 – 15.00	Arena limosa de compacidad media color café claro.

En todo el sondeo los contenidos de agua variaron entre el 28.7% y 75.4%. Los límites líquidos están comprendidos entre 20 y 47%. Solo una muestra presento límite plástico y fue de 26%. Se detecto agua a la profundidad de 3.60m.

Sondeo de Penetración Estándar 8 (SPT-8)

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 0.10	Firme de concreto.
0.10 - 0.60	Arena limosa de compacidad suelta color café con escombros (relleno).
0.60 - 1.20	Limo de baja compresibilidad de consistencia media color gris oscuro.
1.20 - 1.80	Limo de alta compresibilidad de consistencia muy firme color gris.
1.80 - 2.40	Arena limosa de compacidad suelta color café.
2.40 - 3.00	Arena limosa de compacidad suelta color café claro.
3.00 – 3.60	Arena mal graduada con limo, de compacidad suelta color café claro.
3.60 - 4.20	Arena mal graduada de compacidad media color café claro.
4.20 - 4.80	Arena limosa de compacidad media color café claro.
4.80 - 5.40	Arena limosa de compacidad media color blanco.
5.40 - 6.00	Limo de alta compresibilidad de consistencia media color café oscuro.

En todo el sondeo los contenidos de agua variaron entre el 25.2 y 79.8%. Los límites líquidos están comprendidos entre 24 y 68%. Los límites plásticos fluctuaron entre 33 y 35%. Se detecto agua a 3.60m de profundidad en la época en que se realizo la exploración.

Sondeo de Penetración Estándar 9 (SPT-9)

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 0.05	Adocreto.
0.05 - 1.20	Arena limosa de compacidad media color café.
1.20 - 1.80	Arena limosa de compacidad suelta color café oscuro.
1.80 – 2.40	Limo de baja compresibilidad de consistencia firme de color café oscuro.
2.40 - 3.00	Limo de baja compresibilidad de consistencia media color blanco.
3.00 - 4.80	Arena limosa de compacidad media color gris claro.
4.80 - 5.40	Limo de baja compresibilidad de consistencia media color negro.
5.40 - 6.00	Limo de alta compresibilidad de consistencia media color negro.
6.00 - 6.60	Arena limosa de compacidad media color negro.

En todo el sondeo los contenidos de agua variaron entre 27.5% y 65.7%. Los límites líquidos están comprendidos entre 25 y 57%. Solo una muestra presento límite plástico y fue de 37%. Se encontró agua a 3.20m de profundidad.

Sondeo de Penetración Estándar 10 (SPT-10)

Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 0.10	Losa de concreto.
0.10 - 0.60	Arena limosa de compacidad media color café oscuro.
0.60 - 1.20	Arcilla de baja compresibilidad de consistencia muy firme color café oscuro.
1.20 - 1.80	Arena limosa de compacidad media color café.
1.80 - 2.40	Arena mal graduada con limo, de compacidad suelta, color blanco.
2.40 - 3.00	Arena mal graduada con limo, de compacidad media, de color café claro.
3.00 - 4.20	Arena limosa de compacidad media color café claro.
4.20 - 4.80	Arena limosa de compacidad densa color café claro.
4.80 - 5.40	Limo de alta compresibilidad consistencia blanda color café oscuro.
5.40 - 6.00	Limo de alta compresibilidad de consistencia blanda color café oscuro.
6.00 - 6.60	Arena limosa de compacidad densa color café.
6.60 - 7.20	Limo de baja compresibilidad de consistencia dura color café oscuro.
7.20 - 7.80	Limo de baja compresibilidad de consistencia firme color café oscuro.
7.80 - 8.40	Arena limosa de compacidad media color café claro.
8.40 - 9.00	Arena limosa de compacidad media color gris claro.

Profundidad (m)	Descripción
9.00 - 9.60	Arena limosa de compacidad media color blanco.
9.60 – 10.20	Arena limosa de compacidad densa color blanco.
10.20 – 12.00	Arena limosa de compacidad media color blanco.
12.00 – 12.60	Arena limosa de compacidad muy densa de color café claro.
12.60 – 13.20	Arena bien graduada con limo, de compacidad densa color café.
13.20 – 13.80	Arena limosa de compacidad densa de color café claro.
13.80 – 14.40	Arena limosa de compacidad muy densa de color café claro.
14.40 – 15.00	Arena bien graduada con limo, de compacidad muy densa, de color café.

En todo el sondeo los contenidos de agua variaron entre 20.9 y 70.6%. Los límites líquidos están comprendidos entre 22 y 84%. Solo dos muestras presentaron límite plástico y fueron de 17 y 45%. Se detectó agua a la profundidad de 3.6 m en la época en que se realizó el muestreo.

4.3 Sismicidad

Para el análisis y diseño sísmico de la edificación considérese lo establecido en las Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcción del Municipio de Guadalajara. Para el terreno de interés se encuentra en la zona “C” de la Carta de Sismicidad de la República Mexicana (CFE) como se muestra en la figura 22, por lo que se recomienda que en los cálculos estructurales se utilice un coeficiente sísmico de cuando menos 0.64 con material tipo II y el módulo de reacción del terreno es de $k = 533.33 \text{ gr/cm}^3$.



Tabla 1. Parámetros de los espectros de diseño para la República Mexicana

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_g (g)	c (g)	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

FIGURA 22 ZONIFICACION SISMICA

4.4 PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN PARA FINES DE PRESUPUESTO DE EXCAVACIONES.

Con base en los datos de exploración y para efectos de presupuesto, los materiales hallados se clasifican como se indica a continuación:

ESTRATOS	CLASIFICACIÓN		
	A	B	C
ESTRATO SUPERFICIAL	100	0	0
PRIMER ESTRATO (1.0 – 2.0M)	70	30	0
SEGUNDO ESTRATO (1.0- 4.0 M)	100	0	0

ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

5. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Debido a que las características del subsuelo están propensas a licuación de las arenas como consecuencia de que la resistencia a la penetración estándar es menor a 20 golpes y se encuentran en estado saturado, es necesario establecer los procesos de mejoramiento que pueden efectuarse para reducir la posibilidad de la licuación

Las propiedades de las arenas contractivas, sean depósitos granulares de origen natural o rellenos hidráulicos, pueden modificarse mediante técnicas que tienen por objeto densificarlas para incrementar su resistencia a sufrir deformaciones de flujo a la licuación.

Un depósito de arenas mejorada deberá soportar cargas dinámicas, con asentamientos tolerables sin que se presente la licuación, para las excitaciones sísmicas de diseño. Se ha demostrado en muchos lugares que los suelos y rellenos granulares sueltos responden positivamente a la energía dinámica producida por impactos o vibración, con lo que se mejora sus características como densidad relativa, rigidez, resistencia y disminuye su deformabilidad.

La aplicación de las cargas estáticas temporales (precarga) también mejora las propiedades de estos suelos, aunque es mucho menos efectiva que los métodos dinámicos de compactación.

La naturaleza de la energía dinámica requerida para lograr que un depósito de arena suelta licuable, se convierta en uno estable, para el sismo de diseño, depende del método que se emplee para, mejorarlo y varía desde los que consisten en la aplicación de impactos hasta los que aplican oscilaciones armónicas con vibradores.

En estos últimos, la intensidad de las vibraciones inducidas dentro de la masa de suelo determina el tipo de su respuesta. A bajas aceleraciones, menores a 0.5g, los suelos responden esencialmente en forma elástica; las deformaciones plásticas predominan cuando las aceleraciones crecen de 0.5 a 1.0g, resultando en la densificación del depósito. Para aceleraciones del orden de 1.5g casi todos los suelos fluyen.

La habilidad del depósito para transmitir las vibraciones se reduce a medida que pierda resistencia al corte, así a medida que el suelo se degrada, las vibraciones se tornaran en locales y no serán transmitidas a largas distancias, por lo tanto la

densificación solo ocurrirá alrededor de la fuente. El núcleo fluidizado será sucesivamente rodeado por una zona plástica, una zona compacta y una zona elástica.

Técnicas de mejoramiento.

El mejoramiento de rellenos granulares sueltos generalmente involucra grandes volúmenes de material y por ello la selección del método idóneo para cada caso suele involucrar aspectos económicos que, en muchas ocasiones, se privilegian en detrimento de las consideraciones.

Exclusivamente técnicas. Los costos varían notablemente de uno a otro método y por lo cual se debe conocer las características de los métodos disponibles, así como su efectividad probable y las dificultades para implantarlos en situaciones particulares.

La mayoría de los métodos de mejoramiento aprovechan la capacidad del suelo para deformarse e incluso licuarse para lograr el mejoramiento deseado. Por lo tanto, es imprescindible tener un conocimiento claro de estas características y propiedades del depósito, para lograr las metas esperadas.

A continuación se describen brevemente algunos de ellos, atendiendo a la frecuencia con que estos han sido utilizados.

Compactación dinámica o de Impacto.

Probablemente la técnica más antigua para el mejoramiento de suelos; utilizada por los romanos y en Estados Unidos desde el siglo pasado, pero realmente racionalizada por Mennard (1975) en la década de los setentas. Consiste en dejar caer una masa en un arreglo particular, desde una altura fija, para compactar el suelo usando una grúa para izarla; los pesos pueden llegar a las 40 toneladas y alturas de caída de 30 m. Las experiencias han demostrado que este método es el menos confiable, pues difícil lograr el mismo nivel de control y por ellos también requiere de ensayos de verificación extensivos.

Se recomienda para mejorar rellenos de poco espesor pues el efecto del impacto decrece rápidamente con la profundidad. En México se tiene varias experiencias en la aplicación de este método (Girault 1989)

Vibro-compactación.

Método de mejoramiento profundo de suelos granulares que efectúa la densificación por el movimiento vertical y horizontal de un tubo vibrador hincado en el suelo. El vibrador es un tubo hueco de acero con masas excéntricas sostenido por una grúa; la forma de densificar consiste en hincar el tubo con arreglos regulares, provocando la licuación del suelo, para posteriormente reacomodar la estructura hasta alcanzar el grado de densificación deseado. Se han desarrollado varias técnicas y equipos para su ejecución, en algunas se utiliza un martillo hincador vibratorio y un tubo o perfil de acero; esta técnica resulta poco eficiente ya que hay que cerrar el espacio de los hincados para lograr la densificación deseada, (Munfakt et-al 1987 - Tamez, 1979).

Vibro-flotación.

Técnicas similar a la anterior en ejecución, pero proporciona mejores resultados por que se hace aporte de arena o grava al momento que el suelo se licua, formando de este modo columnas de suelo mejorado.

Vibro-desplazamientos.

Consiste en la compactación por desplazamiento lateral del suelo que provoca un torpedo vibratorio con toberas en la punta para inyección de aire o agua que se hince hasta la profundidad deseada, variando la frecuencia de vibración y el arreglo del hincado; el torpedo de hincado consiste de un tubo de acero de gran peso de 70 a 120 cm de diámetro, equipado con masas excéntricas internas.

El proceso consiste en hincar el torpedo provocando el desplazamiento lateral del suelo, posteriormente se retira el torpedo y se rellena en capas con grava gruesa o piedra triturada- columnas de piedra-; se introduce nuevamente el torpedo y se densifica el material colocado, con lo que se logra reforzar el suelo por remplazo,(*Munfakh et-al, 1987*).

Con este procedimiento se logra la densificación del material por refuerzo y se obtienen zonas de disipación de presión de poro.

Drenes verticales.

Empleados principalmente para ayudar a la consolidación de depósitos del suelo cohesivo, como auxiliares en algunos casos de las precargas, también han sido utilizados para ayudar a mitigar los problemas de licuación, por su capacidad para disipar como drenes las presiones de poro que se generan durante un evento sísmico. Su efectividad para mitigar problemas de licuación ha sido limitada.

Inyección de Mezclas (jet grout).

El Jet Grout, desarrollando en su versión actual en Japón, es una técnica que utiliza una broca con toberas horizontales de alta eficiencia que cortan a los suelos lateralmente y al mismo tiempo introduce una inyección que se combina con el suelo formando columnas de materia inyectando, logrando desde la mezcla del depósito de suelo con la inyección, hasta el completo remplazo. Generalmente se inyecta cemento y usualmente se ha utilizado para recimentar y restablecer la capacidad de estructuras dañadas, (*kauschinger et-al, 1992*)

Explosivos.

En algunas ocasiones se han empleado para compactar materiales arenosos. Su principal limitación es la falta de control que se tiene en el proceso debido a la gran errática de los resultados que suelen obtenerse cuando se utiliza este método. (*Santoyo, 1969*).

Precarga.

Consiste en aplicar una carga temporal sobre el área que se requiere mejorar, para lograr reducciones de volumen en la masa arenosa por consolidación. Su efectividad depende de la magnitud de la sobrecarga inducida en el suelo y si se utiliza en grandes extensiones puede resultar muy onerosa. Generalmente es menos efectiva que los métodos vibratorios de compactación.

Remplazo.

Consiste en retirar el material licuable y remplazarlo con otro de mejores características. Atendiendo a los costos que significa, en general solo resulta recomendable en el tratamiento de superficies relativamente pequeñas y en depósitos de poco espesor.

Comentarios.

La efectividad del jet grout y del vibro-desplazamiento es alta, porque los equipos actuales producen resultados confiables; con la vibro-flotación, la vibro-compactación, el impacto, los explosivos e incluso, la precarga, es necesario ratificar constantemente los trabajos con pruebas de campo para verificar su eficacia.

5.1 Solución de cimentación.

Tomando en cuenta la magnitud de las cargas que se transmitirán al suelo la estructura de proyecto, la estratigrafía del sitio y las propiedades mecánicas del subsuelo, la cimentación se resolverá de la manera siguiente:

5.1.1 Estructuras menores

El resto de las estructuras podrán ser desplantadas a una profundidad de 1.0 m sobre un mejoramiento de material inerte bajo el desplante de la cimentación y el tipo de cimentación será mediante zapatas corridas.

5.2 Parámetros de diseño.

Con base en la correlación del número de golpes, obtenida de la prueba de penetración estándar, con la compacidad relativa del suelo, a continuación se resume la estratigrafía general y se indican las propiedades mecánicas promedio de los diferentes estratos del suelo.

<i>Estratos (m)</i>	<i>No. de golpes</i>	<i>γ_m (Ton/m³)</i>	<i>ϕ (en°)</i>	<i>Kh (kg/cm³)</i>
0.0 – 1.2	7	1.5	28	0.20
1.2 – 15	10	1.6	29	0.40
15 – 20	45	1.8	32	6.00

Como en arenas finas bajo el nivel freático, se incrementan los valores de N (índice de penetración), dicho valor se corrigió empíricamente para obtener el valor real del número de golpes de la resistencia a la penetración en arenas.

Así mismo, en la estratigrafía anterior, se proporcionan los módulos de reacción lateral del suelo (Kh) para los diferentes estratos.

Para fines de diseño sísmico, el sitio en estudio se encuentra ubicado en la zona “C” ver figura 22, según el Mapa de Regionalización sísmica de la Republica Mexicana y atendiendo a las características geológicas encontradas en el sitio, mediante los sondeos de exploración, se tiene un terreno de compacidad suelta, por lo tanto, el suelo de cimentación se clasifica como medianamente compacto Tipo II.

Cabe señalar que superficialmente existen zonas donde hay rellenos de mala calidad constituidos por escombros empacados en una matriz limo arenoso, del orden de 60 cm de diámetro, las cuales se recomienda extraerlos en su totalidad y restituirlos con material de banco.

5.3 Capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas.

La capacidad de carga individual de los pilotes se estimó empleando la siguiente expresión:

$$Q = q_F + q_P$$

donde:

Q: Capacidad de carga admisible del pilote

q_F : Capacidad de carga admisible del pilote debido a la fricción generada en su fuste.

q_P : Capacidad de carga admisible del pilote debido al apoyo de su punta.

La capacidad de carga por fricción de los pilotes se calculó utilizando la siguiente fórmula.

$$q_F = k \gamma_m Z \tan \alpha F_R$$

Siendo:

K : coeficiente de empuje lateral de tierras.

γ_m : peso volumétrico de la arena en la condición en la que se encuentra.

Z : profundidad media del tramo considerado en el que se mide la fricción dentro del manto de arena.

$\tan \alpha$: coeficiente de fricción entre el pilote y el suelo, = $2/3 \phi$, donde ϕ es el ángulo de fricción del suelo, al nivel del tramo de pilotes considerado.

F_R : factor de resistencia, igual a 0.7

Considerando un ángulo de fricción interna media de 28° , un coeficiente de tierras de 0.5 y un peso volumétrico medio de 1.7 ton/m^3 (obtenidos de su correlación con el

índice de resistencia a la penetración estándar), además tomando en cuenta que según Vesic, La fricción lateral solo crece hasta la profundidad de 15 diámetros del pilote, **se obtuvo una capacidad de carga admisible por fricción de 18 y 24 ton**, para pilotes hincados a 20 y 25 m de profundidad, y para una sección cuadrada de 45 cm.

La capacidad de carga por apoyo de la punta de los pilotes se calculo considerando que los materiales afectados por la posible superficie de falla son predominantemente friccionantes y empleando la siguiente expresión:

$$Q_p = [\bar{P}_v N'q Fr + P_v] A_p$$

Donde:

Q_p : Capacidad de carga admisible del pilote, por punta en ton.

\bar{P}_v : Presión vertical efectiva al nivel de desplante del pilote en ton/m²

Fr : Factor de resistencia, igual a 0.35

P_v : Presión vertical total debida al suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, en ton/ m²

A_p : Área transversal del pilote, en m²

$N'q$: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional, que es función del ángulo de fricción interna, ϕ , y de la longitud de la pila empotrada en los materiales resistentes. Determinado mediante la siguiente fórmula:

$$N'q = Nq_{min} + Le \frac{(Nq_{max} - Nq_{min})}{4B \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}$$

Siendo:

Nq_{min} : Factor de capacidad de carga, para el caso en que el pilote quede directamente apoyado sobre los materiales resistentes.

Le : Longitud de empotramiento del pilote, dentro de los materiales resistentes.

$Nq_{máx}$: Factor de capacidad de carga, para el caso en que el pilote tenga como mínimo la longitud optima dentro de los materiales resistentes, L_{opt} , obtenida mediante la siguiente relación:

$$L_{op} = 4 B \tan (45^\circ + \phi/2)$$

Donde:

B = diámetro del pilote, en m.

ϕ = ángulo de fricción interna del material de apoyo de los pilotes.

En los cálculos realizados se considero para los pilotes apoyados a 20 m de profundidad que los materiales del subsuelo presentan un ángulo de fricción interna de 30° y que se tiene una longitud de empotramiento de 1 m dentro de los materiales compactados de apoyo.

Para los pilotes apoyados a 25 m de profundidad los materiales del subsuelo presentan un ángulo de fricción interna de 32° y que tendrán una longitud de empotramiento dentro de los materiales compactados de 0.5 m.

Obteniendo una **capacidad de carga admisible por punta** de 38 y 46 ton para los pilotes apoyados a 20 y 25 m de profundidad, respectivamente.

Considerando los resultados anteriores, los pilotes hincados a 20 y 25 m de profundidad, tendrán una capacidad de carga admisible total de 56 y 70ton respectivamente.

A continuación se presenta **la capacidad de carga admisible en condiciones estáticas para pilotes de fricción de sección cuadrada, con lados entre 30 y 55 cm y con longitudes variables entre 14 y 25 m de profundidad.**

		LONGITUD DEL PILOTE CON RESPECTO AL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO					
Lado del pilote en metros	14 m	16 m	18 m	20 m	22 m	25 m	
0.30	21 ton	31 ton	35 ton	40 ton	45 ton	54 ton	
0.35	24 ton	34 ton	39 ton	45 ton	50 ton	59 ton	
0.40	27 ton	37 ton	43 ton	50 ton	55 ton	64 ton	
0.45	30 ton	41 ton	48 ton	56 ton	60 ton	70 ton	
0.50	34 ton	45 ton	53 ton	62 ton	66 ton	76 ton	
0.55	38 ton	49 ton	59 ton	68 ton	72 ton	82 ton	

La capacidad de carga admisible en condiciones dinámicas para pilotes de fricción de sección cuadrada, con lados entre 30 y 55 cm y con longitudes variables entre 14 y 25 m de profundidad.

Lado del pilote en metros	14 m	16 m	18 m	20 m	22 m	25 m
0.30	27 ton	37 ton	42 ton	48 ton	54 ton	64 ton
0.35	28 ton	40 ton	46 ton	54 ton	60 ton	70 ton
0.40	32 ton	44 ton	51 ton	60 ton	66 ton	76 ton
0.45	36 ton	49 ton	57 ton	67 ton	72 ton	84 ton
0.50	40 ton	54 ton	63 ton	74 ton	79 ton	91 ton
0.55	45 ton	58 ton	70 ton	86 ton	86 ton	98 ton

LONGITUD DEL PILOTE CON RESPECTO AL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO

Para determinar el número de pilotes que se tendrán bajo cada columna se deberá considerar la carga que resulta mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes mas carga viva con intensidad máxima afectadas por un factor de carga de 1.4
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes mas carga viva con intensidad instantánea y acción accidental mas critica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1

5.4 Calculo de Asentamientos para pilotes:

Dada las características físicas de los materiales del subsuelo, los movimientos verticales que sufrirá la estructura serán del tipo elástico.

Los asentamientos elásticos de los pilotes se estimaron con la siguiente expresión:

$$S = \frac{Q_p L}{E_c A_b} + \frac{m C_s f_p Q_p}{E_s \sqrt{A_b}} (1 - u^2)$$

Donde:

S: asentamiento de la cabeza del pilote, en m.

L: longitud del pilote, en m

- Ec: modulo de elasticidad del concreto del pilote, en ton/m².
 : área de la base del pilote, en m².
 m: factor de forma, adimensional e igual a 0.95 para pilotes circulares.
 Cs: factor de rigidez, adimensional e igual a 0.1
 fp: factor de profundidad, adimensional e igual a 0.5 para D/B > 5
 Es: modulo de elasticidad del manto de apoyo en ton/m²
 Qp: carga aplicada al nivel de la base del pilote, en ton.
 u: relación de Poisson.

Considerando cargas de las columnas entre 25 y 35 toneladas que no incluyen peso propio de la cimentación, se obtuvieron asentamientos máximos esperados inferiores a 3cm y se presentarán prácticamente durante la construcción de la estructura.

5.5 Capacidad de carga a la tensión.

La fricción en el fuste de los pilotes para revisar tensiones en las mismas, se calculo con la misma expresión de Q_f y Factor de Seguridad de 1.5

$$q_F = k\gamma_m Z \tan \alpha$$

la cual incluye el peso propio del pilote y se resulta de 28 ton para los pilotes desplantados a 20 m de profundidad, y para los pilotes desplantados a 25 m de profundidad resultado de 34 ton.

La capacidad de carga admisible a la tensión para pilotes de fricción de sección cuadrada, con lados entre 30 y 55 cm y con longitudes variables entre 14 y 25 m de profundidad, se presenta a continuación:

Lado del pilote en metros	LONGITUD DEL PILOTE CON RESPECTO AL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO					
	14 m	16 m	18 m	20 m	22 m	25 m
0.30	13 ton	14 ton	16 ton	17 ton	19 ton	21 ton
0.35	17 ton	18 ton	19 ton	20 ton	22 ton	24 ton
0.40	21 ton	22 ton	23 ton	24 ton	26 ton	28 ton
0.45	24 ton	25 ton	27 ton	28 ton	31 ton	34 ton
0.50	29 ton	30 ton	31 ton	32 ton	35 ton	38 ton
0.55	33 ton	34 ton	35 ton	36 ton	39 ton	42 ton

LONGITUD DEL PILOTE CON RESPECTO AL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO

5.6. Dimensionamiento de la cimentación

Las acciones consideradas en los análisis de la cimentación fueron las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyendo el peso de la cimentación para la estructura de interés. Estas cargas se afectaran por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.
- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyendo el peso de la cimentación para la estructura de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas se afectaran por un factor de carga de 1.1 y se utilizaran en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.
- c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación se afectaran por un factor de carga de 1.0 y se emplearan en el análisis del estado límite de servicio.

5.6.1 Estado límite de falla en condiciones estáticas

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

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

donde:

- Q: suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.
- F_c factor de carga, adimensional e igual a 1.4
- R: capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.
- F_R: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

Una vez dimensionada la cimentación deberá verificarse que se satisfaga la expresión anterior

5.6.2 Estado límite de falla en condiciones dinámicas

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

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

donde :

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

F_c : factor de carga, adimensional igual a 1.1

A : área de apoyo de la cimentación, en m^2

R : capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación.

Una vez dimensionadas la cimentación deberá verificarse que se cumpla la expresión anterior.

5.6.3 Estado límite de servicio

Dado el tipo de material donde se desplantará la cimentación, los movimientos susceptibles de presentarse son de origen elásticos, cuya magnitud se estimó en función de la capacidad de carga admisible (Q_a), mediante la expresión;

$$\lambda_e = \frac{Q_a B (1 - \mu^2)}{E} l_w$$

donde

λ_e asentamientos elásticos, cm

B ancho de la cimentación, cm.

μ relación de Poisson igual a 0.40

E modulo de elasticidad del material igual a 120 Kg/cm²

l_w coeficiente adimensional, que depende de la forma y rigidez del cimientto.

Para las condiciones analizadas, los asentamientos máximos esperados son del orden de 2.8 cm, con un diferencial máximo de 20 mm, los cuales se presentarán prácticamente durante la construcción.

5.7 Presiones horizontales.

Para el diseño de los muros de contención de concreto armado perimetral de la cisterna en contacto con el suelo y altura máxima de 2.5 m, se obtuvo la distribución de presiones horizontales, incluyendo el sismo, la cual fue calculada, aplicando la expresión.

$$P_{ho} = (\gamma_m H + q) K_o$$

donde

P_{ho} presión para condiciones a largo plazo, ton/m²

γ_m peso volumétrico del material de relleno, 1.6 Ton/m³

H altura del muro, 2.5 m.

q sobrecarga en la superficie, 2.0 Ton/m²

K_o coeficiente de presión de arena compactada en reposo, igual a 0.7

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

6.1 Procedimiento Constructivo de los pilotes:

Para la instalación de los pilotes deberán satisfacerse las siguientes especificaciones:

- La distribución de los pilotes se hará conservando una separación mínima entre los lados, de tres veces el lado de la sección transversal del pilote.
- Los pilotes se deberán armar para soportar su izado y manejo durante el hincado, así como los momentos y fuerzas horizontales a los que estarán sujetos en la vida útil de la estructura.
- Para facilitar su hincado los pilotes deberán construirse con una punta de 60° debidamente reforzada para resistir los esfuerzos a que estará sujeta durante el hincado.
- Dada la existencia de varias capas resistentes que dificultaran o impedirán la penetración del pilote hasta su profundidad de apoyo, se requeriría de una perforación previa al hincado, cuyo diámetro será igual al del círculo que circunscribe a la sección transversal del pilote.
- La perforación previa se llevara 0.5 m por arriba del nivel de desplante recomendado y los últimos 0.5 m se hincaran a golpes
- Las perforaciones previas se efectuaran con extracción de materiales y deberán además mediante un lodo bentonítico mezclado en planta, con una densidad de 1.1, con objeto de conservar la estabilidad de la perforación y que mantenga en suspensión la arena que no sea posible extraer, de tal manera que no se tengan azolves que impidan la penetración del pilote hasta el fondo de la perforación previa.
- Los pilotes deberán hincarse inmediatamente con vibro hincador después de terminar la perforación o en un lapso que no será mayor de tres horas, en caso contrario deberá reperforsarse antes del hincado del pilote, batiendo el lodo bentonítico dentro de la perforación durante un tiempo suficiente para que entren en suspensión las arenas que pudieran haberse sedimentado.

- Se verificara la verticalidad de los tramos de pilotes y de las perforaciones previas, antes de proceder al hincado, la desviación de la verticalidad no deberá ser mayor de 2% de la longitud del pilote.
- En las primeras fases del hincado el pilote deberá estar soportado por estrobos, de manera que al penetrar lentamente se eviten derrumbes debidos a efectos de pistón.
- Las juntas entre los tramos de pilote deberán tener por lo menos la misma resistencia en compresión, tensión y fuerza cortante que la sección de los mismos.
- La posición de la cabeza de los pilotes no distara, respecto a la traza del proyecto, más de 20 cm o 25% del ancho del elemento, más de 20 cm o 25% del ancho del elemento estructural que se apoya en ella, cual sea menor.

6.2 Excavación y construcción de contratraves.

a) Terminada de construir los pilotes, se continuara con la excavación de las zanjas para alojar las contratraves de liga, mediante taludes laterales 1:1, horizontal a vertical. Alcanzado el nivel de desplante de las contratraves, se procederá al colado, de una plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor, con $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y después del fraguado de la misma, se ligará el armado de las pilas con el acero de refuerzo de las contratraves y dado de cimentación. Efectuado la unión estructural de ambos elementos, se procederá al cimbrado y colado de las contratraves, y dados de cimentación, según las indicaciones del proyecto estructural, dejando las preparaciones necesarias para la liga estructural con el firme de concreto del nivel de Planta Baja.

b) Setenta y dos horas después de coladas las contratraves, se podrá nivelar y rellenar en los sitios adyacentes, para dar el nivel de firme de concreto de la planta baja. Previo al colado del firme del piso se colará una plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor, con $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y después del fraguado de la misma, se colara el firme del piso, tal como se indica en los planos estructurales correspondientes.

Durante el colado del firme deberán dejarse las preparaciones necesarias para la liga estructural con las columnas y el muro perimetral.

c) Cuarenta y ocho horas después de colado el firme, se continuara con el armado cimbrado y colado de las columnas, y el muro perimetral.

6.3 Sistema de piso.

Dado que la capa superficial está conformada en algunas zonas por 60 cm de relleno de mala calidad con escombros a la cual le subyace el limo arenoso y arena fina, con raíces, que tienen una compactación muy suelta a suelta, deberán retirarse por lo menos los primeros 60 cm con respecto al nivel actual del terreno, con el fin de construir una capa subrasante con material de arena limpia, bien graduada, compactada, en tres capas de 20 cm cada, con rodillo liso vibratorio de 20 toneladas en estático, el cual aplicará la energía con una frecuencia de 600 ciclos por minuto, y a una velocidad de 10 m por minuto, de tal forma que la vibración incremente la compactación relativa de los depósitos superficiales a una resistencia mayor a 50 golpes de acuerdo a la prueba de penetración estándar.

El sistema de piso de las estructuras menores podrán resolverse con zapatas corridas o bien mediante una losa de cimentación, esta última desplantada sobre una base hidráulica; sin embargo, previo a la colocación de la base, deberá compactarse mediante el rodillo liso vibratorio, dando cuando menos de 20 a 30 pasadas.

6.4 Rellenos.

El material que se empleara para rellenar será arena limosa, producto de banco o arena limpia, bien graduada, debiendo cumplir con las características siguientes:

Límite líquido	30% máximo
Porcentaje de material que Pasa a la malla No. 200	30% ,máximo (no plástico)
Partículas no mayores de	7.56 cm (3").

El relleno se colocará en capas de 20 cm de espesor, en estado suelto compactadas al 90% con respecto a la Norma AASHTO estándar T 99-74, variante "A" y energía específica de 6.02 kg-cm/cm³. Las últimas tres capas de relleno deberán compactarse al 95% con respecto a la misma prueba.

6.5 Proceso constructivo para la alternativa con losa de cimentación

A continuación se presenta la alternativa para la construcción de la cimentación propuesta mediante losa de cimentación con el proceso constructivo a seguir.

Como antecedente y de acuerdo a la información del subsuelo en el sitio de interés superficialmente materiales de relleno de mala calidad de 60 cm que deberán ser despalmados, subyaciendo se tienen materiales limo arenosos y arenas limosas, de consistencia media a firme los primeros y en estado suelto los segundos.

De acuerdo a todo lo antes mencionado, y considerando las características observadas en el terreno, se concluye que será necesario efectuar en la zona donde se tendrá la Tienda un recorte superficial de 0.60 m promedio para retirar los materiales de relleno de mala calidad, posteriormente se recompactará la superficie dejada por el recorte previo con rodillo liso vibratorio y se restituirá el nivel con materiales de banco debidamente compactados en capas no mayores de 20 cm y al 95% de su PVSM, según la prueba AASHTO estándar hasta alcanzar el lecho inferior de la base hidráulica.

En el área de estacionamiento igualmente deberá considerarse un recorte de 0.60 m y para retirar los materiales de relleno de mala calidad, posteriormente se recompactará la superficie dejada por el recorte previo para suministrar posteriormente materiales de banco debidamente compactados en capas no mayores de 20 cm y al 95% de su PVSM, según la prueba AASHTO estándar.

Cuando ya se efectuó el corte especificado, se procederá a retirar todo el material suelto dejando al nivel de máxima excavación, recompactándolo al 90% de su PVSM, según la prueba AASHTO estándar, a continuación se colocaran materiales de relleno controlado de acuerdo a las especificaciones que ya se mencionaron, para garantizar que el comportamiento de estos sea adecuados.

Durante la conformación de las terracerías, la compactación que se aporte al terreno permitirá incrementar la compacidad relativa reduciendo el riesgo de la licuación de las arenas.

6.6 Especificación de materiales

Los materiales de préstamo deberán de ser analizados por el laboratorio antes de ser colocados, para evitar tener que levantar rellenos ya colados.

Tepetates

a) El material de banco que se vaya a utilizar para construir los rellenos podrá ser a base de arenas con las especificaciones antes mencionadas o mediante tepetate, deberá satisfacer las siguientes especificaciones:

- Limite líquido	45% máximo (tolerancia + 5%)
- Índice plástico	20% máximo (tolerancia + 5%)
- Contracción lineal	8% máximo (tolerancia + 5%)
- Valor relativo de soporte	15% mínimo (tolerancia + 5%)
- Contenido de agua óptimo	25% máx.
- Peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m ³

b) Durante la construcción de los rellenos a base de tepetate, se deberá verificar que en cada capa se alcance el grado de compactación especificada con una tolerancia de +- 2%. La verificación se hará mediante la ejecución de calas de 10 X 10 X 10 cm, para determinar el peso volumétrico seco en el sitio, las cuales se harán por cada capa de área compactada.

Al termino de la excavación se procederá a la colocación del mejoramiento, lo cual se iniciara en un plazo no mayor a 3 días, en caso de exceder dicho tiempo y en el momento de programar la colocación del mejoramiento, se deberá verificar la resistencia y grado de intemperismo del material del fondo, determinándose de esta manera el espesor del material que deberá retirarse.

La incorporación del agua al material de banco se realizara en forma uniforme mediante aspersión, utilizando botes perforados, bajo la siguiente secuela:

Extender el material en un área suficiente de trabajo, con una altura máxima de 25 cm en estado suelto. Agregar el porcentaje óptimo de agua con los botes regando en todo el material extendido, sin llegar al saturamiento, o sea que absorba el material toda el agua y no se formen espejos.

Traspalear hasta lograr homogeneidad del material, no deberá permitirse que el material presente contaminaciones y terrones del mismo material en tal caso se eliminaran. Finalmente se podrá colocar el material en su correspondiente tramo, en capas de 20 cm en estado suelto y efectuar su compactación.

Se recomienda llevar un control del número de pasadas del rodillo a una capa, así como del volumen de agua incorporado, de tal manera que comparado con el porcentaje obtenido, se pueda deducir aproximadamente cuando una capa tiene cierto grado de compactación. Las capas a compactar no deberán de ser mayores de 20 cm, ni menores de 10 cm en estado suelto.

Es frecuente que en los sitios cercanos a las colindancias el rodillo no pueda abarcar estas áreas, por lo que se deberá completar su compactación con bailarinas. No deberá emplearse material producto de la excavación como relleno bajo áreas de construcción.

El mejoramiento a base de tepetate se colocara en capas de 20 cm en estado suelto como máximo, compactándose cada capa hasta lograr una compactación del 95% ($\pm 2\%$) de su peso volumétrico seco máximo, con rodillo vibratorio propulsado a mano o su equivalente. Deberá preverse la construcción de una contratrase perimetral y circundante al sembrado de los prototipos con el objeto de proteger al mejoramiento de posibles disgregaciones contra futuras excavaciones laterales.

Cuando se alcance el nivel de proyecto del mejoramiento (tepetate o arena), se colocara sobre este una capa de base hidráulica compactada al 98% de la prueba AASTHO estándar. De su peso volumétrico seco máximo. Posteriormente se excavarán las cepas que alojaran las contratrases, y se colocara el acero de refuerzo tanto de las contratrases como de la losa de cimentación, procediendo a continuación a su colado.

Las cepas que alojaran las contratrases de la losa de cimentación, se excavarán una vez concluida la plataforma de mejoramiento. Se excavará dando el talud de reposo del material y se protegerá su estabilidad mediante una capa de mortero de 3 cm de espesor. Se recomienda que la contratrase perimetral tenga un peralte mínimo de 30cm. y las interiores podrán ser de 30cm. de peralte como mínimo. Previo a la colocación de los mejoramientos, deberán preverse las instalaciones hidráulicas y sanitarias, así como la construcción de registros y de cisternas de almacenamiento de agua.

No debe permitirse por ningún motivo excavaciones posteriores a la colocación del mejoramiento y sobre todo cuando ya se tengan coladas las losas de planta baja, y primer nivel, la realización indebidas de estas excavaciones provocan serios problemas de estabilidad del mejoramiento, que se reflejan en movimientos bruscos de la

estructura y la presencia de grietas y fisuras en muros. Cuando por condiciones extraordinarias se requiera la ejecución de una excavación, ya colocado el mejoramiento, se solicitara la asesoría de mecánica de suelos.

Finalmente recomendamos mantener en observación en forma continua las características de los materiales suministrados de banco en campo, para la construcción y compactación de las plataformas de mejoramiento de acuerdo al proyecto, para proceder a la brevedad a escarificar y recompactar, dejando lista la superficie para la construcción de la plataforma de relleno controlado, en capas de 20 cm en estado suelto y compactarlo al 95% de su peso volumétrico seco máximo.

DISEÑO DE PAVIMENTOS

7. DISEÑO DE PAVIMENTOS

7.1 Piso de concreto armado de la Tienda

Los vehículos de mayor peso que circularán por el piso y para la cual fue efectuado el diseño, corresponden a una sobrecarga de 1.5 ton/m^2 . La carga más crítica considerada y transmitida al piso corresponde al eje sencillo a la que se agrega la carga que soporta el piso con un peso máximo de 1.5 ton/m^2 .

Utilizando el nomograma de diseño para ejes sencillos (figura 23), en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto, y una carga de diseño, se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el piso de 15 cm, que se apoyará sobre una base de materiales de 20 cm, con las especificaciones que se indican en el inciso 7.3. (Ver figuras 26)

7.2 Pavimento de concreto armado en estacionamiento

Los vehículos de mayor peso que circularán por el piso y para la cual fue efectuado el diseño, corresponden a una sobrecarga de 1.5 ton/m^2 . La carga más crítica transmitida al piso corresponde al eje sencillo a la que se agrega la carga que soporta el piso con un peso máximo de 1.5 ton/m^2 .

Utilizando el nomograma de diseño para ejes sencillos, (figura 23); en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto, y una carga de diseño, se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el piso de 10 cm., que se apoyará sobre una base de materiales de 20 cm, a la cual le subyacerá una capa de 15 cm de espesor, de material tipo sub-base, con las especificaciones que se indican en el inciso 7.3. (Ver figuras 29)

7.3 Pavimentos de concreto armado en patio de maniobras

Los vehículos de mayor peso que circularán por el pavimento y para los cuales fue efectuado el diseño, corresponden a trailers T3-S2 (ver figura 24). La carga más crítica transmitida al pavimento por estos vehículos corresponde al eje tandem en el que la carga por rueda doble es de 3.75 ton. Durante la vida útil del pavimento circularán vehículos en cuyos ejes la carga máxima del sistema tandem es de 18 ton.

Utilizando el nomograma de diseño para ejes tándem (ver figura 25), en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto y una carga de diseño, se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el pavimento rígido de 17.5 cm, que se apoyará sobre una base granular de 20 cm. de espesor 95% del PVSM, de acuerdo con la prueba AASHTO modificada (Ver figura30).

Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas mediante el refuerzo debido al acero distribuido, el espaciamiento entre juntas transversales se recomienda variable entre 3.0 y 4.5 m. Respecto al ancho de las losas, éstas quedarán comprendidas entre 3.0 y 6.0 m.

En el inciso 7.3 y 7.4 se presentan las especificaciones para la construcción del pavimento rígido.

7.3.1 ESPECIFICACIONES PISO DE CONCRETO ARMADO DE LA TIENDA.

A) ESTRUCTURA.

La estructura del piso de la Tienda consistirá en: subrasante variable y mínima de 40cm, sub-base de 15cm, base hidráulica de 20 cm y losa de concreto hidráulico de 15 cm (figura 26).

B) PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

SUBRASANTE. Cumplirá con los requerimientos de calidad señalados en el Anexol. La compactación se hará al 95% del PVSM, de acuerdo con la prueba AASHTO estándar.

BASE. Cumplirá con los requerimientos de calidad señalados en el Anexo I. La compactación se hará al 95% del PVSM, de acuerdo con la prueba AASHTO modificada, equivalente aproximadamente al 100% del PVSM, según la prueba AASHTO estándar.

RIEGO DE IMPREGNACIÓN. Antes de la colocación de la losa de concreto hidráulico del piso, se barrerá y se impregnará la superficie de la base ya compactada, con una emulsión asfáltica cationica de rompimiento medio RM-2K, en proporción de

1.20 a 1.70 litros por metro cuadrado. La emulsión cumplirá con las especificaciones de calidad marcadas por las Normas Generales de Construcción de la SCT.

La aplicación de la emulsión se hará en las primeras horas del día o en las últimas de la tarde para que no se presente el fenómeno de rompimiento (pérdida rápida del agua en la emulsión).

Se evitará el tráfico de personas o equipo sobre la base impregnada, por un período de al menos 48 horas para permitir que la emulsión se haya adherido a la base, lo cual será verificado por el personal de laboratorio.

Es recomendable colocar una capa de arena fina sobre dicho riego, justamente antes de que se abra al tránsito de personas y equipo, con el fin de impedir la remoción del producto asfáltico.

MEDIDAS DE PROTECCIÓN DE LAS CAPAS COMPACTADAS.

Se hará todo lo necesario para evitar que la plataforma de suelos compactados, se humedezca en exceso durante las lluvias. Es conveniente dar a la superficie de la plataforma una pendiente de cuando menos 5 al millar para drenar adecuadamente los escurrimientos superficiales y evitar cualquier encharcamiento.

En la época de lluvias se adoptarán medidas contra el humedecimiento de los materiales de construcción de la estructura del pavimento, cubriéndolos con láminas de polietileno o lonas.

El no atender estas recomendaciones seguramente se traducirá en una deficiente compactación y un mal comportamiento de las capas del pavimento.

7.3.2 ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTO EN ESTACIONAMIENTO Y PATIO DE MANIOBRAS.

A) ESTRUCTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE EN ESTACIONAMIENTO.

En el área de estacionamiento se consideró un carril de diseño con un tránsito diario de 200 vehículos, compuesto primordialmente por un 95% de automóviles y el resto por camionetas de 3.5 toneladas.

La definición de espesores se basó en el método del Instituto de Ingeniería para un periodo de vida útil de 15 años y tasa de crecimiento de 2% anual.

Para el diseño se tomó un VRS crítico de 6%, acorde con las propiedades índice de la posible capa superficial de apoyo de la estructura de pavimento que rige el diseño del pavimento.

La estructura que se obtuvo para la zona de vialidades del estacionamiento fue: subrasante variable o de 40 cm mínimo, sub-base de 15 cm, base hidráulica de 20 cm y carpeta de concreto asfáltico de 5 cm (figura 32).

Para el carril de acceso a la tienda se obtuvo lo siguiente: subrasante variable o de 40 cm mínimo, base hidráulica de 20 cm, sub-base de 15 cm y carpeta de concreto asfáltico de 8 cm (figura 31).

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN PAVIMENTO FLEXIBLE EN ZONA DE ESTACIONAMIENTO.

SUBRASANTE O SUB-BASE. Cumplirá con los requerimientos de calidad señalados en el Anexo I. La compactación se hará al 95% del PVSM, de acuerdo con la prueba ASHHTO estándar.

BASE. Cumplirá con los requerimientos de calidad señalados en el Anexo I. La compactación se hará al 95% del PVSM, de acuerdo con la prueba ASHHTO modificada, equivalente aproximadamente al 100% del PVSM, según la prueba ASHHTO estándar.

RIEGO DE IMPREGNACIÓN. Se aplicará sobre la base hidráulica ya compactada, previo barrido de ella, con una emulsión asfáltica cationica de rompimiento medio RM-2K, en proporción de 1.20 a 1.70 litros por metro cuadrado. La emulsión cumplirá con las especificaciones de calidad marcadas por las Normas Generales de Construcción de la SCT.

La aplicación de la emulsión se hará en las primeras horas del día o en las últimas de la tarde para que no se presente el fenómeno de rompimiento (pérdida rápida del agua en la emulsión).

Se evitará el tráfico de personas o equipo sobre la base impregnada, por un período de al menos 48 horas para permitir que la emulsión se haya adherido a la base, lo cual será verificado por el personal de laboratorio.

Es recomendable colocar una capa de arena fina sobre dicho riego, justamente antes de que se abra al tránsito de personas y equipo, con el fin de impedir la remoción del producto asfáltico.

MEDIDAS DE PROTECCIÓN DE LAS CAPAS COMPACTADAS.

Se hará todo lo necesario para evitar que la plataforma de suelos compactados, se humedezca en exceso durante las lluvias. Es conveniente dar a la superficie de la plataforma una pendiente de cuando menos 5 al millar para drenar adecuadamente los escurrimientos superficiales y evitar cualquier encharcamiento.

En la época de lluvias se adoptarán medidas contra el humedecimiento de los materiales de construcción de la estructura del pavimento, cubriéndolos con láminas de polietileno.

El no atender estas recomendaciones seguramente se traducirá en una deficiente compactación y un mal comportamiento de las capas del pavimento.

RIEGO DE LIGA. A 48 horas de aplicado el riego de impregnación y 30 minutos antes del tendido de la carpeta asfáltica se aplicará sobre la base seca y barrida, un riego de liga con emulsión catiónica de rompimiento rápido RR-2K, en una proporción de 0.70 litros por m².

CARPETA ASFÁLTICA. Será de concreto asfáltico, elaborado en planta estacionaria, de acuerdo a las normas que dicta la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

La mezcla se tenderá con equipo Finisher. El armado se iniciará con el paso de un rodillo metálico ligero para después compactar la capa al 95% del PVSM con equipo neumático. Se concluirá con el cerrado mediante el paso de un rodillo metálico pesado.

Se extraerán corazones de la carpeta ya terminada para verificar su espesor y comprobar que no presente una permeabilidad mayor al 10%.

B) ESTRUCTURA DE PAVIMENTO RIGIDO EN ESTACIONAMIENTO.

En el área de estacionamiento se consideró un carril de diseño con un tránsito diario de 200 vehículos, compuesto primordialmente por un 95% de automóviles y el resto por camionetas de 3.5 toneladas.

El VRS considerado para diseño fue de 6% lo que equivale a un módulo de reacción de la subrasante (k) del orden de 4.3%. El módulo de ruptura (MR) fue de 40 kg/cm². Se empleó el método de la Portland Cement Association.

La estructura obtenida es: subrasante variable o mínimo de 40 cm, base hidráulica de 20 cm compactada al 95% del PVSM, sub-base de 15 cm compactada al 95% del PVSM; de acuerdo con la prueba AASHTO modificada y losa de concreto hidráulico de 10 cm (figura 29).

C) ESTRUCTURA DE PAVIMENTO RIGIDO EN PATIO DE MANIOBRAS.

Se consideró un tránsito diario de 2.5 vehículos tipo trailer y 5 camiones de carga con capacidad de 5 toneladas.

El VRS considerado para diseño fue de 6% lo que equivale a un módulo de reacción de la subrasante (k) del orden de 3.5%. El módulo de ruptura (MR) fue de 40 kg/cm². Se empleó el método de la Portland Cement Association.

La estructura obtenida es: subrasante variable o mínimo de 40 cm, base hidráulica de 20 cm compactada al 95% del PVSM, sub-base de 15 cm compactada al 95% del PVSM; de acuerdo con la prueba AASHTO modificada y losa de concreto hidráulico de 17.5 cm (figura 30).

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN PAVIMENTO RÍGIDO.

Se construirá después de terminar la base hidráulica y de aplicar sobre ésta el riego de impregnación que se estableció para el pavimento flexible.

El concreto tendrá un módulo de ruptura (MR) de 40 kg/cm². Las losas se construirán por franjas cuyas dimensiones dependerán de la geometría de las áreas por pavimentar.

La modulación se hará para que los tableros sean preferentemente de forma cuadrada en planta y alternativamente de forma rectangular en cuyo caso la longitud del tablero no excederá de 1.30 veces el ancho del mismo.

En los tableros su ancho y su largo no deben exceder de 20 veces y de 26 veces el peralte.

Se proyectarán las juntas longitudinales y transversales necesarias, (ver figuras 34 a 36). El sellado de las juntas entre tableros deberá hacerse escrupulosamente, ya que en caso contrario las juntas se convierten en fuente de infiltración a las capas de apoyo de la losa provocando más tarde la falla de ésta.

En la siguiente tabla se resumen las estructuras de pavimento para las distintas áreas de pavimentos:

RESUMEN DE ESTRUCTURAS DE PAVIMENTOS PROPUESTAS

TIPO DE PAVIMENTO	AREA DE USO	ESPEORES (cm)	
RIGIDO	INTERIOR DE LA TIENDA.	LOSA	15
		BASE	20
		SUBRASANTE	40
FLEXIBLE	VIALIDADES DE ACCESO E INTERIORES DENTRO DEL ESTACIONAMIENTO DE AUTOMÓVILES DE CLIENTES.	CARPETA	5
		BASE	20
		SUB-BASE	15
		SUBRASANTE	40
RIGIDO	PARA VIALIDADES DE ACCESO E INTERIORES DENTRO DEL ESTACIONAMIENTO DE AUTOMÓVILES DE CLIENTES Y EL ÁREA DE CAJONES DE ESTACIONAMIENTO DE VEHÍCULOS.	LOSA	12
		BASE	20
		SUB-BASE	15
		SUBRASANTE	40
FLEXIBLE	VIALIDAD DE CIRCULACIÓN DE TRAILERS PARA ACCESAR AL PATIO DE MANIOBRAS	CARPETA	8
		BASE	20
		SUB BASE	15
		SUBRASANTE	40
RÍGIDO	ÁREA DE CARGA Y DESCARGA DE DE MERCANCÍA Y PATIO DE MANIOBRAS DE TRAILERS	LOSA	17.5
		BASE	20
		SUB- BASE	15
		SUBRASANTE	40

8. CONCLUSIONES

- De acuerdo con la exploración y los resultados obtenidos en laboratorio, existe firme de concreto o adoquín de 10 centímetros de espesor en la superficie, por debajo existen arenas limosas de diferentes compacidades, así como limos y arcillas de variable consistencia, en algunos sondeos se detectó escombros hasta de 0.60 metros de profundidad.
- Se efectuaron catorce sondeos de penetración estándar entre 6.00 y 15.00 m de profundidad. De acuerdo a lo registrado en los sondeos realizados, la descripción estratigráfica encontrada es la siguiente:
 - Relleno superficial de mala calidad con espesores de 60 cm, arena limosa con pedacería de material producto de demolición, en estado semicompacto.
 - Subyaciendo entre 0.60m y 15m se tiene un estratificado formado por arenas limosas y limos arenosos; de distintos colores y tonalidades
 - El nivel de aguas freáticas se detectó a profundidades variables entre 3.00 y 3.80m, en la fecha en que se realizó la exploración.
- De acuerdo con las Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcción del Municipio de Guadalajara. Para el terreno de interés se encuentra en la zona “C” de la Carta de Sismicidad de la República Mexicana (CFE); por lo que se recomienda que en los cálculos estructurales se utilice un coeficiente sísmico de cuando menos **0.64** con material tipo II.
- Se deben respetar los valores de capacidad de carga estática, con esto se evitan también asentamientos mayores a los tolerables.
- Se deberán de retirar los materiales de relleno (escombros) detectados, los cuales deberán ser sustituidos con materiales que cumplan con la calidad de subrasante.
- Es importante destacar que algunos estratos de suelo son susceptibles a sufrir el fenómeno de licuación ante condiciones dinámicas, por lo que se decide a utilizar pilotes para la cimentación de la tienda comercial.

- Las siguientes recomendaciones para diseño y construcción de la cimentación se basan en los resultados de los sondeos realizados en el sitio de interés.

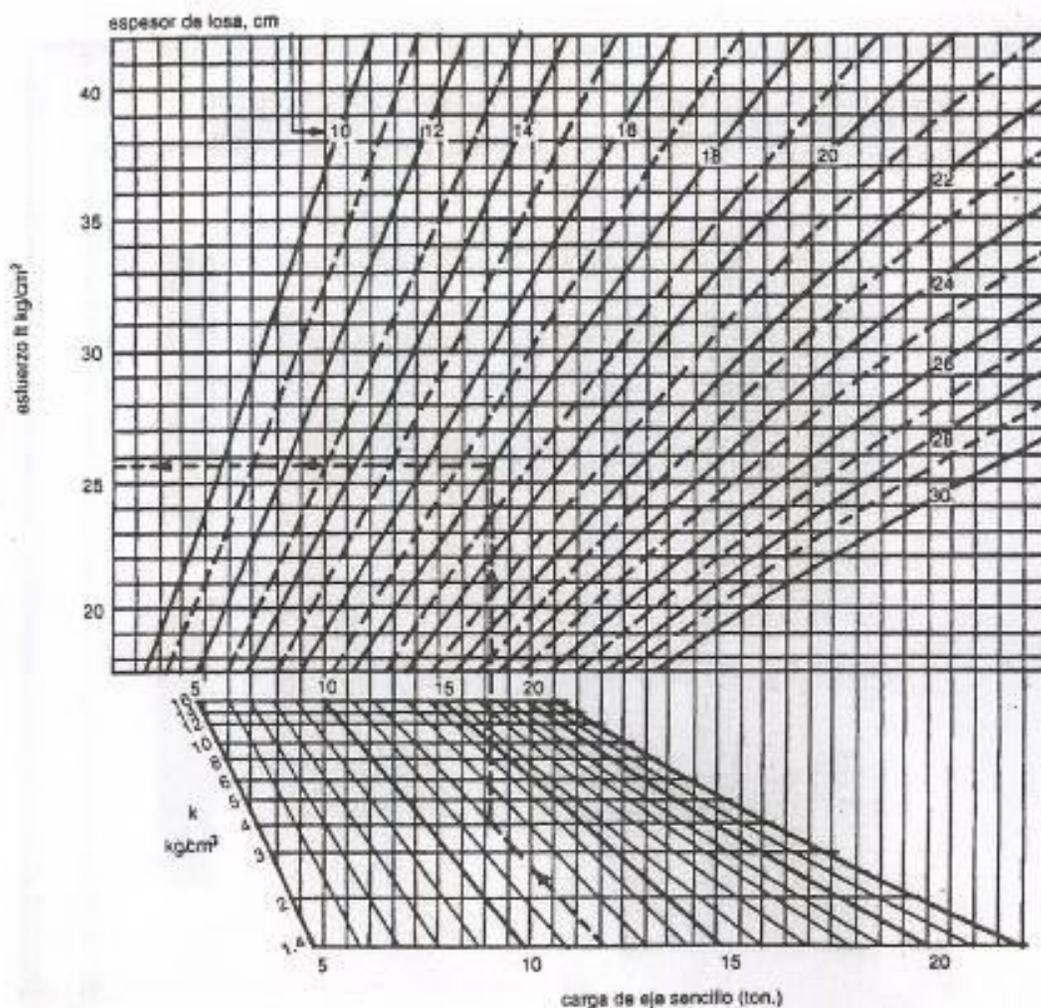
Tomando en cuenta la magnitud de las cargas que se transmitirán al suelo la estructura de proyecto, la estratigrafía del sitio y las propiedades mecánicas del subsuelo, la cimentación se resolverá de la manera siguiente:

- La alternativa de cimentación más adecuada será mediante pilotes de punta y fricción de sección cuadrada, desplantados entre 20 y 25 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno, confinados en arena limosa gris claro. *Con el vibro hincado del pilote se logrará incrementar la compacidad relativa y se eliminará el fenómeno de licuación de las arenas.*

REFERENCIAS

1. C.L. Flamand, L. Ayestarán et al (1972). México D.F., IV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
2. Peck R B, W E Hanson, y T H Thornburn (1974). Foundation Engineering, John Wiley & Sons, 2ed.
3. Bowles E. Joseph. Foundation Análisis and Design. Mc Graw Hill Book Company.
4. Croney D (1991). The Design and performance of Road Pavements, Mc Graw Hill.
5. Moncayo, J. (1991), Manual de Pavimentos, Cía Editorial Continental, S.A. de C.V.
6. Diseño Geotécnico de Cimentaciones. Holguin, E. et al. TGC geotecnia, 1992.
7. Mecánica de Suelos Tomo 2 Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Limusa, 1996.

FIGURAS



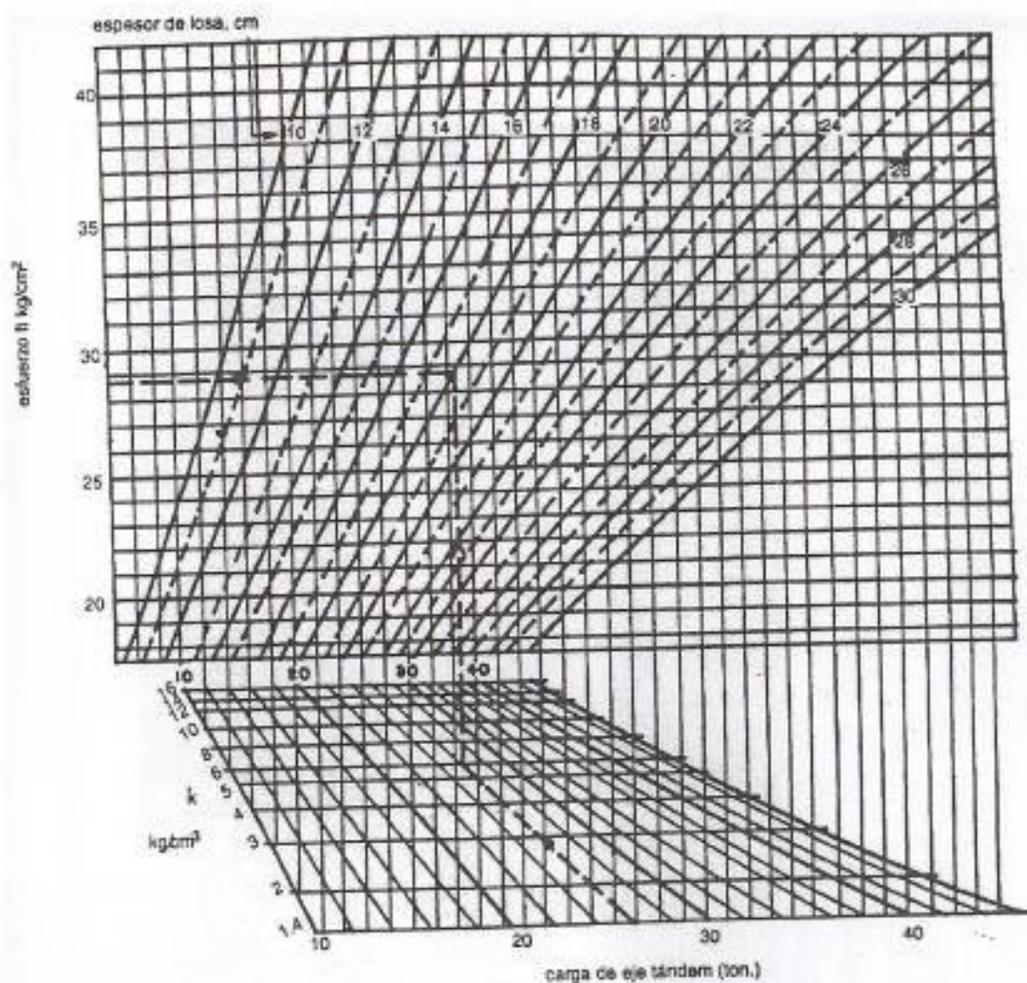
Nomogramas para encontrar los esfuerzos que los ejes sencillos causan en una losa de concreto hidráulico, en función de la carga aumentada por impacto, el módulo de reacción corregido y al espesor supuesto de los P C A).

FIGURA 23. NOMOGRAMA EJES SENCILLOS



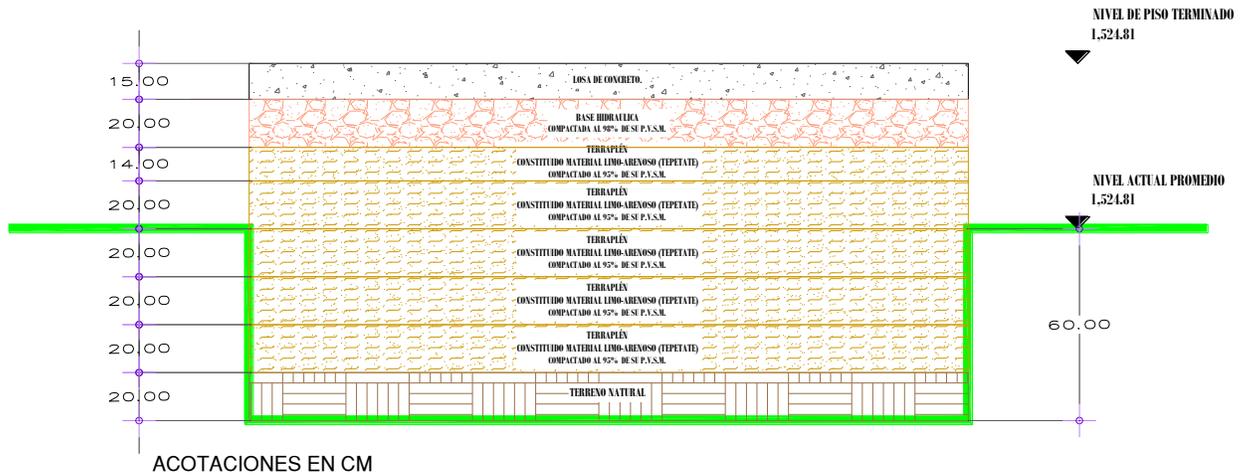
+ CARGAS MÁXIMAS DE ACUERDO CON EL "PROYECTO DE ACTUALIZACIÓN DEL CAPITULO XI DEL REGLAMENTO DE EXPLOTACIÓN DE CAMINOS DE LA LEY DE VÍAS GENERALES DE COMUNICACIÓN, SCT" MÉXICO, D.F. 1978

FIGURA 24.



Nomogramas para encontrar los esfuerzos que los ejes tandem causan en una losa de concreto hidráulico, en función de la carga aumentada por impacto, el módulo de reacción corregido y el espesor supuesto de la losa (FC A).

FIGURA 25. NOMOGRAMA EJES TANDEM



OBRA: SAM'S GONZALEZ GALLO

UBICACION: ESQ. FORMADA POR AV. DR. ROBERTO R. MICHEL Y SALVADOR LOPEZ CHAVEZ, GUADALAJARA, JALISCO **FIGURA No. 26**

FIGURA 26.

SECCION ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO RIGIDO
ARMADO ESTACIONAMIENTO

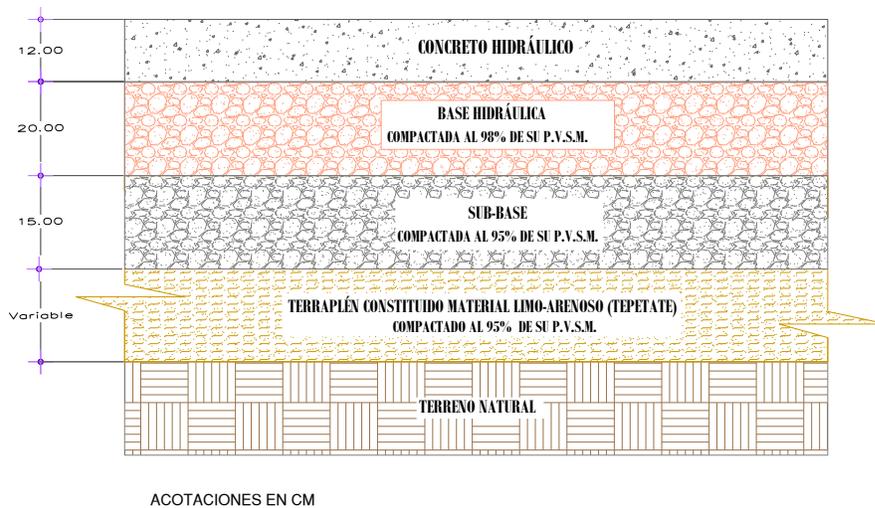


FIGURA 29.

SECCION ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO RIGIDO

PATIO DE MANIOBRAS

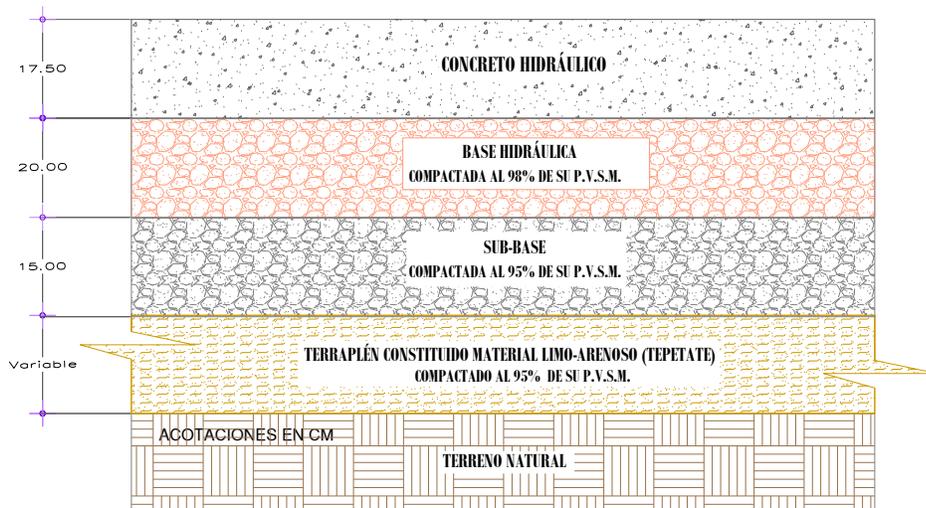


FIGURA 30.

SECCION ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO FLEXIBLE

VIALIDAD PRINCIPAL Y ACESO A LA TIENDA

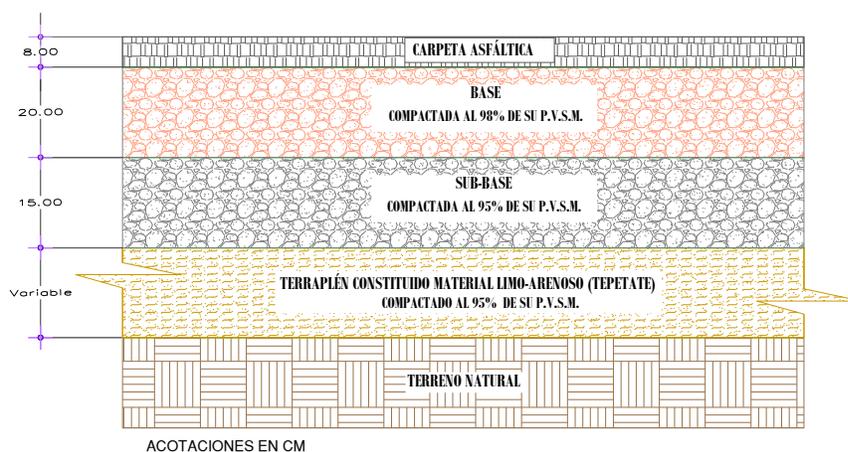


FIGURA 31.

SECCION ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO FLEXIBLE

ESTACIONAMIENTOS

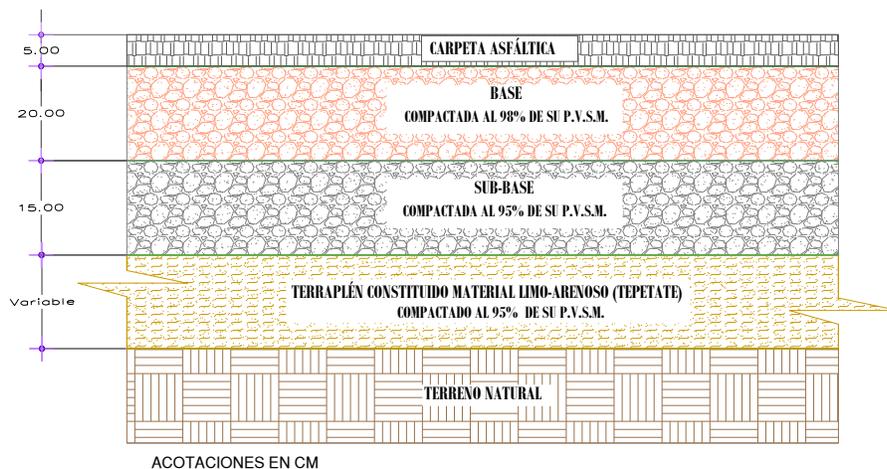
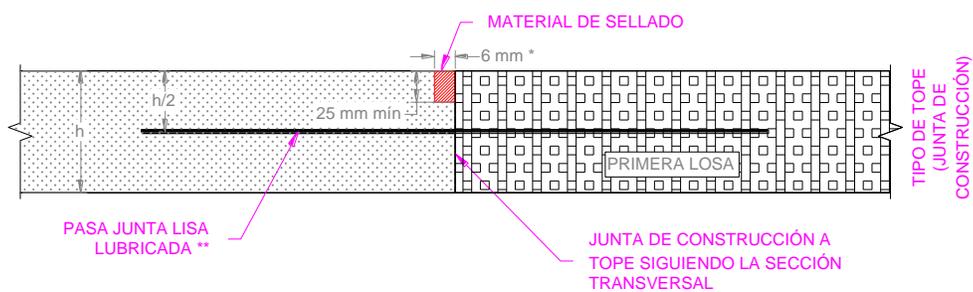


FIGURA 32.

JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCIÓN



* ÚNICAMENTE EN LAS LOSAS DE LAS VIALIDADES

** PARA FORMAR LA RANURA SE COLOCA UNA TIRA DELGADA DE MATERIAL NO COMPRESIBLE (TIRA METÁLICA) QUE POSTERIORMENTE SERÁ RETIRADA PARA EFECTUAR EL SELLADO.

FIGURA 34.

J U N T A D E E X P A N S I Ó N

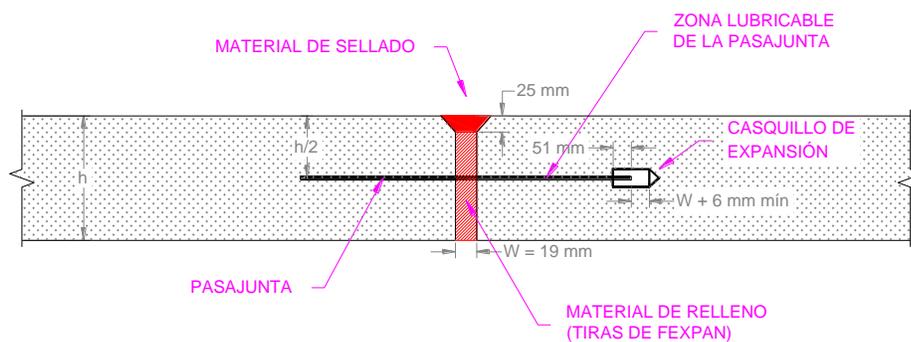
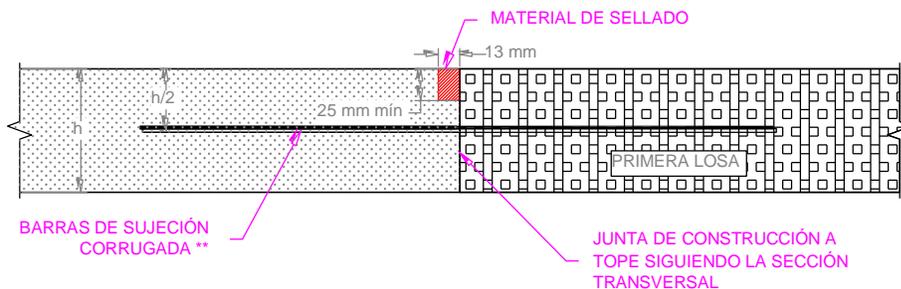


FIGURA 35.

JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

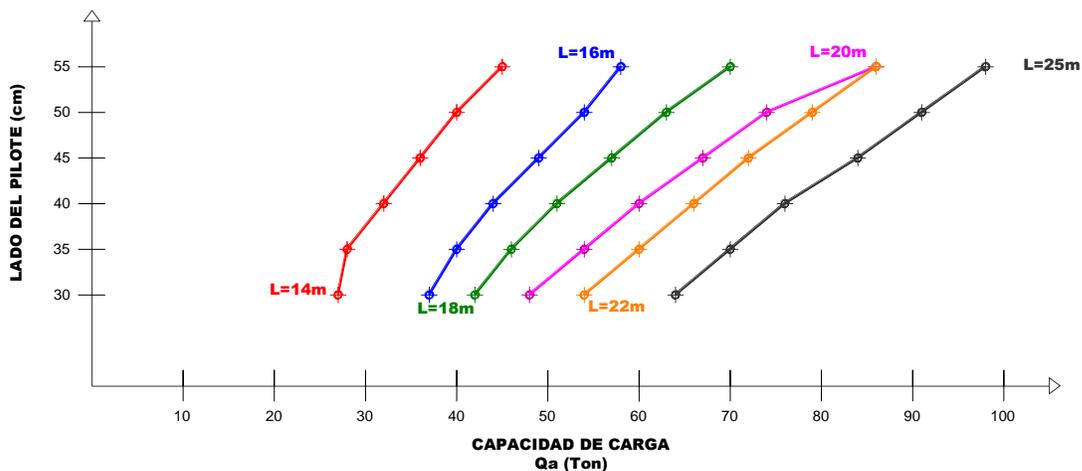
- a) CONSTRUCCIÓN POR BANDA
- a2) JUNTA A TOPE TRANSVERSAL



* ÚNICAMENTE EN FRANJAS EXTERIORES

FIGURA 36.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA PILOTES DE FRICCIÓN EN CONDICIONES DINÁMICAS



CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA PILOTES DE FRICCIÓN EN CONDICIONES DINÁMICAS						
Lado del pilote en metros	LONGITUD					
	14 m	16 m	18 m	20 m	22 m	25 m
0.30	27 ton	37 ton	42 ton	48 ton	54 ton	64 ton
0.35	28 ton	40 ton	46 ton	54 ton	60 ton	70 ton
0.40	32 ton	44 ton	51 ton	60 ton	66 ton	76 ton
0.45	36 ton	49 ton	57 ton	67 ton	72 ton	84 ton
0.50	40 ton	54 ton	63 ton	74 ton	79 ton	91 ton
0.55	45 ton	58 ton	70 ton	86 ton	86 ton	98 ton

UBICACION: ESQ. FORMADA POR AV. DR. ROBERTO R. MICHEL Y SALVADOR LOPEZ CHAVEZ, GUADALAJARA, JALISCO FIGURA No. 37

FIGURA 37.

ANEXO I

ESPECIFICACIONES DE CALIDAD PARA LOS MATERIALES DE BANCO

ESPECIFICACIONES DE CALIDAD PARA LOS MATERIALES DE BANCO.

CARACTERISTICAS	CAPA			
	RELLENO	SUBRASANTE	BASE (DESEABLE)	BASE (ACEPTABLE)
TAMAÑO MAXIMO (PULGADAS)	3	3	1.5	2
% DE GRAVA	---	---	20 A 70	0 A 50
% DE FINOS	MAX 40	MAX 30	5 A 20	10 A 25
% PASA # 200 / % PASA # 40	---	---	MAX 0.7	MAX 0.7
ZONA GRANULOMETRICA	---	---	1 Ó 2	2 Ó 3
LIMITE LIQUIDO (%)	MAX 40	MAX 35	MAX 25	MAX 30
INDICE PLASTICO (%)	MAX 15	MAX 10	MAX 6	MAX 7.5
CONTRACCION LINEAL (%)	MAX 4.0	MAX 3.0	MAX 2.0	MAX 2.5
EQUIVALENTE DE ARENA (%)	---	---	MIN 50	MIN 40
VRS STANDARD (%)	MIN 20	MIN 30	MIN 100	MIN 80
EXPANSION EN VRS (%)	MAX 3.0	MAX 2.0	MAX 1.5	MAX 2.0
DESGASTE LOS ANGELES	---	---	MAX 40	MAX 40

ESPECIFICACIONES DE CALIDAD PARA EL CONCRETO ASFÁLTICO.

PARA LOS AGREGADOS	
GRANULOMETRIA	SEGÚN GRAFICA DE SCT
CONTRACCIÓN LINEAL (%)	2 MAX
INDICE PLASTICO (%)	5 MAX
EQUIVALENTE DE ARENA (%)	55 MIN
DESGASTE DE LOS ANGELES (%)	40 MAX
PARTICULAS ALARGADAS O EN FORMA DE LAJA (%)	35 MAX
CUBRIMIENTO CON ASFALTO (%), METODO INGLES.	90 MIN
DESPRENDIMIENTO POR FRICCION (%)	25 MAX
PERDIDA DE ESTABILIDAD POR INMERSION EN AGUA (%)	25 MAX
EN LA MEZCLA ASFÁLTICA (METODO MARSHALL EN LA MODALIDAD DE 75 GOLPES POR CARA)	

ESTABILIDAD (KG)	700 MIN
FLUJO (MM)	2 A 4
% DE VACIOS EN LA MEZCLA	3 A 5
% DE VACIOS EN EL AGREGADO MINERAL	14 MIN
TEMPERATURA DE LA MEZCLA ASFÁLTICA (°C)	
A LA SALIDA DE PLANTA	150 MIN
A LA LLEGADA A LA OBRA	130 MIN
AL TENDIDO	110 MIN
AL ARMADO	100 MIN
A LA COMPACTACION	85 MIN

ESPECIFICACIONES PARA LAS JUNTAS

Las juntas serán de tres tipos:

. Juntas transversales de contracción

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

Estas juntas consisten en ranuras cuya profundidad será la tercera parte del espesor de la losa, las cuales se harán por medio de cortadoras especiales de abrasivo o diamante industrial con un ancho de 3 a 6 mm., el tiempo que debe transcurrir entre el colado y el corte será de 72 horas.

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

En la figura 34, se presentan los detalles recomendados para el diseño de una junta de contracción transversal.

Juntas transversales de expansión o dilatación

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

El ancho del espacio para expansión por junta, será de 19 mm. Es necesario colocar dispositivos para transmisión de cargas en las juntas de expansión, consistentes en pasa-juntas. La separación entre estas juntas deberá ser a cada 48 m. como máximo, y tendrán varillas pasa-juntas lisas de 60 cm. de longitud, 1" de diámetro y separadas a cada 30 cm.

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

La junta deberá sellarse con material compresible e impermeable (asfalto No. 8), los detalles recomendados para el diseño de juntas de expansión se muestra en la figura 35

- Juntas de construcción

Estas pueden ser de dos tipos:

Longitudinales. El pavimento se dividirá longitudinalmente en fajas de ancho variable entre 3.50 y 6.0 m., de acuerdo con el proyecto, entre estas fajas existirán juntas longitudinales de construcción que pueden ser planas o machihembrados, mediante el uso de cimbra deslizante. Podrán efectuarse la junta plana provocándola mediante un corte con regla cuando aún el concreto está fresco (en proceso de fraguado) o dejando ahogada una cimbra machihembrada.

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

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

Los detalles de diseño recomendados para las juntas de construcción tanto articuladas como planas se muestran en la figura 36.

Concreto Hidráulico

El concreto por emplearse deberá de tener una resistencia mínima a la compresión a la edad de 28 días de 250 kg/cm^2 . El revenimiento del concreto será entre 8 y 12 cm.

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.

Acabado del piso

Una vez conformada la superficie mediante el vibrado superficial, se aplanará con llana de madera de mango largo, después se afinará con banda de lona y hule de aproximadamente 20 cm. de ancho, colocada perpendicularmente al eje de la vía, con el objeto de eliminar prominencias y depresiones, hasta dejarla uniforme

pero con una textura ligeramente áspera. No se permitirán crestas ni depresiones mayores de 4 mm medidas con una regla paralela al eje de la vía.

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

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

Curado del concreto para el piso

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

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

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 II

REPORTE FOTOGRAFICO



VISTA DE MUESTRA RECUPERADA OBTENIDA CON PENETROMETRO.





VISTAS PANORAMICAS DONDE SE REALIZARON LOS SONDEOS DE PENETRACIÓN ESTANDAR.



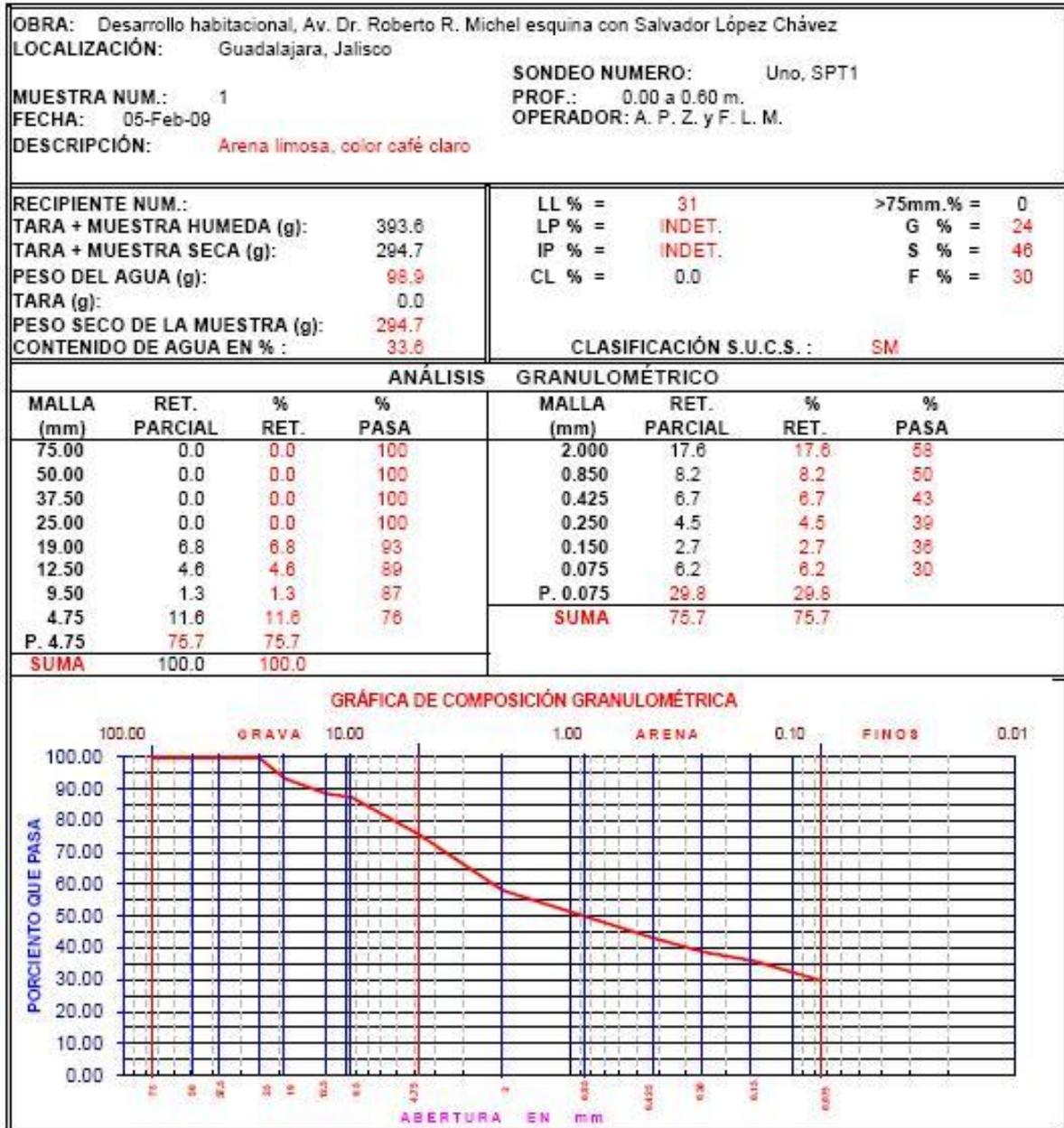
SONDEO DE PENETRACIÓN ESTANDAR.



**MUESTRA REPRESENTATIVA ALTERADA
OBTENIDA CON MUESTREADOR TIPO TUBO
PARTIDO.**

ANEXO III

PRUEBAS DE LABORATORIO





OBRA: Desarrollo habitacional, Av. Dr. Roberto R. Michel esquina con Salvador López Chávez LOCALIZACIÓN: Guadalajara, Jalisco				SONDEO NUMERO: Uno, SPT1 PROF.: 0.60 a 1.20 m. OPERADOR: A. P. Z. y F. L. M.			
MUESTRA NUM.: 2 FECHA: 05-Feb-09				DESCRIPCIÓN: Limo de baja compresibilidad, color café oscuro			
RECIPIENTE NUM.: TARA + MUESTRA HUMEDA (g): 437.9 TARA + MUESTRA SECA (g): 330.6 PESO DEL AGUA (g): 107.3 TARA (g): 0.0 PESO SECO DE LA MUESTRA (g): 330.6 CONTENIDO DE AGUA EN % : 32.5				LL % = 49 LP % = INDET. IP % = INDET. CL % = 0.0		>75mm.% = 0 G % = 1 S % = 9 F % = 90	
				CLASIFICACIÓN S.U.C.S. : ML			
ANÁLISIS				GRANULOMÉTRICO			
MALLA (mm)	RET. PARCIAL	% RET.	% PASA	MALLA (mm)	RET. PARCIAL	% RET.	% PASA
75.00	0.0	0.0	100	2.000	1.4	1.4	98
50.00	0.0	0.0	100	0.850	1.0	1.0	97
37.50	0.0	0.0	100	0.425	1.0	1.0	96
25.00	0.0	0.0	100	0.250	0.7	0.7	95
19.00	0.0	0.0	100	0.150	0.6	0.6	95
12.50	0.0	0.0	100	0.075	4.8	4.8	90
9.50	0.0	0.0	100	P. 0.075	90.1	90.1	
4.75	0.5	0.5	100	SUMA	99.5	99.5	
P. 4.75	99.5	99.5					
SUMA	100.0	100.0					

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA	
GRAVA	ARENA
100.00	0.10
100.00	0.01
90.00	
80.00	
70.00	
60.00	
50.00	
40.00	
30.00	
20.00	
10.00	
0.00	
10	0.075
20	0.150
30	0.250
40	0.425
50	0.600
60	0.850
70	1.180
80	1.600
90	2.000
100	2.500
110	3.150
120	3.750
130	4.500
140	5.300
150	6.200
160	7.200
170	8.300
180	9.500
190	10.800
200	12.200
210	13.800
220	15.500
230	17.400
240	19.500
250	21.800
260	24.300
270	27.000
280	29.900
290	33.000
300	36.400
310	40.100
320	44.100
330	48.400
340	53.000
350	57.900
360	63.100
370	68.600
380	74.400
390	80.500
400	86.900
410	93.600
420	100.600
430	108.000
440	115.800
450	124.000
460	132.600
470	141.600
480	151.000
490	160.800
500	171.000
510	181.600
520	192.600
530	204.000
540	215.800
550	228.000
560	240.600
570	253.600
580	267.000
590	280.800
600	295.000
610	309.600
620	324.600
630	340.000
640	355.800
650	372.000
660	388.600
670	405.600
680	423.000
690	440.800
700	459.000
710	477.600
720	496.600
730	516.000
740	535.800
750	556.000
760	576.600
770	597.600
780	619.000
790	640.800
800	663.000
810	685.600
820	708.600
830	732.000
840	755.800
850	780.000
860	804.600
870	829.600
880	855.000
890	880.800
900	907.000
910	933.600
920	960.600
930	988.000
940	1015.800
950	1044.000
960	1072.600
970	1101.600
980	1131.000
990	1160.800
1000	1191.000



OBRA: Desarrollo habitacional, Av. Dr. Roberto R. Michel esquina con Salvador López Chávez LOCALIZACIÓN: Guadalajara, Jalisco MUESTRA NUM.: 3 FECHA: 05-Feb-09 DESCRIPCIÓN: Arena limosa, color café claro				SONDEO NUMERO: Uno, SPT1 PROF.: 1.20 a 1.80 m. OPERADOR: A. P. Z. y F. L. M.			
RECIPIENTE NUM.: TARA + MUESTRA HUMEDA (g): 438.6 TARA + MUESTRA SECA (g): 319.5 PESO DEL AGUA (g): 119.1 TARA (g): 0.0 PESO SECO DE LA MUESTRA (g): 319.5 CONTENIDO DE AGUA EN %: 37.3		LL % = 36 LP % = INDET. IP % = INDET. CL % = 0.0		>75mm.% = 0 G % = 6 S % = 56 F % = 39			
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO							
MALLA (mm)	RET. PARCIAL	% RET.	% PASA	MALLA (mm)	RET. PARCIAL	% RET.	% PASA
75.00	0.0	0.0	100	2.000	8.4	8.4	85
50.00	0.0	0.0	100	0.850	4.1	4.1	81
37.50	0.0	0.0	100	0.425	4.7	4.7	76
25.00	0.0	0.0	100	0.250	8.2	8.2	68
19.00	0.0	0.0	100	0.150	10.0	10.0	58
12.50	0.0	0.0	100	0.075	19.1	19.1	39
9.50	0.8	0.8	99	P. 0.075	39.1	39.1	
4.75	5.6	5.6	94	SUMA	93.6	93.6	
P. 4.75	93.6	93.6					
SUMA	100.0	100.0					

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA			
100.00	GRAVA	10.00	1.00
0.10	ARENA	0.01	FINOS
0.01			



OBRA: Desarrollo habitacional, Av. Dr. Roberto R. Michel esquina con Salvador López Chávez
 LOCALIZACIÓN: Guadalajara, Jalisco
 SONDEO NUMERO: Uno, SPT1
 MUESTRA NUM.: 4
 PROF.: 1.80 a 2.40 m.
 FECHA: 06-Feb-09
 OPERADOR: A. P. Z. y F. L. M.
 DESCRIPCIÓN: Arena limosa, color café claro

RECIPIENTE NUM.:		LL % = 29	>75mm.% = 0
TARA + MUESTRA HUMEDA (g):	543.4	LP % = INDET.	G % = 1
TARA + MUESTRA SECA (g):	387.2	IP % = INDET.	S % = 69
PESO DEL AGUA (g):	156.2	CL % = 0.0	F % = 30
TARA (g):	0.0		
PESO SECO DE LA MUESTRA (g):	387.2		
CONTENIDO DE AGUA EN % :	40.3		
		CLASIFICACIÓN S.U.C.S. : SM	

ANÁLISIS				GRANULOMÉTRICO			
MALLA (mm)	RET. PARCIAL	% RET.	% PASA	MALLA (mm)	RET. PARCIAL	% RET.	% PASA
75.00	0.0	0.0	100	2.000	15.8	15.8	83
50.00	0.0	0.0	100	0.850	11.7	11.7	72
37.50	0.0	0.0	100	0.425	11.5	11.5	60
25.00	0.0	0.0	100	0.250	10.8	10.8	49
19.00	0.0	0.0	100	0.150	6.9	6.9	42
12.50	0.0	0.0	100	0.075	12.4	12.4	30
9.50	0.0	0.0	100	P. 0.075	30.0	30.0	
4.75	0.9	0.9	99	SUMA	99.1	99.1	
P. 4.75	99.1	99.1					
SUMA	100.0	100.0					



