



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN

ESTUDIO GEOTECNICO REALIZADO EN EL
MUNICIPIO DE IXTLAHUACAN DE LOS
MEMBRILLOS , ESTADO DE JALISCO PARA LA
CONSTRUCCION DE NAVES DE TIPO
INDUSTRIAL

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
M E Z A J I M É N E Z J U L I O C É S A R

ASESOR:
ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA



SAN JUAN DE ARAGON ESTADO DE MEXICO SEPTIEMBRE DE 2006



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 padres

Por el apoyo moral y la
paciencia de todos estos años.

Ing. Gabriel Álvarez Bautista

Por sus enseñanzas como
profesor y por su amable
tiempo para asesorarme .

A Dios

Por permitirme llegar a
esta meta a pesar de las
adversidades y darme la luz
necesaria para ser uno de los
privilegiados de terminar una
carrera universitaria.

ESTUDIO GEOTECNICO REALIZADO
EN EL MUNICIPIO DE IXTLAHUACAN
DE LOS MEMBRILLOS, ESTADO DE
JALISCO PARA LA CONSTRUCCION
DE NAVES DE TIPO INDUSTRIAL

INDICE

INTRODUCCION

1.- ANTECEDENTES

2.- EXPLORACION GEOTECNICA

2.1 Generalidades

2.2 Pozos a cielo abierto

2.3 Sondeos con equipo mecánico

3.- ENSAYES DE LABORATORIO

4.- DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA DEL SUBSUELO

4.1 Levantamiento geológico local

4.2 Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés

5.- ANALISIS GEOTECNICO

5.1 Nave

5.1.1 Determinación de la Capacidad de Carga

5.1.2 Dimensionamiento de las Zapatas

5.2 Estado Límite de Falla en Condiciones Estáticas

5.3 Estado Límite de Falla en Condiciones Dinámicas

5.4 Estado Límite de Servicio

5.5 Muro de Retención

6.- DISEÑO DE PAVIMENTOS

6.1 Diseño de pavimentos de tipo flexible

6.2 Diseño de pavimentos de tipo rígido

7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

FIGURAS

ANEXO I ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES

ANEXO II ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS RIGIDOS

ANEXO III PRUEBAS DE LABORATORIO

ANEXO IV REPORTE FOTOGRAFICO

REFERENCIAS

INTRODUCCION

INTRODUCCION

México es un país con una actividad muy importante en el comercio en América latina, su tratado de libre comercio le obliga a tener una infraestructura para ser competitivo, por ello es necesario el avance de las inversiones gubernamentales, como de la iniciativa privada ,para poder librar la competencia con países asiáticos como China, Corea, India, etc.

Uno de los principales beneficios de la industrialización y de de la construcción de la infraestructura como carreteras , suministro eléctrico, naves industriales por mencionar algunos, son el avance que ha tenido el país en los últimos diez años, que se nota en el incremento del ingreso per cápita al pasar de 3000 dls a 6500 dls al año, datos registrados por el Banco Mundial.

La importancia de las naves industriales.

Es importante la construcción de naves y complejos industriales, para que sean utilizados las compañías, para que se establezcan y sean fuente de empleos en todas las entidades del país

Es tan amplio y diverso de los usos de las naves industriales como por ejemplo:

Simple bodegas

Maquiladoras

Agropecuaria

Industria metal - mecánica

Comercio

Centro de abasto etc.

Al ser espacios que utilizan grades extensiones de terreno y en ellos transitan personas, equipos pesados; es necesario construirlos con características muy especiales que necesitan ser resueltos por la ingeniería, como son el salvar grandes claros, estabilidad estructural por el movimiento sísmico y por la acción del viento en una tormenta, materiales resistentes para la superficie de rodamiento de carros y tránsito de personas también es requisito indispensable contar y cumplir con todas las normas que señala protección civil, para caso de incendio y contingencias como son señalización, delimitación de áreas de carga, tránsito de personal, áreas de trabajo y zonas de peligro, como las de alto voltaje. Etc.

La importancia de la competitividad

La sociedad mexicana demanda un entorno que pueda conducir al progreso y al bienestar, un marco macroeconómico en el que la actividad productiva y el trabajo, la inversión y el ahorro, la innovación y la creatividad, ofrezcan oportunidades para todos; aspira también a un crecimiento económico estable, sostenido y sustentable.

Un crecimiento de esa naturaleza se caracteriza por bajos niveles de inflación y, consecuentemente, por certidumbre en los parámetros financieros; por el incremento de la competitividad y por su ampliación a sectores y regiones que no han sido hasta ahora partícipes de su fortalecimiento; por incrementos graduales, pero sostenidos, de los salarios reales, asociados a una mayor y más difundida competitividad.

Ese crecimiento se caracteriza necesariamente por una estabilidad exenta de fluctuaciones violentas y recurrentes, y también por su capacidad de crear oportunidades para ampliar el desarrollo de las comunidades y las personas, particularmente para quienes han estado excluidos del desarrollo.

Para responder a ello, México debe crecer

La visión de México en el año 2025 implica consolidar un país de alta competitividad mundial, con un crecimiento económico equitativo, incluyente y sostenido, capaz de reducir las diferencias económicas y sociales extremas, y de brindar a cada habitante oportunidades de empleo e ingreso para una vida digna, para realizar sus capacidades humanas y para mejorar, de manera constante, su nivel de bienestar

De acuerdo con esta visión, el crecimiento económico será estable y dinámico, estará estrechamente vinculado a la globalización y será capaz de aprovechar las herramientas que brinda la nueva economía. El ahorro interno se fortalecerá y el sector financiero volverá a ser el pilar del círculo virtuoso de ahorro, inversión y crecimiento

Asimismo, el crecimiento económico será apuntalado por un desarrollo tecnológico acorde con las circunstancias y necesidades nacionales. La educación formal y no formal, así como la capacitación laboral, serán amplias y diversas y alcanzarán a todos los estratos y sectores de la población.

México habrá logrado una fuerte expansión de la ciudadanía económicamente activa, es decir, todos los mexicanos y las mexicanas tendrán oportunidades suficientes para participar en actividades económicas rentables en igualdad de oportunidades.

Los pilares de este crecimiento serán:

Un entorno macroeconómico cierto y estable

Una acción pública decidida en favor del desarrollo, mediante la programación eficaz y transparente del gasto público en áreas de educación, salud e infraestructura.

Un sistema financiero sólido y eficaz en el apoyo al aparato productivo.

Una mayor infraestructura similar a las de los países industrializados.

La extensión de los frutos de la apertura y de la competitividad a segmentos más amplios de la población.

El apoyo a la educación permanente, la capacitación laboral y el desarrollo tecnológico.

La superación de los rezagos en infraestructura pública y privada.

La planeación regional entre el gobierno federal y los gobiernos estatales y municipales

Es necesario revalorar el papel de los ciudadanos en el desarrollo integral del país, pues aún existen obstáculos para el florecimiento de una cultura cívica participativa y responsable. Esto ha impedido que las personas desarrollen plenamente las destrezas y habilidades requeridas para trabajar productivamente con otros en la promoción de intereses y en la solución de problemas comunes.

Ello afecta la equidad en el acceso de los mexicanos a oportunidades, así como en sus niveles de vida.

En el presente trabajo se desarrollaran : los siguientes capítulos:

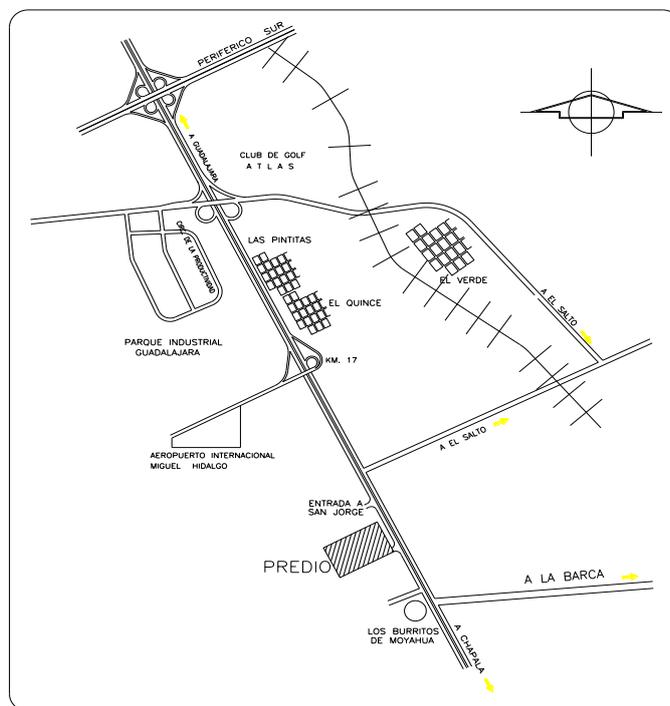
Capitulo	1	Antecedentes,
Capitulo	2	Exploracion geotécnica
Capitulo	3	Ensayes de laboratorio
Capitulo	4	Descripción estratigráfica del subsuelo
Capitulo	5	Análisis geotécnicos
Capitulo	6	Diseño de pavimentos
Capitulo	7	Conclusiones y recomendaciones

Además de incluyen gráficas y fotografías para apreciar la maquinaria utilizada y el trabajo de laboratorio y campo realizado.

ANTECEDENTES

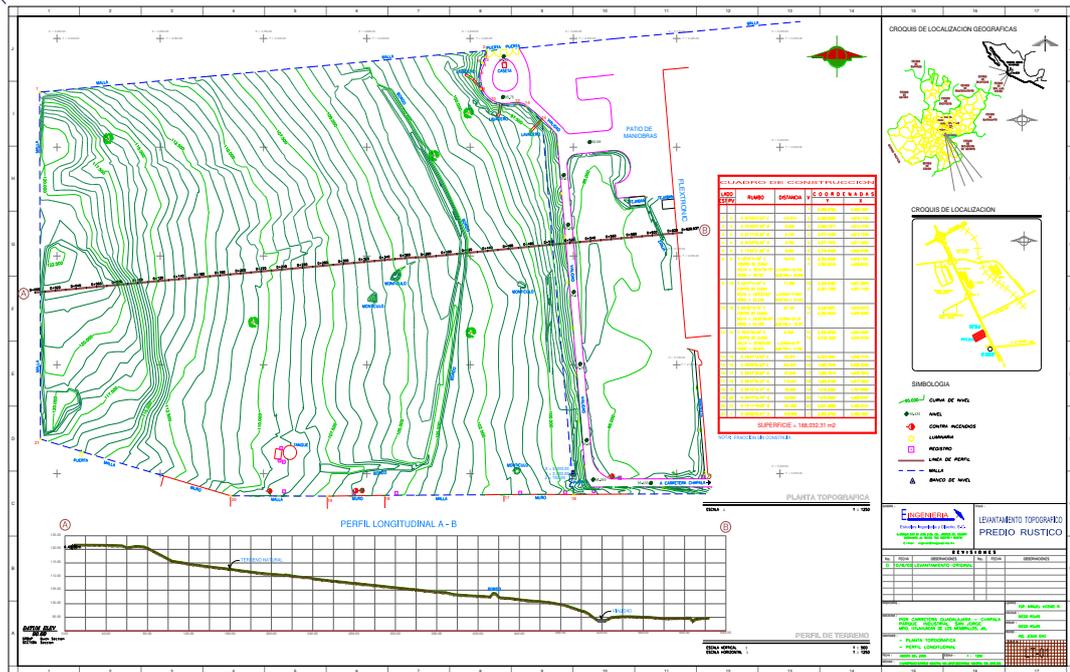
1.- ANTECEDENTES

Se solicitó el Estudio de Mecánica de Suelos para el proyecto denominado "ARRAYANES INDUSTRIAL PARK", que se construirá en el predio ubicado en la Carretera Guadalajara-Chápala, Municipio de Ixtlahuacan de los Membrillos, Estado de Jalisco, donde se proyecta la construcción de Naves de tipo Industrial, y en el área restante se tendrá una vialidad interior, patios de maniobras y un área de estacionamientos superficiales que darán servicio a las naves y a las oficinas que se construirán. La localización del sitio de interés se indica en la figura 1.



CROQUIS DE LOCALIZACION FIG 1

El sitio de interés está comprendido por un lote que cubre un área de 188,032.31 m² que se muestra en la figura 2. Actualmente en el área donde se desarrollará el proyecto en su parte inferior se encuentra construida una Nave denominada Nave 1, y las Naves denominadas 2, 3 y 4 se proyectan construir sobre una superficie con una topografía descendente hacia el Oriente, con un desnivel de 26 metros aproximadamente, como se indica en la figura siguiente:.



TOPOGRAFIA DEL SITIO DE INTERES

La superficie de las naves 2, 3 y 4 cuentan con áreas de 22,670.20 m², 24,613.20 m² y 43,090.70 m² respectivamente, y en el interior de cada una de las naves se construirán oficinas, y una zona de andenes para la carga y descarga, y se contará con vialidades por donde transitarán vehículos de transportes de carga pesada, sumando entre estas dos últimas zonas un ancho variable entre 40 y 50 metros. Las naves en el interior contarán con pisos industriales para almacenamiento de mercancías.

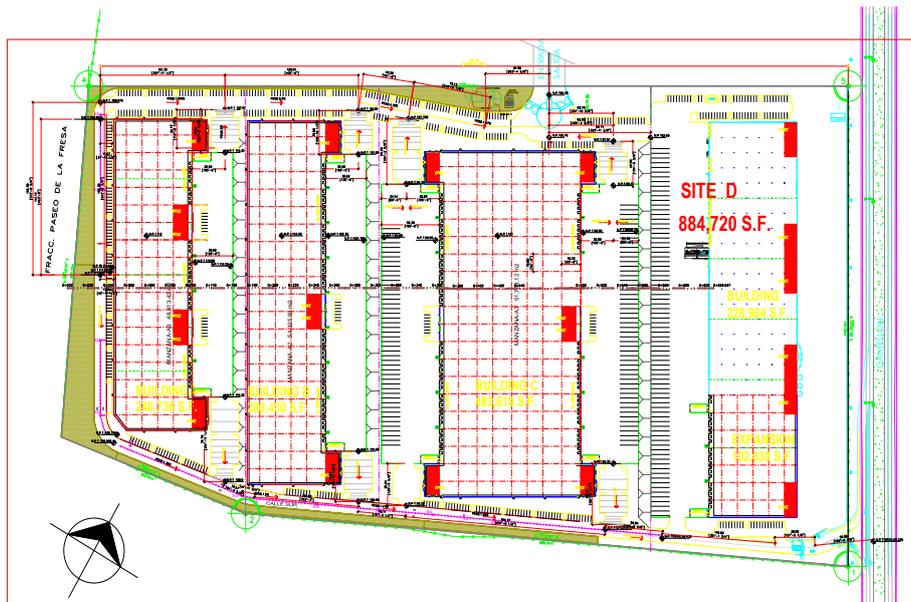


FIGURA 2 PREDIO EN ESTUDIO Y SEMBRADO DE NAVES

Las Naves serán estructuras de tipo Industrial, que de acuerdo al proyecto arquitectónico tendrá como niveles de piso terminado las cotas 112, 103.5 y 98.18 para las Naves 4, 3 y 2 respectivamente, estarán estructuradas con columnas de acero y techo de armaduras de acero recubiertas con lámina Pintro engargolada, y colchoneta de fibra de vidrio. El piso de la bodega quedará sobre elevado 1.2 metros sobre el nivel de rodamiento de sus pavimentos y alrededor de la Nave con el objeto de dejar un andén.

Las cargas estimadas para este proyecto fueron: lámina del techo 5 Kg/m^2 , estructura metálica 35 Kg/m^2 e instalaciones 10 Kg/m^2 . La carga viva recomendada por el Reglamento es de 40 Kg/m^2 . La carga por columna central estimada resulta por lo tanto de 33.5 toneladas sin factorizar, suponiendo la carga viva aplicada en toda el área tributaria, lo cual es muy remoto que ocurra. La carga muerta estimada por columna, es de aproximadamente 18 toneladas.

La carga uniforme sobre el piso será de 3 ton/m^2 y en racks con patas a un metro de distancia y placas cuadradas de 14 centímetros de lado, aplicando 4.6 toneladas. Los montacargas aplicarán 2 toneladas por rueda, a una distancia de 1.2 metros.

Se establece que por especificación se requerirá una losa de 17.5 cm de espesor mínimo, con juntas a cuatro metros máximo. El patio de maniobras de la nave tendrá un pavimento de tipo rígido conformado por concreto hidráulico y se darán las especificaciones necesarias para la construcción de un pavimento flexible constituido por carpeta asfáltica.

Las plataformas se edificarán aprovechando la topografía de la falda de una serranía de origen volcánico, cuya actividad creó una geología formada por una Brecha Volcánica constituida por fragmentos de roca y bloques empacados en arcilla, escorias volcánicas (tezontles) y materiales arcillosos.

En la zona donde se ubicará la Nave A se detectaron materiales producto de corte constituidos por arcillas expansivas contaminadas con basura y restos de demolición de construcción, estos materiales posiblemente son provenientes de la zona donde actualmente se encuentra la Nave D, las cuales fueron redepositadas en esta zona durante el proceso de su construcción, el espesor de estos materiales llegan a tener hasta 4.0 m y se observan claramente en la topografía que tiene actualmente el terreno en su parte más alta con extensión de 33,327 m² aproximadamente. En las áreas donde se construirán las Naves B y C se encontraron espesores de arcilla expansiva variables entre 0.30 y 0.90 m.

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

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

EXPLORACION GEOTECNICA

2.- EXPLORACION GEOTECNICA

2.1.- Generalidades

Para conocer el estado natural del suelo sobre la que se apoyará la cimentación se realizaron en el sitio de interés un total de 12 sondeos profundos de tipo mixto, para lo cual se utilizó máquina perforadora rotaria de la marca Long Year Modelo 34, equipada con herramienta de perforación y de recuperación de muestras de roca, de la serie Wireline y corte de barril diámetro N para los bloques de roca.

La penetración estándar se empleó en las arcillas expansivas y el barril Denison en los materiales pétreos, con profundidad de variable entre 6 y 8 m, además se realizaron 36 pozos a cielo abierto, ubicados estratégicamente y como se indican en la figura 3; con el fin de conocer la estratigrafía del subsuelo, sus espesores correspondientes y las condiciones de resistencia y deformabilidad.



FIGURA 3 UBICACIÓN DE SONDEOS

Debido a lo heterogéneo y complejo del suelo no fue posible emplear la prueba de penetración estándar en los materiales resistentes debido a su constitución, por lo cual se obtuvieron muestras con barril tipo Denison y determinar el tipo de material y el índice de calidad de la Roca RQD, y complementarlo con

pruebas de placas efectuadas en el campo, para determinar la resistencia y deformabilidad de los materiales resistentes in situ, también se efectuaron algunos ensayos de laboratorio en las muestras obtenidas con el Barril Denison, que permiten obtener en forma aproximada valores de las propiedades índice y mecánicas de los suelos. Estos datos permiten tener elementos de cálculo para conocer la capacidad de carga del suelo y el asentamiento que se producirá con lo que podrá dictaminarse la recomendación de la cimentación a emplear.

2.1 Generalidades

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2.2.- Pozos a cielo abierto

Este sondeo es de los comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades del subsuelo, pero en particular se efectuaron para determinar el contacto con los materiales resistentes dado que superficialmente se tienen depósitos de arcilla expansiva con espesores variables entre 0.10 m a 4.0m y las cuales deben despalmarse en su totalidad.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos y arcillas expansivas) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso no se detecto con respecto al nivel que tenia el terreno originalmente, ahora bien si las condiciones de los taludes de la excavación y las propias de los materiales existentes lo permiten se profundiza hasta 2 ó 2.5 m.

La ubicación y número de pozos a realizar está en función del tamaño del predio y del área que abarque las nuevas construcciones. En la figura 3 se presenta un plano del terreno con la ubicación de los pozos excavados y los perfiles de los pozos excavados se indican en las figuras 4 a 39.

2.3.- Sondeos con equipo mecánico

Además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto para determinar las características superficiales del subsuelo y con los que se establecieron los espesores de la arcilla de tipo expansiva existente en el lugar, fue conveniente realizar sondeos más profundos en el sitio de interés para conocer las características de los materiales resistentes que subyacen a las arcillas y lo cuales están constituidos por materiales pétreos.

No es posible realizar pruebas de penetración estándar dado que el subsuelo esta formado por fragmentos de roca y por boleos empacados en materiales areno arcillosos, y en estos estratos no es susceptible evaluar la capacidad de carga mediante el sistema de Penetración Estándar, por lo cual se realizaron pruebas de placa in situ y se efectuaron algunas pruebas de compresión simple.

Se utilizo una máquina perforadora rotaria de la marca Long Year Modelo 34, equipada con herramienta de perforación y de recuperación de muestras de roca, de la serie Wireline y corte de barril diámetro N para los bloques de roca.

Se efectuaron un total de 12 sondeos de tipo Mixto, empleando el método de penetración estándar en los materiales blandos (arcillas expansivas o rellenos) y combinándolo con el muestreo de barril Denison en los depósitos pétreos, denominados SM-1 a SM-12, los cuales fueron realizados entre 6 y 8 m de profundidad.

La localización de los sondeos profundos realizados se presentan en la figuras

3, a continuación se presenta en que consistieron:

2.3.1.- Método de penetración estándar

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos.

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

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

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

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

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

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

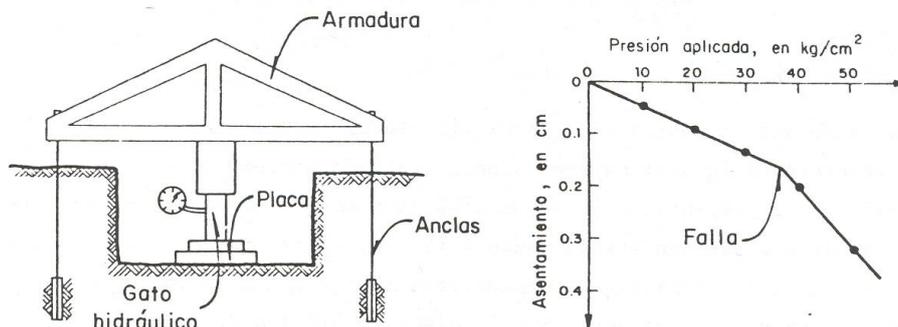
El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo con barril Denison, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar.

El muestreador Denison (barril) es un tubo de acero, de 10 cm de diámetro y 2 m de longitud, con el extremo inferior una broca que permite el corte en la roca, se introduce mediante rotación con la broca que va cortando la roca y de esta manera se obtienen muestras de roca para obtener su RQD.

En las figuras 41 a 52 se presentan los registros de campo de los sondeos realizados, en las figuras 53 y 64 se muestran las gráficas de los perfiles estratigráficos de los sondeos profundos y en las figuras 4 a 39 se muestran los perfiles de los pozos a cielo abierto excavados para conocer las características de los depósitos superficiales.

Se realizaron pruebas de placa in situ para determinar la resistencia y deformabilidad de los materiales sobre los que se proyecta desplantar la cimentación.

Las pruebas de placa consistieron en montar una base de placas metálicas apoyadas sobre el suelo ensayado, y sobre las que se coloca un dispositivo de carga constituido por un gato hidráulico que reaccionará contra una vigueta metálica, como se muestra en el reporte fotográfico. La prueba consiste en aplicar diferentes presiones equivalentes a la carga que soportará el suelo mediante una bomba manual que tiene un manómetro que registra la presión aplicada al gato hidráulico de 60 ton., y simultáneamente se colocaron micrómetros sobre la placa para medir las deformaciones que sufre el suelo bajo la aplicación de las diferentes magnitudes de presión ejercida sobre el suelo.



PRUEBA DE PLACA IN SITU, DISPOSITIVO DE CARGA y GRÁFICA CARGA-ASENTAMIENTO.

Mediante estas pruebas se determina la capacidad de carga y la deformación del suelo en el sitio de interés, tomando en cuenta que no se pueden obtener muestras cúbicas inalteradas, ni tampoco procede el proceso de penetración estándar. Este último se efectuó únicamente en la zona de rellenos o de arcillas expansivas.

ENSAYES DE LABORATORIO

3.- ENSAYES DE LABORATORIO

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

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

A las muestras representativas alteradas del suelo blando se les efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio:

Propiedades Índice

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

A las muestras de roca obtenidas se les realizaron las siguientes pruebas:

Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto

Propiedades Mecánicas

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
 - a) Compresión Simple

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

En las figuras 53 a 64 se presentan en forma gráfica los resultados de los sondeos profundos de tipo mixto realizados en el sitio de interés, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos blandos atravesados.

Los perfiles estratigráficos de los 36 pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 4 a 39.

En la figura 65 se presenta la gráfica de una de las pruebas de placa realizadas en el sitio de interés.

DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA DEL SUBSUELO

4 DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA DEL SUBSUELO

4.1 Levantamiento geológico local

La cuenca esta comprendida dentro de la gran provincia neo-volcánica de México (De la O. Carreño 1956, ver figura 66)

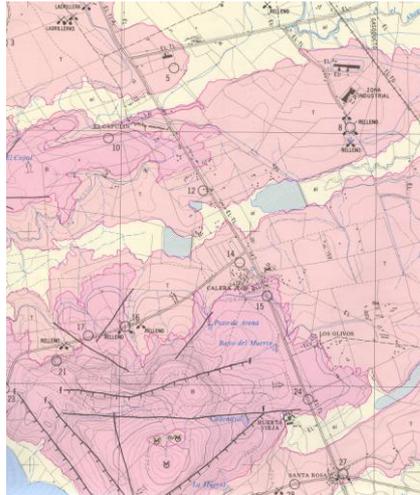


Fig. 66 GEOLOGIA

Las rocas superficiales afloran en las faldas de las montañas y son de origen ígneo extrusivo, estando cubiertas en las partes planas por materiales piroclásticos que son cenizas finas, arenas y lapilli. Existen algunos rellenos de materiales aluviales provenientes de la intemperización de las rocas ígneas. También hay rocas intrusivas que forman diques dentro de las lavas.

Las rocas más antiguas de 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. El basamento riolítico probablemente es de fines del Mioceno. Pertenecen a esta época las riolitas vítreas formando el macizo de la Sierra de la Venta en cuyas depresiones

descansan potentes formaciones de materiales piroclásticos constituidos por fragmentos de pómez.

Los basaltos son rocas más recientes que las riolitas y cubren grandes extensiones. Las erupciones basálticas tuvieron lugar desde fines del Plioceno hasta ya avanzado el Pleistoceno.

Existen coladas de basalto de plagioclasas con olivino y augita y otros basaltos tienen un alto porcentaje en labradorita. 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 piroclásticos 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 subredondeado y ha perdido algo de lustre.

Los minerales procedentes de las rocas volcánicas son altamente inestables frente a la meteorización transformándose rápidamente en productos de alteración y arcillas, abundando las halositas, las alófanas (de estructura amorfa) y las esmectitas. El predominio de alguno de estos minerales depende de las condiciones de drenaje y geoquímica del medio. Las arcillas volcánicas tienden a formar fábricas oolíticas y agregaciones de arcilla, dando granulometrías y plasticidades correspondientes a suelos de mayor tamaño. Los suelos esmectíticos son expansivos, con altas plasticidades. Los suelos residuales pueden ser muy susceptibles, comportándose de forma muy inestable frente a rápidos aumentos de la presión intersticial o cargas cíclicas por terremotos, en cuyo caso se pueden producir deslizamientos y flujos de tierras, lo cual no obedece para el sitio de interés.

Otro grupo importante de suelos volcánicos lo forman los depósitos de piroclastos. Están formados por partículas de tamaños variables, desde cenizas (< 2 mm) hasta lapillis (2 - 64 mm), o fragmentos de mayor tamaño. Se acumulan en capas estratiformes, según sea la dirección del viento, o dirección de la nube de cenizas o colada de piroclastos, forman estructuras esponjosas de muy baja densidad y alta porosidad. Cuando las cenizas se consolidan o cementan, forman tobas blandas, muy alterables y en ocasiones colapsables frente a cargas relativamente bajas. Si los piroclastos están aún fundidos en el momento de su sedimentación, se aglomeran formando una toba compactada.

En el sitio de interés los buzamientos son variables y de apariencia estratiforme. Si durante la deposición y enfriamiento se desarrollan fuertes uniones entre sus partículas por soldamiento o compactación de los productos vítreos, su resistencia aumenta dando elevados ángulos de rozamiento interno y cohesiones aparentes altas. Cuando una colada de lava, aun incandescente, cubre a uno de estos depósitos piroclásticos o bien a suelos residuales, se produce la rubefacción de su superficie, originando un suelo rojo compacto, denominado *almagre*.

En las regiones volcánicas se pueden formar depósitos lacustres, en cuya composición abundan las mectitas, la materia orgánica y los restos biogénicos, donde la composición es alofánica, con altos contenidos en sales, materia orgánica y restos fósiles, lo que origina su elevada plasticidad y compresibilidad. de composición montmorillonítica, muy compresibles, por lo que se concluye que las capas superficiales de arcilla expansiva deberán ser despalmadas en su totalidad.

4.2 Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés

Las plataformas se edificaran aprovechando la topografía de la falda de una cerranía de origen volcánico, cuya actividad dejo una geología formada por una Brecha Volcánica constituida por fragmentos de roca y bloques empacados en arcilla y materiales arcillosos, con escorias (tezontles), la cual forma parte de una Unidad Geológica del Terciario - Cuaternario, con zonas en que los bloques de roca se encuentran empacadas en volúmenes arcillosos considerables, puntos considerados de baja capacidad de carga, y de alta permeabilidad por presentar una

porosidad absoluta y de fisuración considerable por donde se escurren flujos de aguas pluviales, con acarreos de partículas de suelos finos.

La ladera de la serranía donde se desarrollará el proyecto está formado por materiales piroclásticos y con intercalación de flujos de lava, presentado una estratigrafía muy heterogénea, errática y muy irregular en distancias relativamente cortas, pudiendo encontrarse un desplante sobre un material rocoso sano, el siguiente sobre una escoria volcánica de color rosáceo, o bien sobre un suelo areno arcilloso con gravas de color café grisáceo.

Dado que se encontraron materiales de arcilla expansiva superficialmente en toda el área analizada es necesario despalmarla en su totalidad hasta el contacto con los materiales resistentes constituidos por piroclásticos y roca muy fragmentada empacada en arcilla de color rojiza. El material producto de despalme deberán ser retirado fuera del área de interés a donde lo indique la Dirección de Obra, bajo ninguna circunstancia podrá emplearse como materiales de relleno.

Subyaciendo a los materiales expansivos se tienen suelos volcánicos que son depósitos residuales por alteración de los materiales infrayacentes, resultando depósitos limo-arenosos y arcillas, y transportados como productos de las emisiones volcánicas dando acumulaciones de piroclastos de tipo lacustre o aluvial cuando son transportados por el agua.

En la parte superior del terreno pasan tuberías de agua potable, sin embargo es importante establecer que en algunos sondeos profundos se perdió el agua de perforación por la fisuración que presenta la roca que subyace a los 6 m con respecto al nivel actual del terreno, por lo que deberá considerarse la posible inyección de lechada de cemento en algunas zonas al momento de que se realicen los cortes, de igual manera se establece que se registraron escurrimientos subterráneos en algunos sondeos específicamente los realizados en la parte más alta y hacia el norte (colindancia hacia Yakult) que posiblemente se traten de algunas fugas de las tuberías que pasan en la zona más alta, lo cual podrá ser verificado al momento de realizar el movimiento de tierras.

Se recomienda colocar un sistema de drenaje en todo el perímetro del sitio de interés, por lo que se deberá implementar y colocar un sistema de obras de protección en las colindancias.

Cabe aclarar que para dejar el piso terminado de acuerdo al proyecto, por consiguiente es necesario que el terraplén en la zona restante tenga una rigidez equivalente a las de los depósitos resistentes para garantizar la estabilidad de las estructuras que se proyecten, lo anterior se obtendrá vigilando que los terraplenes tengan el grado de compactación señalado en este estudio.

Se establece que los materiales que constituirán al terraplén deberán compactarse al 92% mínimo, utilizando motoconformadoras para extender y uniformizar el material suministrado, y compactándolo con rodillo liso vibratorio con un peso medio de 9 ton en condiciones estáticas o equivalente.

Las tres últimas capas antes de la base de grava controlada deberán compactarse al 96% mínimo de su peso volumétrico seco máximo, para posteriormente colocar la base con un espesor mínimo de 20 cm y compactada al 98% mínimo.

Todos los pozos profundos a cielo abierto excavados, se limpiarán desde su fondo retirando todos los elementos sueltos y sustituirlos por materiales limos arenosos (tepetate) compactándolos en capas de 20 cm en estado suelto al 90% mínimo sin tolerancias.

De acuerdo al Reglamento de Construcciones de la Ciudad de Guadalajara al sitio de interés le corresponde un coeficiente sísmico de 0.35, de acuerdo al tipo de materiales y al sitio en que se encuentra resulta ser el coeficiente mínimo de toda la zona, pues se tiene valores mayores para condiciones de suelo más desfavorables.

ANALISIS GEOTECNICO

5.- ANÁLISIS GEOTECNICO

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas que la estructura transmitirá a la cimentación se tiene lo siguiente: considerando una carga máxima que descarga una columna a la cimentación del orden de 33,500 kg y una carga viva aplicada en toda el área tributaria; además de una carga muerta por columna de 19 toneladas, y las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, donde se encontró una arcilla expansiva superficialmente con espesores variables, en particular en la zona más alta se encontró una arcilla expansiva con un espesor hasta de 4 m la cual fue redepositada como producto de la excavación realizada de la zona más baja donde actualmente se tiene construida la Nave 1, y en su parte más baja la arcilla tiene espesores variables entre 0.1 y 0.90 m, la cual deberá ser despalmada en su totalidad, aunado a que en esta misma zona en su último tercio se tiene configurado un bordo de arcilla expansiva con un altura promedio de 1.70 m dispuesto para contener el escurrimiento del agua pluvial de las zonas más altas evitando que lleguen hacia las zonas más bajas, como se observa en el plano topográfico, y considerando que de acuerdo al proyecto arquitectónico se requieren cortes adicionales al despalme, de aproximadamente de 5 m de la brecha volcánica cuya dureza es variable, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante zapatas desplantadas a 1.5 m de profundidad respecto al nivel de proyecto ligadas con contratrabes de cimentación.

5.1.- Nave

Todas las zapatas dentro de la nave se profundizarán metro y medio con respecto al nivel de piso terminado como mínimo, en donde cuando menos se empotren 30 cm en los depósitos resistentes diseñadas para una capacidad de carga de 20 ton/m².

Las zapatas probablemente tendrán momentos flexionantes que provocarán presiones no uniformes y por esto se requieran deformaciones pequeñas compatibles con una condición de “empotre” de la base de la columna.

En la zona de rellenos compactados se establece que se deberá diseñar con 14 ton/m^2 para cargas no factorizadas.

Las zapatas se apoyarán sobre terreno firme, sin embargo cuando se alcance el nivel de desplante, y dado que se dejará una superficie irregular se recomienda colocar una capa de concreto fluido de 15 cm de espesor mínimo de $f'c$ de 50 kg/cm^2 que permita dejar una superficial horizontal y homogénea en el apoyo de la zapata.

El muro de contención perimetral para formar el andén, también se desplantará a una profundidad de un metro y medio bajo el pavimento exterior y con presiones de contacto máximas de 20 ton/m^2 para cargas no factorizadas, y podrá recibir las cargas de las columnas de orilla que serán del orden de 15 toneladas y el peso de los muros perimetrales.

5.1.1.-Determinación de la capacidad de carga en roca o materiales piroclásticos

Los requisitos generales, la consideración de las acciones, los estados límite de falla y de servicio y las recomendaciones para verificar la seguridad de las cimentaciones son, en general, los aspectos específicos de las cimentaciones en roca.

Los parámetros de la roca que mayor influencia tienen en el diseño de una cimentación en roca son la resistencia al corte y la resistencia a la comprensión simple o no confinada.

Roca homogénea sana.

Este tipo de material es frecuentemente más resistente y menos deformable que el concreto y por tanto, el cálculo de su capacidad de carga es, a menudo, innecesario. Sin embargo, se recomienda emplear como capacidad de carga un valor no mayor al cuarenta por ciento de la resistencia a la comprensión no confinada medida en el laboratorio en especímenes de roca intacta. El empleo de

esta capacidad de carga conservadora se justifica por el efecto de escala, es decir, por la diferencia que puede existir entre la resistencia de una masa rocosa y la de un espécimen en el laboratorio.

Roca homogénea fisurada.

Se considera la Roca homogénea fisurada aquella que tiene una resistencia a la comprensión no confinada igual o mayor a 10 kg/cm² y cuyas discontinuidades tienen una separación mayor de un metro. Cuando la roca reúne estas características, el cálculo de la capacidad de carga es generalmente innecesario, siempre que las discontinuidades estén cerradas y orientadas favorablemente para a estabilidad. Sin embargo, cuando no se tiene mayor información que el valor de la resistencia uniaxial de los núcleos de roca y el valor del espaciamiento promedio de las juntas rocosas en el macizo rocoso, puede aplicarse la expresión siguiente:

$$q = K \frac{R}{c}$$

Donde:

q : presión de contacto estructura-roca permisible, en kg/cm²

R : resistencia a la comprensión uniaxial, en kg/cm²

K : coeficiente adimensional que depende del espaciamiento de las discontinuidades y la diferencia que puede existir entre la resistencia de la masa rocosa y la de los especímenes ensayados en el laboratorio. En la siguiente tabla se presentan valores típicos del coeficiente K.

Valores del coeficiente K.

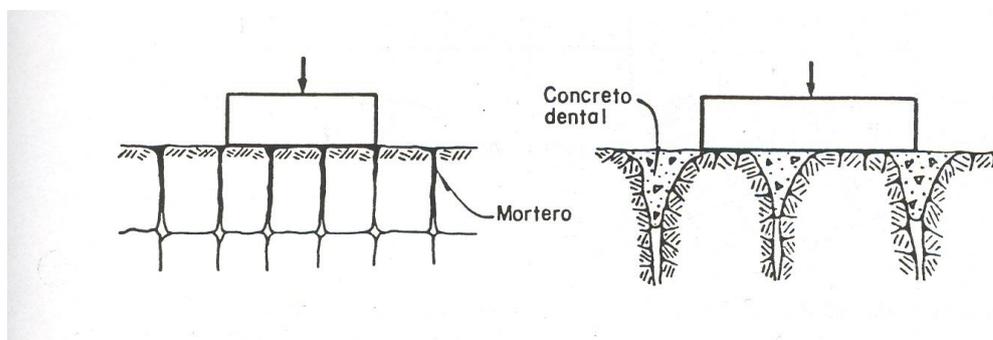
Espaciamiento de las discontinuidades.	k
Mayor de 3 m	0.40
De 1 a 3 m	0.25
De 0.3 a 1 m	0.10

En la tabla anterior se observa el efecto de las discontinuidades en la resistencia de la roca. Estos valores de K permiten una estimación de la carga admisible por la masa rocosa, tomando en cuenta un factor de seguridad de 3 contra la falla general de la cimentación cuando el espaciamiento de las juntas es mayor de 0.30 m, la abertura de sus discontinuidades es menor de 0.5 m (o menor de 2.5 cm si está rellena de suelo o roca triturada) y el ancho de la cimentación es mayor de 0.30 m. Cuando estas condiciones no se satisfacen, el macizo se considera como roca muy fisurada y alterada.

Roca con juntas verticales.

Las juntas verticales de dos a diez centímetros de abertura con o sin relleno de arcilla no afectan la capacidad de carga de la roca. En este caso la capacidad de carga puede considerarse igual al valor de la resistencia a la compresión no confinada de los bloques de roca separados por las juntas o al cuarenta por ciento del valor promedio de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio.

Las juntas deben limpiarse y rellenarse con mortero de cemento y arena hasta una profundidad de cuatro a cinco veces su abertura. Si las aberturas son mayores, el relleno se efectúa con el llamado concreto dental, como se indica a continuación.



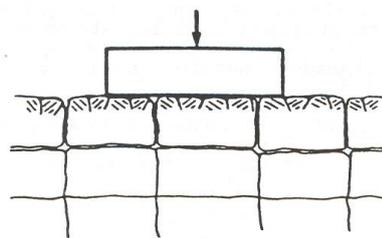
Rocas con juntas verticales.

Roca con juntas horizontales.

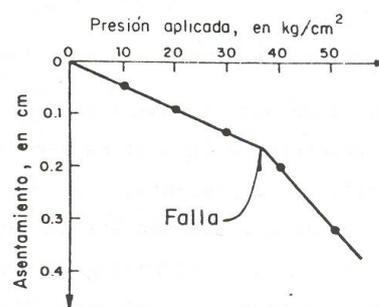
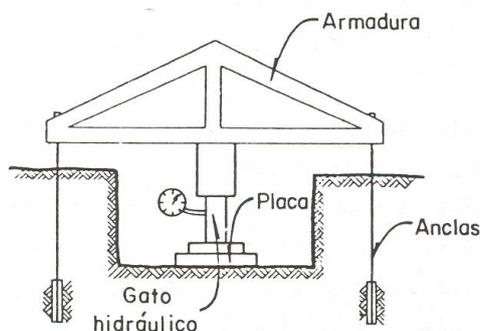
Cuando exista la posibilidad de existencia de juntas horizontales o casi horizontales se recomienda realizar sondeos adicionales de exploración para verificar su presencia. En ocasiones, la roca que sobreyace a las juntas más abiertas, que son las cercanas a la superficie, puede excavar se económicamente para desplantar la cimentación a un nivel inferior.

La posibilidad de existencia de este tipo de discontinuidades debe tomarse en cuenta empleando como capacidad de carga de la tercera a la quinta parte de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio. La presencia de estas juntas horizontales rellenas de materiales compresibles y de espesor variable, podría provocar asentamientos diferenciales de la estructura, como se muestra en la siguiente figura.

En cimentaciones con cargas excepcionalmente altas se recomienda efectuar pruebas de carga in situ para determinar la carga de falla del material y la evolución del asentamiento en función de la presión aplicada, como se indica a continuación:



Rocas con juntas horizontales.



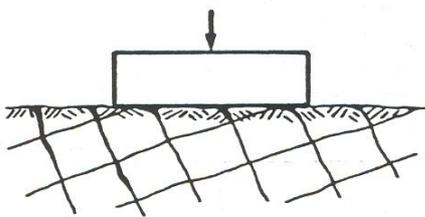
Ensayo de carga in situ (a) Dispositivo de carga;

(b) Gráfica carga-asentamiento.

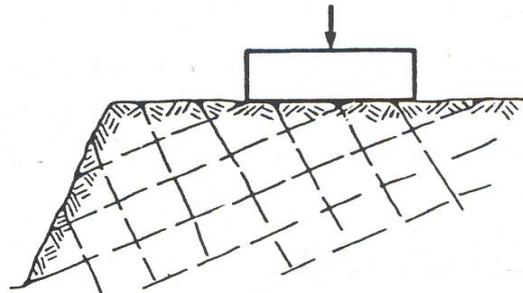
Roca con dos o más familias de juntas.

En este material el enfoque es enteramente equivalente al descrito en el inciso anterior de roca con juntas horizontales.

Cuando la roca de la cimentación no ofrece una superficie perpendicular a las cargas aplicadas sino que su estabilidad esta asociada a la falla por deslizamiento de un bloque de roca, como sucede con frecuencia en las cimentaciones de presas, la estabilidad debe ser analizada a partir del equilibrio de las fuerzas que actúan sobre el bloque como se analiza la estabilidad de los taludes en roca.



Cimentación en roca en
Dos o más familias de
juntas.



Cimentación sobre un
bloque inestable.

Roca muy fisurada y alterada

Cuando la roca es homogénea en su fisuración, es decir, cuando sus discontinuidades son numerosas y orientadas al azar o cuando esta muy alterada o fragmentada, es aceptable considerarla como una masa granular y diseñar la cimentación con base en las recomendaciones de cimentaciones en suelos.

La estimación de los parámetros de resistencia de la masa es generalmente difícil, a menos que puedan realizarse pruebas a gran escala. En caso de duda es

recomendable emplear los parámetros correspondientes a la fracción más alterada de la masa.

Tomando en cuenta todo lo anterior y las condiciones del subsuelo más desfavorables la capacidad de carga resulta de 20 ton/m², considerando el resultado de la prueba de compresión simple con un valor de 10.5 kg/cm², de las pruebas de placa realizadas in situ y de acuerdo al grado de fracturación que se registro en el material piroclástico que subyace a la arcilla expansiva, se considero un quinto de la resistencia obtenidas en las pruebas antes mencionadas, resultando la capacidad de carga recomendada que es semejante a la de un suelo cohesivo-friccionante.

5.1.2.- Dimensionamiento de las zapatas

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

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

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

5.2.- Estado limite de falla en condiciones estáticas

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

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

Donde :

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

Fc : factor de carga, adimensional igual a 1.4

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

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

5.3.- Estado limite 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 :

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

Donde :

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

Fc : factor de carga, adimensional igual a 1.1

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

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

5.4.- Estado limite de servicio

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

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

donde :

: deformación elástica vertical, bajo el centro del área cargada, en m.

u : relación de Poisson, adimensional

- E : módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en ton/m^2 .
- P : presión de contacto aplicada por las zapatas, igual a 20 ton/m^2 para las zapatas aisladas y 18 ton/m^2 para las zapatas corridas, para un $F_c = 1$
- B : ancho de la zapata, en m.
- I : factor de forma adimensional que depende del punto en que se deseé estimar el asentamiento, y la forma de la zapata.

Se obtuvieron los hundimientos máximos esperados para diferentes anchos de zapatas, considerando una relación de Poisson de 0.35 y un modulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 8000 ton/m^2 observándose valores máximos esperados de 0.3 y 0.9 cm que son admisibles.

5.5.- Muro de retención

El muro de retención será la propia zapata perimetral de colindancia y de concreto armado, una profundidad de desplante de 1.50 m. respecto al nivel de rodamiento, una altura de 1.20 m. y un ancho de la pared del muro estimado de 0.25 m, y el cual deberá un filtro de grava en su respaldo.

DISEÑO DE PAVIMENTOS

6.- DISEÑO DE PAVIMENTO

A continuación se presentan las secciones que deberán implementarse tanto para pavimentos de tipo flexible (carpeta asfáltica) como de tipo rígido (concreto hidráulico).

6.1.- Diseño de pavimento flexible

El pavimento flexible que se construirá en las distintas zonas de circulación de vehículos en las vialidades interiores se diseño aplicando el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM¹², para el período de vida útil de veinte años, considerando que la superficie del terreno natural es sensiblemente horizontal, que los depósitos superficiales del subsuelo son materiales piroclásticos y de relleno controlado en toda el área, cuyo contenido de agua medio es 18 %, valor relativo de soporte en estado natural estimado mayor de 6 %.

De acuerdo a las vialidades y cajones de estacionamiento que contempla el proyecto, se estima que sobre el pavimento circularán camiones de carga y automóviles y camionetas ligeras, los cuales circularán sobre una vialidad principal, pero maniobrarán en diferentes zonas, dando lugar a que existan áreas con diferente flujo vehicular, lo que dará como resultado que el pavimento tenga áreas con distintos espesores.

Para el diseño de la sección estructural de pavimento se consideraron los siguientes parámetros de resistencia de los elementos que lo formarán: CBR suelo de cimentación, CBR de la capa subrasante, CBR de la capa sub-base y CBR de la capa base

El valor relativo de soporte, CBR_c se obtuvo mediante la siguiente expresión.
 $CBR_c = CBR (1 - CV)$

En la cual:

² Corro Santiago, Magallanes Roberto y Prado Guillermo. " Instructivo para Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles para Carreteras" (Elaborado para la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Publicas). Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 444, Noviembre 1981.

CBR: valor relativo de soporte de cada material

C: factor que depende del nivel de confianza, considerado de 80%

V: coeficiente de variación de los valores de prueba.

De acuerdo a lo anterior se obtuvieron los siguientes espesores para el pavimento de tipo flexible.

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento en la vialidad principal será:

Capa	Espesor
Carpeta	10 cm
Base	25 cm

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento para el patio de maniobras será:

Capa	Espesor
Carpeta	10 cm
Base	25 cm

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento del andén de circulación y estacionamiento será:

Capa	Espesor
Carpeta	7.5 cm
Base	25 cm

En el Anexo I se presentan las especificaciones necesarias para la construcción de los pavimentos.

- * Por especificación el espesor mínimo es de 15 cm
- ** Al aumentar el espesor de la base por especificaciones reducir el espesor del terraplén

6.2.- Diseño del pavimento rígido

De acuerdo a la exploración realizada en el sitio de interés mediante la realización de pozos a cielo abierto donde se observaron las características físicas y mecánicas de los materiales que subyacen a la superficie actual del terreno se observó lo siguiente: superficialmente se tiene una arcilla expansiva la cual será retirada en su totalidad fuera de la obra y el material sobre el que se construirán los pavimentos son materiales piroclásticos (brechas volcánicas) y sobre la cual se colocará una base de grava controlada de espesor mínimo de 20 cm.

6.2.1.- Estructuración de pavimentos rígidos

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

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

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

Antiguamente, la losa se construía sobre las terracerías sin importar la calidad que tuvieran; esto dio lugar a que un gran número de pavimentos fallaran al aparecer grietas transversales o longitudes cercanas a las orillas; al investigar el fenómeno se encontró que la causa de ellas había sido lo que se ha dado por llamar "*fenómeno de bombeo*", que consiste en el ascenso de materiales finos y húmedos hacia la superficie de rodamiento a través de las juntas, en virtud de la deformación y recuperación de las losas en las orillas, al paso de los vehículos.

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

Los concretos que se utilizan en la losa suelen ser de resistencia relativamente alta, generalmente comprendida entre 200 kg/cm^2 y 400 kg/cm^2 . Las losas pueden ser de concreto simple, reforzado o presforzado.

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

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

De acuerdo al proyecto, toda el área cubierta por las estructuras se requiere de una plataforma con espesor del orden de 1.20 m por arriba del nivel de

rodamiento de las vialidades, para sobreelevar la superficie del terreno considerando la topografía que tiene el terreno y de acuerdo al proyecto arquitectónico con el despalme mínimo necesario, por lo que los pisos se apoyarán sobre el terraplén, así también, en el diseño de la sección estructural de los pisos se tomaron en cuenta las sobrecargas que actuarán en ellos (3 ton/m^2 en las naves de almacenamiento con circulación de montacargas y, en el caso de la vialidad y el patio de maniobras la circulación de trailers con peso de 40 ton., los cuales se introducirán para vaciar su carga) en la planta de almacenamiento, y las características físicas y estratigráficas de los depósitos superficiales, las cuales se describen en el Capítulo 4 y que se muestran en el Anexo II.

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

Los pisos se construirán en tableros recortadas con sierra a tres por tres metros, bajo techo y se curarán con agua 26 días. No se esperan cambios de temperatura grandes dentro del almacén pero puede contemplarse una junta de expansión al centro.

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

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

6.2.2 Análisis para diseño de pisos en las estructuras

Piso en las estructuras

Carga máxima aplicada al piso por los vehículos de mayor peso (montacargas y cargadores frontales) que circularán por él, a través de un

arreglo de ruedas de eje sencillo, incluyendo la carga que el piso soporta, con peso de hasta 3 ton/m ²	8,500 kg
Carga de diseño, considerando un incremento por Impacto del 5%	9,000 kg
Módulo de reacción del suelo de cimentación en Estado natural	6.0 kg/cm ³
Espesor de la base de apoyo de la losa de concreto hidráulico	20 cm
Módulo de reacción corregido por efecto de la base	8.0 kg/cm ³
Resistencia de proyecto del concreto f 'c	250 kg/cm ²
Modulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f 'c, siendo f 'c la resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días	37.5 kg/cm ³
Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2.0	18.8 kg/cm ²

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

Utilizando el nomograma de diseño para ejes sencillos (fig. 67), en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 18.8 kg/cm^2 , con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 8.0 kg/cm^3 , y una carga de diseño de 9.0 ton, se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el piso de 17.5 cm., que se apoyará sobre una base de materiales con las especificaciones que se indican en el Anexo IV.

La determinación del "módulo de reacción" de los materiales de apoyo del pavimento (subrasante) se determinó a través de correlacionar éste con su valor relativo de soporte (CBR)². De la realización de pruebas para la determinación del valor relativo de soporte en muestras recompactadas del suelo de cimentación, se obtuvo un valor del CBR recompactado al 90% de su peso volumétrico seco máximo de 6 kg/cm^3 , este valor se ve afectado debido a que la losa del pavimento se apoyará sobre una base de materiales mejorados de 20 cm. de espesor, obteniéndose de esta manera un módulo de reacción de la subrasante de 8 kg/cm^2 .

6.2.3.- Análisis para pisos en vialidad y patio de maniobras

Piso en vialidad y patio de maniobras

Carga máxima aplicada al pavimento por los Vehículos de mayor peso que circularán por él, a través de un arreglo de ruedas tándem	18.0 ton
Carga de diseño, considerando un incremento por impacto del 10%	19.8 ton
Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural	6.0 kg/cm^3
Espesor de la base granular del suelo de	

²Packard, R.G. "Design of Concrete Airport Pavements" P.C.A. Engineering Bulletin, Chicago Illinois, 1973.

apoyo de la losa de concreto hidráulico, compactada al 98% de su peso volumétrico seco máximo	20.0 cm
Módulo de reacción corregido por efecto de la base	8.0 kg/cm ³
Módulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f 'c, siendo f 'c la resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días	37.5 kg/cm ²
Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2	18.8 kg/cm ²
Resistencia de proyecto del concreto f 'c	250 kg/cm ²

Los vehículos de mayor peso que circularán por el pavimento y para los cuales fue efectuado el diseño, corresponden a trailers T3-S2 y T3-S3 (fig. 68 y 69) La carga más crítica transmitida al pavimento por estos vehículos corresponden al eje tándem (fig. 70) en el que la carga por rueda doble es de 3.75 ton.

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

Utilizando el nomograma de diseño para ejes tándem (fig. 70), en donde se entra con un modulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto de 18.8 kg/cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 8.0 kg/cm³ y una carga de diseño de 19.8 ton, se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el pavimento rígido de 20 cm, que se apoyará sobre una base granular de 20 cm. de espesor.

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

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

Donde:

a_s = área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm^2/cm).

El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a $x_1 = 1/3$ de H, siendo H el espesor del pavimento.

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

El espaciamiento máximo del refuerzo en los tableros no será mayor de 37.5 cm., para el acero longitudinal y de 75 cm. para el acero transversal, (Ver figura 71)

Considerando acero de refuerzo de alta resistencia ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) se obtuvo que las losas del pavimento en la zona de vialidad, patio de maniobras y almacenamiento, deberán armarse en sus sentidos longitudinal y transversal (Ver figura 72).

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 Anexo IV se presentan las especificaciones para la construcción del pavimento rígido.

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

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

.- Excavaciones

Se despalmará la capa de arcilla expansiva en forma total, y el producto de la excavación se retirará fuera de la Obra.

De acuerdo con el proyecto se requiere excavar del orden de 5 m la brecha volcánica, pero en otras zonas se requiere rellenar para configurar plataformas horizontales.

Debido a las grandes dimensiones del predio, se requiere supervisión de campo para detectar cambios en la estratigrafía, durante las excavaciones.

Dado que se registraron en los sondeos escurrimientos subterráneos será necesario realizar ciertas obras provisionales tales como drenes o cunetas para canalizar los posibles escurrimientos de las zonas más altas de una posible fuga de la tuberías existentes en esta zona.

Deberán preverse las instalaciones de drenaje perimetral y las obras de protección en el perímetro del área en estudio.

Se cuenta con varios bancos de materiales cercanos al sitio de interés para el suministro de los rellenos, dos de los cuales están rumbo al Salto, y otro más a 4 Km rumbo al Zarco.

Deberá considerarse en algunas zonas locales una posible inyección superficial mediante lechada de agua cemento o de concreto fluido, al momento de realizar los cortes y descubrir los materiales de las plataformas dejadas por el

recorte, debido que durante la ejecución de los sondeos se tuvo perdida de agua en varios de ellos. El empleo de la lechada o concreto fluido dependerá de la abertura de las discontinuidades que se encuentren, pero esto no se puede evaluar hasta que no se realice la excavación.

Es importante señalar que la dureza de los piroclásticos es variable, por lo que es necesario que se tenga previsto la posibilidad de emplear martillo montado en una retroexcavadora, pues durante la ejecución de los pozos se observó la dificultad para excavar después del segundo metro de profundidad dentro de estos materiales.

.- Rellenos

En algunas zonas se requerirán rellenos para dar el nivel de piso terminado dentro de la Nave y también el nivel de piso del estacionamiento de acuerdo a la cota de proyecto establecida.

Los rellenos se colocarán por capas de 25 centímetros de espesor y se compactarán a 92% de Próctor estándar, probablemente con equipo de rodillo liso vibratorio; las tres últimas se compactarán al 96% de su peso volumétrico seco máximo.

Antes de colocar rellenos se despalmarán los suelos según se indica en este estudio.

La compactación de los rellenos se controlará con laboratorio de campo y también verificando que se apliquen un número mínimo de pasadas del equipo compactador establecido en un terraplén de prueba, previamente, con el equipo que se empleará y el espesor de capa que se usarán.

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

1. Se efectuará un despalme general mínimo de 0.10 m. y hasta 4.0 m máximo con respecto al nivel de la superficie actual del terreno para retirar la arcilla expansiva, garantizando que la capa de suelo que contiene materia orgánica y de rellenos de mala calidad sean retirados en forma total, con espesores indicados en la figura 40. Se profundizará la excavación y se realizarán los rellenos de acuerdo a las cotas establecidas por el proyecto. Es necesario que en los rellenos se deje un pateo exterior adicional de por lo menos de un metro para posteriormente recortarlo dado que en las orillas la compactación no es la misma que al centro de la plataforma.
2. Posteriormente se procederá a la excavación de las cepas que alojarán las zapatas, con taludes verticales. Las excavaciones necesarias para alojar a las zapatas de cimentación se podrán hacer empleando maquinaria hasta el nivel de desplante se retirará todo el material suelto y se procederá a colocar una capa de concreto fluido de espesor mínimo de 25 cm para uniformizar la superficie de apoyo de la zapata y absorber las posibles sobreexcavaciones por el tipo de material que se tiene
3. Al alcanzar la profundidad de desplante se retirará todo el material suelto y se tenderá, a la brevedad posible, una capa de concreto pobre. Deberá verificarse que al nivel de desplante recomendado no se tengan rellenos en cuyo caso deberán eliminarse y sustituirse con tepetate compactado al 96% en capas de 20cm de espesor
4. Se procederá a colocar el armado y a colar las zapatas; una vez hecho esto, se rellenarán las excavaciones con tepetate, colocado en capas de 20 cm. de espesor, las que compactarán al 96% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Próctor estándar.
5. Enseguida se procederá a la construcción del terraplén en toda el área cubierta por la estructura, llevándolo hasta los niveles de proyecto, escarificando 10 cm y recompactando al 90% colocando el terraplén necesario en capas de 20cm de espesor, las que compactarán al 92% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Próctor estándar, excepto las últimas tres capas de 20 cm cada

una que se compactarán al 96% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Próctor estándar.

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

A continuación se presenta los lineamientos generales de movimientos de tierras y la secuencia que se propone para la construcción y control de terracerías es la siguiente:

1. Se despalmará la superficie completa dentro del área en que se efectuará el movimiento de tierras a una profundidad de 10 cm y hasta 4.0 m. El material producto de despalme que contenga materia orgánica se retirará del área al lugar indicado por la dirección de obra, el material restante se podrá utilizar en los terraplenes siempre y cuando cumpla con las especificaciones mencionadas anteriormente ver figura 40.
2. En las áreas en las que se vaya a colocar el terraplén, antes de su construcción se deberá retirar todo el material suelto.
3. Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc. reponiéndose en caso de que se dañen o alteren.

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

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

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

6.- Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 20 cm de espesor en estado suelto, y se compactaran al 96%, de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Próctor estándar; hasta alcanzar el lecho inferior de la base, empleando rodillo liso y rodillo neumático con un peso de 14 ton y una presión de inflado de 90 lbs./pulg², y por último se colocará una capa de 20 cm en estado suelto, de grava controlada, material de base, compactada al 98 % de la prueba porter.

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

De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver figura 74), adoptando una forma semejante a las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

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

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

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

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

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

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

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

requiriéndose como mínimo el 92 % para el cuerpo del terraplén, 96 % para las tres últimas capas del terraplén y 98 % para la base.

.-Estabilidad de Taludes

Entre las plataformas se tendrán desniveles por lo que se recomienda dejar taludes de 45 grados, y como inclinación máxima permisible de 60 grados.

Los taludes deberán protegerse contra erosionamiento colocando una vegetación o pastisaje.

En el caso de requerir dejar taludes verticales se deberán diseñar muros de concreto armado con una base igual $0.7 H$, donde h es la altura del muro contada a partir del desplante del muro.

En la zona más alta podrá dejarse parte de la arcilla que funcione como una pequeña cortina que evite que el agua de la zona superior escurra hacia la zona estudiada con el mismo criterio de dimensiones que los muros antes mencionados en cuanto a su base, únicamente en la corona será necesario dejar un ancho mínimo de 1.5 m.

Los muros en las colindancias perimetrales tendrán alturas variables entre 5 y 7 m, aunado a esto deberán diseñarse la base del muro del orden de 0.7 de H , donde H es la altura del muro a partir de su base, también deberá considerarse una cuneta que canalice el agua que escurra en esta zona.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Debido a lo heterogéneo y complejo del suelo no fue posible emplear la prueba de penetración estándar en los materiales resistentes debido a su constitución, por lo cual se obtuvieron muestras con barril tipo Denison y determinar el tipo de material y el índice de calidad de la Roca RQD, y complementarlo con pruebas de placas efectuadas en el campo, para determinar la resistencia y deformabilidad de los materiales resistentes in situ, también se efectuaron algunos ensayos de laboratorio en las muestras obtenidas con el Barril Denison, que permiten obtener en forma aproximada valores de las propiedades índice y mecánicas de los suelos. Estos datos permiten tener elementos de cálculo para conocer la capacidad de carga del suelo y el asentamiento que se producirá con lo que podrá dictaminarse la recomendación de la cimentación a emplear.

El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo con barril Denison, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar. El muestreador Denison (barril) es un tubo de acero, de 10 cm de diámetro y 2 m de longitud, con el extremo inferior una broca que permite el corte en la roca, se introduce mediante rotación con la broca que va cortando la roca y de esta manera se obtienen muestras de roca para obtener su RQD.

Las pruebas de placa consistieron en montar un dispositivo de placas metálicas apoyadas sobre el suelo ensayado, y sobre las que se coloca un gato hidráulico que reaccionará contra una vigueta metálica, como se muestra en el reporte fotográfico, la prueba consiste en aplicar una presión mediante una bomba manual la cual tiene un manómetro que registra la presión aplicada, y simultáneamente se colocaron micrómetros sobre la placa para medir las deformaciones que sufre el suelo bajo la aplicación de diferentes magnitudes de presión aplicada.

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

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.

Las plataformas se edificarán aprovechando la topografía de la falda de una serranía de origen volcánico, cuya actividad dejó una geología formada por una Brecha Volcánica constituida por fragmentos de roca y bloques empacados en arcilla y materiales arcillosos, con escorias (tezontles), la cual forma parte de una Unidad Geológica del Terciario - Cuaternario, con zonas en que los bloques de roca se encuentran empacadas en volúmenes arcillosos considerables, puntos considerados de baja capacidad de carga, y de alta permeabilidad por presentar una porosidad absoluta y de fisuración considerable por donde se escurren flujos de aguas pluviales, con acarreos de partículas de suelos finos.

La ladera de la serranía donde se desarrollará el proyecto está formado por materiales piroclásticos y con intercalación de flujos de lava, presentado una estratigrafía muy heterogénea, errática y muy irregular en distancias relativamente cortas, pudiendo encontrarse un desplante sobre un material rocoso sano, el siguiente sobre una escoria volcánica de color rosáceo, o bien sobre un suelo areno arcilloso con gravas de color café grisáceo.

Dado que se encontraron materiales de arcilla expansiva superficialmente en toda el área analizada es necesario despalmarla en su totalidad hasta el contacto con los materiales resistentes constituidos por piroclásticos y roca muy fragmentada empacada en arcilla de color rojiza. El material producto de despalme deberán ser retirado fuera del área de interés a donde lo indique la Dirección de Obra, bajo ninguna circunstancia podrá emplearse como materiales de relleno.

Todos los pozos profundos a cielo abierto excavados, se limpiarán desde su fondo retirando todos los elementos sueltos y sustituirlos por materiales limo arenosos (tepetate) compactándolos en capas de 20 cm en estado suelto al 90% mínimo sin tolerancias.

De acuerdo al Reglamento de Construcciones de la Ciudad de Guadalajara al sitio de interés le corresponde un coeficiente sísmico de 0.35, de acuerdo al tipo de materiales y al sitio en que se encuentra resulta ser el coeficiente mínimo de toda la zona, pues se tiene valores mayores para condiciones de suelo más desfavorables.

Todas las zapatas dentro de la nave se profundizarán metro y medio con respecto al nivel de piso terminado como mínimo, en donde cuando menos se empotren 30 cm en los depósitos resistentes diseñadas para una capacidad de carga de 20 ton/m².

Las zapatas probablemente tendrán momentos flexionantes que provocarán presiones no uniformes y por esto se requieran deformaciones pequeñas compatibles con una condición de “empotre” de la base de la columna.

En la zona de rellenos compactados se establece que se deberá diseñar con 14 ton/m² para cargas no factorizadas.

Las zapatas se apoyarán sobre terreno firme, sin embargo cuando se alcance el nivel de desplante, y dado que se dejará una superficie irregular se recomienda colocar una capa de concreto fluido de 15 cm de espesor mínimo de f'c de 50 kg/cm² que permita dejar una superficial horizontal y homogénea en el apoyo de la zapata.

El muro de contención perimetral para formar el andén, también se desplantará a una profundidad de un metro y medio bajo el pavimento exterior y con presiones de contacto máximas de 20 ton/m² para cargas no factorizadas, y podrá recibir las cargas de las columnas de orilla que serán del orden de 15 toneladas y el peso de los muros perimetrales.

La capacidad de carga resulta de 20 ton/m², considerando el resultado de la prueba de compresión simple con un valor de 10.5 kg/cm² y de acuerdo a al grado de fracturación que se registro en el material piroclástico, se considera un quinto de

esta resistencia, resultando la capacidad de carga recomendada que es semejante a la de un suelo cohesivo-friccionante.

El muro de retención será la propia zapata perimetral de colindancia y de concreto armado, una profundidad de desplante de 1.50 m. respecto al nivel de rodamiento, una altura de 1.20 m. y un ancho de la pared del muro estimado de 0.25 m, y el cual deberá un filtro de grava en su respaldo.

Recomendaciones

Para observar el comportamiento del terreno que será sometido a sobrecarga se recomienda llevar un control topográfico mediante la realización de nivelaciones y desplazamientos sobre testigos superficiales con el siguiente procedimiento:

Previamente al inicio de los trabajos se instrumentará el suelo que rodeará a los taludes para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad, y obtener información básica del comportamiento del suelo.

Mediante la instrumentación se observará el comportamiento de la masa de suelo que se colocará sobre el terreno a través de la determinación de:

La evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales en los puntos más representativos de la masa del suelo. Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

La posibilidad de erosión por flujos de aguas subterráneas y superficiales estarán siempre presentes, se establece que el proyecto se deberá de completar con un buen diseño de estructuras de protección para evitar totalmente infiltraciones hacia el subsuelo, ya que las propiedades mecánicas se alterarían poniendo en riesgo la estabilidad de la estructura de cimentación, aunado a que la topografía del predio coopera para incrementar

el riesgo de erosión superficial y de alteración de las condiciones del subsuelo.

Se tiene el conocimiento de que las aguas pluviales drenan hacia el lado norte, es decir hacia la colindancia con Yakult, las vialidades tienen una cierta pendiente hacia el Norte, lo que origina la acumulación de agua en una pequeña laguna que existe actualmente en este punto, e incluso de información de gente del lugar se tiene el conocimiento de que esa laguna tiene un tirante permanente de agua en cualquier época del año, por lo que se deduce de la aportación de aguas subterráneas se debe a la probabilidad de que exista alguna fuga de agua en el sistema de tuberías de agua potable que se tiene en la parte más alta del terreno.

En la parte superior del terreno pasan tuberías de agua potable, sin embargo es importante establecer que en algunos sondeos profundos se perdió el agua de perforación por la fisuración que presenta la roca que subyace a los 6 m con respecto al nivel actual del terreno, por lo que deberá considerarse la posible inyección de lechada de cemento en algunas zonas al momento de que se realicen los cortes, de igual manera se establece que se registraron escurrimientos subterráneos en algunos sondeos específicamente los realizados en la parte más alta y hacia el norte (colindancia hacia Yakult) que posiblemente se traten de algunas fugas de las tuberías que pasan en la zona más alta, lo cual podrá ser verificado al momento de realizar el movimiento de tierras.

Se recomienda colocar un sistema de drenaje en todo el perímetro del sitio de interés, por lo que se deberá implementar y colocar un sistema de obras de protección en las colindancias.

Cabe aclarar que para dejar el piso terminado de acuerdo al proyecto, por consiguiente es necesario que el terraplén en la zona restante tenga una rigidez equivalente a las de los depósitos resistentes para garantizar la estabilidad de las estructuras que se proyecten, lo anterior se obtendrá

vigilando que los terraplenes tengan el grado de compactación señalado en este estudio.

Se establece que los materiales que constituirán al terraplén deberán compactarse al 92% mínimo, utilizando motoconformadoras para extender y uniformizar el material suministrado, y compactándolo con rodillo liso vibratorio con un peso medio de 9 ton en condiciones estáticas o equivalente.

Las tres últimas capas antes de la base de grava controlada deberán compactarse al 96% mínimo de su peso volumétrico seco máximo, para posteriormente colocar la base con un espesor mínimo de 20 cm y compactada al 98% mínimo.

Todos los pozos profundos a cielo abierto excavados, se limpiarán desde su fondo retirando todos los elementos sueltos y sustituirlos por materiales limo arenosos (tepetate) compactándolos en capas de 20 cm en estado suelto al 90% mínimo sin tolerancias.

De acuerdo al Reglamento de Construcciones de la Ciudad de Guadalajara al sitio de interés le corresponde un coeficiente sísmico de 0.35, de acuerdo al tipo de materiales y al sitio en que se encuentra resulta ser el coeficiente mínimo de toda la zona, pues se tiene valores mayores para condiciones de suelo más desfavorables.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas que la estructura transmitirá a la cimentación se tiene lo siguiente: considerando una carga máxima que descarga una columna a la cimentación del orden de 33,500 kg y una carga viva aplicada en toda el área tributaria; además de una carga muerta por columna de 19 toneladas, y las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, donde se encontró una arcilla expansiva superficialmente con espesores variables, en particular en la zona más alta se encontró una arcilla expansiva con un espesor hasta de 4 m la cual fue redepositada como producto de la excavación realizada de la zona más baja donde actualmente se tiene construida la Nave 1, y

en su parte más baja la arcilla tiene espesores variables entre 0.1 y 0.90 m, la cual deberá ser despalmada en su totalidad, aunado a que en esta misma zona en su último tercio se tiene configurado un bordo de arcilla expansiva con un altura promedio de 1.70 m dispuesto para contener el escurrimiento del agua pluvial de las zonas más altas evitando que lleguen hacia las zonas más bajas, como se observa en el plano topográfico, y considerando que de acuerdo al proyecto arquitectónico se requieren cortes adicionales al despalme, de aproximadamente de 5 m de la brecha volcánica cuya dureza es variable, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante zapatas desplantadas a 1.5 m de profundidad respecto al nivel de proyecto ligadas con contratrabes de cimentación.

Todas las zapatas dentro de la nave se profundizarán metro y medio con respecto al nivel de piso terminado como mínimo, en donde cuando menos se empotren 30 cm en los depósitos resistentes diseñadas para una capacidad de carga de 20 ton/m².

En la zona de rellenos compactados se establece que se deberá diseñar con 14 ton/m² para cargas no factorizadas.

Las zapatas se apoyarán sobre terreno firme, sin embargo cuando se alcance el nivel de desplante, y dado que se dejará una superficie irregular se recomienda colocar una capa de concreto fluido de 15 cm de espesor mínimo de f'c de 50 kg/cm² que permita dejar una superficial horizontal y homogénea en el apoyo de la zapata.

El muro de contención perimetral para formar el andén, también se desplantará a una profundidad de un metro y medio bajo el pavimento exterior y con presiones de contactó máximas de 20 ton/m² para cargas no factorizadas, y podrá recibir las cargas de las columnas de orilla que serán del orden de 15 toneladas y el peso de los muros perimetrales.

El proyecto se ubica sobre una extensión de 188,032.31 m², con topografía con desniveles de hasta 26 metros, por lo que se recomienda efectuar un Estudio Hidráulico en el que se base los diseños de estructuras de protección, estructuras

con las que se protegerán las naves, vialidades, andenes y patios de maniobras. Ya construido el proyecto se requerirá de un programa integral de mantenimiento constante para prevenir problemas, sobre todo la erosión en las laderas.

Se recomienda considerar los siguientes aspectos para el diseño de la cimentación, emplear un sistema de zapatas ligadas con contratrabes y retirar los rellenos detectados y cuando se efectúen las excavaciones para alojar las zapatas, se cuente con trabajos de supervisión por parte de un especialista en Mecánica de Suelos para que revise y autorice el desplante que se hará siempre sobre terreno natural con características ya establecidas.

Se deberán retirar los rellenos que no cuenten con el tratamiento de compactación recomendado para estas estructuras.

En caso de requerir capas de terracerías estas deberán de ser compactadas con un mínimo de 92% de su peso volumétrico seco máximo (AASHTO Estándar), en capas de 0.20 m de espesor.

Los materiales producto de corte del lugar pertenecientes a la brecha volcánica pudieran ser utilizados, únicamente si son seleccionados los materiales con fragmentos de roca menores a 4" y que los finos tengan Límites Líquidos con valores inferiores menos al 50%, sin embargo de acuerdo a las pruebas realizadas en los materiales muestreados tiene una granulometría muy dispersa, es decir, no uniforme, por lo resultaría más caro seleccionarlos que si se trae material de banco, Es importante señalar que la arcilla expansiva bajo ninguna circunstancia podrá emplearse como material de relleno, ni tampoco si se le añade cal. .

Si los pisos y los pavimentos se desplantan directamente sobre la brecha volcánica únicamente bastará con colocar una base de grava controlada de 25 cm de espesor medio, en el caso de las zonas de relleno será necesario colocar una sub-base (fig. 75) de 15 cm de espesor mínimo y una base de 0.20 m de espesor, compactadas al 96 y 98% respectivamente de su peso volumétrico seco (AASHTO Modificado), con un VRS mínimo de 50 y 80% para sub-base y para la base respectivamente.

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

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

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

La construcción de drenes para desalojar el agua pluvial fuera de las estructuras de pavimento deben considerarse como prioridad para que este dure la vida útil proyectada; también se deberán diseñar las estructuras de protección y de desviación de los flujos superficiales para evitar que el agua fluya hacia a estructura de pavimento.

Para observar el comportamiento del terreno que será sometido a sobrecarga se recomienda llevar un control topográfico mediante la realización de nivelaciones y desplazamientos sobre testigos superficiales con el siguiente procedimiento:

El diseño de pavimentos y los movimientos de tierras se especifican en los capítulos 6 y 7 de este informe. Y en el mismo capítulo 7 se establecen las consideraciones para estabilizar los taludes que se dejarán entre las plataformas.

Las especificaciones para pavimentos de tipo flexible y rígido se enuncian en los anexos I Y II respectivamente

FIGURAS

ANEXO I

ANEXO I
ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS
DE TIPO FLEXIBLE

1. NIVELES

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

Para eliminar la capa de suelo que contiene materia orgánica, deberá hacerse un despalme mínimo con los espesores indicados en la figura 40. A continuación se compactará el material hasta alcanzar un grado de compactación de 90% con respecto a la prueba Próctor estándar. El material producto del despalme será desechado.

2.- MATERIALES

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

Las características que deberán tener los materiales son las siguientes:

2.1 Para terracerías

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

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

2.2 Para sub-base

a) De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 (ver fig. 68), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas y no tener cambios bruscos de pendiente.

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

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

Zonas granulométricas del material

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

2.3 Para base

a) De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver fig. 67), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

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

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

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

mín.

2.4 Para carpeta asfáltica

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

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

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

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

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

La curva granulométrica del agregado pétreo deberá quedar comprendida entre los límites marcados en la fig. 69, sin presentar cambios bruscos de pendiente.

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

tamaño máximo	¾ “
contracción lineal	2.0% máximo
desgaste “Los Ángeles”	40% máximo
forma de partículas	35% máximo
equivalente de arena	55% mínimo

Afinidad con el asfalto :

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

3. GRADOS DE COMPACTACION

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

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

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

4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

4.1 Se despalmará el terreno natural eliminando la capa de arcilla expansiva indicada en la figura 40, a continuación se recompactará hasta tener el grado de compactación especificado.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

b) Posteriormente se distribuirá el cemento Portland en seco sobre la superficie de la carpeta a razón de $3/4$ Kg por m^2 , tallándose enérgicamente con cepillos de fibra contra la superficie, a fin de que penetre en la porosidad de la carpeta asfáltica.

c) Después se adicionará el agua necesaria (1 a 1.5 lts/ m^2 aproximadamente) para formar una lechada de consistencia media, la cual se distribuirá enérgicamente con los mismos cepillos, hasta lograr una superficie uniforme. En vías donde las pendientes sean mayores del 3 % deberán tomarse

las precauciones necesarias al adicionar el agua para evitar escurrimientos y deslaves.

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

5. CONTROL DE CALIDAD

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

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

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

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

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

5.2 Carpeta asfáltica

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

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

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

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

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

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

ANEXO II

ESPECIFICACIONES SISTEMA
DE PISOS

ANEXO II

ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DEL SISTEMA DE PISO

1. Espesor de la losa de concreto hidráulico.

Será de 17.5 cm. en los pisos interiores de la estructura de proyecto, y de 20 cm para las vialidades y patios de maniobras, según se especifica en el estudio de Mecánica de Suelos.

2. Niveles

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

Para eliminar la capa de suelo que contiene materia orgánica o materiales de relleno no controlado, deberá hacerse un despalme con los espesores que se indican en la figura 40. El material producto del despalme será desechado.

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

3. Materiales

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

3.1 Para terracerías.

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

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

3.2 Para base

De granulometría

La curva granulométrica queda comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 de la figura 67, adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

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

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

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

4. Procedimiento constructivo para terracerías y base.

4.1 Se despalmará el terreno con los espesores indicados en la figura 40, con lo que se eliminará la capa de arcilla expansiva y los materiales de relleno no controlados. El material producto del despalme será desechado.

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

4.3 La terracería (subrasante) se colocará en capas de 20 cm. de espesor en estado suelto, las que se compactarán al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Próctor Estándar, únicamente las tres últimas capas antes de llegar al apoyo de la base se compactarán al 95% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Próctor Estándar.

4.4 A continuación se hará una escarificación de 5 cm. de profundidad en la subrasante y se colocará la base cuyo espesor será de 20 cm., compactada al 98% de su peso volumétrico seco máximo. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima ($\pm 2\%$).

5. Moldes

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

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

6. Juntas

Las juntas serán de tres tipos:

Juntas transversales de contracción

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

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

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

En la figura 70, se presentan los detalles recomendados para el diseño de una junta de contracción transversal.

Juntas transversales de expansión o dilatación.

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

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

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

La junta deberá sellarse con material compresible e impermeable (asfalto No. 8), los detalles recomendados para el diseño de juntas de expansión se muestra en la figura 71.

Juntas de construcción.

Estas pueden ser de dos tipos:

Longitudinales. El pavimento se dividirá longitudinalmente en fajas de ancho variable entre 3.5 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 72.

5. 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.

8. Colocación y vibrado del concreto.

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

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

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

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

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

9. Acabado del piso

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

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

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

10. Curado del concreto para el piso.

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

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

b) Lámina de agua. Con un tirante de 5 cm. retenida mediante bordes de arcilla.

c) Arena húmeda. Con un espesor de 5cm manteniéndola constantemente humedecida.

11. Protección del concreto.

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

ANEXO III
PRUEBAS DE LABORATORIO

ANEXO IV

REPORTE FOTOGRAFICO

REFERENCIAS

PAGINAS EN INTERNET:

PLAN NACIONAL DE DESARROLLO 2000 -2006

<http://pnd.presidencia.gob.mx/>

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA, GEOGRAFIA E
INFORMATICA

<http://www.inegi.gob.mx/inegi/default.asp>

NAVES INDUSTRIALES CUALIMETAL S.A.

<http://www.cualimetal.com/>