



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGON**

***“ESTUDIO GEOTECNICO REALIZADO EN ZONA
PETREA DEL MUNICIPIO DE ATIZAPAN DE
ZARAGOZA, ESTADO DE MÉXICO.”***

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 :

NELIDA MONTES VELÁSQUEZ



FES Aragón

MÉXICO

ASESOR: ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA

2007



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A DIOS

Por haberme permitido llegar hasta este momento tan importante de mi vida.

A MIS PADRES Y HERMANOS

Por haberme dado el apoyo hasta el día de hoy y tenerme la confianza, gracias a ellos que siempre estuvieron ahí.

A MIS HIJOS Y ESPOSO

Por el cariño y la confianza que siempre me han dado, por la infinita paciencia que me brindaron para lograr una de mis metas y por permitirme robarles mucho tiempo en el que merecía estuviera con ustedes mil gracias.

A MI ASESOR

Por haberme compartido su sabiduría, conocimiento y experiencia gracias.

CAPITULADO

INTRODUCCION.

I.- ANTECEDENTES.

II.- GEOLOGIA DEL LUGAR.

III.- EXPLORACION GEOTECNICA.

IV.- ENSAYES DE LABORATORIO.

V.- INTERPRETACION ESTATIGRAFICA.

VI.- ANALISIS DE CIMENTACION.

VII.- ESTABILIDAD DE TALUD.

VIII.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

IX.- CONCLUSIONES.

ANEXO I.- REPORTE FOTOGRAFICO

ANEXO II.- ENSAYES DE LABORATORIO.

INTRODUCCION

El crecimiento explosivo de la Ciudad de México ha obligada las personas a fijar su residencia sobre cualquier terreno que encuentre, llegándose así a desplantar sobre terrenos de tipo derrame basáltico.

El hecho de encontrarse roca ha llevado a pensar a los constructores que simplificaría los problemas de cimentación. Esto es una falacia pues, aunque en ocasiones, para estructuras ligeras como casa unifamiliares de un nivel, esto puede ser cierto, en otras, para edificios de tres o mas niveles, pueden generarse complicaciones.

Los problemas que se presentan al estudiar la cimentación de algunas estructura sobre roca, independientemente de ésta, puede ser tres tipos:

- 1) Permitir una suficiente capacidad de carga.
- 2) Evaluar la deformabilidad del macizo sobre el cual se desplanta la cimentación.
- 3) Verificar que las deformaciones sean compatibles con la estructura.

Al resolver los problemas que plantearon por vez primera acerca de la estabilidad de las cimentaciones y taludes rocosos, nadie paso en duda la posibilidad de utilizar, para analizar su comportamiento, las leyes clásicas de mecánica de la deformación y de la falla de los medios continuos, aplicando de la ley de Coulomb para describir la resistencia al esfuerzo cortante. Todo ese arsenal de medios ya se había empleado con bastante éxito en la descripción de suelos. Por consiguiente, a los macizos rocosos con fisuras cuyo análisis crítico era inadecuado, se aplicaron conceptos tales como módulos de elasticidad, modulo de Poisson, corte, cohesión, ángulo de fricción interna, etc. Se afirmo erróneamente que la mecánica de rocas no existía como ciencia independiente, y que solo era una rama de la mecánica de suelos o de la geología ingenieril.

Sin embargo, aun cuando es posible aplicar la mecánica del medio continuo a los suelos cuyas partículas son de dimensiones mucho menores que los volúmenes considerados en los cálculos ingenieriles y cuyo grado de aproximación es definido, esas leyes son inaplicables a los macizos rocosos, ya que sus bloques son comparables a los volúmenes considerados. La experiencia actual y las investigaciones acerca de los macizos rocosos lo corroboran con toda certeza.

Por lo anterior, ha surgido una nueva rama de la ciencia que se encuentra en formación: la mecánica de rocas, para la cual el estudio de las leyes representan un importante problema científico e ingenieril.

Los taludes rocosos generalmente se presentan como macizos surcados por fisuras que constituyen arreglos regulares o irregulares, constituidos por bloque diferentes dimensiones y formas que definen la estructura interna del macizo.

La estabilidad del talud rocoso solo puede evaluarse con base en la compresión del verdadero mecanismo de falla del macizo rocoso que se desliza.

Los esquemas de cálculo hipotéticos, ampliamente aplicados en la actualidad, que representan el macizo en desplazamiento como cuerpo rígido son demasiado convencionales y a menudo determinan conclusiones y recomendaciones erróneas. Este problema adquiere un significado muy importante en la evaluación de la estabilidad de taludes rocosos de bloques de estructura laminar, pues la orientación de la estratificación y el grado de acción recíproca de los bloques definen el carácter y cinemática de la falla del talud al deslizarse.

El único criterio de veracidad de cualquier situación se basa en su conformación por la naturaleza o por el experimento. Desafortunadamente, la práctica ingenieril no dispone de suficientes datos de observación de la falla de taludes rocosos, lo cual explica el gran interés que últimamente se le otorgado al estudio experimental del comportamiento de los taludes laminares formados por bloques, mediante modelos. El Instituto de Estudios Geodésico y Geológico de Minas de Investigación Científicas de la URSS, en Leningrado, lleva a cabo numerosas investigaciones experimentales sobre la estabilidad de las orillas de los préstamos laterales y de los desechos. Tales investigaciones se realizan en la Universidad Lomonosov de Moscú sobre modelos de materiales equivalentes y óptico-activos, y en el Instituto de Investigaciones Científicas y de Proyectos de Construcción de la URSS, en Belgorod acerca del agotamiento de los yacimientos minerales aprovechables mediante un método minero especial, con ayuda de la geología minera y del estudio de la topografía minera.

Sin embargo cabe observar que la constitución discontinua, en bloques, de los macizos rocosos determina que su deformación y falla se diferencien cuantitativa y cualitativamente del comportamiento de los macizos continuos. En el Laboratorio de Mecánica de Rocas del Instituto de Proyectos Hidráulicos llevo a cabo un ciclo importante de investigación acerca de la estabilidad de taludes formados por bloques discretos en modelos estructurales.

Además de utilizar los modelos físicos, se definen modelos matemáticos que describen el comportamiento de los taludes rocosos y se elaboran algoritmos y programas de computadoras para calcular la estabilidad de taludes rocosos con fisuras, tanto en la URSS como en otros lugares. Sponitski y Arjipova elaboran en el Instituto de Proyectos Hidráulicos, con ayuda del autor, un programa para calcular la constitución discreta del macizo rocoso y la virtualidad de desplazamientos con fisuras en presencia de deformación, considerando la variación de la deformación y de la resistencia en el proceso del corrimiento.

Las investigaciones establecieron que la falla de los taludes constituidos por bloques con fisuras se define en gran medida por su constitución y por el

carácter de su estratificación que en cada caso concreto es diferente, y que es necesario tomar en cuenta al evaluar la estabilidad. Esto determina mayores exigencias en las investigaciones ingenieril y geológica de tales taludes, realizadas con objeto de recabar información acerca de la estructura y forma de constitución del talud, dimensiones de los bloques constitutivos y características de la resistencia al esfuerzo cortante en las superficies de contacto de las fisuras.

El medio más radical para aumentar la estabilidad de los taludes rocosos es su eliminación. Si esto resulta imposible, a menudo se tilia en la práctica ingenieril la armadura de la roca o su anclaje.

Los macizos rocosos bastante fracturados tienen una resistencia prácticamente nula a la tensión y a veces una resistencia mínima al esfuerzo cortante. Por consiguiente, la armadura puede aplicarse tanto a este tipo de macizo rocoso como al concreto. En este último, la armadura de la roca puede ser pasiva o activa, es decir, con tensión previa de los tirantes de anclaje. Sin embargo, la especificidad definidas de los macizos rocosos no permite aprovechar plenamente todas las ventajas de la armadura en primer lugar, el macizo rocoso es un medio discreto que no obedece al cálculo analítico riguroso y en segundo lugar, no siempre resulta positivo colocar una armadura en el lugar necesario y con la orientación adecuada. Al usar una armadura activa, precompresión de los tirantes de anclaje se define mas claramente las fuerzas que actúan. Cada barra o tirante de anclaje añade al macizo una carga totalmente definida que puede introducirse en el modelo matemático o físico. Con la compresión del macizo, el estado de tensión y deformación de este último varía, aumenta la resistencia de las fisuras rocosas al esfuerzo cortante debido a su compresión, y se crean esfuerzos que comprimen las zonas de posible tensión o de abertura de fisuras.

Este método tiene también muchos defectos, los principales son: un esfuerzo incremental relativamente débil aplicado al macizo, que ocasiona una concentración de grandes esfuerzos en partes de anclaje; además, esta precompresión actúa durante un lapso breve de acuerdo con las propiedades geológicas del macizos rocoso y la estabilidad a la corrosión del material del tirante de anclaje.

El conjunto de los problemas examinados reviste un interés inmediato para los ingenieros que se ocupan del cálculo, del proyecto y del apuntalamiento de los taludes rocosos de las zanjas y trincheras hondas.

El objeto de esta ciencia aplicada es el de estudiar el comportamiento mecánico de las rocas bajo la acción de las fuerzas inducidas en ellas por las obras construidas por el ingeniero.

En su finalidad la Mecánica de la Rocas es idéntica a su hermana mayor, la Mecánica de Suelos; excepto que esta última se ocupa solamente del comportamiento de los materiales nos petrifica de la corteza terrestre.

Para lograr sus objetivos la Mecánica de Suelos y la de las Rocas se fundan en los principios de otras ciencias como la Mecánica, la teoría de la Elasticidad y la Plasticidad, la Hidráulica y la Geología.

Los que se refieren a la construcción y los que tienen que ver con el diseño del revestimiento de estas excavaciones.

La Mecánica de Rocas es una disciplina que no necesariamente debe ser aplicada en todas las obras de ingeniería que se ejecuten. El sentido común señala que las masas rocosas tienen mejores posibilidades que los suelos para aceptar la aplicación de cargas de magnitud importante, de admitir más fácilmente la ejecución de cortes para formar desniveles.

I.- ANTECEDENTES



PANORAMICA DEL SITIO DE INTERÉS

I.- ANTECEDENTES

Se planea construir un Desarrollo habitacional de interés medio, ubicado en Av. Pedro Guzmán No 17, Col. Lomas de San Lorenzo, en el Municipio de Atizapán de Zaragoza, Estado de México; realizar el Estudio de las características y propiedades del subsuelo, para definir la solución de cimentación más conveniente, desde el punto de vista geotécnico, para el Conjunto de edificios por construir, así como el procedimiento constructivo de la cimentación seleccionada. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.

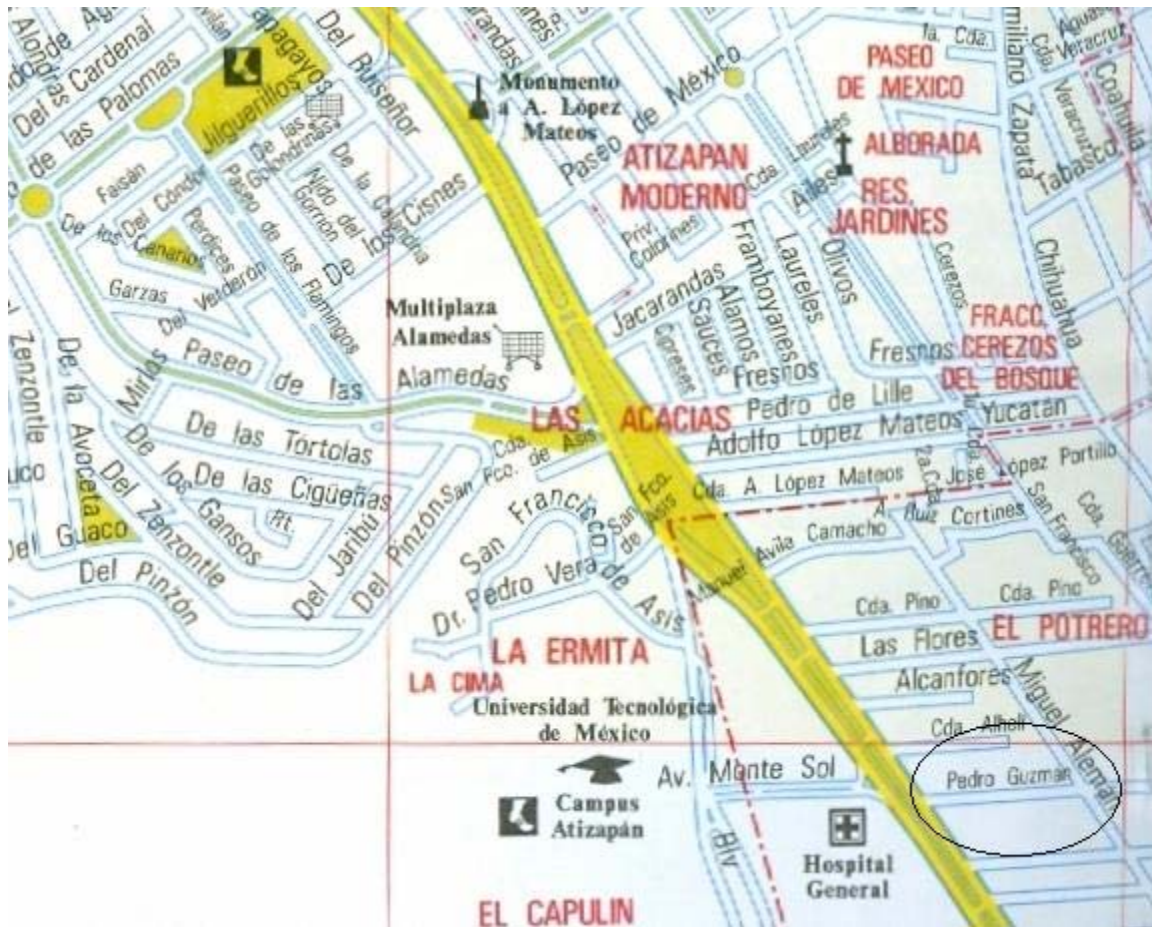


FIGURA 1 LOCALIZACION DEL SITIO DE INTERES

En este trabajo se consigna el Estudio geológico y los trabajos efectuados durante la exploración del subsuelo, así como las observaciones de campo pertinentes; se describen los resultados de la exploración y ensayos de laboratorio, así como su interpretación estratigráfica para obtener los parámetros mecánicos a utilizar en los análisis geotécnicos, necesarios. Por último, se presenta la solución de cimentación más adecuado y su procedimiento constructivo general para la cimentación de las estructuras. Finalmente, se incluyen las condiciones y recomendaciones pertinentes para el diseño y construcción de la cimentación de los edificios.

1.- Características del predio y desarrollo habitacional.

El sitio donde se construirá el Conjunto Habitacional, se localiza en el Cerro Atento, que está al nor-poniente de la Ciudad de México, cuyo acceso es por el Blvd.. A. López Mateos y la calle Pedro Guzmán, en la Col. Lomas de San Lorenzo.

El cerro Atenco colinda al norte con la Col. Residencial. Los Laureles, al sur con Col. El Potrero Atizapán y calle Pedro Guzmán, al oriente con Col. Ampliación San Lorenzo y al poniente con las colonias el potrero y Lázaro Cárdenas.

El terreno es de forma irregular y está constituido por dos predios, que lo divide la calle Pedro Guzmán, teniendo el predio principal 26.77 Ha (87.95%) y el predio secundario tiene 3. Ha (12.05%), generando una superficie total de 30.45 Ha (100%), el cual presenta una topografía de lomerío fuerte con un desnivel de aproximadamente 70.0 y 100.0 m. Se muestra en la figura 2 el plano topográfico del sitio de interés.

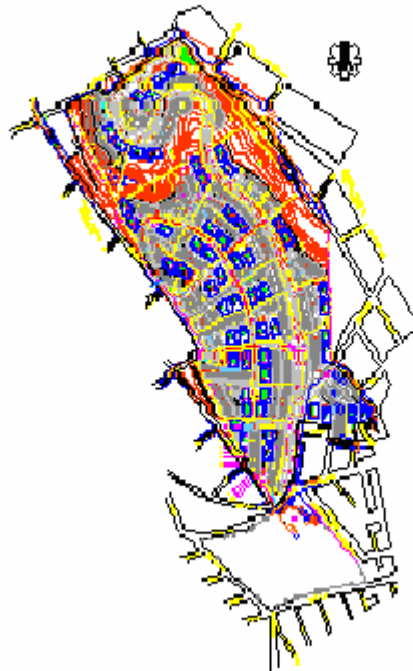


FIGURA 2 TOPOGRFIA DEL SITIO DE INTERES

El predio principal se plantea construir 21 Torres o módulos, cada uno de ellos con tres edificios y cada edificio tendrá Planta Baja más 7 niveles superiores, con 4 viviendas por nivel; cada módulo tendrá 96 viviendas que suman un total de 2,016 viviendas. Se presenta el sembrado de los edificios del Conjunto y de la 1ra. Etapa, respectivamente.

El predio secundario, se localiza al inicio del Conjunto Habitacional que estará destinado para escuelas (jardín de niños y primaria), áreas deportivas y sociales.

Los edificios tienen forma de cruz y estarán estructurados a base de columnas y trabes de concreto armado, formando marcos, con losa a base de vigueta y bovedilla en entrepisos. En la Planta Baja y 1er Nivel se tendrán muros estructurales de concreto armado y en el resto de los niveles tendrán muros de carga, cuya distribución en planta y cortes.

Por otra parte, de acuerdo con el plano de distribución de columnas, las cargas que transmitirán a la cimentación las estructuras que integran el proyecto, serán variables, sin embargo, a la fecha de emisión del presente informe, no se contaba con las cargas de los edificios, por lo que se supuso que transmitirán una presión uniforme de 8.0 Ton/m^2 ($1.0 \text{ Ton/m}^2/\text{nivel}$), sin factorizar y no incluye peso propio de cimentación.

El terreno es de forma irregular, teniendo el predio un área de $267,700 \text{ m}^2$, presenta una topografía de lomerío fuerte con un desnivel de aproximadamente 90.0 m .

De acuerdo a la topografía del lugar que se observa en el reporte fotográfico, se tienen depresiones variables, lo anterior es estimado dado que no se cuenta con un plano topográfico del sitio, y para lo cual será necesario en algunas zonas realizar un corte al terreno sobre el macizo rocoso existente, previamente deberá realizarse una limpieza general de la superficie para retirar todos los elementos de rellenos y efectuar un deshierbe.



TOPOGRAFIA DEL TERRENO



TOPOGRAFIA DEL TERRENO

De acuerdo a la zonificación de la zona Metropolitana de la Ciudad de México, el sitio de interés se ubica en la Zona I denominada Pétreo, que se caracteriza básicamente por tener depósitos pétreos de alta resistencia y baja deformabilidad, y de acuerdo a los resultados obtenidos de la exploración se dictaminará el desplante de la cimentación más adecuado que garantice la estabilidad de la cimentación.

En el sitio de interés, con el objeto de conocer las características estratigráficas del macizo rocoso, la calidad de la roca y su continuidad hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirán las estructuras que se proyectan construir, se realizaron dentro del predio cinco sondeos profundos de tipo neumático a una profundidad media de 18 m.

El objeto del estudio es determinar la continuidad de la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés, y el RQD de la roca, para establecer la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la construcción del inmueble que garantice su estabilidad, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño tales como la capacidad de carga, asentamientos máximos esperados, estos últimos en función de las cargas que transmitirá la estructura a la cimentación, realizando su revisión con los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones, asimismo se establece el procedimiento constructivo más adecuado para la cimentación, recomendaciones y se anexa un reporte fotográfico de los trabajos realizados.

En este trabajo se presenta la descripción de los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones para diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga mas adecuada para la estructura proyectada. En el Anexo I se presenta un reporte fotográfico de los trabajos realizados.

II.- GEOLOGÍA DEL LUGAR

II. GEOLOGÍA DEL LUGAR

2.1 Geología general

El Cerro de Atenco, objeto de éste estudio, forma parte de la Caldera de Atenco, que está situada al sur de la Caldera de Atizapán. Ambas se localizan al poniente de la Sierra de Guadalupe y al norponiente de la Ciudad de México. Se trata de una masa volcánica aislada, situada más precisamente entre el Cerro de Tequezquahuac y el Cerro del Tigre.

La forma del Cerro de Atenco es compleja. Consiste en su porción oriental de una elevada masa de lavas andesíticas oscuras, que acusan estratificación descendente al sur y oriente. En su porción poniente consiste de un domo riolítico que arrojó lavas al sur. En esta zona denominada el Cerro de San Lorenzo, se proyecta desarrollar el fraccionamiento con edificios de 7 y 8 niveles.

La primera emisión produjo un domo menor del lado poniente y la segunda emisión creó el domo mayor, que enterró al primero en gran parte. Es muy probable que el primer domo haya emitido las lavas que formaron la meseta al sur de él; su centro debe haber colapsado creando así una hondonada central.

Subsecuentemente, en la segunda emisión, fluyó del domo mayor una nueva lava por encima del flujo de lava colapsado. Es así que llegó a adquirir el Cerro de San Lorenzo su forma moderna, la cual aún se puede deducir de las fotografías aéreas del año 1960.

Lo que subsiste del original Cerro de Atenco, formado en el Oligoceno tardío, es una versión algo erosionada por la naturaleza. Sin embargo, hoy ya es un relictos, casi ruina y producto de la explotación por el hombre. Así durante los últimos 40 años, los habitantes de la región han extraído del cerro a través de numerosas canteras, lajas de roca oscura, muy sana y dura, en grandes cantidades. Puede decirse que la explotación acabó con gran parte de la segunda corriente de lava y de una pequeña porción en el sur-poniente del domo.

La explotación de lajas ha producido una superficie moderna compuesta de numerosas elevaciones mayores y menores, que rodean una hondonada central alargada. Algunas de las elevaciones o montículos son naturales y de roca sólida; otras son artificiales, es decir, que consisten de pedacería pequeña de roca desechada, formando motones de detritus producto de la explotación.

La masa rocosa del domo, así como las lavas que él emanaron son sanas y sólidas, aunque se rompan en lajas gracias a su estructura fluidal. En los recorridos de campo no se detectaron indicios de cavernas u oquedades, producto del enfriamiento de la roca, ni capas de cenizas o escorias dentro del

conjunto formacional rocoso lo cual es favorable para el desplante de edificios que se plantea construir.

Antes de iniciar la construcción habrá que eliminar gran parte de los montículos artificiales, compuestos de los desechos de la explotación hasta quedar al descubierto la formación rocosa sana.

En la actualidad no existen señales de instabilidades en las porciones abruptas del domo, aunque en su flanco sur-oeste hubo una explotación de lajas. En el caso de querer cambiar aquí la morfología para la construcción, habrá que hacer esto cautelosamente con métodos apropiados para no incurrir posteriormente en la necesidad de colocar sistemas de anclaje costosos.

a) El domo y sus lavas

El que observa el domo de San Lorenzo (llamado aquí también domo de Atenco), se da cuenta que consiste de dos emisiones.

La primera emisión produjo un domo menor (A) del lado poniente. La segunda emisión creó el domo mayor (B), que enterró al primero en gran parte. Es muy probable que el primer domo haya emitido las lavas que formaron la meseta al sur de él; su centro debe haber colapsado creando así una hondonada central.

Subsecuentemente, en la segunda emisión, fluyó del domo mayor una nueva lava por encima del flujo de lava colapsado. Es así que llegó a adquirir el Cerro de San Lorenzo su forma moderna, la cual aún se puede deducir de las fotografías aéreas del año 1960.

b) Erosión y exploración moderna

Lo que subsiste del original Cerro de Atenco, formado en el Oligoceno tardío, es una versión algo erosionada por la naturaleza. Sin embargo, hoy ya es un relictos, casi ruina y producto de la explotación por el hombre. Así durante los últimos 40 años, los habitantes de la región han extraído del cerro a través de numerosas canteras, lajas de roca oscura, muy sana y dura, en grandes cantidades. Estas han sido apreciadas para la construcción de escaleras y pisos, pero también para cubiertas de paredes en la Ciudad de México. Puede decirse que la explotación acabó con gran parte de la segunda corriente de lava y de una pequeña porción en el sur-poniente del domo.

c) Secciones

Quedan reproducidas cuatro secciones geológicas que van de Poniente a Oriente cada una y que avanzan de norte a sur. Resalta el hueco central dejado por la explotación.

d) El mapeo

La explotación de lajas ha producido una superficie moderna compuesta de numerosas elevaciones mayores y menores, que rodean una hondonada central alargada. Algunas de las elevaciones o montículos son naturales y de roca sólida: otras son artificiales, es decir, que consiste de pedacería pequeña de roca desechada, formando motones de detritus producto de la explotación.

Se mapeo el conjunto de montículos, separando elevaciones de detritus de elevaciones naturales rocosas. Se presenta la diferenciación aludida con colores. En los casos de duda se recurrió a la ejecución sondeos de exploración cortos que suman en total 7.

e) Conclusiones del mapeo

e.1) Acerca de la formación

La masa rocosa del domo, así como las lavas que de él emanaron son sanas y sólidas, aunque se rompan en lajas gracias a su estructura fluidal. En los recorridos de campo no se detectaron indicios de cavernas u oquedades, producto del enfriamiento de la roca, ni capas de cenizas o escorias dentro del conjunto formacional rocoso lo cual es favorable para el desplante de edificios que se plantea construir.

e.2) Previo a la construcción

Antes de iniciar la construcción habrá que eliminar gran parte de los montículos artificiales, compuestos de los desechos de la explotación hasta quedar al descubierto la formación rocosa sana.

En la actualidad no existen señales de instabilidades en las porciones abruptas del domo, aunque en su flanco sur-oeste hubo una explotación de lajas. En el caso de querer cambiar aquí la morfología para la construcción, habrá que hacer esto cautelosamente con métodos apropiados para no incurrir posteriormente en la necesidad de colocar sistemas de anclaje costosos.

III.- EXPLORACIÓN GEOTECNICA



EXPLORACION DE CAMPO REALIZADA

III.- EXPLORACIÓN GEOTECNICA

3.1 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 realizaron cinco sondeos profundos de tipo neumático y se obtuvieron algunos núcleos de roca con barril NX.

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: exploración directa y 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. 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 sólo 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.

Se efectuó además un reconocimiento de detalle de la superficie del manto basáltico, para determinar las características superficiales de la roca, fracturamiento, oquedades, etc.

3.2 Sondeos Neumáticos.

Al elegir el procedimiento de perforación en un sondeo se deben tomar en cuenta las condiciones del subsuelo que pueden variar entre dos extremos: los suelos blandos (zonas de lago en la Ciudad de México) con nivel freático superficial, y los suelos duros (zona de lomas o pétreas de la Ciudad de México) en los que el nivel freático puede ser profundo y los suelos secos pero muy resistentes aunque debe determinarse su continuidad por la posible existencia de cavidades.

Cuando se perfora en suelos duros arriba del nivel freático la perforación debe hacerse sin agua o lodo, porque son susceptibles a sufrir cambios en sus propiedades mecánicas como consecuencia del hundimiento que se les puede inducir.

Esta limitación obliga elegir entre hacer la perforación con barrenas helicoidales o con aire a presión; sólo podrá usarse lodo si se admite cierto nivel de alteración en las muestras que se requieran.

Cuando se decide hacerlo con aire presión se puede utilizar en dos formas diferentes: a) con equipo y herramienta convencionales de la perforación a rotación, recurriendo al aire como fluido de perforación para enfriar la broca y transportar los detritus de perforación a la superficie, y b) mediante martillos neumáticos de fondo. En el segundo caso, la máquina de perforación podría ser también de operación neumática; sin embargo, se puede también operar con una máquina rotatoria convencional, el martillo neumático Stenuick que se muestra esquemáticamente en la fig. Estos martillos generan el impacto en el fondo de la perforación cuando el aire acciona el percutor y éste a la broca.



EQUIPO DE PERFORACIÓN



EQUIPO DE PERFORACIÓN

Este último método nos permite tomar datos de las características del sondeo para que después puedan ser interpretados y tomarlos como resultados de sondeo y muestreo del subsuelo; así la perforación con martillo neumático de fondo adquiere la calidad de sondeo y muestreo.



3.2.1. Martillo neumático de fondo.

Trabajando con un martillo neumático normal, el impacto en el fondo se va amortiguando cada vez más según la longitud del agujero. Las varillas absorben parte del choque.

Para seguir teniendo la misma energía de choque sería necesario ir aumentando el tamaño del martillo y, como consecuencia, el diámetro de la barra de empalme. Se llegaría a un equipo excesivamente voluminoso.

Una solución ingeniosa consiste en hacer un martillo de un tamaño más pequeño que los anteriores y meterlo por el agujero que va haciendo. En estas condiciones el diámetro de la cabeza del trépano que golpea el fondo del agujero es mayor que el diámetro de martillo.



3.2.2 Descripción.

El martillo se rosca a una barra movida y empujada por la sonda, que cuando sólo sirve para este tipo de trabajo se llama carro perforador. A través de esta barra llega el aire comprimido, que hará golpear el martillo sobre el terreno. El aire de escape servirá para sacar al exterior los detritus.

A la vez que va golpeando sobre el terreno, va penetrando en él. Cuando ha avanzado la longitud que una varilla, se rosca otra en el exterior y se continúa así.

A cada golpe van girando un poco las barras para que el martillo golpee en distinta posición. La velocidad de rotación viene a ser de 10 a 30 revoluciones por minuto. Aproximadamente las revoluciones son un 50% más que el avance en centímetro por minuto. Por ejemplo, si el martillo avanza 16 cm/min deberá girar a unas 24 pm.



Estas máquinas están concebidas para que puedan ser maniobradas por un solo operador, roscándose las barras unas a otras automáticamente.

Las barras o varillas tienen un diámetro próximo al del agujero para que la velocidad de salida del aire sea grande y la limpieza del agujero buena. En la perforación a percusión el polvo producido es muy fino, por lo que la velocidad de subida de aire basta que se de 4000 pies/minuto = 1219 metros/min.

También, por golpear el martillo directamente en el fondo del agujero, los sondeos se desvían menos. El ruido que se produce es también menor que en un sondeo con el martillo en el exterior. La cantidad de aire necesario es aproximadamente la tercera parte.

El martillo normal tiene ventaja sobre el de fondo en sondeos cortos (15m) y con diámetros pequeños (menor de 50 mm), ya que por estar en el exterior puede ser más voluminoso y, por lo tanto, más potente que el fondo, que con un diámetro pequeño no tiene espacio para ser potente.



Los martillos de fondo, como todos los procedimientos de percusión, tienen su principal empleo en rocas duras. Si se perforan rocas blandas que sean arcillosas, el martillo avanza muy poco.

Conviene tener una broca en forma de trialeta para pasar las formaciones arcillosas. Basta quitar el martillo de fondo y poner la trialeta. Se aumentará el número de revoluciones y habremos pasado de forma sencilla a la rotación con aire. Desde luego que el trépano del martillo y la trialeta deben tener el mismo diámetro, así como la rosca de ésta y la de barras.



3.2.3 Funcionamiento.

Exteriormente el martillo de fondo tiene una forma cilíndrica, terminado en un trépano, sobre el que golpea un pistón accionado por el aire comprimido. Para que el pistón golpee sobre el trépano, es necesario que el martillo esté en compresión, es decir, apoyado sobre el fondo y con un cierto peso encima. El que funcione así es muy importante, pues permite, el elevar el martillo unos centímetros del fondo, que todo el aire suministrado sea empleado para barrido de los detritus y limpieza del agujero, lo cual conviene hacer de vez en cuando.

El peso que es necesario ejercer sobre el martillo varía de acuerdo con su diseño, influyendo considerablemente la presión del compresor (si es de 7 ó de 17 kg/cm² - 100 ó 250 p.s.i.). El peso mínimo es el necesario para que el martillo comience a funcionar. El máximo es aquel que no conviene sobrepasar, pues obtendremos un desgaste excesivo del trépano. Al comenzar a perforar se empezará con el mínimo de peso y se irá aumentando hasta que se consiga un avance adecuado que no ponga en peligro el que se acuñe el trépano en el fondo.

Durante la perforación conviene, de vez en cuando, elevar el martillo 15 ó 20 cm del fondo y durante un minuto estar soplando aire. Esto debe hacerse especialmente cuando afluye mucha agua al agujero.



En cambio, cuando afluye algo de agua al agujero, éste tiene tendencia a cegarse por formarse un lodo espeso que puede llegar a bloquear el martillo. En este caso es conveniente inyectar agua a la vez que aire.

Aproximadamente con la adición de 7.5 a 15 litros por minuto de agua será suficiente. Si la sonda no está preparada para inyectar agua, para el aire comprimido, levantar el martillo unos 20 cm del fondo y añadir agua desde la superficie por el exterior de las varillas. Así se formará un lodo más ligero. Después soplar aire durante unos minutos y continuar nuevamente perforando. De esta forma evitaremos muchos atascos.

Es muy importante que cuando paremos de perforar, por la causa que sea, levantemos el martillo unos 20 cm del fondo y soplemos aire durante un minuto para limpiar bien el agujero. Si además en este hay agua o lodo no conviene dejar el martillo dentro del agujero sin perforar o soplar aire más de media hora.

La velocidad de rotación variará de 10 a 30 rps. Si la roca es dura emplearemos velocidades bajas, y las altas para roca más blanda. No conviene sobrepasar esas revoluciones, pues no se obtiene una mayor velocidad de avance que compense el desgaste que sufrirá el trépano.

3.2.4. Lubricación.

- a) Las brocas roscas del varillaje: grasa
- b) El interior del martillo: aceite.

a) Las brocas roscas deben limpiarse con un cepillo de alambre y engrasarse con una grasa especial que contenga por lo menos una adición de un 40% de zinc, o grasa base de plomo.

No hay que usar productos selladores que se emplean en tuberías de producción o revestimiento en sondeo petrolíferos o de agua. Cualquier producto que se emplee debe tener un coeficiente de rozamiento inferior al 0.08.

Engrasar solamente las brocas roscas machos no las hembras, pues la grasa caería encima del martillo.

Si es malo no engrasar las roscas, es peor engrasarlas y dejarlas a la intemperie para que cojan polvo. Hay que ponerles siempre cubreroscas.

b) La parte interior del martillo hay que engrasarla con aceite especial para este tipo de trabajo. La cantidad de aceite consumido será de 1 a 2 litros por hora. El aceite se introduce por el interior de las varillas cada vez que se añade una.

La mayor parte de las casa fabricantes de aceites suministran tres grados de aceites 10, 20 y 30, cuyo números se relacionan aproximadamente con las viscosidades S.A.E. El empleo de un grado u otro está relacionado con la temperatura del medio ambiente. Si se perfora con inyección de agua, emplear el aceite de grado inferior más próximo.

3.2.5. Afilado.

A parte de que se elija la broca de dureza y forma adecuada a la roca a perforar, influye mucho en el rendimiento de ella el que se afile en el momento oportuno. Se nota que esto ha llegado por varias causas:

- Por una observación visual del estado de corte.
- Porque la broca avanza más despacio.
- Porque salen menos detritus (polvo) al exterior.
- Porque se oyen chirridos.
- Porque da la sensación de avanzar a saltos.

En cualquiera de estos casos conviene para la perforación y examinar el estado de la roca.

La casa suministradora del martillo habrá dado unas instrucciones sobre la forma de afilar la broca, a las cuales conviene atenerse.

Igualmente habrá dado una plantilla con la cual se comprobará el perfil después del afilado.

El continuar empleando una broca que está gastada sin afilarla contribuye a destruirla rápidamente.



3.2.6 Comentarios.

Como ya se menciona antes el empleo de este tipo de instrumento para la exploración geotécnica, dadas las recomendaciones de uso y que la máxima eficiencia al realizar perforación y sondeo, se da al emplearlo en suelos duros (tobas, rocas y suelos como los de zona de lomas) con nivel freático profundo y suelos secos.

En el reporte fotográfico se muestra la manera de instalar este equipo del detalle del ciclón de recuperación de los detritus de la perforación, que permiten la identificación precisa de los materiales que corta la broca o martillo con que se perfora. Como el tiempo que transcurre entre el corte del material y su traslado a la bolsa de polietileno resulta muy breve, se puede admitir que los materiales que se van depositando corresponden exactamente a la profundidad a la que se localiza la broca.

Al aplicar esta técnica de perforación se debe registrar la velocidad de penetración y la presión aplicada a la broca o martillo, porque son parámetros muy sensibles para inferir las condiciones estratigráficas de un sitio; adicionalmente, la vibración, y el nivel de ruido de perforación son también buenos indicadores.

Esto último es particularmente útil cuando estamos realizando el sondeo para la detección de cavernas, aplicando la acción del martillo con una presión de 5 kg/cm² y velocidades de rotación de 45 rpm.

El procedimiento para identificar una caverna consiste en observar el cambio de intensidad del ruido durante la perforación y la ausencia de retorno de aire; cuando esto ocurre se debe suspender la inyección de aire y operar únicamente con el mecanismo elevador para determinar la altura de la cavidad.

En las figuras 3 a 7 se muestran los registros de los sondeos realizados y a los cuales se les denominaron SN-1, SN-2, SN-3, SN-4 y SN-5.

En las figuras 8 a 12 se presentan en forma gráfica los sondeos realizados donde se observa la continuidad de la roca y el tipo de roca de acuerdo a su fracturamiento.

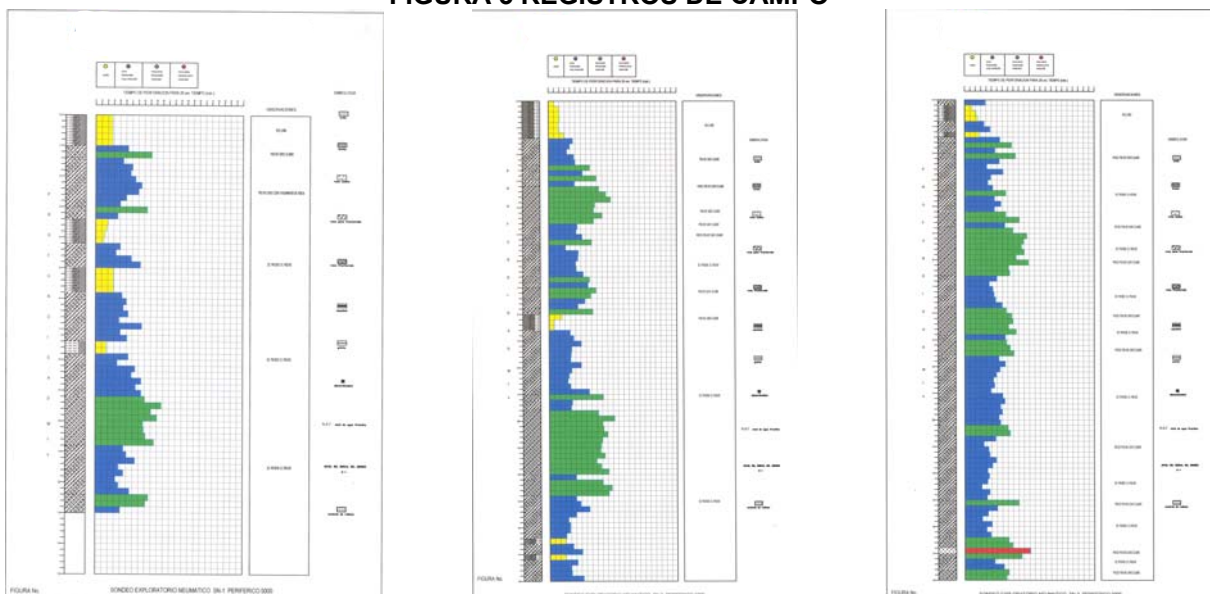
Los sondeos neumáticos consistieron en perforar con martillo neumático la roca a presión y rotación midiendo el tiempo que tarda en atravesar la herramienta cada 20 cm, observando su continuidad.

De acuerdo a los sondeos realizados no hay cavidades subterráneas en el terreno analizado como se observa en las figuras 8 a 12.

SONDEO NEUMÁTICO		No. SH-1		NIVEL							
PROFUNDIDAD m	TIEMPO		AVANCE				OBSERVACIONES				
	minutos	segundos	U	B	C	A					
0.20			X				RELLENO				
0.40			X				RELLENO				
0.60			X				RELLENO				
0.80			X				RELLENO				
1.00	1	34	X				POLVO GRIS CLARO				
1.20	0	53	X				POLVO GRIS CLARO				
1.40	1	31	X				POLVO GRIS CLARO				
1.60	0	45	X				POLVO GRIS CLARO				
1.80	1	0	X				POLVO GRIS CON FRAGMENTO DE ROCA				
2.00	0	57	X				POLVO GRIS CON FRAGMENTO DE ROCA				
2.20	1	5	X				POLVO GRIS CON FRAGMENTO DE ROCA				
2.40	1	15	X				POLVO GRIS CON FRAGMENTO DE ROCA				
2.60	1	10	X				POLVO GRIS CON FRAGMENTO DE ROCA				
2.80	0	50	X				POLVO GRIS CON FRAGMENTO DE ROCA				
3.00	0	40	X				POLVO GRIS CON FRAGMENTO DE ROCA				
3.20	1	24	X	X			SE PIERDE EL POLVO				
3.40	0	36	X				SE PIERDE EL POLVO				
3.60	0	20	X				SE PIERDE EL POLVO				
3.80	0	18	X				SE PIERDE EL POLVO				
4.00	0	15	X				SE PIERDE EL POLVO				
4.20	0	13		X		X	SE PIERDE EL POLVO				
4.40	0	40	X				SE PIERDE EL POLVO				
4.60	0	33	X				SE PIERDE EL POLVO				
4.80	0	58		X			SE PIERDE EL POLVO				
5.00	1	13	X				SE PIERDE EL POLVO				
5.20					X		SE PIERDE EL POLVO				
5.40			X				SE PIERDE EL POLVO				
5.60			X				SE PIERDE EL POLVO				
5.80	1	15	X				SE PIERDE EL POLVO				
6.00	0	43	X				SE PIERDE EL POLVO				
6.20	0	50	X				SE PIERDE EL POLVO				
6.40	0	45	X				SE PIERDE EL POLVO				
6.60	0	53	X				SE PIERDE EL POLVO				
6.80	0	38	X				SE PIERDE EL POLVO				
7.00	1	15	X				SE PIERDE EL POLVO				
7.20	0	40	X				SE PIERDE EL POLVO				
7.40	0	51	X				SE PIERDE EL POLVO				
7.60			X				SE PIERDE EL POLVO				
7.80	0	35	X		X		SE PIERDE EL POLVO				
8.00	0	53	X		X		SE PIERDE EL POLVO				
8.20	0	35	X				SE PIERDE EL POLVO				
8.40	1	4		X			SE PIERDE EL POLVO				
8.60	0	58		X		X	SE PIERDE EL POLVO				
8.80	1	14	X				SE PIERDE EL POLVO				
9.00	1	5	X				SE PIERDE EL POLVO				
9.20	1	14		X			SE PIERDE EL POLVO				
9.40	1	20		X			SE PIERDE EL POLVO				
9.60	1	47		X			SE PIERDE EL POLVO				
9.80	1	30	X				SE PIERDE EL POLVO				

SONDEO NEUMÁTICO		No. SH-1		NIVEL							
PROFUNDIDAD m	TIEMPO		AVANCE				OBSERVACIONES				
	minutos	segundos	U	B	C	A					
10.00	1	40	X	X			SE PIERDE EL POLVO				
10.20	1	17		X			SE PIERDE EL POLVO				
10.40	1	18	X				SE PIERDE EL POLVO				
10.60	1	21	X				SE PIERDE EL POLVO				
10.80	1	35	X				SE PIERDE EL POLVO				
11.00	0	45	X				SE PIERDE EL POLVO				
11.20	0	50	X				SE PIERDE EL POLVO				
11.40	1	4	X				SE PIERDE EL POLVO				
11.60	0	37		X			SE PIERDE EL POLVO				
11.80	0	45	X				SE PIERDE EL POLVO				
12.00	0	32	X				SE PIERDE EL POLVO				
12.20	0	37	X				SE PIERDE EL POLVO				
12.40	0	55	X				SE PIERDE EL POLVO				
12.60	1	26	X				SE PIERDE EL POLVO				
12.80	1	21		X			SE PIERDE EL POLVO				
13.00	0	40	X				SE PIERDE EL POLVO				

FIGURA 3 REGISTROS DE CAMPO



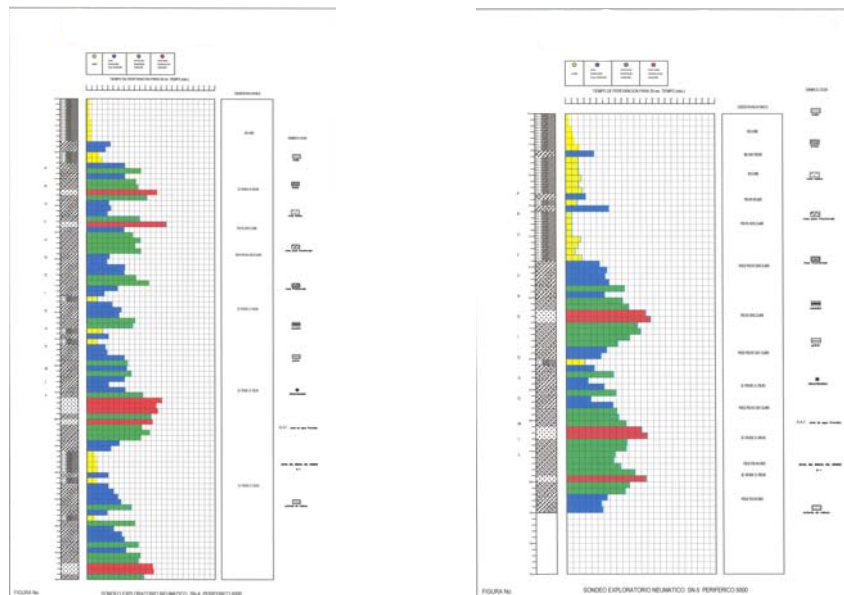


FIG 8 A 12 GRAFICAS DE LOS SONDEOS NEUMATICOS REALIZADOS

De acuerdo a los sondeos realizados la zona del sondeo SN-5 es la más desfavorable, por lo que se recomienda reducir la capacidad de carga propuesta o realizar sondeos adicionales y efectuar algunas inyecciones de mortero de cemento para incrementar los módulos de elasticidad.

3.3 Exploración Geotécnica en la zona más baja

Con el fin de investigar las características estratigráficas del subsuelo, para conocer los espesores de suelo superficial y definir las características del material rocoso, en el sitio de interés, se efectuaron sondeos de penetración estándar, a 12.0 m de profundidad media.

El sondeo STP a 12.0 m de profundidad, se realizó empleando solamente la prueba de penetración estándar de acuerdo con la Norma ASTM D-1586, obteniendo muestras alteradas a cada 60cm y midiendo simultáneamente, el índice de resistencia a la penetración a través del número de golpes (N) para penetrar los 30cm intermedios del penetrómetro. Los sondeos cortos se efectuaron en las zonas donde se preveía encontrar material de desperdicio o artificial, muestreando la parte superficial con la prueba dinámica de penetración estándar y para el macizo rocoso se empleó el Barril muestreador NXL, cuya profundidad de muestreo fue variable.

En todos los casos en que la resistencia a la penetración estándar fue mayor de 50 golpes se avanzó con brocatricónica hasta completar 60 cm de perforación.

En los sondeos de exploración se detectó que la parte superficial está intemperizada, después de esta capa la roca se encuentra poco fracturada, con un RQD mayor del 50 %.

En ninguno de los sondeos se detectó el nivel freático, a la profundidad de los mismos y en la fecha que se ejecutó la explotación del subsuelo, excepto en los sondeos de la zona más baja.

Con respecto a la ubicación de los 9 sondeos realizados, en la figura 42 se indica su ubicación dentro del terreno.

En el Anexo II se presentan los registros de campo de cada uno de los sondeos realizados. También se muestran las gráficas de los sondeos realizados, donde se indican el número de golpes registrados en el sondeo de penetración estándar.

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

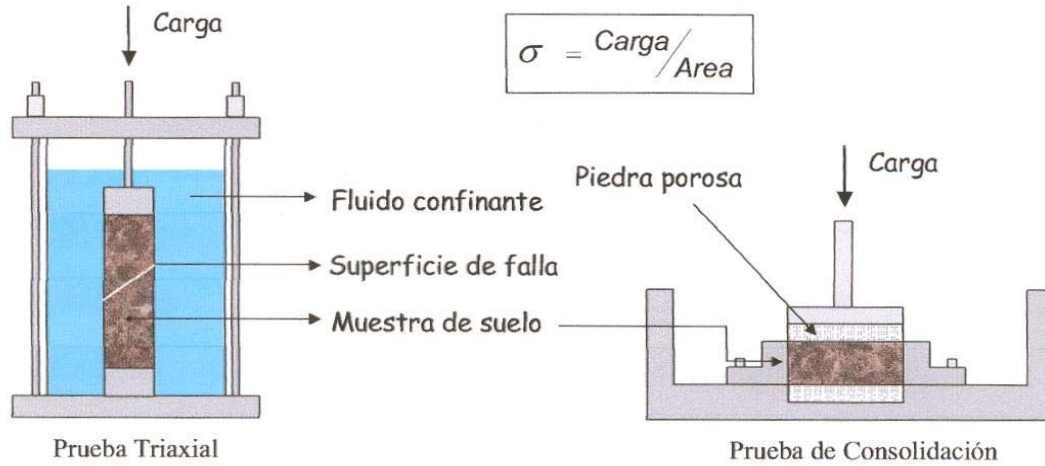
La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm. se considera la resistencia a la penetración.

Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; los necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45 cm. constituyen el valor de N, así como la identificación de los materiales de relleno de mala calidad que pudieran existir o algún otro material que no sea natural del lugar.

En las muestras representativas alteradas, se harán las siguientes pruebas de laboratorio:

- clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco
- contenido de agua
- límites de consistencia y/o granulometría
- densidad de sólidos

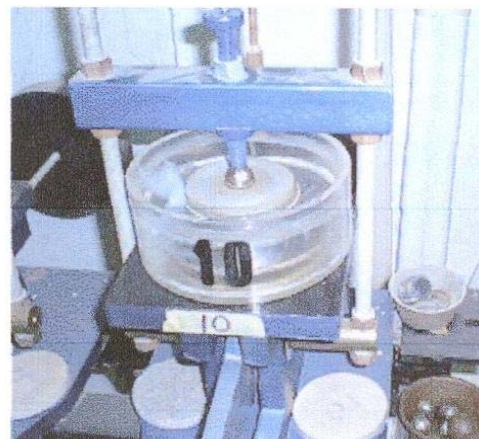
IV.- ENSAYES DE LABORATORIO



Esquema de las pruebas mecánicas de laboratorio



Prueba Triaxial



Prueba de Consolidación

Muestras inalteradas en la cámara triaxial y en el consolidómetro

FOTO EQUIPO DE LABORATORIO

4. 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:

4.1 Muestras alteradas

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

Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad

4.2 Muestras inalteradas

Además de las pruebas anteriores a las muestras inalteradas obtenidas de la roca se les realizaron las siguientes pruebas:

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. (ver figuras Anexo II).

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada.

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

4.3 Compresión simple.

Estos ensayos permiten determinar la resistencia y deformabilidad de un macizo rocoso siempre y cuando la fisuración del espécimen sea

representativa de la del macizo. Los resultados de estos ensayos se emplean en el diseño de cimentaciones de estructuras pesadas.

La resistencia a la compresión simple y triaxial interviene, junto con otros parámetros, en los sistemas de clasificación ingenieril de las masas rocosas.

4.3.1 Compresión simple

Es el ensayo de laboratorio, que consiste en aplicar a los especímenes de roca cargas axiales sin confinamiento.

Los especímenes son generalmente cilindros de 2.5 a 7.5 cm de diámetro y altura igual a dos diámetros.

La resistencia del espécimen es el valor del esfuerzo bajo el cual el material falla. Dicho esfuerzo se calcula comúnmente en megapascuales, MPa o kilopascuales, Kpa ($1 \text{ MPa} = 1000 \text{ Kpa} = 10 \text{ bares} = 10.197 \text{ kg/cm}^2$).

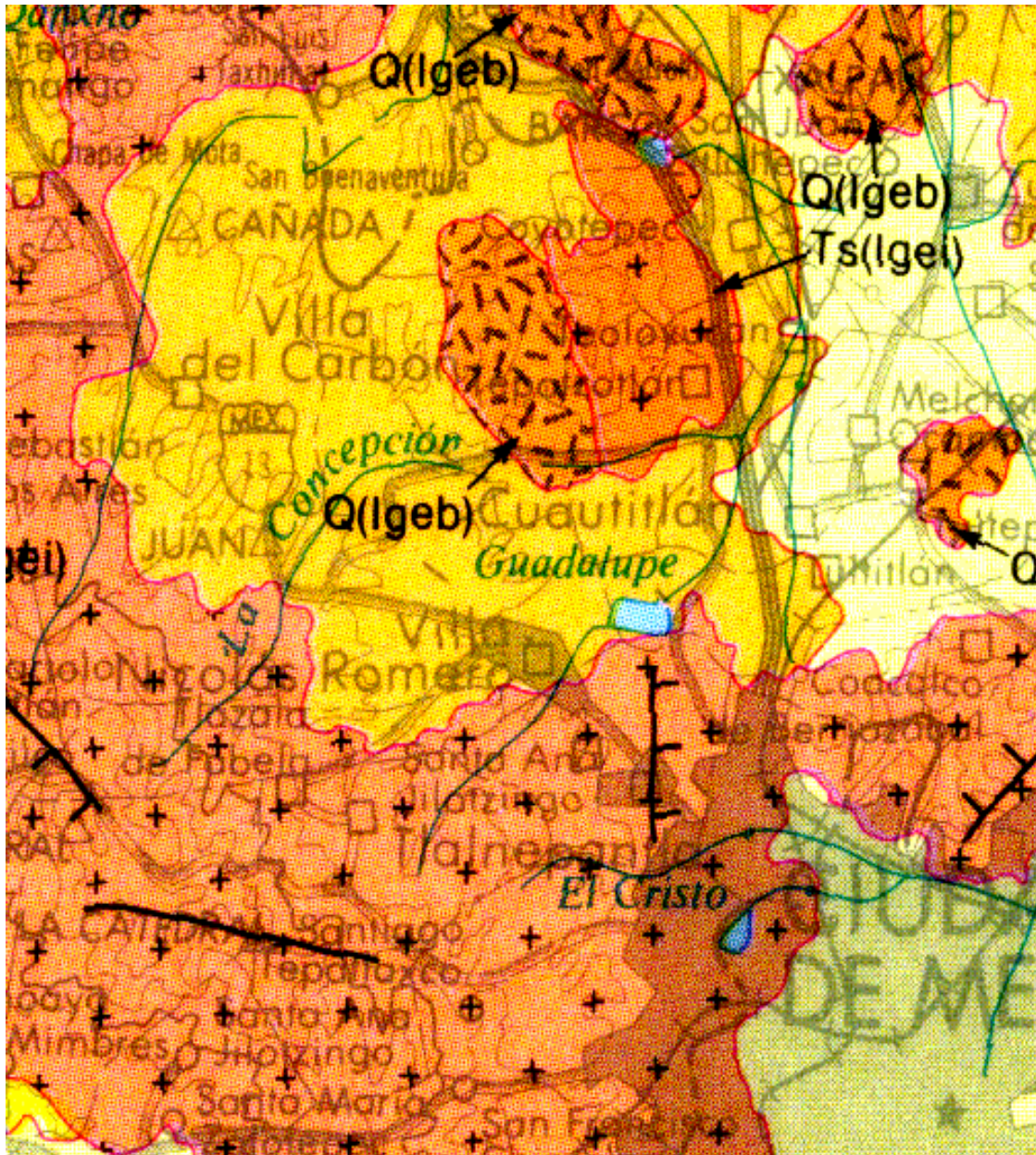
El intervalo de variación de la resistencia a la compresión simple en rocas es usualmente de 5 a 400 MPa. Dentro de este gran intervalo han surgido varias propuestas de subdivisión que no son enteramente satisfactorias, pero pueden resumirse.

En las pruebas de deformación bajo carga constante (Creep) se requiere adaptar al marco de carga un sistema de control de resortes, hidroneumático, electro neumático, o electrónico para mantener la carga constante durante la deformación del espécimen.

Las pruebas de compresión simple se ejecutan aplicando cargas axiales sin confinamiento a los especímenes de roca. Para cada incremento de carga se mide la deformación longitudinal del espécimen.

En el Anexo II se presentan los resultados de laboratorio obtenidos.

V.- INTERPRETACIÓN ESTRATIGRAFICAS



5. INTERPRETACION ESTRATIGRAFICAS

Con base en la información geológica y la exploración mediante sondeos, las condiciones estratigráficas del sitio se describen a continuación.

a) En el predio principal en particular en la zona de la vialidad principal, superficialmente de 1.50 y 12.00 m de profundidad, se detectaron zonas de material artificial compuestos de gravas arenosas con limos o arcillas, de compacidad semicompacta a compacta, que parcialmente son suelos y/o subproductos de la explotación de la roca; según la clasificación SUCS, lo define como GM ó GC, cuya granulometría es Finos (F)= 10%, Arenas (S)= 20 a 30% y Gravas (G)= 40 a 60%, con un contenido de humedad natural de 9 a 5%.

Por debajo de este material de relleno o artificial, se localiza la roca andesítica sana, por lo menos hasta la profundidad explotada, que fue variable como se muestra en las figuras.

Fuera de la zona de influencia de los sondeos, la roca aflora en la superficie del terreno.

En el recorrido efectuado al predio se observa en la parte central y plana encharcamiento de agua pluvial, que se generan por no filtrarse el agua, dado que la roca es sana, por lo tanto no habrá pérdidas de resistencia en la roca. El área de interés forma parte de la Sierra de las Cruces, ubicada al Poniente de la Cuenca del Valle de México, conocida como zona Pétreo de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo. Ver figura 13

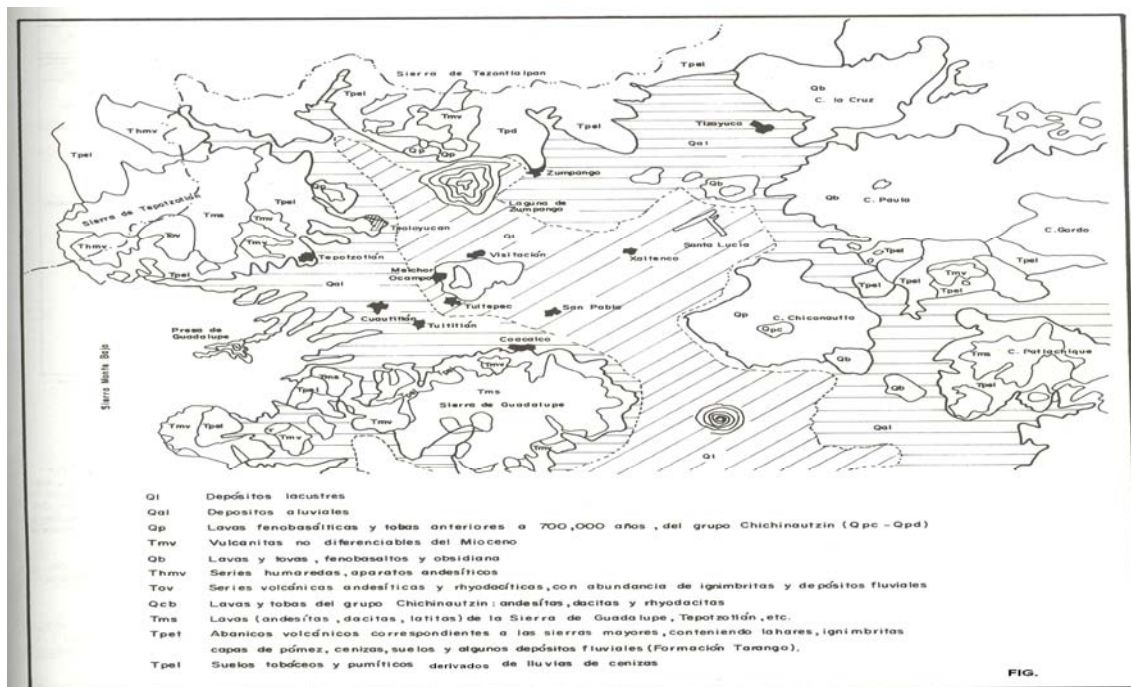


FIGURA 13 ZONIFICACION GEOTECNICA

De conformidad con la zonificación geotécnica del valle de México, el sitio en estudio se localiza en la zona Pétreá, como se muestra en la figura 13, que esta formada por las serranías que limitan a la cuenca poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al sureste, en las sierras predominan depósitos de origen fluvial, glacial y aluviones.

5.1 Levantamiento geológico superficial.

El área de interés se encuentra al borde de los derrames basálticos del volcán Xitle, en la denominada zona de transición de basaltos, en la que se encuentra una estratigrafía que puede clasificarse como errática en la que predominan las tobas constituidas por gravas empacadas en arena cementada, producto de la disgregación mecánica y redepositación de los materiales volcánicos.

Las formaciones geológicas de los suelos que se localizan en esta zona son de origen aluvial, fluvial y volcánico. En términos generales los suelos superficiales son suelos correspondientes a las series clásticas fluvial y aluvial que están constituidos por materiales granulares aluviales, principalmente arcillosas con intercalaciones de pómez, arena negra y vidrio volcánico.

En esta zona la topografía original era agreste y la estratigrafía del subsuelo es muy heterogénea estando constituida superficialmente por depósitos de limo y arena fina de origen volcánico, de moderada compacidad y bajo contenido de agua. Aflorando en ocasiones o a profundidades variables, se encuentran bloques de basalto aislados empacados en los materiales antes descritos o coladas de basalto con diferentes grados de fracturamiento, de dimensiones y distribución heterogénea. En general hacia el Sur y poniente a partir de la superficie actual del terreno y en ocasiones por arriba del nivel de banquetta el material predominante corresponde a basalto o materiales piroclásticos de compacidad media a compacta.

5.2 Descripción estratigráfica del macizo rocoso.

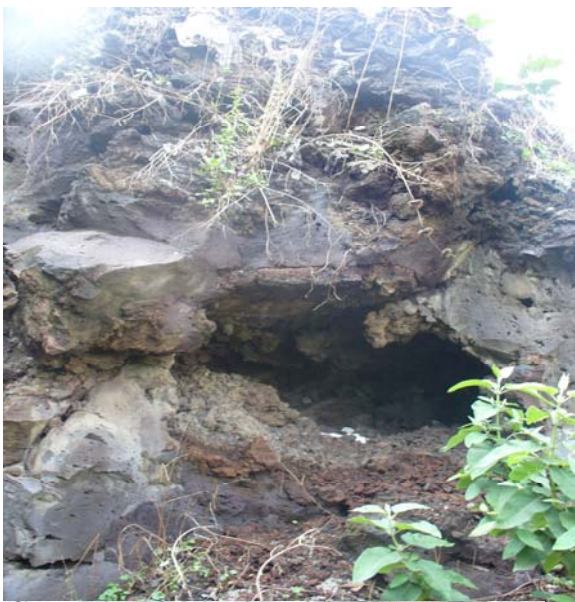
De conformidad con la zonificación geotécnica del valle de México, el sitio en estudio se localiza en la zona Pétreá, como se muestra en la figura 13, que esta formada por las serranías que limitan a la cuenca poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al sureste, en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones.

El sitio de interés se localiza al Sur de la Ciudad de México, en la zona de transición de basaltos según la regionalización establecida por Del Castillo (1), donde se detectaron rellenos redepositados del lugar o aluviales, tobas volcánicas, aglomerados, conglomerados de origen fluvial y la posibilidad de tener materiales de tipo glacial.

De acuerdo a los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo en el sitio de interés la estratigrafía general es la siguiente:

El subsuelo en el sitio de interés está constituido por un depósito de roca volcánica extrusiva, basáltica, formado por flujos de lava o coladas basálticas

superpuestas. La emisión de magma de un volcán en forma fluida y continua durante un cierto periodo de tiempo, así como su equivalente solidificado es comúnmente conocido como colada; la roca que constituyen depende de los minerales y de la cantidad y actividad de los gases que contiene el magma, formado en el caso del sitio de interés basaltos desde muy densos hasta basaltos de gran cantidad de vesículas y oquedades. En la zona de los volcanes descargaban alternativamente lavas y material fragmentado o piroclásticos de acuerdo a la fase de actividad del volcán, emitiendo magma en forma quieta o lanzando al aire en forma explosiva masas de magma líquido o fragmentos de lava solidificada en la proximidad del cráter. Las coladas adoptan la configuración del terreno sobre el que fluyen y no necesariamente dan lugar a capas de espesor homogéneo.



Recién salida del cráter la lava es muy fluida, tan pronto empieza a enfriarse se forma una costra superficial, aumentando la viscosidad del magma al enfriarse,

cuando el flujo llega a ser muy viscoso la parte inferior permanece fluyendo mientras la parte superficial parcialmente solidificada se fractura, se torna rugosa, forma bloques angulosos, que al ser empujados por la masa que todavía fluye lentamente, los disloca y levanta. Cuando eventualmente el flujo se detiene y se solidifica el magma, la parte superior de la colada es un arreglo caótico de bloques y fragmentos escoráceos de bordes agudos. Las características antes descritas, en general se observan a los niveles correspondientes a la parte superior de las coladas, que en el sitio de interés constituyen el depósito basáltico.

Al enfriarse el magma sufre un intenso fracturamiento, produciéndose grietas de tensión que son normales al alargamiento y por lo tanto normales a la dirección de flujo y en mayor número de grietas diversamente orientadas causadas por contracción o enfriamiento y solidificación.

La lava viscosa aumenta su volumen, disminuye su densidad de manera importante por la expansión de innumerables burbujas de gas. Las burbujas forman vesículas de dimensiones de algunos centímetros cúbicos hasta de varios metros cúbicos, las cuales son esféricas en la lava casi estacionaria y si la lava todavía permanece en movimiento al formarse la vesícula ésta se deforma alargándose. La parte superior de las coladas, las cavidades o vesículas son altamente irregulares en forma y tamaño y son abundantes, dejando muchos vacíos entre la parte sólida, dando por resultado una roca escoracea de baja resistencia. Cabe mencionar que en las colindancias con vía pública se observa relleno de tepetate para mejorar la superficie del terreno y uniformizarla, como se observa a continuación.



Considerando las características de los depósitos basálticos antes descritas, estos en general están constituidos por una serie de coladas superpuestas, entre las que eventualmente se depositaron materiales piroclásticos que pueden ser desde tezontle, hasta arena fina (ceniza volcánica), las coladas están formadas por bloques de roca con dimensiones muy variables, presentando hacia su parte superior condiciones de fracturamiento más intenso que aunado a las oquedades producidas por gases atrapados y a las dejadas por el arrastre por agua, entre las grietas, de las lentes de piroclásticos, finos no cementados (ceniza volcánica), existentes entre las coladas, provocando

que eventualmente en forma local, coincidiendo con el contacto entre coladas, se tengan condiciones estructurales inestables en el depósito rocoso, que bajo el incremento de carga aplicado por una estructura, pueda hacer colapsar una cavidad o reacomodar los bloques, produciendo deformaciones que ocasionarían un hundimiento diferencial que dañaría la estructura, sino se toman las precauciones necesarias de mejoramiento de las condiciones estructurales, o si se limita el incremento de presión aplicado por la estructura a valores que no provoquen el colapso o reacomodo de la estructura del depósito rocoso.

El nivel freático no se detectó con respecto al nivel del terreno actual y en la fecha en que se realizó la exploración.

En particular en la zona de interés la superficie del terreno en general presenta una forma irregular aflorando el macizo rocoso en la mayor parte del terreno, pero a partir de profundidades variables entre 2 y 4 m con respecto al nivel de banqueta, como se observa en el reporte fotográfico, además superficialmente se encuentra cubierto en algunas zonas por capa de suelo vegetal y materiales de relleno, lo cuales deberán ser retirados fuera de la Obra.



Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 2 kg/cm^3 .

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica el predio de interés se encuentra en la zona I denominada de Lomas, y de acuerdo a la zona sísmica en que se ubica le corresponde un coeficiente sísmico de 0.16.

En los sondeos con equipo neumático deberá llevarse un registro de los materiales perforados de acuerdo a la siguiente clasificación:

CLASIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN
Roca sana masiva, poco vesicular	La perforación es continua, con velocidad de perforación menor a 8 cm/mín, ocasionalmente brinca o se atora la herramienta, el polvo que arroja el aire usado en la perforación es fino y sale en forma de nube, con coloración gris oscuro.
Roca poco fracturada, vesicular	Velocidad de perforación variable entre 8 y 16 cm/min., la herramienta brinca o se atora en forma regular, el polvo que sale de la perforación es una combinación de polvo fino en forma de nube con arena gruesa (entre 1 y 3 mm), con coloración variable entre gris oscuro y rojo oxido.
Roca fracturada muy vesicular	Velocidad de perforación superior a 16 cm/min., la herramienta de perforación brinca y se atora constante mente, presentando caídas súbitas hasta de 10 cm. El material resultante de la perforación tiene forma alejada en tamaño de graba fina (mayor de 3 mm.) con coloración entre gris oscuro y rojo oxido.
Material de relleno	Generalmente se presenta en forma superficial, con velocidad de perforación variable, normalmente superior a 16 cm/min. Presenta caídas súbitas de la herramienta hasta de 10cm o mayores, el polvo arrojado es de tamaño y coloración variable.
Oquedad	La herramienta de perforación desciende rápidamente avanzando sin percusión el polvo de la perforación.

VI.- ANALISIS DE CIMENTACIÓN



6. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

6.1 Alternativa de cimentación.

Dadas las características estratigráficas y físicas de los depósitos del macizo rocoso, es factible cimentar la estructura superficialmente sobre la roca mediante zapatas, sin embargo, dadas las variaciones que presenta la calidad de la roca de un sitio a otro, deberá realizarse una supervisión continua de los materiales de desplante durante la construcción de la cimentación, para determinar su capacidad de carga admisible y efectuar por lo menos un sondeo debajo de cada zapata a 7m por debajo de su desplante como mínimo, dado que la roca es un medio anisotrópico y heterogéneo.

Para determinar la alternativa de cimentación más adecuada se realizó considerando las características arquitectónicas de la estructura proyectada y las características estratigráficas y físicas de la roca, en particular la existencia de materiales de macizo rocoso de forma irregular dentro del predio de resistencia y baja deformabilidad, donde frontalmente presentan condiciones de fracturamiento de mayor debilidad que las de la zona posterior del terreno.

La cimentación estará constituida por zapatas con trabes de cimentación, que deberán estar apoyadas dentro de los materiales naturales (macizo rocoso). Como el predio presenta una forma irregular, será necesario utilizar una retroexcavadora con equipo de martillo, con la finalidad de poder realizar el corte de la roca y llegar al nivel de desplante de proyecto.

El material producto del despilme ó limpieza del predio deberá retirarse fuera de la obra a donde lo indique la Dirección de la misma. Los materiales producto del corte de la excavación podrán utilizarse como relleno ciclópeo.

De acuerdo al proyecto se requiere la construcción de una plataforma horizontal para el desplante del piso del último sótano, pero como la superficie quedara de forma irregular al realizar el corte del material natural (macizo rocoso), se tendrá que emplear materiales mejorados del orden de 40 cm de espesor y compactado al 95% próctor, debiendo suministrar materiales controlados (tepetate) y con las características que se indican en los anexos, es decir materiales de banco.

En los análisis que más adelante se presentan se considero un peso estimado, considerando que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media será de 1.0 ton/ m² por nivel, más el propio peso de la cimentación y afectado por el factor de carga.



En esas condiciones y para la estructura proyectada se tendrá un peso unitario estimado en su área cubierta de 8 ton/m^2 .

6.1.1 Elección de alternativa de cimentación.

Tomando en cuenta las propiedades del subsuelo en el predio en estudio y las características del proyecto, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será resuelta mediante zapatas de cimentación con contratraveses desplantadas sobre la roca, con el tratamiento que más adelante se indica.

6.1.2 Capacidad de carga

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 compresión no confinada medida en el laboratorio en especímenes de roca intacta.** El empleo en 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 compresión no confinada igual o mayor a 10 kg/cm² y cuyas discontinuidades tiene 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:

$$q = K R_c$$

donde:

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

R : resistencia a la compresión 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 tabla I y en la gráfica de la fig. 14 se presentan valores típicos del coeficiente K.

Tabla I 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 fig. 15 y en la tabla I.1 se muestra 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.

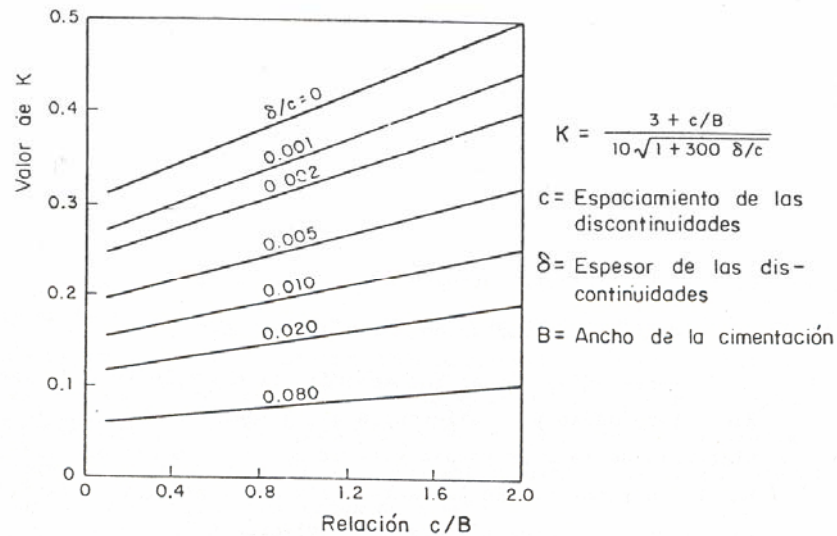


Fig. 15 Valores del coeficiente K en función de espaciamiento y espesor de las discontinuidades.

a) 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 (fig. 16)

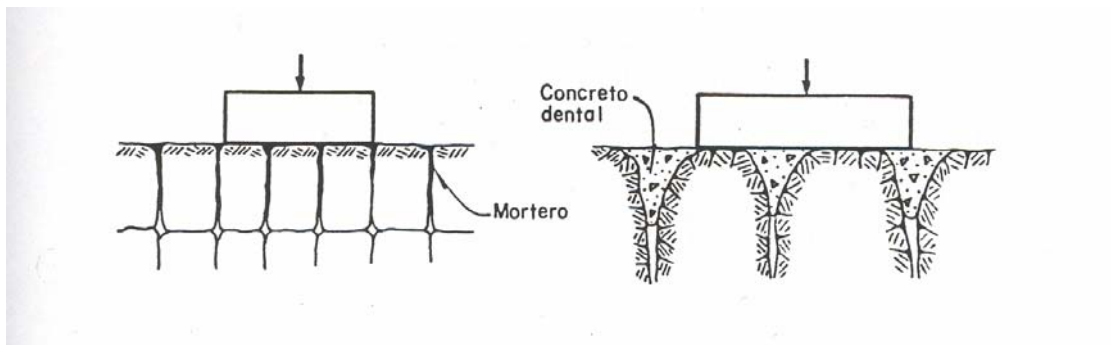


Fig. 16 Rocas con juntas verticales.

b) Roca con juntas horizontales.

Cuando exista la posibilidad de existencia de juntas horizontales o casi horizontales se recomienda, realizar sondeos 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 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. (Ver figura 17).

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 (fig. 18)

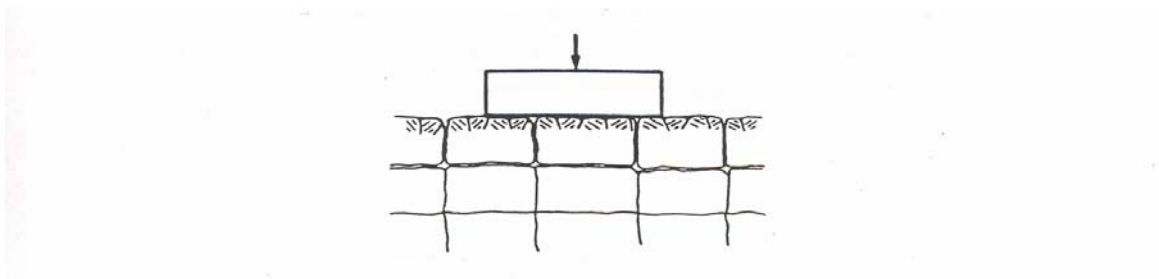


Fig. 17 Rocas con juntas horizontales.

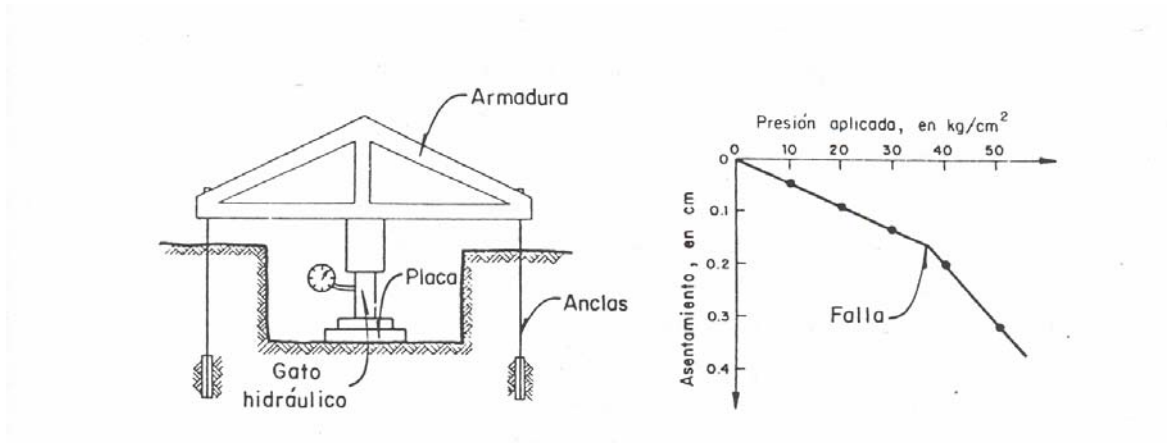
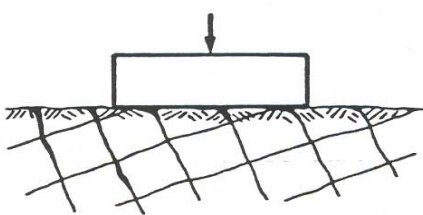


Fig. 18 Ensayo de carga in situ (a) Dispositivo de carga; (b) Gráfica carga-asentamiento.

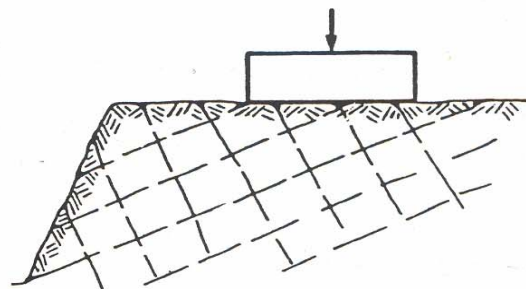
c) Roca con dos o más familias de juntas.

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.

d) 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.

e) Roca con cavidades.

Cuando existen cavidades en la roca debe revisarse la estabilidad a corto y largo plazo, considerando el techo como elemento estructural bajo las cargas que le serán impuestas.

Si la resistencia no es suficiente, el techo será demolido o se perforará para dar paso a pilas o columnas con la finalidad de desplantar la cimentación en terreno firme. Si esto no es posible, deberá asegurarse la estabilidad del techo, empleando los procedimientos de diseño de soportes. Deben tomarse las medidas necesarias para evitar la degradación y pérdida de resistencia del material con el tiempo.

La exploración en roca con cavidades deberá incluir, por lo menos, un barreno en cada uno de los sitios en que habrá concentraciones de carga debidas a la estructura. De acuerdo a la exploración realizada en los primeros 15 m, no se detecto cavidad y la capacidad de carga de diseño deberá ser de 20 ton/m².

Por tanto, las presiones de contacto asociadas al tipo de material de apoyo y al tratamiento efectuado, serán las siguientes:

CALIDAD DE LA ROCA	TRATAMIENTO	PRESION DE CONTACTO
Roca masiva, poco fracturada.	Sin tratamiento	60 ton/m ²
Roca poco fracturada, con oquedades aisladas, menores de 10 cm de altura.	Inyección de lechada de cemento en oquedades.	60 ton/m ²
Roca poco fracturada, en un espesor reducido, subyacida por una oquedad mayor de 40 cm bajo la cual se tiene roca poco fracturada.	Demolición y relleno con concreto ciclópeo.	60 ton/m ²
Roca fracturada muy vesicular presentando gran cantidad de discontinuidades subyacida a	Demolición y relleno con concreto ciclópeo.	60 ton/m ²

poca profundidad por roca fracturada.

<p>Roca poco fracturada, en un espesor reducido, subyacida por una roca fracturada muy vesicular, presentando gran cantidad de discontinuidades entre 5 y 30 cm.</p>	<p>Inyección de lechada de cemento en discontinuidades</p>	<p>40 ton/m²</p>
--	--	-----------------------------

<p>Roca poco fracturada vesicular presentando discontinuidades menores a 15cm, subyaciendo a poca profundidad por roca poco fracturada.</p>	<p>Inyección de lechada de cemento en discontinuidades.</p>	<p>40 ton/m²</p>
---	---	-----------------------------

<p>Roca poco fracturada vesicular de espesor importante presentando discontinuidades menores a 10cm, subyacida por roca fracturada muy vesicular con gran cantidad de discontinuidades entre 5 y 20 cm.</p>	<p>Inyección de lechada de cemento en discontinuidades.</p>	<p>40 ton/m²</p>
---	---	-----------------------------

<p>Roca poco fracturada vesicular presentando discontinuidades menores a 10cm, subyacida por una cavidad mayor a 50cm y bajo la cavidad roca poco fracturada con oquedades menores a 15cm.</p>	<p>Demolición de la cavidad y relleno con concreto ciclópeo.</p>	<p>40 ton/m²</p>
--	--	-----------------------------

<p>Roca fracturada muy vesicular presentando gran cantidad de discontinuidades entre 5 y 25cm subyacida a poca profundidad por roca poco fracturada vesicular con discontinuidades menores a 10cm.</p>	<p>Demolición de la parte superior, y relleno con concreto ciclópeo</p>	<p>40 ton/m²</p>
--	---	-----------------------------

<p>Roca poco facturada de poco espesor subyacida por roca poco fracturada vesicular con oquedades sucesivas menores a 15cm</p>	<p>Inyección de las oquedades con lechada de cemento</p>	<p>20 ton/ m²</p>
--	--	------------------------------

Roca poco fracturada vesicular de espesor reducido, discontinuidades menores a 10 cm, subyacida por roca fracturada muy vesicular con gran cantidad de discontinuidades entre 5 y 20 cm	Inyección de lechada de cemento.	20 ton/m ²
Roca fracturada muy vesicular con gran cantidad de discontinuidades entre 5 y 20 cm	Inyección de lechada de cemento	20 ton/m ²

Se efectuará la revisión de las condiciones de la roca al nivel de desplante por parte de un ingeniero especialista. Para el desplante de la cimentación deberá hacerse un levantamiento indicando la calidad, homogeneidad y fracturamiento de la roca, así como cualquier observación relevante.

Paralelamente al paso anterior, se recomiendan hacer sondeos de verificación con equipo neumático, cuya profundidad media a partir del nivel de desplante será de dos veces el ancho de la zapata considerando el diseño con presión de 20 ton/m².

Se realizaran los tratamientos para mejoras las condiciones de desplante que indique el especialista y una vez terminados se colocaran el armado de las zapatas y se colara a la brevedad posible.

El espesor de los rellenos detectados en los sondeos neumáticos realizados son los siguientes: en el SN-1 de 60 cm, en el sondeo SN-2 de 1.6 m, en el sondeo SN-3 de 1.0 m, en el sondeo SN-4 de 2.4 m y en el sondeo SN-5 de 2.2 m, tomando en cuenta que todos los sondeos se efectuaron por debajo del nivel de banquetta, excepto el sondeo SN-1 que se realizo a nivel banquetta.

Considerando todo lo antes mencionado se establece que la zona más desfavorable del predio es la zona poniente donde se realizaron los sondeos SN-5 y SN-4, detectándose espesores de relleno hasta de 2.4 m, y el brocal del sondeo se encuentra aprox. 3 m por debajo del nivel de banquetta, por lo que en esta zona se recomienda hacer un recorte hasta el contacto con la roca en estado natural y restituir la zona que se sobre excave por un relleno de concreto ciclopeo en toda la zona poniente, la cual será limitada en el momento de la excavación.

Finalmente se establece la importancia de contar con un plano topográfico actualizado que permita establecer los niveles de proyecto y los niveles de corte requeridos por el mismo.

VII.- ESTABILIDAD DEL TALUD

VII. ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA.

7.1. Principios básicos en la falla de taludes.

En el diseño óptimo de taludes excavados en roca se intenta determinar el ángulo de talud más apropiado como función de la altura del mismo. Para hacer esto, es necesario asumir un modo de comportamiento de la masa rocosa. Una gran parte del trabajo de investigación en este campo se ha hecho postulando que la masa rocosa se comporta como un medio elástico continuo. Sin embargo, al tratar de obtener resultados prácticos, este enfoque tiene grandes limitaciones, principalmente debido a que nuestro conocimiento de las propiedades mecánicas de las masas rocosas es todavía muy limitado.

Mucho más realista entonces resulta el enfoque contrario, que considera que, en términos generales, el comportamiento de una masa rocosa está dominado por discontinuidades: planos de fallas, fracturas, planos de estratificación, etc. La masa rocosa es así un medio discontinuo, cuyas propiedades mecánicas revelan una resistencia considerablemente menor que la de la roca intacta o sana. Este enfoque es el más utilizado en el diseño práctico de taludes excavados en roca.

Debe destacarse, sin embargo, la importancia que la mecánica del medio continuo ha tenido en la investigación. Por ejemplo, de desplazamientos globales en la masa rocosa, o en esquemas de flujo del agua subterránea, en donde se pueden aplicar ciertos métodos numéricos tales como la técnica de elementos finitos.

7.2. Relación entre la altura máxima y el ángulo de un talud.

Aún cuando la estabilidad de una masa rocosa puede estar enteramente dominada por discontinuidades geológicas, también hay situaciones en que la orientación e inclinación de estas discontinuidades es tal que un deslizamiento simple de bloques, tajadas o cuñas no es posible. El proceso de falla o derrumbe de tales taludes consistiría entonces en una combinación entre el movimiento según esas discontinuidades, y la falla del material intacto o roca sana.

En tales casos, es posible esperar que taludes más altos y abruptos que los de una situación promedio puedan ser estables. De hecho esto ha sido confirmado de manera general por la evidencia práctica recogida en un gran número de minas a rajo abierto.

Esto puede ilustrarse en el gráfico de la figura 19 que muestra una relación típica (obviamente no exacta para cada caso) entre la altura máxima y el ángulo de taludes en "roca dura", que para tales condiciones aún son estables.

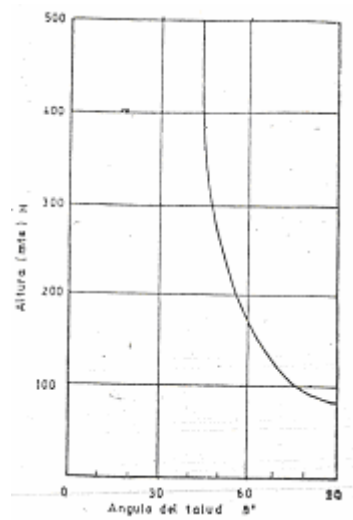


figura 19.

7.3. El rol de las discontinuidades en los procesos de falla.

La inclinación de las superficies de discontinuidad en las cuales puede ocurrir un deslizamiento puede llegar a tener una influencia dramática en la estabilidad de un determinado talud. Esta situación se ilustra en la figura 20, que muestra la variación de la altura crítica de un talud vertical en función del ángulo de inclinación de una discontinuidad plana, para taludes secos y saturados según datos de Hoek.

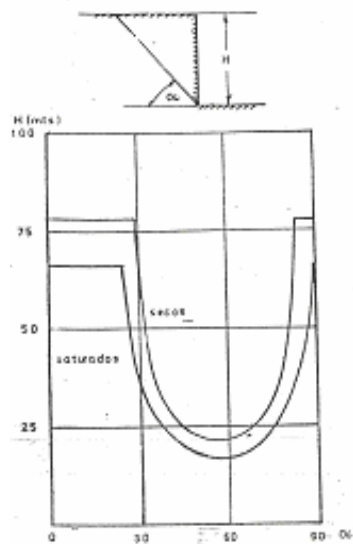


figura 20.

Este gráfico muestra que, por ejemplo, cuando la inclinación de la discontinuidad es de 50° con respecto a la horizontal en ambas curvas la altura crítica de un talud disminuye a aproximadamente la cuarta parte de la altura crítica del caso en que la discontinuidad es vertical u horizontal. La detección de estos rasgos geológicos es entonces de fundamental importancia en los estudios de estabilidad.

7.4. Propiedades mecánicas fundamentales.

Las propiedades mecánicas más importantes en relación al análisis de la estabilidad de taludes son: el ángulo de fricción, la cohesión y la densidad de las masas rocosas.

Para la definición de fricción y cohesión podemos recurrir a la figura 21, que ilustra la variación de la resistencia a cizalle o corte τ , con la fatiga normal σ . τ es entonces la fuerza por unidad de área requerida para producir el deslizamiento a lo largo de una discontinuidad en presencia de σ (fuerza normal por unidad de área), según se muestra en la misma figura.

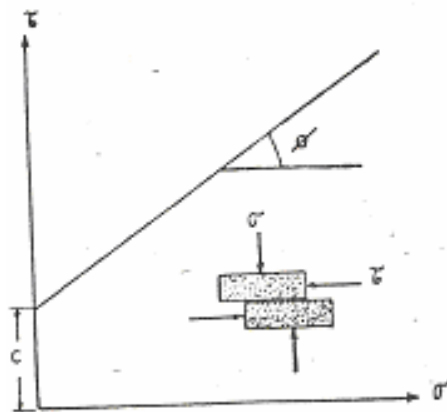


figura 21

Este gráfico es sólo una relación aproximada, dado que en la mayoría de los casos prácticos la dependencia que aquí se ilustra como lineal es más bien curva. La pendiente de esta línea es el ángulo de fricción ϕ , mientras que la cohesión τ es el valor de la resistencia de cizalle cuando la fatiga normal σ es nula. Este es el caso, por ejemplo, cuando la superficie de discontinuidad se encuentra cementada, en donde se requiere un τ finito con $\sigma = 0$ para producir el deslizamiento.

En consecuencia, la relación entre τ y σ está dada por:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad [1]$$

En orden de ilustrar el mecanismo de deslizamiento simple, consideremos un bloque de peso w que descansa en una superficie inclinada de ángulo α con respecto a la horizontal según la figura 22.

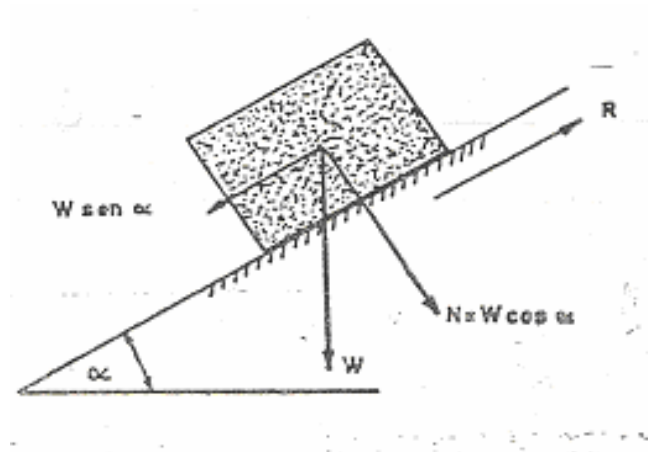


figura 22.

La fatiga normal, esto es la fuerza por unidad de área que actúa en forma perpendicular a la superficie de deslizamiento, está dada por:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{W \cos \alpha}{A} \quad [2]$$

donde A es el área basal del bloque.

La resistencia al cizalle o corte será entonces de [1] y [2]

$$\tau = c + \frac{W \cos \alpha}{A} \operatorname{tg} \phi$$

y la fuerza resistente que se opone al deslizamiento está dada por:

$$R = \tau A = c A + w \cos \alpha \operatorname{tg} \phi \quad [4]$$

Cuando el bloque se encuentra a punto de empezar a desplazarse decimos que se ha alcanzado una condición de "Equilibrio Límite". En dicha condición la fuerza perturbadora (que induce desplazamiento) es igual a la fuerza resistente.

$$W \operatorname{sen} \alpha = c A + w \cos \alpha \operatorname{tg} \phi \quad [5]$$

Si la cohesión c es nula. La condición de equilibrio límite se transforma en:

$$\alpha = \phi \quad [6]$$

7.5. Presión de pozos y fatiga efectiva.

Dependiendo de una serie de factores tales como el régimen del escurrimiento de aguas superficiales y napas subterráneas, los poros o cavidades existentes entre los granos de un determinado material que pueden contener agua a presión. Esta presión de agua μ , llamada también presión intersticial o de poros, actúa en todas direcciones. En particular lo hace en dirección contraria a la fatiga normal actuante entre las caras opuestas de una cavidad o una discontinuidad en la masa rocosa.

Esta última situación se indica de manera esquemática en la figura 23, que muestra el efecto de la presión de agua μ en una muestra de roca que es sometida a cizalle, según una superficie de falla.

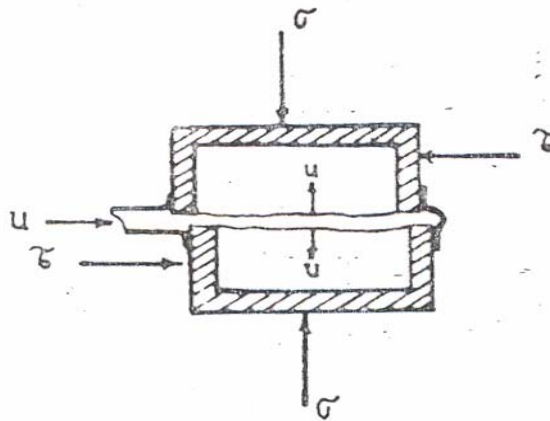


figura 23

La fatiga normal σ (fatiga total) que actúa en la superficie de falla se reduce a la fatiga efectiva (σ, μ) , que es la que efectivamente actúa normal a la superficie. En consecuencia, la relación [1] se transforma en:

$$\tau = c + (\tau \mu) \operatorname{tg} \phi \quad [7]$$

Vemos entonces que la presencia de μ produce una disminución de la resistencia al deslizamiento. En relación al ángulo de fricción ϕ y la cohesión c debe notarse que:

- En la mayoría de las rocas duras, así como en muchos suelos arenosos y gravas, c y ϕ no cambian con la presencia de agua μ : la disminución de resistencia al cizalle τ se debe casi enteramente a μ (disminución de la fatiga normal de σ a σ, μ). En consecuencia, lo fundamental es la presión del agua μ y no el contenido de agua o humedad.

- En rocas blandas y arcillas, c y ϕ a su vez varían con el contenido de agua, lo cual, además del efecto directo de μ , produce una disminución adicional en la resistencia τ

7.6. Efecto de la presión de agua en una grieta de tensión.

Podemos estudiar este problema utilizando el mismo análisis elemental del caso de un bloque que descansa en un plano inclinado, según la figura 24 este bloque se encuentra separado de la masa rocosa mediante una grieta de tensión, que a su vez está llena de agua.

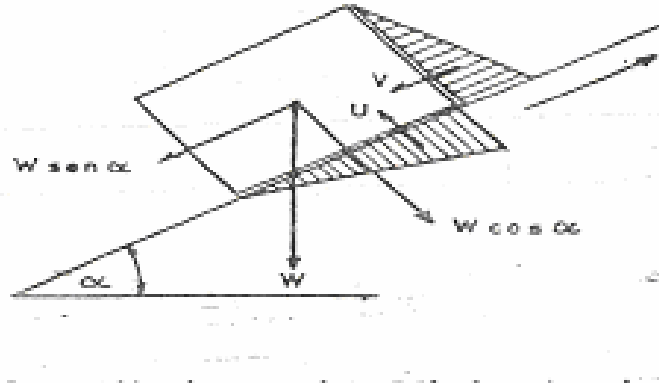


figura 24.

La presión de agua dentro de la grieta de tensión aumenta linealmente con la profundidad. En otras palabras, es una distribución hidrostática de presiones. Si como es una hipótesis habitual, la presión hidrostática del fondo de la grieta puede transmitirse hacia la base del bloque, dicha presión se disipa a su vez a lo largo del plano inclinado hasta anularse en contacto con la presión atmosférica. En la base del bloque tenemos entonces una nueva distribución lineal de presiones de agua.

Las fuerzas totales resultantes de estas dos distribuciones de presiones son U y V , como la condición de equilibrio límite puede escribirse en este caso:

$$W \operatorname{sen} \alpha + V = c A + (W \cos \alpha^U) \operatorname{tg} \phi \quad [8]$$

Ambas fuerzas, U y V , reducen la estabilidad puesto que U disminuye la fuerza resistente y V aumenta la fuerza perturbadora que induce al deslizamiento.

7.7. Estabilización mediante reforzamiento.

Uno de los métodos más efectivos para estabilizar bloques o cuñas localizados sobre discontinuidades de deslizamiento potencial es el uso de pernos o cables de anclaje tensionados.

Continuando con la mecánica elemental de deslizamiento de un bloque, consideremos el efecto que sobre él ejerce un perno de anclaje cuya dirección hace un ángulo β con respecto al plano de eventual deslizamiento, tal como se esquematiza en la figura 25.

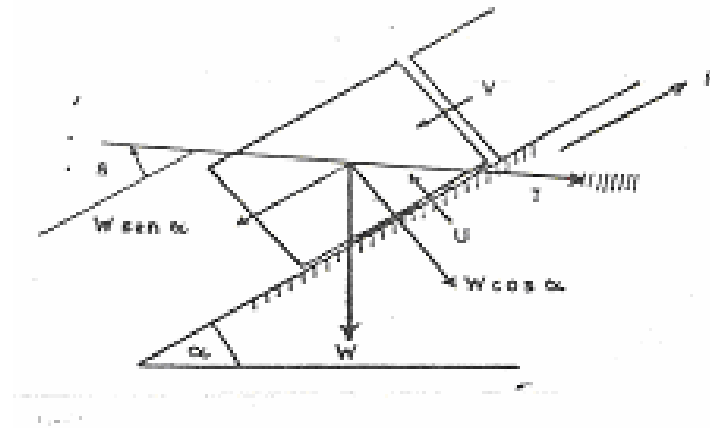


figura 25

El perno de anclaje ha sido tensado hasta aplicar una fuerza T , y asumimos que las fuerza U y V previamente discutidas también están presentes. La condición de equilibrio límite se escribe entonces:

$$W \operatorname{sen} \alpha + V T \cos \beta = cA + (w \cos \alpha U + T \operatorname{sen} \beta) \quad [9]$$

En consecuencia, la tensión aplicada por el perno produce un doble beneficio: reduce la fuerza perturbadora en $T \cos \beta$ y al mismo tiempo aumenta la fuerza resistente en $T \operatorname{sen} \beta \operatorname{tg} \phi$.

La orientación óptima del perno de anclaje, β , será aquella que requiere una tensión T mínima. Derivando la ecuación [9] con respecto a β se encuentra que:

$$\beta \text{ óptimo} = \phi$$

7.8. El factor de seguridad.

Todo el análisis previo de estabilidad se ha basado en la condición de equilibrio límite. Esto sugiere la necesidad de definir un índice o factor que entregue una idea de la estabilidad de un talud bajo otras condiciones, además de la definida como equilibrio límite. Puede definirse así un factor de seguridad, F , como la razón entre la fuerza total que se opone al deslizamiento (resistente) y la fuerza total que lo induce (perturbadora).

En el caso del bloque, sometido a las fuerzas W , U , V , y T , el factor de seguridad será:

$$F = \frac{cA + (w \cos \alpha U + T \sin \beta) \tan \phi}{W \sin \alpha + V T \cos \beta} \quad [11]$$

La condición de equilibrio límite está representada entonces por $F = 1$ y teóricamente cualquier talud cuyo factor de seguridad sea mayor que la unidad será estable. Esto plantea problemas vitales que se discuten brevemente a continuación.

Una primera cuestión fundamental es determinar qué valor de F puede considerarse aceptable en un caso práctico. Dada la incertidumbre que hay, primero en la elección de un modelo para representar un proceso físico (por ejemplo, el deslizamiento simple de nuestro bloque), y segundo, en la información entregada al modelo (ángulo de fricción, cohesión, densidad, etc.), debe reconocerse que el valor calculado para F no tiene un sentido absoluto.

Por esta razón, muchos autores, McMahon, entre otros, han sugerido la necesidad de un enfoque probabilístico para evaluar la seguridad de un talud en base a la variación de cada uno de los parámetros que controlan la estabilidad. Sin embargo, esto está aún lejos de ser una operación rutinaria, principalmente debido a las dificultades para obtener una información completa que permita efectuar un análisis estadístico consistente para todos los parámetros involucrados.

Lo más adecuado es, por ahora, efectuar un análisis de sensibilidad para detectar la influencia de cada variable sobre la estabilidad del talud, a partir de un amplio rango de condiciones. Esto permite obtener, no factores de valor absoluto, sino que relativos y con precisión razonable. Tal información, junto a una dosis de buen sentido, generalmente permiten efectuar un diseño adecuado y con significado práctico.

7.9. Falla rotacional o de volteo.

El factor de seguridad que se ha discutido recién tiene como limitación estar basado en la falla por deslizamiento del bloque solamente y no considera por tanto la falla por rotación o volteo. La condición elemental para este último modo de falla, en el caso de un bloque que descansa sobre un plano inclinado, se muestra en la figura 26.

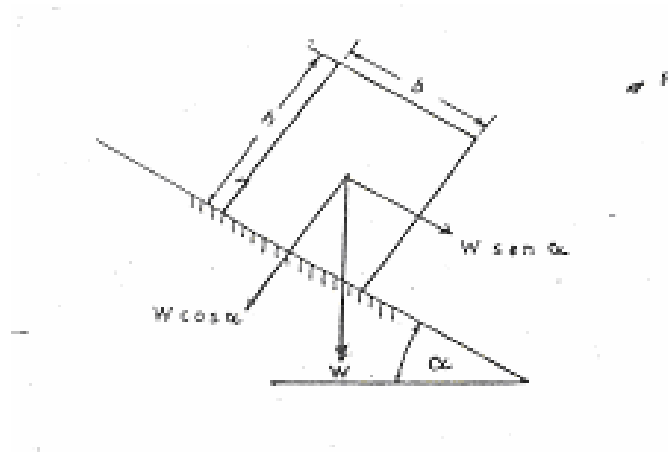


figura 26

El bloque caerá por volteo cuando la inclinación del plano, α , sea tal que el vector peso del bloque, W , pase por afuera de la base del mismo. Esto ocurre cuando:

$$\text{Tg } \alpha > \frac{b}{h}$$

Considerando la influencia que este modo de falla idealizado puede tener en problemas reales, lo que de hecho ocurre es una falla por volteo de estructuras columnares que se hayan formado debido a una particular geología estructural.

El comportamiento real es sin duda mucho más complejo, incluyendo desplazamientos en cualquier discontinuidad y acomodación de bloques.

El uso de cables o pernos de anclaje también es muy adecuado para reforzar taludes en este tipo de terrenos, uniendo mediante ello varias columnas para producir unidades estructurales de mayores dimensiones, que pueden ser más estables.

7.10. Falla según una discontinuidad plana.

La falla según un plano de discontinuidad es un fenómeno de ocurrencia relativamente raro en taludes excavados en roca debido a que sólo en ciertas ocasiones se cumplen todas las condiciones geométricas requeridas para tal modo de falla. La falla tipo cuña es un caso más general, cuyo análisis admitiría la falla plana como un caso especial.

Sin embargo, no se debe desconocer que la falla plana ocurre en ocasiones, especialmente cuando existe un control preponderante por parte de una discontinuidad estructural. Además, este tipo de análisis es particularmente útil para demostrar la sensibilidad del talud ante cambios en la resistencia al cizalle o en las condiciones del agua subterránea. Dicha sensibilidad no es obvia, en otros tipos de análisis más complejos.

7.11. Condiciones geométricas.

Las siguientes condiciones deben cumplirse para que el deslizamiento ocurra según un plano individual.

- El plano de deslizamiento debe tener un rumbo paralelo, o dentro de $\pm 20^\circ$, con respecto al de la cara del talud.
- El plano de deslizamiento debe asomar en la cara del talud, es decir, su buzamiento o inclinación debe ser menor que el ángulo del talud. En la figura 27, esta condición se expresa como: $\alpha < \beta$.

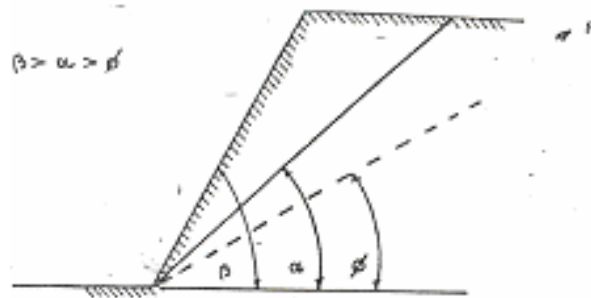


figura 27.

- La inclinación del plano de falla debe ser mayor que el ángulo de fricción en ese plano, esto es $\alpha > \phi$. Comparar con la condición de equilibrio límite en ausencia de cohesión, $\alpha = \phi$, según ecuación [6] . En definitiva entonces, se requiere $\beta > \alpha > \phi$.
- Para que el plano de deslizamiento no tenga una extensión ilimitada, debe haber superficies de desprendimiento laterales cuya resistencia al deslizamiento sea despreciable, la que se indican en la figura 28. Tales superficies no se requieren en el caso de la "nariz" de un talud, donde un plano de falla tendría una extensión finita.

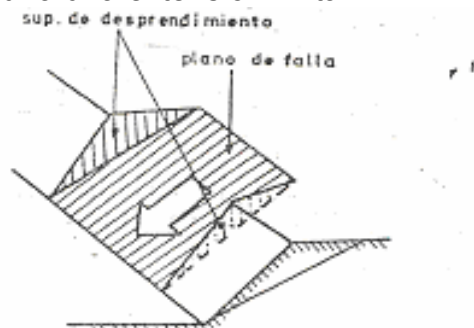


figura 28.

7.12. Postulados del análisis.

Con relación a la figura 29, el análisis de la falla plana de un talud se efectúa asumiendo lo siguiente:

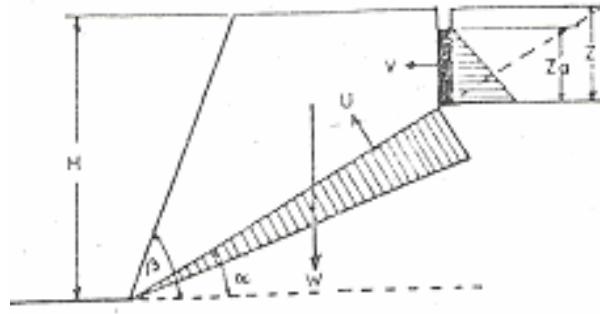


figura 29.

- Existe una grieta de tensión de profundidad Z en la superficie superior del talud, cuyo rumbo es paralelo al de la cara del talud.
- La grieta de tensión es vertical, y está llena de agua en una profundidad Z_a .
- El agua entra a la superficie de deslizamiento por el fondo de la grieta de tensión y escurre escapando a presión atmosférica en la cara del talud. Las distribuciones de presión se muestran en la misma figura 29.
- Todas las fuerzas presentes (W , U , V) actúan a través del centro de gravedad de la masa que desliza, es decir, no hay momentos que tiendan a producir rotación.
- La resistencia al cizalle en la superficie de deslizamiento se define en términos de cohesión y fricción, según la ecuación [1], esto es: $\tau = c + \sigma \text{tg } \phi$.
- El análisis es bidimensional, es decir, se aplica a una tajada del talud de grosor unitario.

El factor de seguridad de este talud se define en forma similar a la deducción de la ecuación [11], excepto que T no está presente y V es ahora horizontal, puesto que la grieta de tensión es vertical, es decir.

$$F = \frac{cA + (w \cos \alpha U + T \sin \beta) \text{tg } \phi}{W \sin \alpha + V T \cos \alpha} \quad [13]$$

En este caso, A es el área de la superficie de deslizamiento. En dos dimensiones es la longitud desde el fondo de la grieta al pie del talud, según la figura 29. El peso de la masa deslizante es W , A y W se calculan a partir de la geometría indicada y la densidad de la masa rocosa. Además, la fuerza total ejercida por una distribución de presión de agua es igual al área de la distribución (triángulos), obteniéndose:

$$V = \frac{1}{2} \gamma_a Z_a^2 \quad [14]$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_a Z_a A \quad [15]$$

donde γ_a es la densidad del agua.

El factor de seguridad recién definido puede aplicarse a diversos casos particulares, ya sea en que U , V o c estén ausentes. Para el caso de un talud seco sostenido por fricción solamente la ecuación [13] da:

$$F = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

expresión que es consistente con la condición de equilibrio límite, ecuación [6] , en nuestro previo análisis elemental de un bloque.

El factor de seguridad, F , debe utilizarse de preferencia para estudios de sensibilidad. El problema de definir un valor aceptable de F para que un talud sea estable, por ejemplo entre 1.3 a 2.0, es función de la confianza que inspiran el modelo de análisis utilizado y la información que se le entrega. Cuando después de un análisis simple persiste una considerable duda, lo más razonable será recurrir a técnicas más complejas y/o a los servicios especializados que puedan estar disponibles.

7.13. Falla tipo cuña.

Este tipo de falla, más frecuente que la anterior, se puede originar cuando existe al menos dos planos de discontinuidad preponderantes que al intersectarse producen una cuña que puede deslizarse hacia fuera del talud, como lo indica la figura 30 este es el caso cuando los planos de discontinuidad tienen rumbos bastante diferentes (fuera de $\pm 20^\circ$) al de la cara del talud.

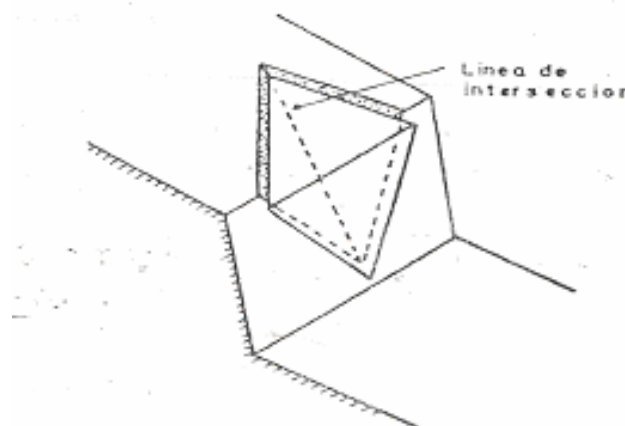


figura 30

En el análisis [5] simple que sigue asumimos que el ángulo de fricción es el mismo en ambos planos y que no hay cohesión (una hipótesis conservadora).

La figura 30a muestra una sección vertical que pasa por la línea de intersección de ambos planos. La condición requerida para que el deslizamiento ocurra es:

$$\beta_1 > \alpha_1 > \phi \quad [17]$$

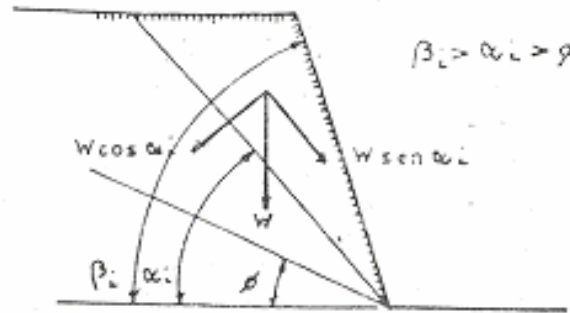


figura 30a

en donde β_1 y α_1 son el ángulo del talud y la inclinación de la línea de intersección medidos en esa particular sección, y ϕ es el ángulo de fricción.

Nótese la semejanza entre la expresión [17] y la condición para falla plana. En la misma figura se indican las componentes del peso W en direcciones normal y paralela a la línea de intersección.

Considerando una sección perpendicular a la línea de intersección de ambos planos, figura 30b, podemos calcular el factor de seguridad en función de las fuerzas o reacciones normales a cada plano. R_A , R_B , y la fuerza $W \text{ sen } \alpha_1$, esto es:

$$F = \frac{(R_A + R_B) \text{tg} \phi}{W \text{ sen } \alpha_1} \quad [18]$$

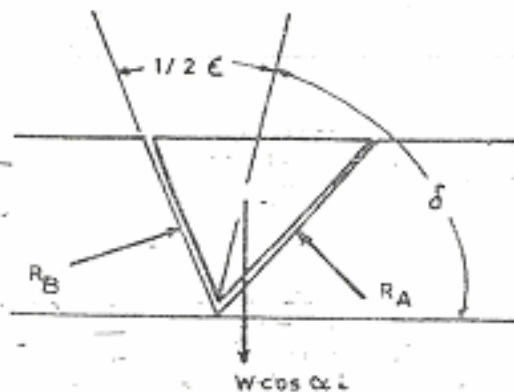


figura 30b

Debemos obtener entonces R_A y R_B en función de W y la geometría de la cuña (ángulo de volteo δ y ángulo de la cuña ε).

Resolviendo para las fuerzas horizontales se tiene:

$$R_A \operatorname{sen} (\delta - \frac{1}{2} \varepsilon) = R_B \operatorname{sen} [180 - (\delta + \frac{1}{2} \varepsilon)] = R_B \operatorname{sen} (\delta + \frac{1}{2} \varepsilon) \quad [19]$$

y para las fuerzas verticales:

$$R_A \cos (\delta - \frac{1}{2} \varepsilon) - R_B \cos (\delta + \frac{1}{2} \varepsilon) = W \cos \alpha_1 \quad [20]$$

de donde:

$$R_A + R_B = \frac{W \cos \alpha_1 \operatorname{sen} \delta}{\operatorname{Sen} 1/2\varepsilon} \quad [21]$$

y finalmente:

$$F = \frac{\operatorname{sen} \delta * \operatorname{tg} \varnothing}{\operatorname{sen} \frac{1}{2}\varepsilon \operatorname{tg} \alpha_1} \quad [22]$$

Comparando esta expresión con [16] , vemos que ella es de la forma:

$$F_c = K * F_v \quad [23]$$

donde F_c es el factor de seguridad de la cuña, F_v el de una eventual falla plana de un talud cuyo ángulo es β_1 y en que la discontinuidad tiene un buzamiento o manto α_1 . El coeficiente K es en general mayor que la unidad, puesto que de la figura 30b vemos que $\delta > 1/2 \varepsilon$. Es decir, $F_c > F_v$, y así el efecto de cuña ha aumentado el factor de seguridad comparado con esa hipotética falla plana.

Las expresiones [22] y [23] muestran además que la falla plana puede considerarse como un caso particular de la falla de una cuña. En efecto, la falla plana puede describirse como la de una cuña cuyos dos planos coinciden, esto es: $\varepsilon = 180^\circ$. Si además $\delta = \frac{1}{2} \varepsilon$, $\varepsilon = 90^\circ$, entonces $K = 1$ y $F_c = F_v$.

Por último, debe mencionarse que los ángulos δ y ε se determinan mediante proyección estereográfica. Existen ábacos para determinar el coeficiente K que facilitan el cálculo iterativo y cartas de diseño simple muy expeditas.

7.14. Falla circular.

Los taludes excavados en roca son susceptibles de experimentar, principalmente, procesos de falla de los tipos previamente discutidos, con un fuerte control de la geología estructural. Sin embargo, existen otros dos problemas en el área minera que involucran la presencia de materiales menos resistentes, tales como suelos de sobrecarga y botaderos de lastre, en donde no existen estructuras dominantes, y la superficie de falla busca libremente el camino de menor resistencia a través del talud.

Se ha observado que en tales circunstancias la superficie de falla se acerca a una forma circular, según la práctica aceptada en Mecánica de Suelos aplicada a taludes. Tal comportamiento puede encontrarse en la roca fragmentada que forma un botadero de lastre o de ripios, suelos de sobrecarga en un talud, o incluso en ciertos taludes excavados en roca altamente alterada o meteorizada que hayan perdido un control estructural definido.

VIII.-PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



VIII. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

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

1. Se efectuará una limpieza general mínimo de 0.30 m, el cual variará en algunas zona donde se encontraron materiales orgánico por la presencia de vegetación los cuales deberán ser extraídos y retirados de la obra.
2. Posteriormente se procederá a la excavación y corte del macizo rocoso a nivel de proyecto del sótano, utilizando una retroexcavadora con equipo adecuado (martillo), en la figura 3 se presenta la sección requerida de corte y donde se muestra que se requiere de un corte de la roca para llegar al nivel de desplante.
3. Los taludes para las cepas de las zapatas se podrán realizar con cortes verticales.
4. Al alcanzar la profundidad de desplante se retirará todo el material suelto, donde se podrá observar como toda la superficie se encuentra de forma irregular, por lo cual se colocara un concreto ciclópeo o una plantilla de concreto de $f'c$ de 100 kg/cm^2 , a la brevedad posible para dejar una superficie uniforme. Lo anterior dependerá de la irregularidad que se encuentre al nivel de desplante de la zapata, pero previamente deberá realizarse un sondeo de verificación al centro de la zapata.
5. Se procederá a colocar el armado y a colar las trabes de cimentación, el mismo corte vertical de las cepas funcionara como cimbra para el colado de estas trabes.

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

1. Se despalmará la superficie completa dentro del área en que se efectuará el movimiento de tierras a una profundidad suficiente para retirar el material de capa vegetal y rellenos de mala calidad que se tienen superficialmente en el terreno. El material producto de despalme que contenga materia orgánica se retirará del área al lugar indicado por la dirección de obra.
2. En el áreas en las que se vaya a colocar el terraplén, antes de su construcción se deberá retirarse todos los boleos de roca suelta de la superficie del terreno natural y colocar el material de banco (tepetate), compactándolo al 95% próctor estándar.
3. Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc. reponiéndose en caso de que se dañen o alteren.

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

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

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 compactarán al 96%, de su peso volumétrico seco máximo según la prueba próctor estándar; hasta alcanzar el lecho inferior del nivel de proyecto, compactada al 96 % de la prueba porter.

8.1. Excavación en roca para zapatas

Las zapatas de cimentación en ningún caso deberán desplantarse sobre tierra vegetal, materiales sueltos o roca superficial muy alterada. La profundidad mínima de desplante en roca será de 0.30 m, bajo el nivel de piso terminado, cuya excavación se hará con equipo mecánico.

Alcanza la profundidad de desplante de las zapatas, se procederá a extraer el material suelto de fondo de la excavación y se iniciará el colado de la pantalla de concreto simple con $f'c$ 0 100 Kg./cm², de 5 cm de espesor, y después del fraguado de la misma, se podrá iniciar la colocación del armado y cimbrado, así como el colado de la zapata y contratrabes, según las indicaciones del proyecto estructural.

Durante la construcción de la zapata deberán dejarse las preparaciones necesarias para la liga estructural con el armado de muros o columnas.

Las dimensiones, geometría y el acero de esfuerzo de las zapatas, así como de las contratrabes, serán de acuerdo con lo indicado en los planos estructurales correspondientes.

Cuarenta y ocho horas después de colada la zapata se procederá a rellenar los espacios existentes en la zona de la zapata con material arena limosa, hasta el nivel inferior compactación indicado más adelante.

8.1.1 Pilas de cimentación

Se construirán pilas de concreto armado, coladas en el sitio, rectas y de sección circular, cuya ubicación, características y dimensiones definitivas se indican en los planos estructurales correspondientes; la separación mínima entre pilas será de 3 veces su diámetro.

Para llevar a cabo la construcción de las pilas, deberán seguirse los lineamientos expuestos a continuación:

a) Perforación

Una vez localizado topográficamente el sitio donde se construirá cada pila, se instalará un equipo de perforación que cuente en su extremo inferior con una broca espiral o helicoidal, de diámetro igual al de la sección de la pila elegida, que garantice la perforación vertical, hasta alcanzar el nivel de desplante propuesto. Dada las características favorables de los materiales por atravesar, la perforación se hará desde el nivel de terreno natural, en seco y con ademe.

La pila deberá desplantarse sobre la roca sana, para lo cual será necesario emplear la herramienta apropiada a fin de disgregar y extraer el material suelto que cubre a la roca. Alcanzada la profundidad de desplante de cada pila, se verificará que se extraiga el material seleccionado como apoyo.

Antes de terminar la perforación deberá tenerse habilitado, para colocarse, el armado de la pila.

Terminada la perforación, y efectuada la limpieza del fondo de la misma, se procederá a la colocación del armado y el colado de la pila en un lapso máximo de 12 horas.

Nunca deberá construirse dos pilas simultáneamente con una distancia menor de 8 veces el diámetro entre ellas.

La perforación no deberá quedar abierta por más de 12 horas, por lo que, cuando se trate de un fin de semana o día festivo, se podrá iniciar dicha perforación, simple y cuando se tenga previsto el personal y material necesario para efectuar el colado de la pila.

b) Armado

Una vez que se tenga limpio y sin material suelto el pozo, se procederá a introducir el armado dentro de la misma en forma vertical. El recubrimiento de 7 cm se garantizará mediante la colocación de separadores de concreto con forma de roles ó donas, cuyos ejes deberán ser los estribos o zunchos del armado.

Introducido el armado, se deberá verificar que éste mantenga su posición vertical y su sección transversal en forma circular; enseguida, se procederá al colado de la pila.

c) Colado

Instalado el acero de refuerzo se procederá al colado, mismo que se efectuará mediante el uso de tubería “tremie”, la cual deberá tener un diámetro 8 veces mayor al del agregado grueso máximo, con espesores de pared entre 6 y 8 mm en tramos no mayores de 3.0 m; la tubería deberá ser perfectamente lisa por dentro, acoplada en toda su longitud, a fin de facilitar el flujo continuo y uniforme del colado, y así evitar que dicha tubería se atore en el armado previamente instalado.

Una vez instalado la tubería dentro de la perforación y antes de iniciar el colado, se colará en el fondo de una tolva instalada ex – profeso en el extremo superior de la tubería, un tapón deslizante o “diablo” (pelota de hule inflada), cuya función será evitar la segregación del concreto al iniciarse el colado.

Al empezar el colado, el extremo inferior de la tubería deberá quedar arriba del fondo de la perforación una distancia no mayor del diámetro de la tubería para que permita la salida del tapón y del primer volumen de concreto. Durante el colado, el extremo inferior de la tubería se mantendrá embebido dentro del concreto fresco como mínimo 50 cm; además, la operación del colado deberá realizarse en forma continua para evitar taponamiento y junta frías, llevándose para ello un registro continuo de los niveles reales de concreto alcanzados, especialmente en el momento de acortar la tubería.

El colado de la pila se efectuará hasta 20 cm por arriba del nivel de proyecto, con el fin de demoler posteriormente ésta altura adicional de concreto contaminando, y ligar el acero de refuerzo con el del dado, tal como lo indica los planos estructurales correspondientes. El concreto sano deberá penetrar un mínimo de 5 cm en el dado correspondiente.

El colado se suspenderá en el momento en que se garantice que la superficie, de concreto sano, se encuentre al nivel superior de proyecto de la pila.

Deberán evitarse recesos mayores de 30 minutos en el transcurso del colado con el fin de eliminar las juntas frías.

El concreto a utilizar, deberá tener un revenimiento mínimo de 18 cm y agregado máximo de 20 mm, cuya resistencia a 28 días será mínima de 250 Kg./cm². de ser necesario, se agregarán fluidificantes y retardador de fraguado para mejorar las características de fluidez del concreto, durante el tiempo que tome el colado de la pila completa.

8.2. Rellenos

El material que se empleará para rellenar bajo el sistema de piso o en las zonas de las zapatas, será arena limosa (tepetate), producto de banco, debiendo cumplir con las características siguientes:

Límite líquido	30% máximo
Porcentaje de material que pasa la malla 200	35% máximo (no plástico)
Tamaño máximo de las partículas	3" (7.62 cm)

Este relleno tendrá un espesor variable y se colocará en capas de espesor compacto máximo de 20 cm, compactadas al 90% con respecto a la norma AASHTO estándar T 99-74, variante " A " y energía específica de 6.02 Kg – cm/cm³. Las últimas dos capas del relleno deberán compactarse al 95% con respecto a la misma pruebas.

8.3. Pisos de los edificios.

El piso de los edificios estará constituido por un firme de concreto reforzado mediante una malla electrosoldada, apoyada directamente sobre la roca o sobre una capa subrasante de material arena limosa controlada y cementada (tepetate), de 20 cm de espesor, para nivel las protuberancias producto del corte de la roca, según las características y proceso de compactación.

Especificaciones

8.4. Grúa tipo viajera.

Considerando las características de la grúa que se pretende instalar, la cual transmitirá una carga de 95 toneladas que correrá sobre rieles los cuales estarán apoyados en una losa de concreto armado con un área en planta de 38m de largo por 8.70m de ancho y tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas propias del subsuelo en el sitio de interés, en particular la existencia de materiales de relleno colocados a volteo y sin ningún control constituidos por gravas y boleos de hasta un metro de diámetro, empacados en una matriz arcillosa de color café y gris oscuro, se juzga que la zona antes mencionada podrá resolverse mediante el empleo de la losa de cimentación apoyada sobre un mejoramiento de 0.50m de espesor, constituido por un concreto ciclópeo con una proporción de 70% boleos y 30% de concreto, con un área en planta igual a la losa proyectada de apoyo de la grúa (8.70 X 38m).

El objetivo del mejoramiento de concreto ciclópeo sobre el que se apoyará la grúa es: distribuir adecuadamente las cargas en el terreno de apoyo y darle más rigidez a la cimentación

Para lo anterior se excavará mínimo una profundidad de 0.5 m, se extraerá el material y se procederá a reutilizarlo para elaborar el concreto ciclópeo y volverlo a vaciar para que funcione como apoyo.

8.5. Concreto ciclópeo.

En las plataformas A-01, A-02, A-03 y A-04, se debe implementar:

Se debe retirar todo el material suelto, pedraplén artificial ó relleno mal compactado hasta el contacto con la roca en estado natural, a partir de este punto se colocará concreto ciclópeo para restituir la superficie original y emplear los recursos del terreno.

El proporcionamiento que se empleará será 50% de fragmentos de rocas con tamaño máximo de 8" y 50% de concreto con $F'c$ igual a 150 kg/cm².

8.5.1. Proceso de colocación.

El proceso de colocación será más rápido (que otras alternativas propuestas) y se requiere un revenimiento de 16 cm para garantizar su fluidez y que se eviten tener oquedades en el mismo, de esta forma se garantiza su continuidad.

Se deberá dar una pasada con un rodillo o equivalente para asegurar su unión si este llegará a fraguar rápido por la llegada de las ollas de suministro de concreto.

La altura de cada capa de concreto ciclópeo será del orden de 40 y 50 cm, para proseguir con la siguiente capa, esperar que vayan fraguando cuando el concreto alcance una temperatura media de 40 grados o menos necesaria para que desarrolle su resistencia y pueda soportar el peso que gravite sobre ésta y se coloque por encima de ella.

La secuela de construcción principia con una primera capa de concreto sobre la que se colocara fragmentos de roca y así sucesivamente, de tal forma que se tenga un proceso rápido y seguro, con un modulo de elasticidad suficiente para que tenga un comportamiento admisible en cuanto a deformaciones y que sean semejantes a la de la roca que se tiene en la misma plataforma.

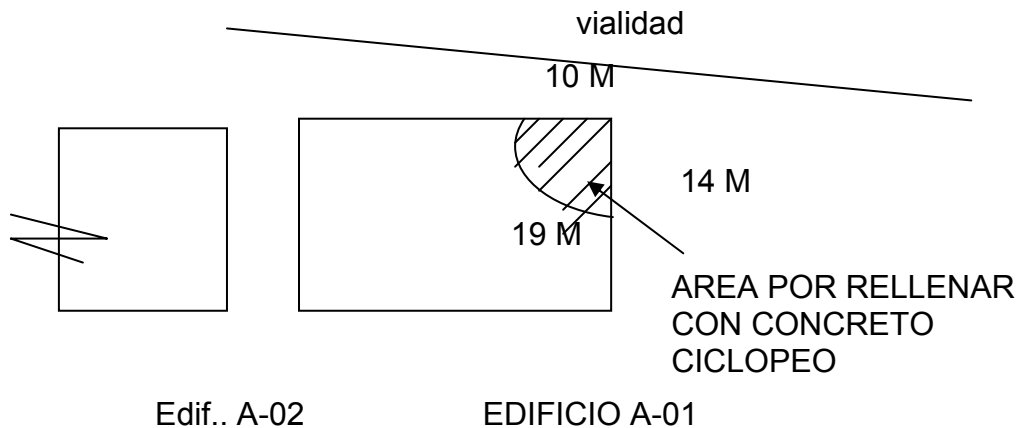
La segunda alternativa para el mejoramiento del material en dichas plataformas es emplear una grava cementada con cemento tipo I con 5% de cemento en peso, pero esta deberá quedar confinada por un elemento rígido que puede ser un concreto ciclópeo que la confine.

8.5.2 Plataforma A-01.

Con respecto al mejoramiento del material ubicado en la plataforma A-01 se recomienda limpiar toda la zona de rellenos sueltos que fueron bandeados, posteriormente se efectuara un escalonamiento para dejar superficies horizontales y colocar el mejoramiento.

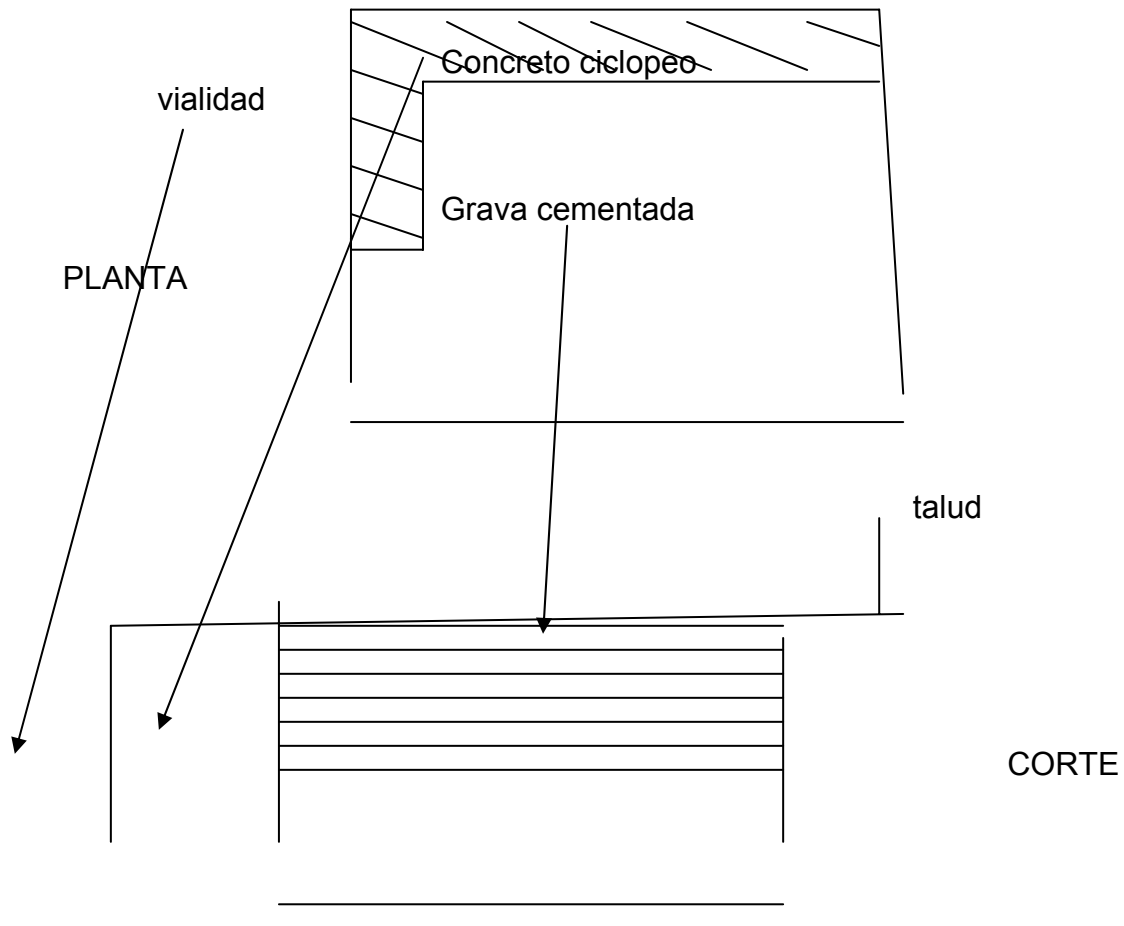
8.5.2.1.- Proceso de construcción.

Para restituir la zona de las esquinas Sur, se recomienda colocar concreto ciclópeo como se indica a continuación:



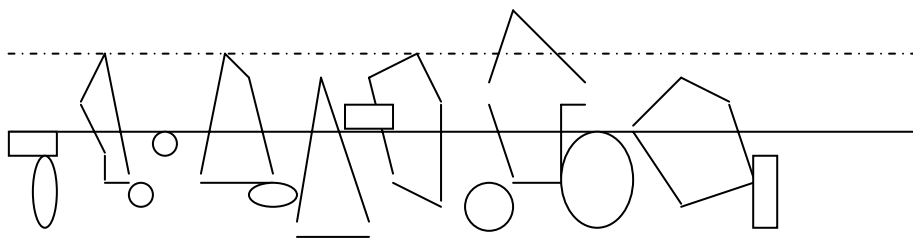
TALUD DEJADO POR EL CORTE REALIZADO

Se colocará el concreto ciclópeo en la zona antes mencionada por proceso constructivo, dado que la colocación y compactación en esta zona de la grava controlada cementada se dificulta, y podrá emplearse concreto de $f'c$ de 50 kg/cm^2 y colocando fragmentos de roca de tamaños mayores a 8 pulgadas, siempre y cuando se distribuyan en forma manual para garantizar la unión entre la roca, en caso de emplear maquinaria (retroexcavadora) para su mezclado se deberán limitar el tamaño de las partículas, de tal forma se uniformice la mezcla y no se tengan huecos en su matriz por quedar fragmentos de roca encimados sin liga de concreto. El concreto ciclópeo se colocara hasta el nivel de roca natural, y para completar el nivel de proyecto se rellenará con grava controlada cementada, la cual deberá estar confinada por un muro de concreto ciclópeo en forma de escuadra, como se indica a continuación.



El concreto ciclópeo podrá colarse capas de 40 cm cada doce horas, de tal forma que con el tiempo alcancen la resistencia adecuada para desarrollar su capacidad de carga y que la temperatura del concreto sea menor a los cuarenta grados suficiente para empezar su fraguado.

En ocasiones las aristas de las lajas y fragmentos de roca podrán quedar verticales, para que se desarrolle una superficie rugosa y permita una liga mas adecuada entre capas de concreto ciclópeo.



El área restante del área por mejorar se debe rellenar con grava controlada con cemento en una proporción del 95-5% en peso respectivamente, colocando

capas de 25 cm de espesor y compactadas al 98% de su peso volumétrico seco máximo.

Por proceso constructivo se puede realizar en forma simultanea tanto la colocación del concreto ciclópeo como la colocación de las capas de grava controlada con cemento.

El concreto ciclópeo debe ser una mezcla de fragmentos de roca del lugar con tamaños máximos de 8 pulgadas y concreto de $f'c$ de 150 kg/cm^2 con revenimiento de 16 cm, en una proporción del 50-50% respectivamente.

8.2.4. Grava controlada cementada.

La grava controlada cementada con cemento en una proporción del 5 % en peso uniformemente mezclado, que equivale a 100 Kg de cemento por cada metro cúbico de grava controlada, compactada al 98% de su peso volumétrico seco máximo y debe tener las siguientes condiciones:

% de cemento en peso	Peso Volumétrico γ en T/m^3	Esfuerzo en kg/cm^2		
		3 días	7 días	14 días
5 %	1.95	30.0	39.1	40.5

Se recomienda que la grava controlada tenga las mismas características de una base en cuanto a la granulometría, con un contenido de agua del 20%.

8.7.- Plataforma A-02.

8.7.1. Proceso de construcción.

En la plataforma de la torre 02 se dejara una costilla de roca existente que funcionará como cimbra para contener al concreto ciclópeo que se recomendó colocar en esta zona o bien se excavará su totalidad y se cimbrará.

Este proceso se recomienda ampliamente tomando en cuenta la rigidez que proporciona el concreto ciclópeo, y que es equivalente al modulo de elasticidad de la roca del lugar.

La secuela de construcción del concreto ciclópeo principia con una primera capa de concreto sobre la que se colocara fragmentos de roca y así sucesivamente, de tal forma que se tenga un proceso rápido y seguro, con un modulo de elasticidad suficiente para que tenga un comportamiento admisible en cuanto a deformaciones y que sean semejantes a la de la roca que aflora y se tiene en la misma plataforma.

En las orillas de las plataformas mejoradas donde se tenga la unión entre la roca existente y el concreto ciclópeo colocado se deberá vaciar una lechada de cemento que garantice la interacción entre estos.

8.8. Plataformas A-03 y A04

Con respecto a las plataformas de las torres 03 y 04, en estas zonas se retirarán todos los materiales de relleno de gravas y boleos producto de la trituración (pedraplen) que fue bandeado y colocado para dejar superficies horizontales.

8.8.1. Plataforma A-03.

En la plataforma A-03 se deberá colocar el concreto ciclópeo en toda la zona deprimida, para poder dejar una superficie uniforme que por proceso constructivo facilite la colocación y compactación de la grava controlada cementada. En el área de desplante podrá emplearse concreto de $f'c$ de 100 kg/cm^2 y colocando fragmentos de roca de tamaños mayores a 8 pulgadas, siempre y cuando se distribuyan en forma manual para garantizar la unión entre la roca, en caso de emplear maquinaria (retroexcavadora) para su mezclado se deberán limitar el tamaño de las partículas, de tal forma se uniformice la mezcla y no se tengan huecos en su matriz por quedar fragmentos de roca encimados sin liga de concreto.

En ocasiones las aristas de las lajas de roca podrán quedar verticales, para que se desarrolle una superficie rugosa y permita una liga mas adecuada entre capas de concreto ciclópeo.

8.8.2. Plataforma A-04.

Para la plataforma A-04 se recomienda para alcanzar el nivel de proyecto el utilizar grava controlada cementada con las características ya establecidas.

8.9. Plataforma A-09.

En la plataforma A-09, tomando en cuenta la superficie que se desarrolla en este lugar, donde se tienen diferentes niveles por la topografía, y por el corte realizado, establece que por factibilidad y rentabilidad del proyecto se cambie cambiar el nivel de proyecto de piso terminado para reducir el numero de anclas y el mejoramiento de materiales requerido para soportar un muro de contención, que se debe desplantar sobre la roca la cual presenta una superficie irregular y una estatificación anisotrópica, que de acuerdo a la estabilidad de taludes no es favorable para el sembrado del Edificio antes mencionado.

Los edificios requieren que tengan una superficie de apoyo homogénea para su cimentación, capaz de soportar fuerzas de tensión y compresión que estarán sometidos cuando se presente un sismo, de otra manera si la superficie de apoyo tiene diferentes propiedades mecánicas (resistencia, deformación y modulo de elasticidad) provocará deformaciones y asentamientos de tipo elástico que no ponen en riesgo la estabilidad del edificio, pero sin embargo ocasionara fisuras en toda la estructura.

8.10. Plataforma A-05.

Con relación al Edificio A-05 es necesario cambiar el nivel de desplante, dado que en esta zona se tienen materiales de relleno redepositados y que no tienen las mismas características, por lo que se recomienda retirar todo el material existente hasta el contacto con la roca, de esta manera se reduce la altura del muro de contención y el relleno de la plataforma para alcanzar el nivel propuesto inicialmente.

8.11. Plataforma A-10.

Para la plataforma A-10, donde se tiene un área que se encuentra por debajo del nivel requerido por el proyecto, una vez que se han retirado todos los materiales sueltos y de baja calidad, se colocará concreto ciclópeo utilizando un concreto de $f'c = 50 \text{ kg/cm}^2$ con fragmentos de roca de tamaños mayores a 8" siempre y cuando se distribuyan en forma manual para garantizar la unión entre la roca. En caso de emplear retroexcavadora para su mezclado, se deberán limitar el tamaño de las partículas, de tal forma que se uniformice la mezcla y no se tengan huecos en su matriz por quedar fragmentos de roca encimados sin liga de concreto.

Podrán colocarse capas de 40 cm. cada doce horas, de tal forma que con el tiempo alcancen la resistencia adecuada para desarrollar su capacidad de carga y que la temperatura del concreto sea menor a los cuarenta grados suficiente para empezar su fraguado. En ocasiones las aristas de las lajas podrán quedar verticales para que se desarrolle una superficie rugosa y permita una liga más adecuada entre capas de concreto ciclópeo.

8.12. Relleno entre zapatas.

Con respecto al espacio que se tiene entre zapatas, y considerando que se realizó una excavación continua se estableció que se rellene a base de un concreto fluido, u otra alternativa para el relleno entre las zapatas será mediante una grava controlada, colocada en capas de 10 cm y compactadas al 95 % proctor. Esta última alternativa se aplicó en las zapatas de la plataforma A-02.

8.13. Características de la grava cementadaA.

Para un mejor funcionamiento de las recomendaciones aquí presentadas con respecto a las plataformas A-01, A-02, A-03 y A-04, la grava controlada cementada y el concreto ciclópeo deberá cumplir con las siguientes características:

Grava cementada con cemento tipo I

La grava cementada con cemento uniformemente mezclado, proporciona mayor rigidez y por consiguiente un modulo de elasticidad casi semejante a la de una roca muy fracturada.

De acuerdo a algunas pruebas realizadas en una mezcla de grava cementada (base) con incorporación de cemento tipo I, y utilizando los materiales del lugar con porcentajes que se mencionan en la siguiente tabla y en especímenes recompactados al 95% de su peso volumétrico seco máximo.

% de cemento en peso	Peso Volumétrico γ en T/m ³	Esfuerzo en kg/cm ²		
		3 días	7 días	14 días
5 %	1.95	30.0	39.1	40.5
6 %	1.95	38.5	45.9	46.9
7 %	1.95	42.4	52.3	54.0
8 %	1.95	47.6	58.1	59.8

Se establece que la grava controlada tenga las mismas características de una base en cuanto a la granulometría y deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2, adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas de especificación, 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, 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.

De acuerdo a los resultados obtenidos, es conveniente emplear este tipo de mezclas con mejores resultados en cuanto a comportamiento, porque desarrollan mayores resistencias, incluso con 5% en peso es mayor que la de un suelo cemento convencional.

8.10. Características del concreto ciclópeo.

Concreto ciclópeo

El concreto ciclópeo es un elemento transmisor de carga hacia las capas mas profundas y tienen un modulo de rigidez semejante a la de una roca.

El proporcionamiento que se empleará será 50% de fragmentos de rocas con tamaño máximo de 8" y 50% de concreto con $F'c$ variable entre 50 y 150 kg/cm².

El proceso de colocación será más rápido y se requiere un revenimiento de 16 cm para garantizar su fluidez y que se eviten tener oquedades en el mismo.

La altura de cada capa se recomienda del orden de 40 y 50 cm, para proseguir con la siguiente capa, esperar que vayan fraguando cuando el concreto alcance una temperatura media de 40 grados o menos.

La secuela de construcción principia con una primera capa de concreto sobre la que se colocara fragmentos de roca y así sucesivamente, de tal forma que se tenga un proceso rápido y seguro, con un modulo de elasticidad suficiente para que tenga un comportamiento admisible en cuanto a deformaciones y que sean semejantes a la de la roca que se tiene en la misma plataforma.

8.15. Vialidad principal.

8.15.1. Resultados de las calas.

Con respecto a la vialidad principal, y de acuerdo a los resultados de las calas realizadas, se observó la necesidad de hacer cortes por proyecto en las secciones que se anexan a este informe, y las cuales fueron verificadas por nuestra supervisión en campo ratificando lo establecido tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- Entre el cadenamiento 0+350 y el 0+570 se detectaron materiales arcillosos con espesores de 0.50 a 3 m
- Para los cadenamientos 0+590 al 0+690 se encontraron materiales de relleno compuestos por limos arcillosos mezclados con basura de todo tipo como son cascajo, pedacería de tabique, bolsas de plástico y llantas con un espesor de aproximadamente 3 m en promedio, además en este tipo de rellenos se encontraron también arcillas grumosas y plásticas, de color café oscuro, con espesor aproximadamente entre 2.50 y 3.00 m en promedio, las cuales fueron retiradas, ya que delo contrario se presentarán problemas de asentamiento en la vialidad a futuro por la plasticidad que tienen.
- Por último en los cadenamientos 0+690 a 0+730 se detectaron arcillas plásticas y grumosas en menor espesor.

8.15.2. Cadenamientos 0+000 al 0+120.

En la vialidad principal, entre los cadenamientos 0+000 al 0+120 se presenta la siguiente alternativa para la estabilización del talud dejado por el corte realizado por proyecto.

Considerando el relieve de la roca dejado por el corte y tomando en cuenta que deberá restituirse parte de la roca que se cortó para dejar un talud vertical, será necesario emplear concreto ciclópeo.

A lo largo del tramo comprendido entre los cadenamientos 0+000 a 0+120 se tienen diferentes anchos que varían entre 20 cm y 1.10m para restituir el talud vertical requerido.

Para iniciar el desplante del concreto ciclópeo se deberá dejar un contra talud hacia la roca lo anterior es con el fin de que el muro de concreto ciclópeo se recargue sobre la misma roca y deberá tener una base mínima de $0.5H$, donde H es la altura del muro requerido.

El concreto será de $f'c = 50 \text{ kg/cm}^2$ y se emplearán fragmentos de roca de diferentes tamaños siempre y cuando se realice en forma manual su colocación.

Se dejarán algunos bloques de roca en forma vertical para ligar las capas de 40 cm de espesor cada una, requiriendo una cimbra y puntales de madera para soportar el peso y empuje del concreto ciclópeo hasta que alcance su fraguado y permita dejar un talud vertical.

Se deberá efectuar la colocación del concreto ciclópeo en forma corrida, es decir que no podrá interrumpirse su colocación.

Posteriormente transcurridas 24 horas procederá a colocarse el Muro Faber Structur en su parte superior, la cimbra se recomienda retirarla después de 48 horas después de haber colocado la última capa de concreto ciclópeo para permitir un fraguado más adecuado

Finalmente podrá colocarse un repellado sobre la cara exterior del concreto ciclópeo colocado para darle un acabado.

8.15.3. Cadenamientos 0+130 a 0+270.

Se presentan las diferentes secciones transversales de la Calle Pirules desde los cadenamientos 0 + 130 hasta 0 + 270 donde se indica el nivel actual del terreno, el nivel de proyecto, el nivel de desplante de los muros de contención, los niveles de anclaje, mampostería o concreto ciclópeo con $f'c$ variable entre 50 y 100 kg/cm^2 y las secciones de la vialidad de proyecto.

El criterio adoptado es restituir el volumen sobre excavado con un muro de concreto armado, un muro de concreto ciclópeo $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, un mamposteo empleando materiales del sitio o concreto lanzado con fibra metálica según sea el caso. En el desplante de la base del muro, se dejará una

superficie del corte en contra talud hacia el interior, con una inclinación de 10° con respecto a la horizontal.

Para proporcionar un factor de seguridad mayor después de desplantado el muro, se colocará un sistema de anclaje con varilla de $1\frac{1}{2}$ " con capacidad de carga de 30 Ton, las cuales estarán inyectadas con un concreto expansor y sujetas al muro con una placa metálica de $\frac{3}{4}$ " de espesor soldada al ancla en su parte exterior.

Conforme se tenga el avance del muro y llegando al nivel del primer cinturón se colocará una camisa de PVC de 4" con el propósito de dejar lista la preparación para el ancla, de igual manera se hará el mismo procedimiento para el siguiente cinturón donde sea requerido.

La disposición para el sistema de anclaje tendrá en su sentido horizontal un espaciamiento a cada 2.50 m entre anclas y en su sentido vertical a cada 2 m entre un cinturones de anclas.

En los casos donde no se emplea el sistema de anclaje, sólo se recomienda cuidar el desplante del muro respetando en contra talud con un ángulo de inclinación de 10° con respecto a la horizontal.

Adicionalmente el muro de concreto armado que se recomienda emplear para la parte que abarca los cadenamientos 0+130 a 0+140 tendrá una altura que estará limitada por el nivel de proyecto que se tendrá para esa plataforma.

Los rellenos controlados después del muro de contención para lograr el nivel de proyecto podrán ser de concreto ciclópeo $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ o grava cementada.

8.15.4. Vialidad principal y calle centauro.

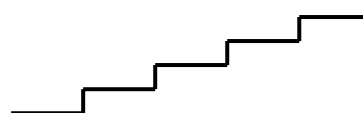
Con respecto al hombro derecho de la calle pirules en su colindancia con la calle Centauro, se colocarán muros de contención con las siguientes características:

En esta zona se resolverá empleando el Muro Faber Structur, considerando que habrá alturas máximas de 2.40m, de acuerdo a datos proporcionados.

Tomando en cuenta la topografía del lugar será necesario dejar superficies horizontales para lo cual se irán configurando escalones.

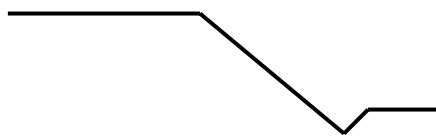


a) Topografía

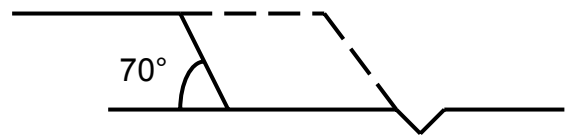


b) Escalonamientos

Deberá dejarse un corte a 70° del material existente ya colocado y compactado que se encuentra contiguo al corte requerido, con el objeto de darse una estabilidad a corto plazo mientras se construye el Muro de Contención, aunado a que se tendrán vibraciones por la colocación del material en su respaldo.

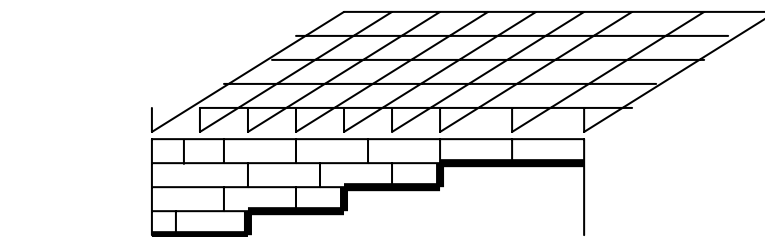
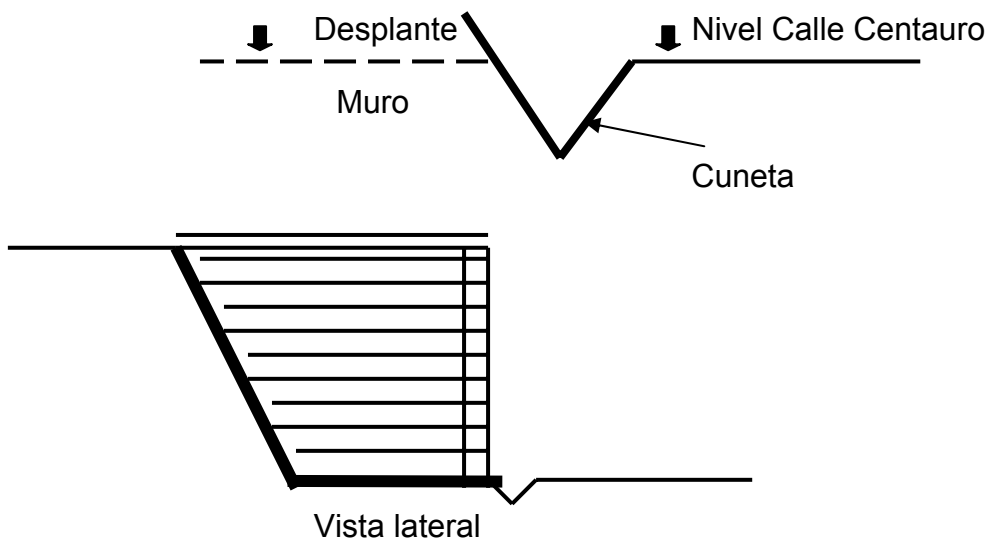


a) Configuración inicial



b) Ángulo de corte

El corte deberá llevarse hasta el nivel de la cuneta existente y a partir de esta se construirá el Muro de Contención.



Vista Frontal

El ancho requerido para el desplante deberá estar de acuerdo a las especificaciones del mismo. Finalmente a la cuneta deberá dársele un revestimiento en toda su longitud.

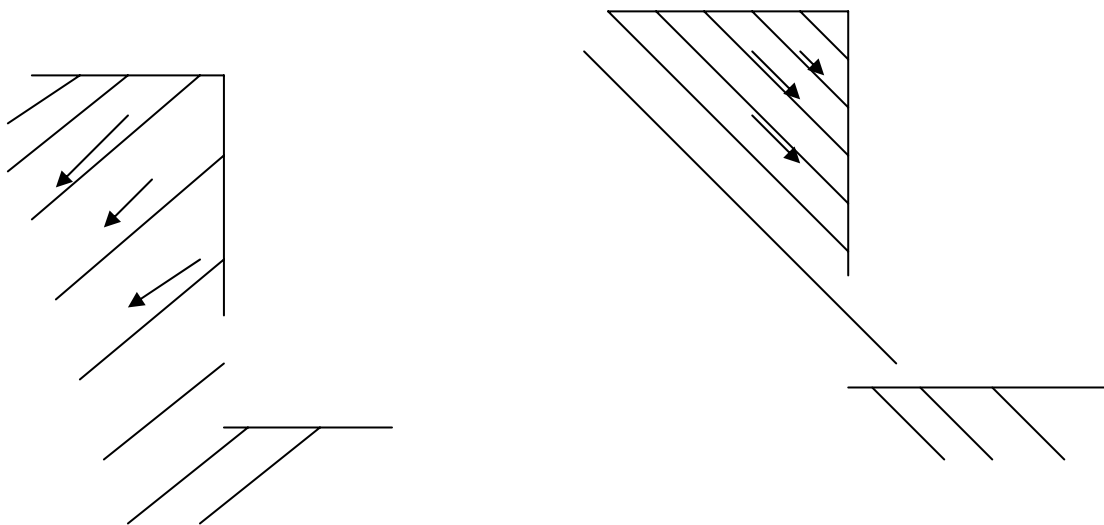
8.15.5. Cadenamientos 0-590 en adelante.

Con relación a las secciones transversales de la vialidad principal a partir de los cadenamientos 0+590 y hasta la parte superior que contempla la última etapa del proyecto, se emiten las siguientes recomendaciones:

Se presenta el sembrado de la zona de la ultima etapa y la correspondiente a la vialidad principal del proyecto en su tramo, donde se observan las curvas de nivel y que de acuerdo al recorrido físico realizado por especialistas en Mecánica de Suelos al terreno se tiene lo siguiente:

Se observo que el echado y rumbo de las discontinuidades que presenta el macizo rocoso en toda el área presenta diferentes planos de orientación y buzamiento, que inclusive describen dos o hasta tres trayectorias en un mismo punto.

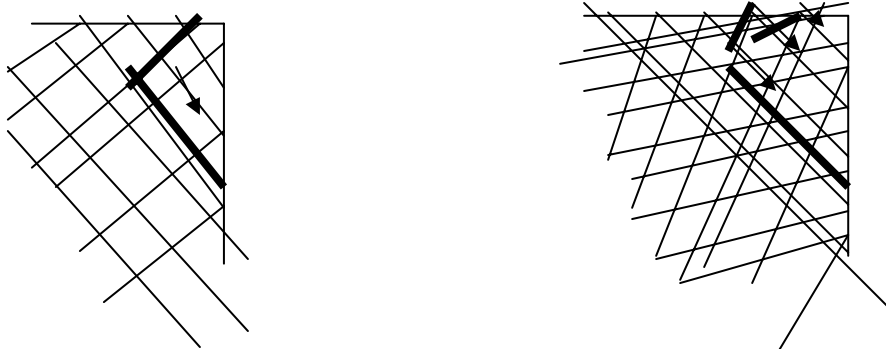
La orientación de las discontinuidades en el macizo rocoso es un factor muy importante que deben considerarse y que representarán posibles planos de debilidad que se presenten como una falla incipiente, que provoque inestabilidades al momento de realizar cortes, e incluso se incrementa su riesgo por la magnitud de la altura que se requiere por proyecto, esto implica la necesidad de colocar una importante cantidad de anclas y de concreto lanzado que garantice la estabilidad de los cortes dejados.

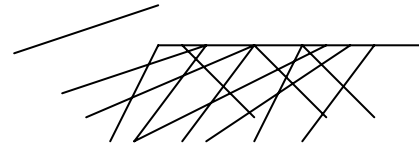
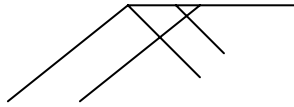


Esta condición es estable

Esta condición es inestable

La orientación de las discontinuidades es importante considerarlas para garantizar su estabilidad





**Esta condición es inestable
(echado en dos direcciones)**

**Esta condiciones inestable
(echado en tres direcciones)**

Es importante considerar que en algunas zonas deberán efectuarse inyecciones en la roca, cuando esta se encuentre muy fracturada (en el caso de que la plataforma de desplante del edificio proyectado se encuentre sobre un talud de altura mayor a 6 m) para que la cimentación de las áreas donde se ubique el sembrado de los edificios incremente su modulo de elasticidad y por consiguiente su resistencia al esfuerzo cortante.

De acuerdo a lo anterior establecemos que la mejor alternativa para incrementar el factor de seguridad de las estructuras proyectadas, y reducir el costo que se suministrará para la estabilidad de los cortes generados por el proyecto original es necesario que se considere reducir la zona marcada en la figura 30, y se rebaje el macizo rocoso desde la cota 2405 hasta la cota 2370, con lo anterior se tendrán alturas de taludes de menor magnitud a las que se tendrían si no se recortarán, así mismo se tiene un desnivel adicional de este nivel propuesto (2370) hasta la zona más baja en la zona poniente del orden de 25 m.

El macizo rocoso es un medio heterogéneo y anisotropico que no permite que se puedan definir zonas con iguales características, razón por la cual la estratificación de roca varia en pocos metros.

Deberá analizarse la factibilidad de estas medidas, ya que incluso en la zona poniente de esta última etapa requerirá de muros de contención de una gran magnitud en cuanto a su altura que resultarán muy costosos y con un alto riesgo en función de la pendiente que presenta la superficie del terreno actualmente y las condiciones de las construcciones que se tienen en la zona más baja de esta área.

De no cambiar los niveles de proyectos en la última etapa del proyecto, se incurre a:

1.- Tener muros de contención de gran altura con un alto riesgo a volteo, lo cual implica adicionar un sistema de anclaje constituido por una gran cantidad de anclas y concreto lanzado, debido a que como ya se menciono anteriormente el buzamiento y echado de las discontinuidades en la roca presenta orientaciones en varias direcciones cuyo clivaje deriva su desarrollo paralelo al corte que se requiere.

2.- Se requerirá de rellenos en el respaldo de los muros de contención y lloraderos o drenes en las caras de los mismos, disponiendo de filtros en los materiales que conforme a los muros de contención para evitar las fuerzas hidrostáticas que se generen por el agua que se infiltre por detrás de ellos.

3.- El hecho de recortar lo antes señalado no implica que ya no se tendrán anclas en el macizo rocoso que permanece vertical en estos momentos, dado que lo único que se desea es eliminar los elementos de retención y anclaje de la zona que se recomienda recortar.

También será necesario efectuar algunos sondeos en la zona donde se prevé ubicar la cisterna o tanque de almacenamiento de agua potable, dado que en esa zona existen materiales de rellenos de mala calidad colocados a volteo.

Finalmente recomendamos que la parte final de la vialidad principal en su parte más elevada se tenga un desarrollo más amplio, que permita reducir el riesgo de accidentes al salir y entrar por este acceso que si fuera recta, y por otro lado permitir un mayor desarrollo a la vialidad reduciendo ligeramente la pendiente de esta, e incluso se tiene previsto terraplenar esta zona por arriba del nivel actual del terreno que representa un costo adicional.

Cabe señalar que hasta el momento no se ha proporcionado el proyecto definitivo para analizarlo con niveles de piso terminado.

8.16. Talud de las plataformas A-03 y A-04.

Para proporcionar una protección al talud de las plataformas 03 y 04 en su colindancia con la calle Coahuila en la primera etapa se debe implementar un recubrimiento de concreto lanzado y fibra plástica o un muro de mampostería con materiales del sitio con el fin de evitar que el intemperismo ataque a la roca expuesta.

Al implementar un recubrimiento con concreto lanzado y fibra plástica, se recomienda que el espesor mínimo que deberá tener el concreto lanzado será de cinco centímetros, el cual será suficiente para proteger al talud expuesto contra intemperismo y vandalismo.

En el caso de proteger el talud con un muro de mampostería, se recomienda que en el desplante de la base del muro, se deje un corte en contra talud hacia el interior con una inclinación de 10° con respecto a la horizontal.

Adicionalmente en la plataforma No. 3 se recomienda que en el talud con la calle de Coahuila, se recorte todo el material de relleno de color café claro y en estado suelto que existe actualmente, ya que en base al recorrido que se hizo en campo se observó que el nivel de rodamiento que presenta la calle Coahuila tiene una correspondencia con el nivel de proyecto de la plataforma A-03 de la primera etapa.

En la plataforma A-04 el tratamiento que se recomienda para la protección del talud es el descrito con anterioridad, ya sea que se proteja con un concreto lanzado y fibra plástica o un muro de mampostería con los materiales que se tienen en el sitio.

8.13. Andador G.

Se presentan las diferentes secciones transversales del andador G desde los cadenamientos 0 + 000 hasta 0 + 084.26 donde se indica el nivel actual del

terreno, el nivel de proyecto, el nivel de desplante de los muros de contención, los niveles de anclaje, el relleno controlado a base de grava cementada, mampostería o concreto ciclópeo $f'c$ variable entre 50 y 100 kg/cm^2 y las secciones de la vialidad de proyecto.

El criterio adoptado es restituir el volumen sobre excavado por el corte realizado con un muro de concreto ciclópeo $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ o un mamposteo empleando materiales del sitio. En el desplante de la base del muro, se dejará una superficie del corte en contra talud hacia el interior, con una inclinación de 10° con respecto a la horizontal.

Para proporcionar un factor de seguridad mayor después de desplantado el muro, se colocará un sistema de anclaje con varilla de $1 \frac{1}{4}$ " con capacidad de carga de 21 Ton, las cuales estarán empotradas 7 m en el corte de roca natural por lo que la longitud final de cada ancla variará de acuerdo al volumen por restituir de cada muro, estas anclas estarán inyectadas con un concreto expansor y sujetas al muro con una placa metálica de $\frac{3}{4}$ " de espesor soldada al ancla en su parte exterior.

Conforme se tenga el avance del muro y llegando al nivel del primer cinturón se colocará una camisa de PVC de 4" con el propósito de dejar lista la preparación para el ancla, de igual manera se hará el mismo procedimiento para el siguiente cinturón donde sea requerido.

La disposición para el sistema de anclaje tendrá en su sentido horizontal un espaciamiento a cada 2.50 m entre anclas y en su sentido vertical a cada 2 m entre un cinturones de anclas.

En el caso de los cadenamientos 0 + 060 a 0 + 084.26, donde no es necesario el sistema de anclaje, se recomienda colocar un muro con concreto ciclópeo $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ o un muro de mamposteo.

Los rellenos controlados después del muro de contención para lograr el nivel de proyecto podrán ser de concreto ciclópeo $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ o grava cementada.

8.18. Calle 4, andador C y plataforma 5.

Se presentan las diferentes secciones transversales de la Calle 4, andador c y plataforma 5 desde los cadenamientos 0 + 000 hasta 0 + 140 donde se indica el nivel actual del terreno, el nivel de proyecto, el nivel de desplante de los muros de contención, los niveles de anclaje, el relleno controlado a base de grava cementada, mampostería o concreto ciclópeo $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y las secciones de la vialidad de proyecto.

El criterio adoptado es restituir el volumen sobre excavado con un muro de concreto armado, un muro de concreto ciclópeo $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, un mamposteo empleando materiales del sitio o concreto lanzado con fibra metálica según sea el caso. En el desplante de la base del muro, se dejará una superficie del corte en contra talud hacia el interior, con una inclinación de 10° con respecto a la horizontal.

Para proporcionar un factor de seguridad mayor después de desplantado el muro, se colocará un sistema de anclaje con varilla de 1 ¼" y 1 ½" de 8 m de longitud con capacidad de carga de 21 Ton y 30 Ton respectivamente, las cuales estarán inyectadas con un concreto expansor y sujetas al muro con una placa metálica de ¾" de espesor soldada al ancla en su parte exterior. La diferente consideración que se hace con respecto a la capacidad de carga de las anclas está en función de la altura de los muros.

Conforme se tenga el avance del muro y llegando al nivel del primer cinturón se colocará una camisa de PVC de 4" con el propósito de dejar lista la preparación para el ancla, de igual manera se hará el mismo procedimiento para el siguiente cinturón donde sea requerido.

La disposición para el sistema de anclaje varía ya que para algunos casos se tendrá en su sentido horizontal un espaciamiento a cada 2.50 m o 3 m entre anclas según sea el caso que se presente, y en su sentido vertical a cada 2 m entre un cinturones de anclas.

En los casos donde no se emplea el sistema de anclaje, sólo se recomienda cuidar el desplante del muro respetando en contra talud con un ángulo de inclinación de 10° con respecto a la horizontal.

Adicionalmente el muro de concreto armado que se recomienda emplear para la esquina que forman la Calle 4 y la vialidad de Pirules tendrá una extensión de 6 m a lo largo de cada sentido, esto es 6 m sobre la Calle 4 y 6 m a lo largo de Pirules. La altura que alcanzará el muro de concreto armado estará limitada por el nivel de proyecto que se tiene para esa plataforma.

Los rellenos controlados después del muro de contención para lograr el nivel de proyecto podrán ser de concreto ciclópeo $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ o grava cementada.

8.19. Andador 19, Plataformas E-07 Y E-08.

Las recomendaciones para las secciones transversales correspondientes al andador 19 y las plataformas E-07 y E-08 de acuerdo a la última modificación que se nos entregó el día 03 de Marzo del 2005, quedan de la siguiente manera:

Se presentan las diferentes secciones transversales del andador 19 y las plataformas E-07 y E-08, se indica el nivel actual del terreno, el nivel de proyecto, el nivel de desplante de los muros de contención y los niveles de anclaje propuestos para poder alcanzar el nivel del proyecto.

Para proporcionar un factor de seguridad mayor en la zona donde se tiene el talud de mayores dimensiones, aún teniendo presencia de roca, será necesario colocar un sistema de anclaje con varilla de 1 ½" con capacidad de carga de 30 Ton, las cuales estarán inyectadas con un concreto expansor y sujetas al muro con una placa metálica de ¾" de espesor soldada al ancla en su parte exterior.

La disposición para el sistema de anclaje tendrá un espaciamiento a cada 2.50 m entre anclas y tanto en el sentido vertical como en el horizontal, donde el primer cinturón se ubicará a 1.5 m a partir del hombro del talud.

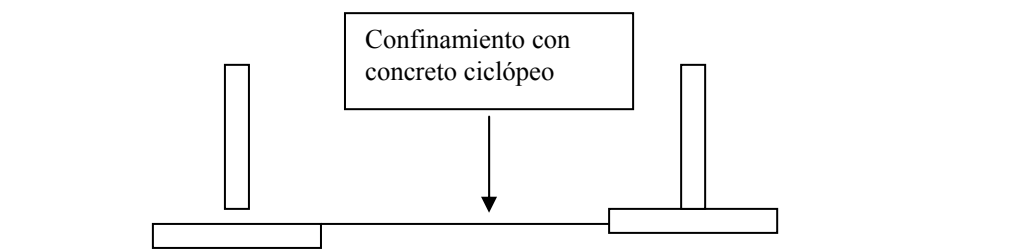
En esta zona deberá considerarse la posible aplicación de concreto lanzado de 5 cm de espesor con fibra plástica sobre roca muy fracturada y se definirá en campo cuando se realicen los cortes requeridos. Así mismo, donde se observen fallas geológicas deberá preverse la colocación de anclas adicionales.

8.16. Lastre en cimentación.

Con respecto al lastre que podrá ser utilizado para la confinación de las cimentaciones de las plataformas.

Este lastre puede estar conformado de concreto ciclópeo, hecho con un concreto de $f'c = 50 \text{ kg/cm}^2$ y con un proporcionamiento de 60% de concreto y 40% de roca.

Para poder garantizar el buen funcionamiento de este concreto ciclópeo deberá evitarse que exista contacto entre las rocas del agregado, procurando que éstas queden embebidas dentro del concreto con el fin de que no se generen huecos dentro del mismo.



IX.- CONCLUSIONES



9.- CONCLUSIONES

Antecedentes

Se planea construir un Desarrollo habitacional de interés medio, ubicado en Av. Pedro Guzmán No 17, Col. Lomas de San Lorenzo, en el Municipio de Atizapán de Zaragoza, Estado de México; realizar el Estudio de las características y propiedades del subsuelo, para definir la solución de cimentación más conveniente, desde el punto de vista geotécnico, para el Conjunto de edificios por construir, así como el procedimiento constructivo de la cimentación seleccionada. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1

De acuerdo a la zonificación de la zona Metropolitana de la Ciudad de México, el sitio de interés se ubica en la Zona I denominada Pétreo, que se caracteriza básicamente por tener depósitos pétreos de alta resistencia y baja deformabilidad, y de acuerdo a los resultados obtenidos de la exploración se dictaminará el desplante de la cimentación más adecuado que garantice la estabilidad de la cimentación.

En el sitio de interés, con el objeto de conocer las características estratigráficas del macizo rocoso, la calidad de la roca y su continuidad hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirán las estructuras que se proyectan construir, se realizaron dentro del predio cinco sondeos profundos de tipo neumático a una profundidad media de 18 m.

El objeto del estudio es determinar la continuidad de la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés, y el RQD de la roca, para establecer la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la construcción del inmueble que garantice su estabilidad, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño tales como la capacidad de carga, asentamientos máximos esperados, estos últimos en función de las cargas que transmitirá la estructura a la cimentación, realizando su revisión con los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones, asimismo se establece el procedimiento constructivo más adecuado para la cimentación, recomendaciones y se anexa un reporte fotográfico de los trabajos realizados.

En este trabajo se presenta la descripción de los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones para diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga mas adecuada para la estructura proyectada. En el Anexo I se presenta un reporte fotográfico de los trabajos realizados.

Exploración del subsuelo

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

realizaron cinco sondeos profundos de tipo neumático y se obtuvieron algunos núcleos de roca con barril NX.

Se efectuó además un reconocimiento de detalle de la superficie del manto basáltico, para determinar las características superficiales de la roca, fracturamiento, oquedades, etc.

Cuando se perfora en suelos duros arriba del nivel freático la perforación debe hacerse sin agua o lodo, porque son susceptibles a sufrir cambios en sus propiedades mecánicas como consecuencia del hundimiento que se les puede inducir.

Esta limitación obliga elegir entre hacer la perforación con barrenas helicoidales o con aire a presión; sólo podrá usarse lodo si se admite cierto nivel de alteración en las muestras que se requieran.

Cuando se decide hacerlo con aire presión se puede utilizar en dos formas diferentes: a) con equipo y herramienta convencionales de la perforación a rotación, recurriendo al aire como fluido de perforación para enfriar la broca y transportar los detritus de perforación a la superficie, y b) mediante martillos neumáticos de fondo. En el segundo caso, la máquina de perforación podría ser también de operación neumática; sin embargo, se puede también operar con una máquina rotatoria convencional, el martillo neumático Stenuick. Estos martillos generan el impacto en el fondo de la perforación cuando el aire acciona el percutor y éste a la broca.

Este último método nos permite tomar datos de las características del sondeo para que después puedan ser interpretados y tomarlos como resultados de sondeo y muestreo del subsuelo; así la perforación con martillo neumático de fondo adquiere la calidad de sondeo y muestreo.

El martillo se rosca a una barra movida y empujada por la sonda, que cuando sólo sirve para este tipo de trabajo se llama carro perforador. A través de esta barra llega el aire comprimido, que hará golpear el martillo sobre el terreno. El aire de escape servirá para sacar al exterior los detritus.

A la vez que va golpeando sobre el terreno, va penetrando en él. Cuando ha avanzado la longitud que una varilla, se rosca otra en el exterior y se continúa así.

A cada golpe van girando un poco las barras para que el martillo golpee en distinta posición. La velocidad de rotación viene a ser de 10 a 30 revoluciones por minuto. Aproximadamente las revoluciones son un 50% más que el avance en centímetro por minuto. Por ejemplo, si el martillo avanza 16 cm/min deberá girar a unas 24 pm.

Estas máquinas están concebidas para que puedan ser maniobradas por un solo operador, roscándose las barras unas a otras automáticamente.

Las barras o varillas tienen un diámetro próximo al del agujero para que la velocidad de salida del aire sea grande y la limpieza del agujero buena. En la perforación a percusión el polvo producido es muy fino, por lo que la velocidad de subida de aire basta que se de 4000 pies/minuto = 1219 metros/min.

También, por golpear el martillo directamente en el fondo del agujero, los sondeos se desvían menos. El ruido que se produce es también menor que en un sondeo con el martillo en el exterior. La cantidad de aire necesario es aproximadamente la tercera parte.

El martillo normal tiene ventaja sobre el de fondo en sondeos cortos (15m) y con diámetros pequeños (menor de 50 mm), ya que por estar en el exterior puede ser más voluminoso y, por lo tanto, más potente que el fondo, que con un diámetro pequeño no tiene espacio para ser potente.

Los martillos de fondo, como todos los procedimientos de percusión, tienen su principal empleo en rocas duras. Si se perforan rocas blandas que sean arcillosas, el martillo avanza muy poco.

Conviene tener una broca en forma de trialeta para pasar las formaciones arcillosas. Basta quitar el martillo de fondo y poner la trialeta. Se aumentará el número de revoluciones y habremos pasado de forma sencilla a la rotación con aire. Desde luego que el trepano del martillo y la trialeta deben tener el mismo diámetro, así como la rosca de ésta y la de barras.

Como ya se mencionó antes el empleo de este tipo de instrumento para la exploración geotécnica, dadas las recomendaciones de uso y que la máxima eficiencia al realizar perforación y sondeo, se da al emplearlo en suelos duros (tobas, rocas y suelos como los de zona de lomas) con nivel freático profundo y suelos secos.

Al aplicar esta técnica de perforación se debe registrar la velocidad de penetración y la presión aplicada a la broca o martillo, porque son parámetros muy sensibles para inferir las condiciones estratigráficas de un sitio; adicionalmente, la vibración, y el nivel de ruido de perforación son también buenos indicadores.

Esto último es particularmente útil cuando estamos realizando el sondeo para la detección de cavernas, aplicando la acción del martillo con una presión de 5 kg/cm² y velocidades de rotación de 45 rpm.

El procedimiento para identificar una caverna consiste en observar el cambio de intensidad del ruido durante la perforación y la ausencia de retorno de aire; cuando esto ocurre se debe suspender la inyección de aire y operar únicamente con el mecanismo elevador para determinar la altura de la cavidad.

En las figuras 3 a 7 se muestran los registros de los sondeos realizados y a los cuales se les denominaron SN-1, SN-2, SN-3, SN-4 y SN-5.

En las figuras 8 a 12 se presentan en forma gráfica los sondeos realizados donde se observa la continuidad de la roca y el tipo de roca de acuerdo a su fracturamiento.

Los sondeos neumáticos consistieron en perforar con martillo neumático la roca a presión y rotación midiendo el tiempo que tarda en atravesar la herramienta cada 20 cm, observando su continuidad.

De acuerdo a los sondeos realizados no hay cavidades subterráneas en el terreno analizado como se observa en las figuras 8 a 12.

De acuerdo a los sondeos realizados la zona del sondeo SN-5 es la más desfavorable, por lo que se recomienda reducir la capacidad de carga propuesta o realizar sondeos adicionales y efectuar algunas inyecciones de mortero de cemento para incrementar los módulos de elasticidad.

Ensayes de laboratorio

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada.

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

Estos ensayos permiten determinar la resistencia y deformabilidad de un macizo rocoso siempre y cuando la fisuración del espécimen sea representativa de la del macizo. Los resultados de estos ensayos se emplean en el diseño de cimentaciones de estructuras pesadas.

La resistencia a la compresión simple y triaxial interviene, junto con otros parámetros, en los sistemas de clasificación ingenieril de las masas rocosas.

Descripcion estratigráfica del macizo rocoso

El área de interés forma parte de la Sierra de las Cruces, ubicada al Poniente de la Cuenca del Valle de México, conocida como zona Pétreo de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo.

De conformidad con la zonificación geotécnica del valle de México, el sitio en estudio se localiza en la zona Pétreo, que esta formada por las serranías que limitan a la cuenca poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al sureste, en las sierras predominan depósitos de origen fluvial, glacial y aluviones.

El sitio de interés se localiza al Poniente de la Ciudad de México, en la zona de transición de basaltos según la regionalización establecida por Del Castillo (1), donde se detectaron rellenos redepositados del lugar o aluviales, tobas

volcánicas, aglomerados, conglomerados de origen fluvial y la posibilidad de tener materiales de tipo glacial.

De acuerdo a los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo en el sitio de interés la estratigrafía general es la siguiente:

El subsuelo en el sitio de interés está constituido por un depósito de roca volcánica extrusiva, basáltica, formado por flujos de lava o coladas basálticas superpuestas.

Las características antes descritas, en general se observan a los niveles correspondientes a la parte superior de las coladas, que en el sitio de interés constituyen el depósito basáltico.

Al enfriarse el magma sufre un intenso fracturamiento, produciéndose grietas de tensión que son normales al alargamiento y por lo tanto normales a la dirección de flujo y en mayor número de grietas diversamente orientadas causadas por contracción o enfriamiento y solidificación.

Cabe mencionar que en las colindancias con vía pública se observa relleno de tepetate para mejorar la superficie del terreno y uniformizarla, como se observa a continuación. El nivel freático no se detecto con respecto al nivel del terreno actual y en la fecha en que se realizó la exploración.

En particular en la zona de interés la superficie del terreno en general presenta una forma irregular aflorando el macizo rocoso en la mayor parte del terreno, pero a partir de profundidades variables, con respecto al nivel de banquetta, como se observa en el reporte fotográfico, además superficialmente se encuentra cubierto en algunas zonas por capa de suelo vegetal y materiales de relleno, lo cuales deberán ser retirados fuera de la Obra.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 2 kg/cm^3 .

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica el predio de interés se encuentra en la zona I denominada de Lomas, y de acuerdo a la zona sísmica en que se ubica le corresponde un coeficiente sísmico de 0.16.

Análisis de cimentación

Dadas las características estratigráficas y físicas de los depósitos del macizo rocoso, es factible cimentar la estructura superficialmente sobre la roca mediante zapatas, sin embargo, dadas las variaciones que presenta la calidad de la roca de un sitio a otro, deberá realizarse una supervisión continua de los materiales de desplante durante la construcción de la cimentación, para determinar su capacidad de carga admisible y efectuar por lo menos un sondeo

debajo de cada zapata a 7m por debajo de su desplante como mínimo, dado que la roca es un medio anisotropico y heterogéneo.

Para determinar la alternativa de cimentación más adecuada se realizo considerando las características arquitectónicas de la estructura proyectada y las características estratigráficas y físicas de la roca, en particular la existencia de materiales de macizo rocoso de forma irregular dentro del predio de resistencia y baja deformabilidad, donde frontalmente presentan condiciones de fracturamiento de mayor debilidad que las de la zona posterior del terreno.

El material producto del despilme ó limpieza del predio deberá retirarse fuera de la obra a donde lo indique la Dirección de la misma. Los materiales producto del corte de la excavación podrán utilizarse como relleno ciclópeo.

De acuerdo al proyecto se requiere la construcción de una plataforma horizontal para el desplante del piso del último sótano, pero como la superficie quedara de forma irregular al realizar el corte del material natural (macizo rocoso), se tendrá que emplear materiales mejorados del orden de 40 cm de espesor y compactado al 95% próctor, debiendo suministrar materiales controlados (tepetate) y con las características que se indican en los anexos, es decir materiales de banco.

En los análisis que más adelante se presentan se considero un peso estimado, considerando que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media será de 1.0 ton/ m² por nivel, más el propio peso de la cimentación y afectado por el factor de carga.

Tomando en cuenta las propiedades del subsuelo en el predio en estudio y las características del proyecto, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será resuelta mediante zapatas de cimentación con contratraveses desplantadas sobre la roca, con el tratamiento que más adelante se indica.

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 compresión no confinada medida en el laboratorio en especímenes de roca intacta.** El empleo en 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.

Se considera la Roca homogénea fisurada aquella que tiene una resistencia a la compresión no confinada igual o mayor a 10 kg/cm² y cuyas discontinuidades tiene 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.

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.

Cuando existen cavidades en la roca debe revisarse la estabilidad a corto y largo plazo, considerando el techo como elemento estructural bajo las cargas que le serán impuestas.

Si la resistencia no es suficiente, el techo será demolido o se perforará para dar paso a pilas o columnas con la finalidad de desplantar la cimentación en terreno firme. Si esto no es posible, deberá asegurarse la estabilidad del techo, empleando los procedimientos de diseño de soportes. Deben tomarse las medidas necesarias para evitar la degradación y pérdida de resistencia del material con el tiempo.

La exploración en roca con cavidades deberá incluir, por lo menos, un barrenado en cada uno de los sitios en que habrá concentraciones de carga debidas a la estructura. De acuerdo a la exploración realizada en los primeros 15 m, no se detecto cavidad y la capacidad de carga de diseño deberá ser de 20 ton/m².

Por tanto, las presiones de contacto asociadas al tipo de material de apoyo y al tratamiento efectuado, serían las siguientes:

CALIDAD DE LA ROCA	TRATAMIENTO	PRESION DE CONTACTO
Roca masiva, poco fracturada.	Sin tratamiento	60 ton/m ²
Roca poco fracturada, con oquedades aisladas, menores de 10 cm de altura.	Inyección de lechada de cemento en oquedades.	60 ton/m ²
Roca poco fracturada, en un espesor reducido, subyacida por una oquedad mayor de 40 cm bajo la cual se tiene roca poco fracturada.	Demolición y relleno con concreto ciclópeo.	60 ton/m ²
Roca fracturada muy vesicular presentando gran cantidad de discontinuidades subyacida a poca profundidad por roca fracturada.	Demolición y relleno con concreto ciclópeo.	60 ton/m ²
Roca poco fracturada, en un espesor reducido, subyacida por	Inyección de lechada de cemento en	40 ton/m ²

una roca fracturada muy vesicular, discontinuidades presentando gran cantidad de discontinuidades entre 5 y 30 cm.

Roca poco fracturada vesicular presentando discontinuidades menores a 15cm, subyaciendo a poca profundidad por roca poco fracturada.	Inyección de lechada de cemento en discontinuidades.	40 ton/m ²
--	--	-----------------------

Roca poco fracturada vesicular de espesor importante presentando discontinuidades menores a 10cm, subyacida por roca fracturada muy vesicular con gran cantidad de discontinuidades entre 5 y 20 cm.	Inyección de lechada de cemento en discontinuidades.	40 ton/m ²
--	--	-----------------------

Roca poco fracturada vesicular presentando discontinuidades menores a 10cm, subyacida por una cavidad mayor a 50cm y bajo la cavidad roca poco fracturada con oquedades menores a 15cm.	Demolición de la cavidad y relleno con concreto ciclópeo.	40 ton/m ²
---	---	-----------------------

Roca fracturada muy vesicular presentando gran cantidad de discontinuidades entre 5 y 25cm subyacida a poca profundidad por roca poco fracturada vesicular con discontinuidades menores a 10cm.	Demolición de la parte superior, y relleno con concreto ciclópeo	40 ton/m ²
---	--	-----------------------

Roca poco facturada de poco espesor subyacida por roca poco fracturada vesicular con oquedades sucesivas menores a 15cm	Inyección de las oquedades con lechada de cemento	20 ton/ m ²
---	---	------------------------

Roca poco fracturada vesicular de espesor reducido, discontinuidades menores a 10 cm, subyacida por roca fracturada muy vesicular con gran cantidad de discontinuidades entre 5 y 20 cm	Inyección de discontinuidades con lechada de cemento.	20 ton/m ²
---	---	-----------------------

Roca fracturada muy vesicular con gran cantidad de discontinuidades entre 5 y 20 cm	Inyección de discontinuidades con lechada de cemento	20 ton/m ²
---	--	-----------------------

Se efectuará la revisión de las condiciones de la roca al nivel de desplante por parte de un ingeniero especialista. Para el desplante de la cimentación deberá

hacerse un levantamiento indicando la calidad, homogeneidad y fracturamiento de la roca, así como cualquier observación relevante.

Paralelamente al paso anterior, se recomiendan hacer sondeos de verificación con equipo neumático, cuya profundidad media a partir del nivel de desplante será de dos veces el ancho de la zapata considerando el diseño con presión de 20 ton/m².

Recomendaciones

La excavación se podrá realizar en una sola etapa realizar en toda el área cubierta por la estructura, hasta la profundidad de desplante respecto al nivel actual del terreno en toda el área.

La excavación se realizara dejando taludes verticales perimetralmente, en los lados de la excavación que no colindarán con estructuras se excavará a talud vertical, en el caso de que se tenga alguna estructura se recomienda recimentar por debajo de la cimentación existente en caso necesario o bien repellar la cimentación existente, en el caso de vía pública se deberá colocar un tapial proteger las paredes los materiales expuestos de los taludes dejados mediante un repellado de mortero de cemento o un lanzado de concreto aplicado sobre una malla tipo gallinero anclada a las paredes de talud dejado, mediante varillas de 3/8" y de 25 cm de longitud, para mejorar sus condiciones durante el tiempo que permanezca la excavación abierta, y evitando de esta forma se presente alguna incidencia, protegiendo adicionalmente los materiales expuestos mediante un repellado de mortero de cemento, aplicado sobre una malla tipo gallinero anclada al talud.

La excavación se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde la superficie.

La excavación no deberá permanecer abierta más de una semana sin que se inicie la construcción de la plataforma sobre la que se apoyará la cimentación, por lo que deberá preverse tener todo lo necesario para el inicio de la construcción de inmediato al termino de la excavación.

En caso de que sea necesario y previo a la colocación del relleno controlado en las zonas de tuberías de drenaje, podrá colocarse una capa de 10 cm. de espesor de tezontle o grava que funcione como filtro y capa estabilizadora.

En caso de detectar alguna cimentación antigua dentro del área de excavación, estas se deberán de extraer en su totalidad, y si la profundidad de dichas cimentaciones es mayor que la recomendada, las capas ó zanjas se rellenarán con tepetate, compactándose al 90% de la prueba próctor estándar.

Deberán evitarse las sobreexcavaciones, lo cual se corrige llevando un control de niveles con respecto a un banco de nivel, localizado fuera del área de influencia de la obra en cuestión, estos niveles se deberán referenciar a señales (palomas) en los muros colindantes.

Terminada la excavación se revisará el fondo de la misma, cuidando que no presente material suelto producto de la excavación, que no se tengan rellenos de mala calidad a nivel de desplante y que las características de resistencia de los materiales sea la señalada, si se llegara a presentar algunos de los casos, se deberá profundizar la excavación en capas de 10 cm y solicitar la asesoría de Mecánica de Suelos.

Para las zanjas que alojarán a las tuberías de drenaje, se colocará una cama de arena para alojar la tubería de drenaje y por arriba del lecho superior del tubo se colocará una capa de 20 cm de tepetate compactado apisonándolo ligeramente, y por arriba de esta capa se colocará el mismo material pero compactándolo al 90%, y por último, en el lecho inferior del pavimento de deberá compactar al 95% con una tolerancia de $\pm 2\%$.

La incorporación del agua al tepetate se realizará en forma uniforme mediante aspersión, utilizando botes perforados, bajo la siguiente secuela:

Extender el material en un área suficiente de trabajo, con una altura máxima de 20 cm en estado suelto.

Agregar el porcentaje óptimo de agua con los botes regando en todo el material extendido, sin llegar al saturamiento, o sea que absorba el material toda el agua y no se formen espejos.

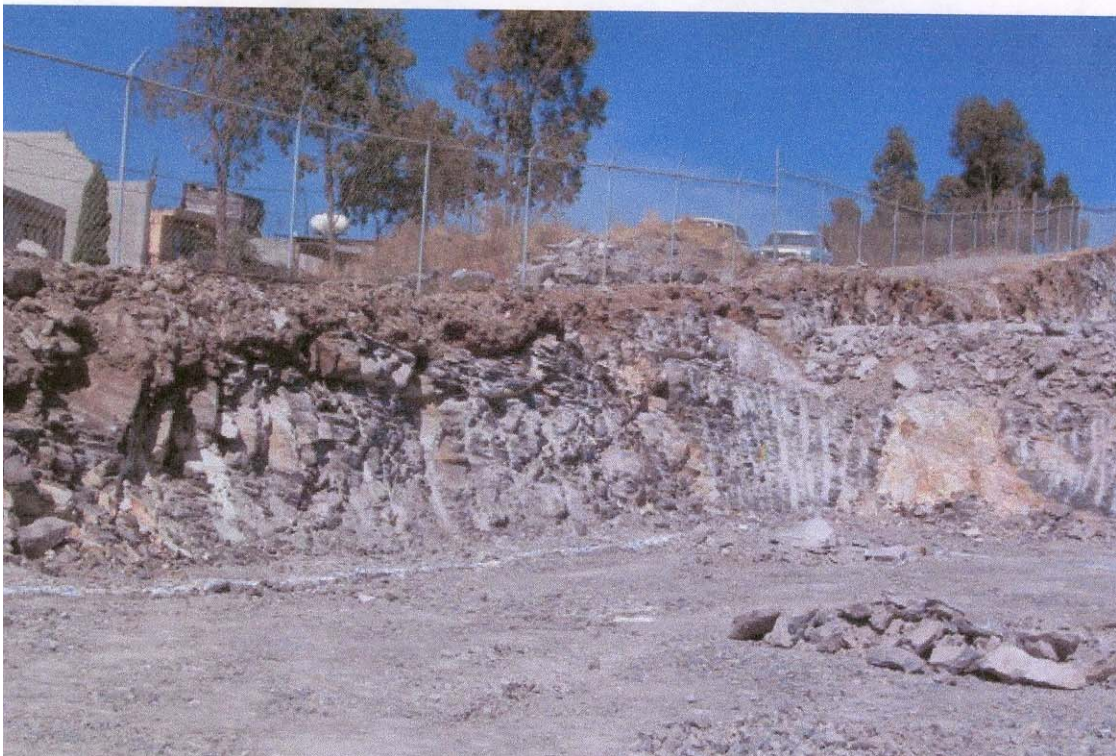
Traspalear hasta lograr homogeneidad del material, no deberá permitirse que el material presente contaminaciones y terrones del mismo material en tal caso se eliminarán. Finalmente se podrá colocar el material en su correspondiente tramo, en capas de 20 cm en estado suelto como máximo y efectuar su compactación.

Las capas a compactar no deberán de ser mayores de 20 cm, ni menores de 10 cm en estado suelto. Es frecuente que en los sitios cercanos a las colindancias el rodillo no pueda abarcar estas áreas, por lo que se deberá completar su compactación con bailarinas.

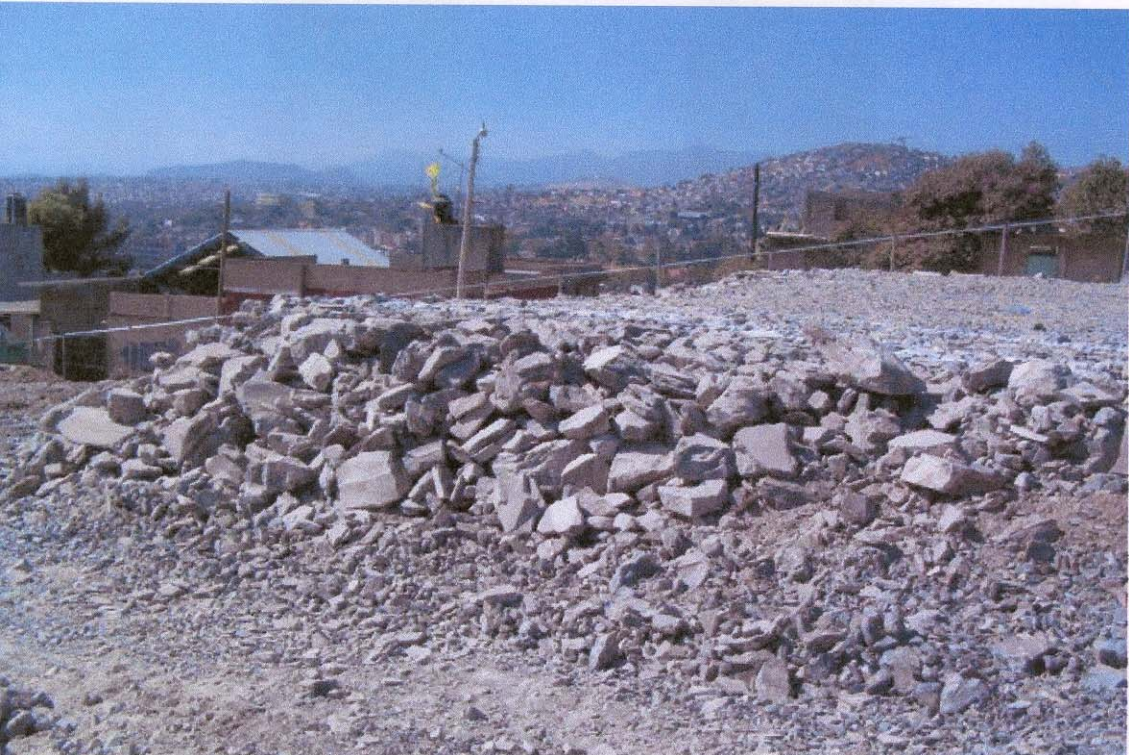
No deberá emplearse material producto de la excavación que no sea natural como relleno bajo áreas de construcción.

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción específica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

ANEXO I REPORTE FOTOGRAFICO











ANEXO II ENSAYES DE LABORATORIO.



PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: ATIZAPAN RINCON DE LA MONTAÑA

SONDEO: SPT-1

Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
3	1.20-1.80	45,10	8,60	4,00	41,10	36,50	88,81
9	4.80-5.40	33,70	6,10	3,60	30,10	27,60	91,69



PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: ATIZAPAN RINCON DE LA MONTAÑA

SONDEO: SPT - 3

Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W fin os	% finos
<i>II</i>	<i>6.00-6.60</i>	<i>56,20</i>	<i>25,30</i>	<i>3,80</i>	<i>52,40</i>	<i>30,90</i>	<i>58,97</i>



PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: ATIZAPAN RINCON DE LA MONTAÑA

SONDEO: SPT-5

Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
2	0.60-1.20	82,00	68,00	4,00	78,00	14,00	17,95
6	3.00-3.60	73,10	64,10	4,00	69,10	9,00	13,02
9	4.80-5.40	35,90	24,90	3,50	32,40	11,00	33,95



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ATIZAPAN RINCON DE LA MONTAÑA

SONDEO N°: SPT - 1 MUESTRA: 4 PROF.: 1.80-2.40 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
33	31	11,50	8,70	2,20	43,08
23	45	11,60	8,66	2,20	45,51
17	27	10,30	7,70	2,10	46,43
11	11	11,70	8,56	2,10	48,61

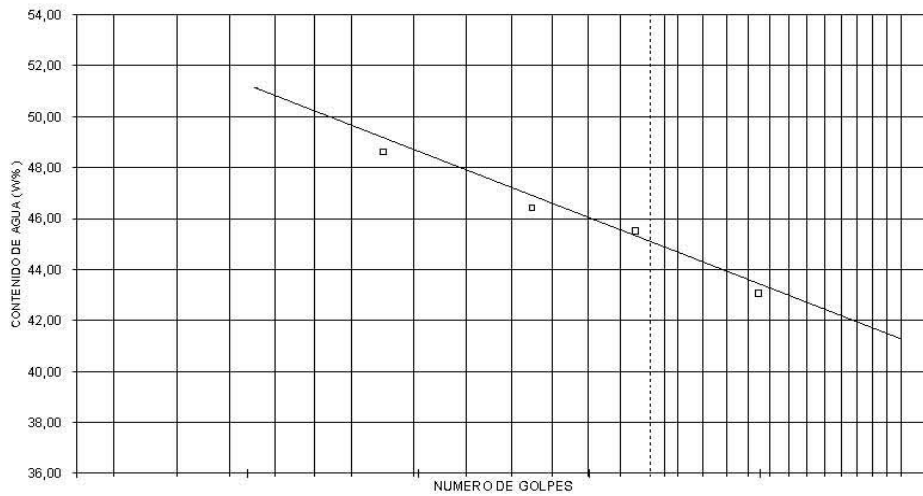
LIMITE PLASTICO

106	8,10	7,40	2,30	13,73
95	7,90	7,20	2,20	14,00

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
44,70	13,66	30,84	CL





CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

ATIZAPAN RINCON DE LA MONTAÑA

PROCEDENCIA: _____

SONDEO N°: _____ SPT - 1 _____ MUESTRA: _____ 11 _____ PROF.: _____ 6.00-6.60 _____ m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: _____ ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO _____

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+tt	Wt	W%
35	24	10,10	7,40	2,10	50,94
25	16	12,30	8,84	2,20	52,11
17	74	9,80	7,20	2,30	53,06
10	85	13,80	9,50	2,10	55,41

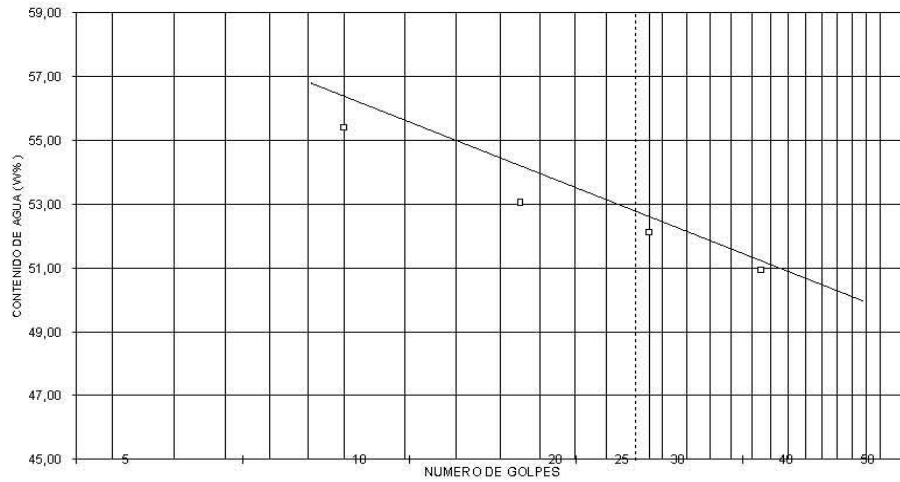
LIMITE PLASTICO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+tt	Wt	W%
5		8,30	7,50	2,30	15,38
82		8,40	7,70	2,20	12,73

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
52,11	14,06	38,05	CH





CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: ATIZAPAN RINCON DE LA MONTAÑA

SONDEO N°: SPT - 1 MUESTRA: 14 PROF.: 8.40-9.00 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
37	54	9,40	6,90	2,20	53,19
27	105	11,90	8,50	2,30	54,84
18	99	11,50	8,13	2,20	56,83
11	40	11,90	8,28	2,20	59,54

LIMITE PLASTICO

	4	8,60	7,90	2,20	12,28
	41	8,20	7,50	2,30	13,46

CONTRACCION LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
55,30	12,87	42,43	CH

NUMERO DE GOLPES



CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: ATIZAPAN RINCON DE LA MONTAÑA

SONDEO: SPT - 2

FECHA: _____

Muestra N°	Profundidad m	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
1	0,00 0,60	120	3,80	69,50	66,90	4,12		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CON GRAVAS HASTA DE 3/4 " (MATERIAL DE RELLENO)
2	0,60 1,20	105	3,90	58,90	56,10	5,36		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CON GRAVAS HASTA DE 3/4 " (MATERIAL DE RELLENO)
3	1,20 1,80	149	3,50	60,10	56,30	7,20		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CON GRAVAS HASTA DE 3/4 " (MATERIAL DE RELLENO)
4	1,80 2,40	147	3,50	64,80	60,20	8,11		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CON GRAVAS HASTA DE 1/2 " (MATERIAL DE RELLENO)
5	2,40 3,00	88	3,90	72,10	67,40	7,40		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CON GRAVAS HASTA DE 1/2 " (MATERIAL DE RELLENO)
6	3,00 3,60	143	3,50	77,70	74,20	4,95		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CON GRAVAS HASTA DE 1/2 " (MATERIAL DE RELLENO)
7	3,60 4,20	97	3,90	81,50	76,10	7,48		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CON GRAVAS HASTA DE 1/2 " (MATERIAL DE RELLENO)
8	4,20 4,80	78	3,90	92,30	87,50	5,74		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CON GRAVAS HASTA DE 1/2 " (MATERIAL DE RELLENO)
9	4,80 5,40	119	3,90	87,60	82,30	6,76		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CON GRAVAS HASTA DE 1/2 " (MATERIAL DE RELLENO)
10	5,40 6,00	82	3,90	88,00	84,00	4,99		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CON GRAVAS HASTA DE 1/2 " (MATERIAL DE RELLENO)
11	6,00 6,60	139	3,50	91,10	76,70	19,67		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
12	6,60 7,20	133	3,50	100,00	84,60	18,99		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
13	7,20 7,80	140	3,50	58,60	42,50	41,28		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
14	7,80 8,40	33	3,60	60,60	45,80	35,07		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA



CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: **ATIZAPAN RINCON DE LA MONTAÑA**

SONDEO: **SPT - 4**

FECHA: _____

Muestra Nº	Profundidad m.	Tara Nº	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
1	0,00 0,60	111	3,90	79,10	74,20	6,97		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO
2	0,60 1,20	118	3,90	81,60	77,90	5,00		ARENA PO CO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ALGUNAS GRAVAS DE 1/2 " (MATERIAL DE RELLENO)
3	1,20 1,80	122	4,00	76,40	71,30	7,58		ARENA PO CO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ALGUNAS GRAVAS DE 1/2 " (MATERIAL DE RELLENO)
4	1,80 2,40	153	3,50	69,70	63,10	11,07		ARENA PO CO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ALGUNAS GRAVAS DE 1/2 " (MATERIAL DE RELLENO)
5	2,40 3,00	130	3,60	82,50	77,70	6,48		ARENA PO CO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ALGUNAS GRAVAS DE 1/2 " (MATERIAL DE RELLENO)
6	3,00 3,60	103	3,90	88,20	82,10	7,80		ARENA PO CO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON GRAVILLAS (MATERIAL DE RELLENO)
7	3,60 4,20	113	4,00	91,60	85,40	7,62		ARENA PO CO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON GRAVILLAS (MATERIAL DE RELLENO)
8	4,20 4,80	83	3,90	89,50	83,10	8,08		ARENA PO CO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON GRAVILLAS (MATERIAL DE RELLENO)
9	4,80 5,40	94	3,90	76,60	61,50	26,22		ARCILLA PO CO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
10	5,40 6,00							FRAGMENTOS DE ROCA TRITURADA GRIS OSCURO



CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: **ATIZAPAN RINCON DE LA MONTAÑA**

SONDEO: **SPT - 8**

FECHA: _____




Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²	
1	0,00 0,60	135	3,40	57,40	54,60	5,47		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO (MATERIAL DE RELLENO)
2	0,60 1,20	137	3,50	61,60	57,20	8,19		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON GRAVAS HASTA DE 1/2" (MATERIAL DE RELLENO)
3	1,20 1,80	114	3,80	59,80	57,00	5,26		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON GRAVAS HASTA DE 1/2" (MATERIAL DE RELLENO)
4	1,80 2,40	8	3,50	62,60	58,60	7,26		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON GRAVAS HASTA DE 1/2" (MATERIAL DE RELLENO)
5	2,40 3,00	106	3,90	69,70	64,10	9,30		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON GRAVAS HASTA DE 1/2" (MATERIAL DE RELLENO)
6	3,00 3,60	5	3,60	71,80	66,20	8,95		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON GRAVILLAS (MATERIAL DE RELLENO)
7	3,60 4,20	157	3,50	77,90	72,70	7,51		ARENA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON GRAVILLAS (MATERIAL DE RELLENO)
8	4,20 4,80	86	3,90	62,00	52,00	20,79		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON Poca ARENA FINA
9	4,80 5,40	47	3,60	74,50	63,10	19,16		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON Poca ARENA FINA
10	5,40 6,00	40	3,60	78,40	65,40	21,04		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON Poca ARENA FINA
11	6,00 6,60	23	3,60	91,70	80,00	15,31		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON Poca ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS
12	6,60 7,20	21	3,50	96,60	85,70	13,26		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON Poca ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS
13	7,20 7,80							FRAGMENTOS DE ROCA TRITURADA GRIS OSCURO

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: ATIZAPAN RINCON DE LA MONTAÑA

SONDEO: SM-1

FECHA: _____

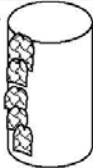

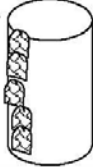
Muestra Nº	Profundidad m.	Tara Nº	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
2	0,60 1,20	232	23,90	94,30	71,60	47,59	LIMO POCO ARCILLOSO CON ESCASA ARENA FINA Y ALGUNAS RAÍCES AISLADAS, CAFÉ.	
3	1,20 5,00	RECUPERACIÓN MEDIA: 1.80 cm.		TRAMOS > 10cm: 0.13 cm		TRAMOS < 10cm: 1.67 cm →		 <p>BASALTO COLOR GRIS CLARO CON FRACTURAS NATURALES.</p>
		RQD= 3.42%						
4	5,00 8,00	RECUPERACIÓN MEDIA: 1.86 cm.		TRAMOS > 10cm: 0.00 cm		TRAMOS < 10cm: 1.86 cm →		 <p>BASALTO COLOR GRIS CLARO CON FRACTURAS NATURALES.</p>
		RQD= 0.0%						
5	8,00 9,00	RECUPERACIÓN MEDIA: 0.68 cm.		TRAMOS > 10cm: 0.17 cm →		TRAMOS < 10cm: 0.51 cm →		 <p>BASALTO COLOR GRIS CLARO CON FRACTURAS NATURALES.</p>
		RQD= 17%						

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: ATIZAPAN RINCON DE LA MONTAÑA

SONDEO: SM-2

FECHA: _____

Muestra Nº	Profundidad m.	Tara Nº	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
2	0,60 1,20	220	24,50	81,70	61,60	54,18	LIMO POCO ARCILLOSO CON ESCASA ARENA FINA, CAFÉ AMARILLO.	
3	1,20 1,80	222	24,70	105,80	84,90	34,72	ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ ROJIZO.	
4	1,80 2,40	230	24,40	131,20	110,30	24,33	ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ ROJIZO, CON GRUMOS CEMENTADOS DEL MISMO.	
5	2,40 2,70	231	24,60	118,40	93,50	36,14	ARCILLA POCO LIMOSA CON ROCA TRITURADA EN TAMAÑO MÁXIMO 1", CAFÉ ROJIZO.	
6	2,70 4,00	RECUPERACIÓN MEDIA: 0.62 cm. TRAMOS > 10cm: 0.15 cm TRAMOS < 10cm: 0.47 cm RQD= 11.54%				BASALTO COLOR GRIS CLARO CON FRACTURAS NATURALES.		
7	4,00 5,50	RECUPERACIÓN MEDIA: 1.04 cm. TRAMOS > 10cm: 0.25 cm TRAMOS < 10cm: 0.73 cm RQD= 16.67%				BASALTO COLOR GRIS CLARO CON FRACTURAS NATURALES.		
8	5,50 6,50	RECUPERACIÓN MEDIA: 0.31 cm. TRAMOS > 10cm: 0.00 cm TRAMOS < 10cm: 0.31 cm RQD= 0%				BASALTO COLOR GRIS CLARO CON FRACTURAS NATURALES.		

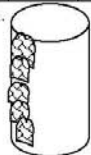
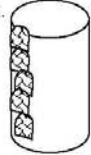
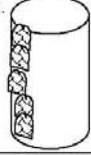


CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: ATIZAPAN RINCON DE LA MONTAÑA

SONDEO: _____

FECHA: _____

Muestra Nº	Profundidad m.	Tara Nº	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
6	2,70 4,00							RECUPERACIÓN MEDIA: 0.62 cm. TRAMOS > 10cm: 0.15 cm TRAMOS < 10cm: 0.47 cm RQD= 11.54% 
7	4,00 5,50							RECUPERACIÓN MEDIA: 1.04 cm. TRAMOS > 10cm: 0.25 cm TRAMOS < 10cm: 0.73 cm RQD= 16.67% 
8	5,50 6,50							RECUPERACIÓN MEDIA: 0.31 cm. TRAMOS > 10cm: 0.00 cm TRAMOS < 10cm: 0.31 cm RQD= 0% 

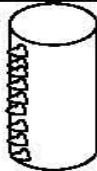




CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: ATIZAPAN RINCON DE LA MONTAÑA

SONDEO: _____

FECHA: _____

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
3	1,20 5,00							RECUPERACIÓN MEDIA: 1.80 cm. TRAMOS > 10cm: 0.13 cm TRAMOS < 10cm: 1.67 cm →  RQD= 3.42% BASALTO COLOR GRIS CLARO CON FRACTURAS NATURALES.
4	5,00 8,00							RECUPERACIÓN MEDIA: 1.86 cm. TRAMOS > 10cm: 0.00 cm TRAMOS < 10cm: 1.86 cm →  RQD= 0.0% BASALTO COLOR GRIS CLARO CON FRACTURAS NATURALES.
5	8,00 9,00							RECUPERACIÓN MEDIA: 0.68 cm. TRAMOS > 10cm: 0.17 cm →  TRAMOS < 10cm: 0.51 cm → RQD= 17% BASALTO COLOR GRIS CLARO CON FRACTURAS NATURALES.

BIBLIOGRAFIA

- 1 SMMS. A. C.(1978).**EL SUBSUELO Y LA INGENERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MÉXICO.**
Simposio, marzo de 1978.
- 2 J.E Bowles (1997) . **FOUNDATION ANALYSIS AND DESING.**
Quinta Edición.
- 3 R.C.D.D.F. (1987). **NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIÓN.**
- 4 Meyerhof. G.G (1974). **SOME RECENT RESERCH THE BEARING CAPACITY OF FOUNDATION.** Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1.
- 5 SMMS, A.C (1983). **MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PILAS Y PILOTES.** México DF.
- 6 ERNESTO H. Et al (1992). **DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES.**
TGC. Geotecnia, S.A.
- 7 Duncan C.W. (1992). **FOUNDATIONS ON ROCK.**1ra. Eviction.