

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON

**“ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA CONSTRUCCION DE
NAVES INDUSTRIALES EN EL FRACCIONAMIENTO
INDUSTRIAL SAN MARTIN OBISPO DEL MUNICIPIO DE
CUAUTITLAN IZCALLI ESTADO DE MEXICO”**

TESIS
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:
RICARDO ABEL SANTIAGO VICUÑA

ASESOR
ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

MEXICO

2009



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 LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

*POR HABERME DADO LAS HERRAMIENTAS POR MEDIO DEL
CONOCIMIENTO YA LA FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON.*

A MI ASESOR DE TESIS

*ING, GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA POR TODO EL APOYO BRINDADO
PARA LA ELABORACION DE MI TESIS QUE CON SU VALIOSA
COOPERACION Y SU CONOCIMIENTO LOGRE EL OBJETIVO.*

A MI FAMILIA

*POR BRINDARME SU APOYO INCONDICIONAL EL CUAL ES INVALUABLE
DURANTE TODO MI CAMINO DE ESTUDIO.*

*Y A TODOS LOS QUE HICIERON POSIBLE CON SU VALIOSA AYUDA
PERMITIRME LOGRAR ESTE OBJETIVO.*

GRACIAS...



INDICE	Página
INTRODUCCION	3
1. ANTECEDENTES	12
2. EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO	15
2.1 Generalidades	
2.2 Pozos a cielo abierto	
2.3 Sondeos con equipo mecánico	
3. PRUEBAS DE LABORATORIO	19
3.1 Muestras alteradas	
3.2 Muestras inalteradas	
4. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO	22
4.1 Levantamiento geológico local	
4.2 Descripción estratigráfica y física del subsuelo	
5. ANALISIS DE CIMENTACIÓN	31
5.1 Alternativa de Zapatas	
5.1.1 Elección de la alternativa de Cimentación	
5.1.2 Determinación de la Capacidad de Carga	
5.1.3 Dimensionamiento de las Zapatas	
5.1.4 Estado limite de falla en condiciones estáticas	
5.1.5 Estado limite de falla en condiciones dinámicas	
5.1.6 Estado limite de servicio	
5.1.7 Muro perimetral de retención del terraplén	
6. ESTABILIDAD DE TALUDES Y MURO DE CONTENCIÓN	41
6.1 Estabilidad de taludes	
6.2 Alternativas de Muros de contención	
6.2.1 Muro de concreto fluido	
6.2.2 Tierra armada	
7. DISEÑO DE PAVIMENTOS	59
7.1 Diseño de pavimentos de tipo flexible	
7.2 Diseño de pavimentos de tipo rígido	
8. MOVIMIENTO DE TIERRAS	72
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	78



	Página
FIGURAS	93
ANEXO I REPORTE FOTOGRAFICO	132
ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO	144
ANEXO III ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES	157
ANEXO IV ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS RIGIDOS	163
ANEXO V ANALISIS DE LA ESTABILIDAD MURO CONCRETO FLUIDO	169
BIBLIOGRAFIA	173



INTRODUCCION

Como consecuencia de la necesidad de cubrir la creciente demanda de la población y de las empresas en las grandes ciudades, ha motivado el desarrollo de fraccionamientos industriales en zonas estratégicas para garantizar el desarrollo del sector económico en forma más eficiente así como ser fuentes de empleo en las zonas donde se construirán contando con todos los servicios y vías de comunicación.

El objetivo de este trabajo es el realizar un estudio de mecánica de suelos, que nos proporcione datos suficientes para proporcionar un estudio confiable

En la época actual, la construcción de todo tipo de obras civiles demanda un buen control de calidad en todas sus etapas, tanto de diseño como de construcción, lo que implica el conocimiento de las propiedades y del comportamiento de los distintos materiales involucrados, entre los cuales se encuentra el suelo.

Los suelos son el material de construcción más antiguo y complejo, debido a su gran diversidad y a sus características mecánicas, las cuales se ven afectadas directamente por factores externos, presentes en el lugar donde se localizan. Es responsabilidad del ingeniero civil, el estudio de dicho comportamiento así como la interacción del suelo con cualquier tipo de estructura.

Para lo cual se realizan estudios para determinar y conocer las propiedades de los suelos (mecánicas, hidráulicas, índice, etc.), así como determinar su estratigrafía, con el fin de determinar el tipo o los tipos de cimentación más convenientes y adecuadas para las estructuras proyectadas. También se obtienen capacidades de carga, nivel de aguas freáticas y clasificación del tipo de terreno de cimentación, este último mediante sondeos mecánicos de penetración estándar; necesaria para el proyecto estructural.

Los estudios de mecánica de suelos, se realizan también para poder proyectar la estructura de los pavimentos de vialidades.

Los tipos de exploración pueden ser someros o profundos dependiendo del tipo de estructura proyectada.

El laboratorio de mecánica de suelos, es el medio mediante el cual se obtendrán este conjunto de datos, determinando la clasificación, la cual nos ayudara a definir el problema que se presenta, y a partir de esta se indica las pruebas requeridas para determinar las características de deformación y resistencia a los esfuerzos del suelo.



ORIGEN Y FORMACIÓN DE UN SUELO.

El suelo es la capa más superficial de la corteza terrestre, constituida por fragmentos de roca de diferente tamaño. Esta capa puede tener hasta varios cientos de metros y se distinguen dos capas:

La más superficial presenta una intensa actividad biológica (contiene microorganismos, raíces, materia orgánica, etc). Este es el suelo edáfico y no es apto como material de construcción ni para soportar cargas significativas. La retirada de esta capa es necesaria para construir y se realiza mediante la operación de desbroce.

La capa más profunda está constituida por materiales totalmente inertes y es el objeto de la Mecánica de Suelos.

INFLUENCIA DEL TIPO DE MATERIAL

La naturaleza intrínseca del material mantiene una estrecha relación con el tipo de inestabilidad que puede producirse, condicionando y pudiendo estimarse de antemano la susceptibilidad de cada material, a que se desarrolle un movimiento determinado. Los terrenos en los que se producen los movimientos, pueden dividirse en tres grupos:

- Macizos rocosos
- Suelos
- Materiales de relleno

El primer grupo se identifica con los medios rocosos, en los que existen una serie de discontinuidades naturales antes de iniciarse un movimiento. Los suelos constituyen un agregado de partículas sólidas con diferente grado de consolidación, que pueden desarrollarse “in situ” formando una cobertura de los macizos rocosos o bien pueden haber sufrido un cierto transporte. Como materiales de relleno se consideran los depósitos acumulados debido a la realización de determinadas obras o actividades, generalmente compuestos de materiales heterogéneos. Sobre los diversos grupos actúan una serie de factores controladores, cuya interrelación origina que se produzcan uno u otro tipo de movimiento.

Medios rocosos

Un macizo rocoso constituye un medio discontinuo que esencialmente se compone de bloques sólidos separados por discontinuidades.

A partir de esta definición, se puede deducir que las propiedades esfuerzo–deformación de los macizos rocosos son de naturaleza anisótropa.

El comportamiento de un macizo rocoso, generalmente depende de las características de las discontinuidades (estratificación, diaclasas, fallas, esquistosidad, líneas de debilidad, etc.) que presenta, así como de la litología



de la roca matriz y su historia evolutiva. En las discontinuidades ha de considerarse el tipo y origen, distribución especial, tamaño y continuidad, rugosidad, naturaleza del relleno, presencia de agua, etc.

De la roca matriz ha de conocerse su naturaleza, características resistentes, meteorización, alterabilidad, etc. Generalmente los diferentes tipos de rotura que se producen en los medios rocosos siguen superficies preexistentes, aunque cuando los macizos están fuertemente fracturados pueden desarrollarse nuevas superficies de corte, similares a las producidas en suelos. El conocimiento del conjunto de características mencionadas constituye el paso previo en el análisis de estabilidad de taludes naturales y diseño de desmontes a excavar en medios rocosos.

Suelos

Las diferencias de comportamiento que presentan estos materiales frente a los rocosos, se deducen de su definición como: conjunto de partículas sólidas, sueltas o poco cementadas, más o menos consolidadas, de naturaleza mineral, fragmentos de roca, materia orgánica, etc., con fluido intersticial rellenando huecos y que han podido sufrir transporte o desarrollarse in situ. El comportamiento de las masas de suelo se asemeja al de un medio continuo y homogéneo. Las superficies de rotura se desarrollan en su interior, sin seguir una dirección preexistente.

Básicamente suelen diferenciarse estos materiales atendiendo a su génesis:

- Transportados: coluviones, aluviales, glacial, etc.
- Desarrollados in situ: eluviales.

Existen definiciones de tipo gradacional desde el punto de vista de la ingeniería civil, así:

- Derrubios: generalmente superficiales con alto contenido en material grueso.
- Depósitos de barro: compuesto por materiales con poco gruesos y cuya fracción más fina puede oscilar entre arenas no plásticas y arcillas de alta plasticidad.

La dinámica de estos materiales depende de las propiedades y características de sus agregados.

Habrá que considerar:

- Tamaño, forma y grado de redondez de las partículas más gruesas.
- Proporción del contenido en arenas y/o arcillas.
- Contenido en agua del suelo y situación del nivel freático, etc.

Toda esta serie de características confieren a los suelos una resistencia intrínseca que constituye el factor dominante de su estabilidad. Cuando se



desarrollan superficies de rotura en el contacto suelo-roca, las características de la estrecha franja del contacto difieren de las generales del suelo.

RELLENOS

Se agrupan bajo esta denominación todos aquellos depósitos artificiales, realizados por la demanda de ciertas actividades, como construcción de obra civil (terraplenes, presas de tierra, etc.) o bien como cúmulo de materiales de desecho, sobrante, etc. (vertederos y escombreras).

Las consideraciones técnicas del comportamiento de estos rellenos tienen una gran semejanza con el de los materiales tipo suelo. Los movimientos que se producen siguen la pauta de los que tienen lugar en los suelos, desarrollándose a través del material, según una superficie no determinada previamente.

Dicho comportamiento puede modificarse en determinados casos, cuando las características de los materiales en contacto difieran considerablemente. Tal es el caso de los terraplenes a media ladera, en los que pueden producirse movimientos en el contacto de los materiales que constituyen el núcleo y cimientamiento del terraplén respectivamente. También pueden existir movimientos condicionados por materiales de distintas características, en el caso de presas de tierra con núcleos inclinados, vertederos no controlados, etc.

FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DEL SUELO

Existen tres factores que influyen en el comportamiento de un suelo:

1. Naturaleza y composición mineralógica. Los silicatos son los minerales más abundantes y forman los minerales de las arcillas. Éstas tienen una estructura laminar en capas y presentan un déficit de carga negativa en su superficie que es compensado por cationes positivos adsorbidos que compensan el déficit creando una doble capa difusa. Entre un mineral de arcilla y otro existe una fuerza de repulsión aunque también puede ser de atracción (fuerzas de Van der Waals). Se pueden producir uniones borde-cara.

Algunos minerales de arcilla, por su estructura laminar, pueden absorber mucha cantidad de agua y tienen un gran poder de retención de la misma. Este agua produce un incremento de volumen en el mineral que disminuye drásticamente cuando se seca (retracción). Se trata, por tanto, de suelos expansivos muy perjudiciales para la construcción porque los incrementos de volumen no se producen de manera uniforme, es decir, se originan empujes relativos de una zona a otra y los procesos de retracción producen importantes asentamientos. De cualquier modo, no todos los minerales de arcilla son igual de expansivos. Por otro lado cabe mencionar los sulfatos, que son muy solubles, pudiendo ser disueltos y arrastrados por los flujos de agua subterránea, perdiéndose material y aumentando, consecuentemente, la porosidad. A veces se llegan a formar oquedades pudiendo producir el colapso de una estructura.



2. Textura. Se trata de la distribución por tamaños de las partículas de un suelo. Siguiendo la clasificación propuesta por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), éste se clasificará dependiendo de su textura en arcilla, limo, arena, grava y cantos rodados. La textura afecta al comportamiento del suelo porque al aumentar el tamaño de las partículas también aumenta la resistencia de éste. La textura también influye en la conductividad hidráulica; los materiales finos tienen baja conductividad hidráulica.

Distribución por tamaños de las partículas de un suelo.

PARTÍCULAS	TAMAÑO (mm.)
Arcillas	< 0,002
Limos	0,002-0,074
Arenas	0,074-2
Gravas	2-75
Cantos rodados	> 75

A la fracción de arenas, gravas y cantos rodados se le suele denominar fracción gruesa y a la fracción de limo y arcilla se le denomina fracción fina.

3. Estructura. Es la disposición relativa de unas partículas respecto a otras. En los suelos granulares la estructura viene determinada por la forma de las partículas, mientras que en los suelos de textura fina depende del tipo de fuerzas que predominan.

Las partículas de los suelos de textura gruesa pueden ser desde angulosas hasta redondeadas, existiendo también tipos intermedios.

Las partículas angulosas pueden provenir de una roca o material que no ha sido erosionado por el agua de manera importante. Las partículas redondeadas son cantos rodados y están en las laderas y proximidades de los ríos. Las partículas angulares encajan mejor y tienen mayor resistencia y mejor comportamiento que los cantos rodados.

En los suelos de textura fina, como las arcillas, la estructura viene determinada por la fuerza predominante, pudiéndose distinguir:

Estructura dispersa: se debe a las fuerzas de repulsión y se puede explicar diciendo que son paquetes dispuestos paralelamente. Existe anisotropía siendo los valores de la conductividad hídrica considerablemente mayores en la dirección de los paquetes.

Estructura floculada: se asemeja a un castillo de naipes y se debe a las fuerzas de atracción. Tiene una conductividad hidráulica y una porosidad mayor que la estructura dispersa ya que el diámetro efectivo de los poros es mayor. Además



presenta un mayor grado de isotropía y menor densidad, sin embargo la resistencia es menor.

CLASIFICACIÓN ASTM

Se determina a partir de la granulometría, la uniformidad, los límites de Atterberg y el contenido en materia orgánica. En la clasificación se usará únicamente el material pasante por el tamiz de 3”.

El sistema divide los suelos en dos grupos principales, gruesos y finos, en función del pasante por el tamiz n° 200 ASTM. Los suelos de grano grueso se dividen en gravas y arenas según el pasante por el tamiz n° 4 ASTM. Estas gravas o arenas, a su vez, se clasifican dependiendo del porcentaje de finos que presentan (% del pasante por el tamiz n° 200 ASTM) en limpias y sucias.

Las gravas y arenas limpias se dividen en bien graduadas o mal graduadas en función de los coeficientes Cc y Cu. Las gravas y arenas sucias se diferencian en función del índice de plasticidad y la línea A del ábaco de plasticidad de Casagrande.

En el caso de gravas y arenas pueden existir, además, símbolos dobles si el porcentaje de finos está entre el 5 y 12 % o si el suelo se encuentra sobre la línea A, del ábaco de plasticidad de Casagrande, y el índice de plasticidad entre 4 y 7. Una simbología corresponderá a uno de los grupos de las gravas o arenas limpias, aquella que cumpla los requisitos, y otra a uno de los grupos de las gravas o arenas con finos, el que cumpla los requisitos. Las gravas con símbolo doble podrán ser GC-GW, GM-GW, GC-GP o GM-GP. Las posibles arenas con símbolo serán SC-SW, SM-SW, SC-SP o SM-SP.

Para la exploración y muestreo se tiene como finalidad el conocer las el estado natural del suelo, mediante sondeos profundos de tipo exploratorio los cuales se indicara a más detalle en el estudio en mención.

En este estudio se llevo a cabo la obtención de muestras mediante pozos a cielo abierto ya que con este tipo de sondeo se obtiene muestras inalteradas del subsuelo superficial, sin embargo solo nos permite conocer el tipo de material y posición del nivel freático

Para realizar este tipo de sondeos se usa solamente herramienta menor y una vez obtenidas las muestras mediante el procedimiento indicado se canalizan al laboratorio para su ensayo posterior con lo que se determina de manera preliminar el tipo de suelo y algunas de sus características como granulometría, plasticidad, entre otras.

Así mismo también se realizaron sondeos con equipo mecánico con los que se determino las características superficiales del subsuelo y el tipo de sondeo utilizado fue el de Penetración estándar del SPT-1 A SPT-3. Obteniendo muestras alteradas del suelo con lo que se realiza una correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos.



Mediante las pruebas de laboratorio que se realizaron se obtuvo las propiedades índice y mecánicas del suelo de las muestras alteradas e inalteradas las cuales se detallan en el anexo de pruebas, dichas muestras se clasificaron en forma visual y al tacto mediante pruebas de Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se realizaron límites de consistencia o granulometría por mallas, densidad de sólidos, ensayos de compresión axial y triaxial, prueba de compresión no confinada y determinación de peso volumétrico natural, ley de resistencia por la envolvente de Mohr, prueba de compresión triaxial no consolidada-no drenada, UU, registros de laboratorio y graficas de esfuerzo-deformación, valores de índice de resistencia y perfiles estratigráficos.

Las características del suelo esta determinada de acuerdo a la zona de geológica del lugar y en el caso de nuestro estudio es de origen aluvial y volcánico ubicado en una zona de loma, dicha zona esta considerada como de explotación de mantos pumíticos y de acuerdo a a las observaciones hechas no se detecto existencia de cavidades como depresiones o agrietamientos por lo que se determino su nula existencia.

Los depósitos que la conforman presentan un a estratificación regular en algunas zonas, irregular y lenticular los cuales se encuentran constituidos por los siguientes elementos litológicos producto de erupciones en grandes volcanes andesíticos estratificados: Horizontes de cenizas volcánicas de granulometría variable, Capas de erupciones pumíticas y Lahares.

La formación de estudio presenta una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y hasta lenticular, esta formación de Tarango presenta estas características, aunque ligeramente inclinado 4° y la zona de estudio constituido por horizontes de cenizas volcánicas. Los depósitos del subsuelo están constituidos superficialmente por materiales de origen volcánico, no se detectaron capas de materiales pumíticos hasta la máxima profundidad perforada. La arcilla que se tiene en este lugar es producto de la gradación de partículas erosionadas que han sido transportadas por arrastre de aguas pluviales en un proceso natural de muchos años.

Debido a la determinación del nivel del agua se recomienda colocar un sistema de drenaje en todo el perímetro del sitio de estudio con obras de protección en las colindancias.

En el análisis de cimentación se determino mediante los cálculos y estudios previamente realizados que la alternativa de cimentación mas adecuada será mediante zapatas desplantadas.

Se consideró que en caso de requerir construirse un terraplén para sobreelevar el nivel de la nave, esta deberá de estar conformada por materiales mejorados.

El tipo de cimentación depende de factores como su función, las cargas a que estará sujeta, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación



comparado con el costo de la estructura, para elegir se consideraron todos los factores tanto físicos como económicos. Sin embargo cabe señalar que se presentarán dos problemas en el funcionamiento de la misma, porque el suelo es incapaz de soportar la carga (falla por capacidad de carga), y que el suelo no falle pero el asentamiento puede ser mayor o diferencial, que la estructura pueda agrietarse y dañarse (asentamiento diferencial).

Para la estabilidad de taludes mediante los criterios presentados se recorrerá hacia el exterior y tendrá una inclinación, sin embargo se establece que los materiales expuestos en la cara del talud son los más susceptibles a sufrir caídos o desprendimientos de bloques y se recomienda sean protegidos mediante una estructura de retención, de acuerdo a los resultados obtenidos y que se detallan en el anexo correspondiente se esta proponiendo la colocación de anclas para incrementar el factor de seguridad, empleando una estructura constituida por una placa de concreto lanzado reforzada con malla electrosoldada y retenida por las anclas de fricción.

En el análisis de estabilidad de taludes se recurrió al procedimiento de equilibrio límite empleando el criterio de Bishop simplificado, considerando factores como las fuerzas que tienden a provocar la falla y las fuerzas que se oponen, dicho análisis se efectuó mediante un programa aplicando el criterio de Jambu con la finalidad de determinar el factor de seguridad contra la falla general de todo el talud o local en parte de él para condiciones estáticas y dinámicas.

En la revisión para condiciones estáticas se consideró la existencia de grietas de tensión longitudinales en la corona del talud y en la determinación de la grieta y al considerarse que esta se presenta o desarrolla en la mitad de la corona mas alejada que afecta el círculo crítico y en base a la determinación preliminar de las coordenadas del círculo crítico por el pie de talud.

Con los resultados obtenidos se indica una serie de recomendaciones para proteger el talud y evitar empujes hidrostáticos sobre el muro de concreto lanzado y la correcta canalización del agua que se acumule en el respaldo del muro así como la colocación de drenes profundos mas a detalle en el anexo correspondiente.

Se propuso dos alternativas para el muro de contención: concreto fluido y tierra armada teniéndose como tercera opción un muro de suelo cemento. Cualquiera que sea la alternativa que sea seleccionada se deberá de tener un desplante mínimo por debajo del nivel más bajo que se tenga en el terreno previniéndose los trabajos adicionales para el desvío del cauce en caso de realizar los trabajos en época de lluvias.

Aplicando el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM se diseño el tipo de pavimento flexible para un período de vida útil de 20 años,

Las estructuras de pavimento rígido, su superficie de rodamiento es proporcionada por losas de concreto hidráulico que distribuyen las cargas de



los vehículos, hacia las capas inferiores, por medio de toda la superficie de la losa y de las adyacentes que trabajan en forma conjunta con la que recibe directamente las cargas, sin embargo en este tipo de pavimento debido a que no puede plegarse a deformaciones de capas inferiores, provoca la falla en la estructura principalmente por el fenómeno de bombeo que consiste en el ascenso de material fino y húmedo hacia la superficie de rodamiento debido a esto se especifica colocar un material granular que debe cumplir con las normas para sub-base de pavimento.

Para el diseño de este tipo de pavimento se empleó el criterio de la P.C.A. que aplica las formulas de Picket, este pavimento se estima de 25 años, con las medidas de protección de las capas inferiores, el mantenimiento adecuado y no permitir la circulación de vehículos de mayor peso al de diseño.



ANTECEDENTES



1. ANTECEDENTES

Se solicitó el Estudio de Mecánica de Suelos por parte de Inmobiliaria SANMO para el proyecto denominado “*Conjunto Industrial*”, que se construirá en el predio 26-A ubicado en el Fraccionamiento San Martín Obispo, Municipio de Cuautitlán Izcalli, Estado de México, donde se proyecta la construcción de una Nave de tipo Industrial y en el área restante se tendrá una vialidad interior, patio de maniobras y un área de estacionamiento superficial que dará servicio a la nave y a las oficinas que se contemplan edificar. La localización del sitio de interés se indica en la figura 1.

El sitio de interés está localizado al Sur de la Autopista de cuota Chamapa-La Venta, colindando hacia el Norte con la Av. de la Barranca Honda y Av. Pirules, dentro del Fraccionamiento San Martín Obispo, como se muestra en la figura 2. El lugar está comprendido por un lote que cubre un área de 33,038 m² como se muestra en la figura 2.

El desnivel máximo que se tiene entre el nivel de rodamiento de la Av. Barranca Honda y la superficie actual del terreno es de 20 metros aprox., como se muestra en el reporte fotográfico del Anexo I, y donde también se puede observar que el desnivel mayor existe en la zona central y la zona oriente del predio.

En la figura 3 se presenta el plano topográfico del terreno analizado, en donde se observa un desnivel de 12 m aproximadamente que se tiene entre la superficie actual del terreno y el cauce existente en la zona más baja del área estudiada.

La Nave de Bodega será una estructura tipo Industrial, con columnas de acero y techo de armaduras de acero recubiertas con lámina pintada engargolada, y colchoneta de fibra de vidrio.

El piso de la bodega quedará sobreelevado 1.2 metros por arriba del nivel de rodamiento que de acuerdo a la estrategia propuesta por el proyecto con el objeto de dejar un andén.

Las cargas estimadas para este proyecto, fueron: lámina del techo 5 Kg/m², estructura metálica 35 Kg/m² e instalaciones 10 Kg/m². La carga viva recomendada por el Reglamento es de 40 Kg/m². La carga por columna central estimada resulta por lo tanto de 33.5 toneladas sin factorizar, que incluye la carga muerta y una carga viva aplicada en toda el área tributaria, lo cual es muy remoto que ocurra.



La carga uniforme que podría aplicarse sobre el piso será de 3 ton/m^2 y se consideraron en racks con patas a un metro de distancia y placas cuadradas de 14 centímetros de lado, que aplicarán hasta 4.6 toneladas. Los montacargas que circularán en el interior aplicarán 2 toneladas por rueda, y los cuales tienen una distancia de 1.20 metros entre ellas.

Se establece que por especificación se requerirá una losa de 15 cm de espesor mínimo, con juntas a cuatro metros máximo. El patio de maniobras de la nave tendrá un pavimento de tipo rígido conformado por concreto hidráulico y se darán las especificaciones necesarias para la construcción de un pavimento flexible constituido por carpeta asfáltica.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más adecuada para la estructura proyectada, así como el diseño de la sección estructural de sus pisos y pavimentos, se llevo a cabo un estudio de mecánica de suelos consistente en exploración y muestreo del subsuelo, la ejecución de pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

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



EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



2. MUESTREO Y EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

2.1 Generalidades

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, para lo anterior se realizaron en el sitio de interés un total de tres sondeos profundos de tipo de exploratorio con profundidades variables entre 15 y 18 m, además se realizaron cinco pozos a cielo abierto, ambos en lugares estratégicamente seleccionados, con el fin de conocer la estratigrafía del subsuelo y sus características de resistencia y deformabilidad así como los espesores correspondientes.

Debido a lo heterogéneo y complejo del suelo en muchos sitios 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.

2.2 Pozos a cielo abierto

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

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

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso únicamente se detecto a profundidades variables con respecto al nivel en que se ubicaron las calas en la zona más baja del terreno.

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



laboratorio para su estudio. Si se detectan a simple vista varios estratos de suelo, se tomarán muestras de cada uno de ellos de la misma forma.

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

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

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

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

Los perfiles de cada uno de los pozos excavados se indican en las figuras 5 a 9 y en la figura 4 se presenta la ubicación de cada uno dentro del terreno.

2.3 Sondeos con equipo mecánico

Además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto para determinar las características superficiales del subsuelo, se realizaron en el sitio de interés sondeos más profundos con maquinaria rotatoria Long Year 34.

Como se menciono anteriormente, los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso se requirió hacer tres sondeos profundos de tipo Penetración estándar denominados SPT-1 a SPT-3, los cuales fueron realizados a una profundidad variable entre 15 y 18 m, que serán de gran apoyo para determinar la magnitud de los asentamientos máximos esperados y de la capacidad de carga del terreno.

2.3.1 Método de penetración estándar

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



sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna (ϕ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.

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

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

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

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

ARENAS (BASTANTE SEGURAS)		ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	COMPACIDAD RELATIVA	No. DE GOLPES POR 30 CM. N	CONSISTENCIA
0 - 4	MUY SUELTA	MENOS DE 2	MUY BLANDA
5 - 10	SUELTA	2 - 4	BLANDA
11 - 30	MEDIA	5 - 8	MEDIA
31 - 50	COMPACTA	9 - 15	FIRME
MAS DE 50	MUY COMPACTA	15 - 30	MUY FIRME
		MAS DE 30	DURA

En las figuras 10 a 12 se presentan los registros de campo de los sondeos profundos realizados en el sitio de interés.

En las figuras 13 a 15 se presentan en forma grafica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de los sondeos de penetración estándar, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.



PRUEBAS DE LABORATORIO



3. PRUEBAS DE LABORATORIO

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

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

3.1 Muestras alteradas

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

Propiedades Índice

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

3.2 Muestras inalteradas

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

Propiedades Índice

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

Propiedades Mecánicas

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
 - a) Compresión Simple
 - b) Compresión Triaxial Rápida UU

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



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

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

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

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

En las figuras 13 a 15 se presentan en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de los sondeos profundos de penetración estándar realizados en el sitio de interés, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

Los perfiles estratigráficos de los cinco pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 5 a 9.



CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO



4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

Las formaciones geológicas de los suelos que se localizan en esta zona son de origen aluvial y volcánico (ver figura 16). En términos generales los suelos superficiales son suelos correspondientes a las series clásticas fluvial y aluvial que están constituidos por materiales granulares aluviales y por depósitos superficiales de formación lacustre, principalmente arcillosas con intercalaciones de pómez, arena negra y vidrio volcánico; los depósitos de las formaciones de la Sierra de las Cruces que son básicamente de las formaciones Tarango y Becerra constituidas principalmente por brecha andesítica con intercalaciones de pómez, arena y limo; así como las de las Sierras de Tepotzotlán y de Guadalupe constituidos por numerosos horizontes de toba, ceniza y capas de pómez.

El área de interés se encuentra sobre una loma, en la que por la explotación de los materiales del lugar o para tener superficies horizontales sobre las que se han construido las estructuras existentes se han realizado cortes.

De acuerdo a la información existente mediante la investigación de las características del subsuelo realizada en la zona de interés, y recopilada por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, la zona está considerada como de baja probabilidad de la existencia de cavidades en el subsuelo, dejadas por la explotación de mantos pumíticos. También en base a las observaciones hechas en recorridos efectuados en la vecindad del predio de interés, no se detectaron indicios de la existencia de cavidades en el subsuelo, como depresiones o agrietamientos del terreno, y en general observando la morfología y accidentes del terreno, concluyéndose que la probabilidad de la existencia de cavidades en el subsuelo en el predio de interés, es nula.

4.1 Levantamiento geológico local

El predio de interés forma parte de la Sierra de las Cruces ubicada al occidente de la Cuenca del Valle de México conocida como Zona de Lomas, de acuerdo con la zonificación de los materiales del subsuelo, y denominada geotécnicamente Formación Tarango. En general los depósitos que constituyen esta formación presentan una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y lenticular, y se encuentran constituidos por los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones en grandes volcanes andesíticos estratificados:

a) Horizontes de cenizas volcánicas de granulometría variable, producida por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.



b) Capas de erupciones pumíticas correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.

c) Lahares, definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.

4.2 Descripción estratigráfica y física del subsuelo

El área de interés forma parte de la Sierra de las Cruces, ubicada al Occidente de la Cuenca del Valle de México, conocida como zona Lomas de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo y geotécnicamente como la formación Tarango.

En general los depósitos que constituyen esta formación presentan una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y hasta lenticular, constituidos por materiales producto de erupciones violentas, formando tobas arcillosas y lahares principalmente. Las estructuras de la formación Tarango están formadas por la superposición de varios abanicos volcánicos, correspondiendo cada uno a la vida activa de un volcán, surcado superficialmente en la dirección de la pendiente, oriente-poniente, por barrancas y cañadas, producto de la erosión debido al escurrimiento del agua de lluvias.

La formación Tarango representa un conjunto estratificado a veces regular, a veces irregular y hasta lenticular, ligeramente inclinado (4°), constituido en la zona de interés por horizontes de cenizas volcánicas de distintas granulometrías (tobas) intercalados por capas de erupciones pumíticas.

En particular en el predio de interés de acuerdo a los sondeos profundos realizados y al levantamiento geológico superficial realizado, los depósitos del subsuelo están constituidos superficialmente materiales de origen volcánico, del tipo de nubes ardientes constituidos por tobas arcillosas poco limosas con escasa arena fina, y arcillas limosas con escasa arena, de consistencia variable entre firme y dura, el contenido natural de agua medio es de 40%, con valores máximos de 62% registrado en el sondeo SPT-1, e índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 19 y 50 golpes, excepto en los sondeos SPT-2 y SPT-3 donde para los primeros 4.5 m y 3.0m respectivamente se tienen un índice de resistencia a la penetración estándar (en su condición más desfavorable) variable entre 5 y 26 golpes, no se detectaron capas de materiales pumíticos hasta la máxima profundidad perforada. En función de lo anterior se considera que el área que ocupará la estructura de interés, la probabilidad de la existencia de cavidades en el suelo producto de la explotación de materiales pumíticos es baja. Lo anterior



es necesario considerarlo, ya que en el caso de dictaminar su presencia provocaría algún movimiento en la estructura que ocasionaría su inestabilidad.

En general los depósitos que constituyen esta formación presentan una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y hasta lenticular, constituidos por materiales producto de erupciones violentas, formando tobas arcillosas principalmente de la erosión debido al escurrimiento del agua de lluvias.

Los depósitos superficiales y cercanos a la zona Sur más baja donde colinda con el cauce son arcillas de color café oscuro provenientes de suelos depositados por el viento. La arcilla que se tiene en esta zona es producto de la gradación de partículas erosionadas que han sido transportadas por el arrastre de aguas pluviales. Las arcillas que se tienen en el talud existente y cercano al cauce, fueron erosionadas y redepositadas desde hace muchos años.

De acuerdo a la exploración realizada con los pozos a cielo abierto excavados sobre el cuerpo del talud existente en la zona más baja se detecto sobre el cuerpo del talud una capa vegetal del orden de 10 cm de espesor, subyaciendo se tienen rellenos constituidos por cascajo, desperdicio de construcción o inclusive material redepositado del lugar con espesores variables entre 50 y 80 cm, finalmente por debajo de estos se tienen materiales arcillosos naturales del lugar de color café oscuro, de consistencia firme.

La secuencia estratigráfica detallada de los sondeos realizados se describe a continuación:

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT - 1

Profundidad (m)	Descripción
0.00-1.80	Limo poco arcilloso café claro con poca arena fina, contenido de agua variable entre 16 y 26%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 36 a más de 50 golpes.
1.80-4.00	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, contenido de agua variable entre 32 y 48%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 35 a más de 50 golpes, con un límite líquido de 61%, límite plástico 18%, índice de plasticidad de 43% y de acuerdo al SUCS pertenece al CH, con un porcentaje de finos del 66% y 34% de arenas.



Profundidad (m)	Descripción
4.00-6.60	Arcilla poco limosa de color café amarillento con escasa arena, con contenido de agua variable entre 33 y 51%, de consistencia variable de muy firme a dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 21 a 36 golpes.
6.60-7.20	Arcilla poco limosa café grisáceo con poca arena fina, contenido de agua del 38%, de consistencia muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 27 golpes,
7.20-9.00	Arcilla poco limosa café amarillento con escasa arena fina, contenido de agua variable entre 24 y 62%, de consistencia muy firme a dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 22 a 45 golpes, con un porcentaje de finos de 82% y arenas 18%, con un límite líquido de 49%, límite plástico 24%, índice de plasticidad de 25% y de acuerdo al SUCS pertenece al CL.
9.00-11.00	Arcilla poco limosa café grisáceo con poca arena fina y mica, presenta un contenido de agua variable entre el 14 y 45%, de consistencia dura a muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes, granulométricamente formado por un 54% de finos y en su parte gruesa del 46%, de límite líquido igual a 50% y límite plástico de 19%, índice plástico 31% de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.
11.00-12.60	Arcilla limosa café grisáceo claro con escasa arena fina, contenido de agua variable de 21 a 37%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 19 y 38 golpes.
12.60-15.15	Arcilla poco limosa café con escasa arena fina, con contenido de agua variable entre 29 y 48%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes.

**SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT - 2**

Profundidad (m)	Descripción
0.00-0.60	Limo poco arcilloso café claro con escasa arena fina, contenido de agua del 22% y un índice de resistencia a la penetración estándar de 12 golpes.
0.60-3.00	Arcilla café oscuro con escasa arena fina, contenido de agua variable entre 23 y 32%, de consistencia muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 22 y 32 golpes, con un límite líquido de 44%, límite plástico 21% índice plástico al 23% y de acuerdo al SUCS pertenece al CL, granulométricamente formado por 94% de finos y en su parte gruesa por un 6%.
3.00-4.50	Arcilla poco limosa de color café oscuro claro con escasa arena fina, contenido de agua variable entre 22 y 35%, de consistencia muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 12 a 32 golpes.
4.50-7.00	Arcilla poco limosa café amarillento con escasa arena fina, contenido de agua variable entre 24 y 48%, de consistencia variable de firme a dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes, formado por un 82% de finos y 18% en su parte gruesa, con un límite líquido de 46%, límite plástico 21% índice plástico al 25% y de acuerdo al SUCS pertenece al CL.
7.00-8.40	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina y mica, contenido de agua variable del 53%, de consistencia muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 27 y 39 golpes.
8.40-10.80	Limo poco arcilloso con escasa arena fina, contenido de agua variable entre el 36 y 56%, de consistencia muy firme a dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 27 y 41 golpes.



Profundidad (m)	Descripción
10.80-13.80	Arcilla poco limosa café oscuro con escasa arena fina, contenido de agua variable de 37 a 45%, de consistencia muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 20 a 31 golpes; con un límite líquido de 44%, límite plástico 19% índice plástico al 26% y de acuerdo al SUCS pertenece al CL, granulométricamente formado por un 79% de finos y en su parte gruesa por un 21%.
13.80-15.00	Arcilla poco limosa de color café con escasa arena fina y mica, contenido de agua medio del 30%, de consistencia muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 25 a 28 golpes.

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT - 3

Profundidad (m)	Descripción
0.00-0.60	Limo poco arcilloso café claro con poca arena fina, contenido de agua del 15% y un índice de resistencia a la penetración estándar de 5 golpes.
0.60-3.60	Arcilla poco limosa café oscuro con escasa arena fina, contenido de agua variable entre 14 y 42%, de consistencia variable de muy firme a dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 10 y 50 golpes, con un límite líquido de 53%, límite plástico 22% índice plástico al 31% y de acuerdo al SUCS pertenece al CH, constituido granulométricamente por un 91% de finos y un 9% en su parte gruesa.
3.60-4.20	Arcilla poco limosa de color café claro con poca arena fina, contenido de agua del 37% de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor de 50 golpes.



Profundidad (m)	Descripción
4.20-7.80	Arcilla poco limosa de color café con escasa arena fina, contenido de agua variable entre 31 y 57%, de consistencia muy firme a dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 28 y 45 golpes, granulométricamente formado en su parte fina por un 63% y un 37% en su parte gruesa; límite líquido de 40%, límite plástico 15% índice plástico al 25% y de acuerdo al SUCS pertenece al CL.
7.80-10.80	Arcilla poco limosa de color café con escasa arena fina y mica, contenido de agua variable entre 17 y 33%, de consistencia muy firme a dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 28 a 50 golpes.
10.80-12.60	Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina, contenido de agua variable entre el 35 y 59%, de consistencia muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 21 y 30 golpes.
12.60-14.00	Arcilla poco limosa café grisáceo oscuro con poca arena fina, contenido de agua variable de 26 a 36%, de consistencia muy firme a dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 28 a 40 golpes; constituido por un 68% de finos y un 32% en su parte gruesa; con un límite líquido de 52%, límite plástico 24% índice plástico al 28% y de acuerdo al SUCS pertenece al CH.
14.00-16.20	Arcilla poco limosa café grisáceo claro con escasa arena fina, contenido de agua variable del 24 a 39%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes.
16.20-18.35	Arcilla poco limosa café amarillento con escasa arena fina, contenido de agua variable de 30 a 34%, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes.



De acuerdo a los sondeos realizados y descritos con anterioridad se establece que los materiales tobaceos del lugar tienen una resistencia a la penetración estándar variable pero no inferior a los 20 golpes, sin embargo en los dos de los sondeos efectuados en la colindancia Sur y denominados SPT- 1 y SPT-3 se tienen resistencias en promedio del orden de 30 golpes, que incluso llegan alcanzar valores de 50 golpes, en cambio en el sondeo SPT-2 se registraron resistencias inferiores que los otros dos mencionados anteriormente, por lo que se establece que será necesario realizar un par de sondeos adicionales en esta zona para determinar la profundidad a la que aparecen los materiales resistentes y ratificar donde deberá desplantarse el muro de contención que se proyecta construir en esta zona.

El nivel del agua se encontró a una profundidad promedio de 0.5 m con respecto a la zona más baja del cauce.

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

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

De acuerdo 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 las figuras 15a, 15b y 15c, se presentan los cortes estratigráficos realizados correlacionando los sondeos efectuados en el sitio de interés.



ANALISIS DE CIMENTACIÓN



5. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Considerando que la zona de interés tiene una cota del terreno inferior a la de Av. Barranca Honda y que presenta una topografía horizontal así como las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas para la nave proyectada que transmitirá a la cimentación una descarga estimada máxima por columna en su condición más crítica del orden de 33,500 kg, que considera una carga viva aplicada en toda el área tributaria (máxima por Reglamento); que incluye la carga muerta por columna, y las correspondientes a las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, en particular los materiales del lugar en la colindancia Sur corresponden a una arcilla limosa poco arenosa de consistencia variable entre media y firme desde la superficie actual del terreno y con espesores variables entre 3 y 4 metros detectada en los sondeos denominados SPT-3 y SPT-2, respectivamente, subyacida a su vez por materiales naturales del lugar que corresponden a tobas volcánicas constituidas por una arcilla limosa con escasa arena fina, de consistencia variable entre media y firme, y tomando en cuenta que en el sondeo denominado SPT-1 que se realizó en la zona central del terreno los materiales naturales de tipo tobaceo afloran desde la superficie, siendo este sondeo el representativo de los materiales existentes en la mayor parte del terreno, en base a todo lo antes mencionado se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante zapatas desplantadas a 1.5 m de profundidad respecto al nivel de proyecto.

5.1 Alternativa mediante Zapatas

5.1.1 Elección de la alternativa de cimentación

La elección de la alternativa de cimentación más apropiada para la estructura de interés se efectuó considerando las características arquitectónicas y estructurales de las estructuras proyectadas, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas que la estructura transmitirá a la cimentación, considerando una carga máxima por columna a la cimentación del orden de 33,500 kg y las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, que corresponden a materiales tobaceos de consistencias variables entre media y dura; en base a lo anterior se juzga que la primera alternativa de cimentación más adecuada será mediante zapatas, desplantadas a 1.5 m de profundidad, respecto al nivel alcanzado y propuesto para el proyecto.

Nave

Todas las zapatas dentro de la nave se profundizarán metro y medio bajo el nivel de piso terminado como mínimo.

Las zapatas probablemente tendrán momentos flexionantes en el caso de que se requiera construir un terraplén para sobreelevar el nivel de la nave con respecto al



nivel natural del terreno y sobre el que quedará el piso de rodamiento de las vialidades, lo que provocará presiones no uniformes y por esto se requieran deformaciones pequeñas compatibles con una condición de “empotre” de la base de la columna.

En el caso de requerir una plataforma de materiales mejorados sobre la que se construirá la Nave se establece que la cimentación se diseñe con 10 ton/m^2 para cargas no factorizadas.

El muro de contención perimetral para formar el andén, también se desplantará a una profundidad de 1.20 m bajo el pavimento exterior como mínimo y con presiones de contacto máximas de 15 ton/m^2 para cargas no factorizadas y podrá recibir las cargas de las columnas de orilla que serán del orden de 15 toneladas y el peso de los muros perimetrales. Estos muros quedarán apoyados en todos los casos sobre los materiales naturales.

5.1.2 Determinación de la capacidad de carga

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

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

donde :

- Q_a : Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de las zapatas, en ton/m^2
- c : cohesión del material de apoyo, en ton/m^2 .
- N_c : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:
$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

en la cual :

- D_f : profundidad de desplante la cimentación en m.
- B : ancho del cimiento, en m.
- L : largo del cimiento, en m.
- P'_v : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, en ton/m^2 .
- N_q : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por
$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

siendo :

- ϕ : ángulo de fricción interna de suelos de apoyo en grados.
- N_q : se multiplica por $(1 + \tan \phi)$ en el caso de zapatas cuadradas, por $(1 + (B/L) \tan \phi)$, para el caso de cimientos rectangulares.

¹Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., Quinta Epoca No. 40, México D.F. 12 de Noviembre de 1987.



- γ : peso volumétrico del suelo, abajo del nivel desplante, en ton/m^3 .
 N_γ : coeficiente de capacidad de carga adimensional y dado por:
$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$
 N_γ : se multiplica por 0.6 en el caso de zapatas cuadradas y por $(1 - 0.4 (B / L))$ para cimientos rectangulares.
 F_R : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35
 P_v : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación.

En los cálculos realizados se consideró una cohesión media de 3.5 ton/m^2 y un ángulo de fricción interna de 20° para los materiales de apoyo de las zapatas, obteniéndose una capacidad de carga de 15 ton/m^2 para un empotramiento de 1.5m dentro de los materiales de apoyo.

5.1.3 Dimensionamiento de las zapatas

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

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

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

$$B' = B - 2e$$

donde:

B' : ancho reducido, en m.

B : ancho de la zapata, en m.

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

5.1.4 Estado limite de falla en condiciones estáticas

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



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

donde :

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

F_c : factor de carga, adimensional igual a 1.4

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

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

5.1.5 Estado limite de falla en condiciones dinámicas

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

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

donde :

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

F_c : factor de carga, adimensional igual a 1.1

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

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

5.1.6 Estado limite de servicio

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

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

donde :

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

u : relación de Poisson, adimensional

E : módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en ton/m².

P : presión de contacto aplicada por las zapatas, en ton/m².

B : ancho de la zapata, en m.

I_δ : factor de forma adimensional que depende del punto en que se deseé estimar el asentamiento, y la forma de la zapata.



Se calcularon los asentamientos para diferentes anchos de zapatas, considerando una relación de Poisson de 0.35 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo 2000 ton/m^2 (obtenidos de la correlación con las propiedades de otros materiales semejantes), obteniéndose asentamientos de 1.3 y 2.9 cm, para zapatas corridas de 1.5 m de ancho y aisladas de 1.2 m respectivamente que son admisibles.

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

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

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

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

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

Una vez definido el tipo de cimentación es necesario considerar que se presentarán dos problemas básicamente en el funcionamiento de la misma. Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos puede fallar porque el suelo sea incapaz de soportar la carga. Por otro lado, el suelo de apoyo no puede fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan diferencial, que la estructura pueda agrietarse y dañarse. El mal comportamiento



del primer tipo se relaciona con la resistencia del suelo de apoyo y se le denomina *falla por capacidad de carga*.

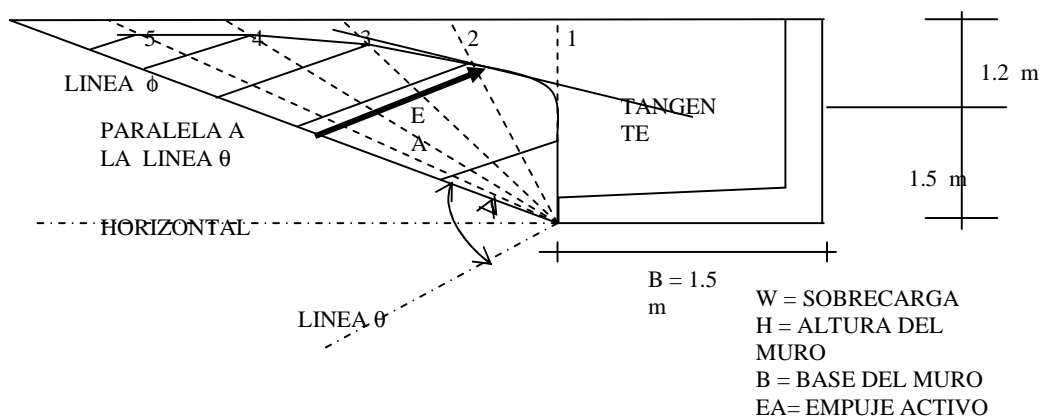
El segundo tipo está asociado a las características de la relación de esfuerzo-deformación del suelo y se conoce como *asentamiento diferencial*.

5.1.7 Muro perimetral de retención del terraplén

El muro de retención será la propia zapata perimetral de colindancia, de concreto armado y una sección transversal igual a una "C" invertida, una profundidad de desplante de 1.50 m. respecto al nivel actual del terreno, una altura de 1.20 m. y un ancho de la pared del muro estimado de 0.25 m.

A continuación se describe el análisis de estabilidad.

METODO GRAFICO DE CULMANN.



Empuje sobre el muro perimetral de retención

El empuje que actuará sobre el muro, corresponde a la condición activa y se evaluó utilizando el criterio de Culmann², aplicando los resultados del criterio establecido en la gráfica anterior.

Considerando un ángulo de fricción interna de 32° , un peso volumétrico de los materiales de relleno de 1.7 ton/m^3 y una sobrecarga superficial de 3.0 ton/m^2 , se obtuvo un empuje activo de 4.98 ton/m^2 , cuya resultante actuará a 0.9 m. de altura.

²Juárez Badillo E., Rico Rodríguez a., "Mecánica de Suelos", Tomo II, Limusa, 1973.



Estabilidad del muro perimetral de retención

El análisis de estabilidad de los muros consistió en analizar la capacidad de carga del subsuelo subyacente y los factores de seguridad contra deslizamiento y volteo.

Capacidad de Carga

La capacidad de carga del suelo bajo el muro se determinó aplicando el criterio de Terzaghi para falla local en un suelo puramente cohesivo, con la siguiente expresión³ :

$$q_c = \frac{2}{3} c N' c + \gamma D_f$$

donde :

q_c : capacidad de carga, (ton/m²)

c : cohesión del suelo, (ton/m²)

γ : peso volumétrico del suelo, (ton/m³)

D_f : profundidad de desplante de la cimentación, (m)

$N'c$: factor de capacidad de carga, (adimensional)

Considerando un peso volumétrico de 1.7 ton/m³, una cohesión media de 3.5 ton/m², y una profundidad de desplante de 1.50 m., se obtuvo una capacidad de carga última de 17 ton/m².

La presión máxima aplicada en la base del muro, originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes fue valuada con la siguiente expresión:

$$P_t = \frac{R_v}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right)$$

donde :

P_t : presión máxima originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes sobre el muro, en ton/m².

R_v : componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro

e : excentricidad de la componente R_v respecto al punto central de la base del muro

B : ancho de la base del muro

Del cálculo se obtuvo que la presión máxima en la base del muro será de 12.24 ton/m².

³Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics", Capitulo VIII, John Willey and Sons, 1956.



El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga del suelo de apoyo del muro, se obtendrá mediante la relación:

$$FSq = \frac{qc}{P_t}$$

Del análisis se obtuvo un factor de seguridad igual a 1.39 que es admisible.

Deslizamiento

El análisis se llevo a cabo aplicando la siguiente expresión:

$$FS = \frac{F_{fr}}{E_{AH} - E_{PH}}$$

donde :

FS : factor de seguridad contra deslizamiento

E_{AH} : componente horizontal de empuje activo

E_{PH} : componente horizontal del empuje pasivo generado al frente del muro por su empotramiento

F_{fr} : fuerza de fricción desarrollada en la base del muro, en ton/m.

siendo $F_{fr} = C' B$

donde :

C' : 2/3 de la cohesión del suelo de apoyo, en ton/m²

B : ancho de la base del muro, en (m)

Considerando una cohesión de 3.5 ton/m² y un ancho de base del muro de 1.5 m se obtuvo un factor de seguridad contra deslizamiento de 1.67.

Volteo

Se determinó el factor de seguridad contra volteo aplicando la siguiente expresión:

$$FSv = \frac{R_v * x}{E_{AH} * y} \geq 2$$

donde :

R_v : componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro

x : distancia de la proyección de R_v en el eje de las abscisas, e

E_{AH} : componente horizontal del empuje activo

y : distancia de la proyección de E_{AH} en el eje de las ordenadas



De la revisión se obtuvo un factor de seguridad contra volteo de 1.67 que es admisible; no obstante, para garantizar que no se generen esfuerzos de tensión en la base del muro se recomienda, deberá ligarse monólicamente en la corona del muro, el piso de concreto armado en un ancho mínimo de 2.0 m.

El muro de retención será la propia zapata perimetral de colindancia, de concreto armado y una sección transversal igual a una "C" invertida, una profundidad de desplante de 1.50 m. respecto al nivel actual del terreno, una altura de 1.20 m. y un ancho de la pared del muro estimado de 0.25 m.



ESTABILIDAD DE TALUDES Y MURO DE CONTENCIÓN



6. ESTABILIDAD DE TALUDES Y MURO DE CONTENCIÓN

6.1 Estabilidad de Taludes

A continuación se presentan los criterios y análisis realizados para determinar la estabilidad de los taludes existentes que fueron dejados por los cortes realizados en años pasados en el perímetro del área estudiada, y de acuerdo al factor de seguridad que guardan se establecerá si se requiere implementar un sistema de anclaje que incremente su seguridad y se garantice su estabilidad a largo plazo.

Tomando en cuenta las características del proyecto que establece que el talud existente que tienen una inclinación de 60 grados se recorrerá hacia el exterior y tendrá una inclinación a 72 grados, de acuerdo a datos proporcionados por el cliente y en función de los resultados obtenidos en campo de los materiales existentes, se efectuaron los siguientes análisis.

En esta zona existe un talud con pendiente 1:1.7 (h:v) aproximadamente con el perfil que se muestra en la figura 17a, sin embargo de acuerdo a datos proporcionados por el cliente el talud quedará con una pendiente de 1.0:3.0 (horizontal:vertical) por lo cual, para garantizar la estabilidad a largo plazo se efectuó un análisis de estabilidad de taludes.

Los detalles de la geometría que debe guardar el talud de interés se indican en la figura 17b.

Considerando que los materiales del lugar tienen una constitución muy homogénea en cuanto al tipo de materiales que son predominantemente cohesivos, formados por arcillas limosas con diferentes porcentajes de arenas y gravas; tienen una consistencia variable entre media y dura, y tomando en cuenta que es un talud inclinado con pendiente de 70° aproximadamente y con alturas variables entre 10 y 15 m, se establece que los materiales expuestos en la cara del talud son los más susceptibles a sufrir caídos o desprendimientos de bloques y se recomienda que los materiales que constituyen al talud sean protegidos mediante alguna estructura de retención.

Los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación como ya se menciono son de tipo cohesivo y no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene mas probabilidad de ocurrir es el de rotación a lo largo de la superficie de falla cilíndrica o de deslizamiento sobre superficies casi planas ubicadas en la proximidad de la superficie del talud.

La excavación en los materiales resistentes de deposito natural del lugar se realizaron dejando un talud 1:1.7 (h:v), para él que tendrá un factor de seguridad mayor de 1.5, sin embargo de acuerdo al proyecto el talud existente será recorrido



hacia el exterior del terreno y tendrá una pendiente 1.0:3.0 (h:v), de acuerdo a los resultados que más adelante se presentan se esta proponiendo anclarlo para incrementar el factor de seguridad, lo que implica la colocación de anclas de fricción con una separación a cada 3 m entre si, y con una longitud activa de 10 m (longitud del bulbo).

Debido a que la inclinación del talud existente que ya tenia un perfil preestablecido por la explotación de los materiales del lugar, y dadas las características de los materiales que constituyen el talud, corresponden a una condición estable, deberán aumentarse las condiciones de estabilidad de los taludes a largo plazo mediante su retención empleando una estructura constituida por una placa de concreto lanzado reforzada con malla electrosoldada y retenida por anclas de fricción cuya longitud activa se desarrolle detrás de la superficie potencial de deslizamiento del talud definido.

De acuerdo al proyecto arquitectónico, el talud actual se recortará y se recorrerá hacia la Av. Barranca Honda, dejando un talud 1.0:3.0 (h:v) cuya pendiente resulta ser más vertical que la que tiene actualmente el talud en el sitio de interés y para lo cual se realizaron los análisis correspondientes.

Considerando las características del talud en cuanto a los materiales que lo constituyen, a su altura e inclinación, se determino el espesor del concreto lanzado, el refuerzo de malla electrosoldada, la longitud y distribución de las anclas y el procedimiento constructivo de todo el sistema.

6.1.1 Proceso del análisis de estabilidad del talud

A continuación se presentan los criterios de análisis aplicados para la revisión de la estabilidad del talud propuesto y los resultados obtenidos de los análisis y en las figuras 18 y 19 se presentan los parámetros del subsuelo considerados.

Se reviso la estabilidad del talud existente dejado por la excavación realizada en el sitio de interés de 60 grados y la correspondiente al talud que se proyecta dejar de 72 grados. En las figuras 18 y 19 se presentan sus características geométricas y su altura, que varía entre los 10 y 15 m y el grado de inclinación varía de 60° que es lo que tiene actualmente contra 72° que es lo pr oyectado y tomando en cuenta la existencia de una sobrecarga en la corona del talud por el transito de vehículos pesados sobre la Av. Barranca Honda, se efectuaron los análisis correspondientes para revisar la estabilidad de los taludes propuestos.



En los análisis se consideró:

- Que los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del terreno natural corresponden con los obtenidos de las pruebas triaxiales efectuadas en las muestras inalteradas extraídas del subsuelo.
- La geometría del talud es la que se presenta en las figuras 18 y 19.
- Una sobrecarga uniforme distribuida sobre la corona del talud cuya magnitud mínima considerada es de 3 ton/m^2 .
- Un factor de seguridad mínimo de 2 para considerarlo estable.
- Un coeficiente sísmico de 0.16.

Para efectuar los análisis de estabilidad se recurrió al procedimiento de equilibrio límite empleando el criterio de Bishop simplificado. En este método de cálculo se supone que la falla del talud ocurre según una superficie cilíndrica cuyo centro y radio son escogidos arbitrariamente.

El factor de seguridad de la superficie de falla en estudio se obtiene comparando el momento resistente que producen las fuerzas que tienden a hacer que el talud no falle, contra el momento motor de las fuerzas que tienden a provocar su deslizamiento. (Ver Anexo V)

Las fuerzas que tienden a provocar la falla del talud son:

- a. El peso del suelo que se encuentra a la izquierda de la vertical que pasa por el centro del círculo de la superficie de falla en estudio.
- b. Filtraciones.
- c. Sobrecargas en la corona del talud.
- d. Sismos.

Entre las fuerzas que se oponen a la falla del talud se consideran.

- a. La resistencia al esfuerzo cortante del material a lo largo de la superficie de falla en estudio.
- b. El peso del suelo que se encuentra a la derecha de la vertical que pasa por el centro del círculo de la superficie de falla en estudio.

El análisis numérico se realizó mediante un programa de computadora alimentándolo con la información anterior. El programa busca automáticamente la posición y el radio del círculo más crítico para la sección, partiendo de un punto y un radio inicial proporcionados por el criterio de Jambu. (Ver Anexo V)

La posibilidad de que una grieta generada en el talud reduzca su factor de seguridad, dependerá de sí la superficie de falla crítica corta la zona de tensiones, en la que resulta factible la generación de grietas.



En el caso de suelos poco heterogéneos uno de los círculos que será analizado mediante el programa de computadora mencionado, será el que tenga su centro con la ubicación que de éste se obtiene de acuerdo a las gráficas de Jambu, con un radio tal que la superficie de falla pase por el pie del talud. Además del círculo antes mencionado, se analizan varias posiciones del centro de círculos de falla partiendo del centro del círculo crítico según Jambu, variando su posición en sentido ortogonal con separación de $H/30$, para cada posición de centro de círculos se analizan otros círculos con radios tales que partiendo del que corresponda a falla por el pie del talud se incremente el radio en $h/30$. Si los suelos son estratificados se eligen para los estratos de baja resistencia.

El análisis se realizó para determinar el factor de seguridad contra la falla general de todo el talud o local en parte de él para condiciones estáticas y dinámicas. (Ver Anexo V)

El procedimiento de análisis es interactivo, y que se deben escoger varios centros de círculos haciendo variar su radio hasta obtener el factor de seguridad mínimo asociado al centro del círculo analizado. Repitiendo lo anterior para todos los círculos en estudio se determina finalmente el factor de seguridad mínimo de la sección analizada.

6.1.2 Procedimiento de análisis de estabilidad de un talud dado.

Para dictaminar si la geometría del talud propuesta es la más adecuada de acuerdo a las características estratigráficas y físicas del subsuelo, de su altura, de la sobrecarga en la corona, del tiempo que permanecerá el talud expuesto, de las condiciones dinámicas o estáticas y de los factores de seguridad admisibles, se determinarán las medidas que se juzguen más adecuadas para garantizar la estabilidad del talud propuesto a largo plazo.

6.1.3 Revisión de la estabilidad del talud en condiciones estáticas

Se consideró la geometría del talud vertical de proyecto, suponiendo la acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 3 ton/m^2 , actuando en un área contigua a la corona del talud.

En el análisis se consideró la existencia de grietas de tensión longitudinales en la corona del talud con los siguientes efectos:

1. Reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente.



2. Disminución en el volumen y peso de la cuña, con su correspondiente reducción del momento motor.
3. Generación de empujes hidrostáticos causados por acumulación de agua en la grieta estos empujes son desfavorables en la estabilidad del talud.

Para la determinación de la posición de la grieta, se consideró que esta se desarrolla en la mitad de la corona más alejada que afecta el círculo crítico que pasa por el pie del talud. Se consideró un valor del promedio de los parámetros de suelo ángulo de fricción interna de 28° y peso volumétrico de 1.7 ton/m^3 obteniendo una profundidad de Z_0 donde se genera tensión.

La determinación preliminar de las coordenadas del círculo crítico por el pie de talud, se calculó según N. Jambu*: (Ver Anexo V)

$$\lambda c\phi = \frac{\gamma H \tan \phi}{C}$$

Para los valores de cohesión, un ángulo de fricción interna y un peso volumétrico que se indican en las figuras 18 y 19 se obtuvo un valor de $\lambda c\phi$ (Ver Anexo V) y de acuerdo a las gráficas de Jambu se obtuvo que para un talud de altura variable entre 10 y 15 m las coordenadas del círculo de falla.

Estas coordenadas se utilizan en el análisis de estabilidad de taludes por medio de un programa de computadora que utiliza el método de Bishop simplificado para determinar el círculo crítico de falla. (Ver anexo V)

De acuerdo a los resultados obtenidos y considerando las condiciones del talud, donde se analizó la falla rotacional el factor de seguridad resultante es admisible de acuerdo con la práctica de la ingeniería de cimentaciones *, ** pero sin embargo, se encuentra al límite por lo que será necesario colocar un sistema de retención que incremente el factor de seguridad.

En general se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones a largo plazo debe ser de 1.5, por lo que será necesario colocar un sistema de retención (muro anclado) que incremente el factor de seguridad como se muestra en las figuras 24 a 26.

6.1.4 Revisión de la estabilidad del talud en condiciones dinámicas

Para la revisión en condiciones dinámicas (sismo) se consideró la geometría del talud de proyecto, donde a las fuerzas actuantes se les sumó el efecto del sismo, el cual se supone como una fuerza igual al peso de material dentro del círculo crítico multiplicado por el coeficiente sísmico.



De acuerdo con el análisis anterior se obtuvo un factor de seguridad para condiciones dinámicas, que son admisibles de acuerdo a la práctica de la ingeniería de cimentaciones ^{*}, ^{**} pero se encuentra al límite. Se considera que el factor de seguridad admisible mínimo debe ser de 1.25, por lo que será necesario colocar un sistema de retención (muro anclado)¹, para incrementar el factor de seguridad a largo plazo.

Tomando en cuenta que los resultados obtenidos que se presentan en las figuras 20 y 21 y que son adecuados a los lineamientos establecidos anteriormente y considerando que estos se encuentran al límite de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Construcciones se recomienda colocar un sistema de anclaje, que incremente el factor de seguridad de la estabilidad del talud.

6.1.5 Resultados obtenidos y recomendaciones

En las figuras 20 y 21 se presentan los taludes que se analizaron, así como los diferentes tipos de falla que pueden presentarse. En las figuras 20 y 21 se resumen los factores de seguridad para cada talud.

De los resultados de los análisis obtenidos se concluye que el talud deberá protegerse con concreto lanzado para evitar su erosión y además requiere anclas de fricción para incrementar su factor de seguridad de acuerdo a los lineamientos que se establecen más adelante.

El concreto lanzado que se usará será de 6 cm. de espesor y 150 kg/cm² de resistencia a los 28 días, se reforzará con una malla electrosoldada 6x6/6-6.

También deberá controlarse el agua que se infiltre a través del cuerpo del talud evitando empujes hidrostáticos sobre el muro de concreto lanzado por lo que deberá construirse el sistema de drenaje mostrado en las figuras 22 y 23.

Los lloraderos estarán constituidos por tubos de PVC de 2" de diámetro distribuidos a cada 3 m tanto en el sentido horizontal como en el vertical, es decir se ubicarán en el espacio que queda entre las anclas, para canalizar el agua que se acumule en el respaldo del muro de concreto lanzado que estará armado con una malla electrosoldada 6x6/6-6, pues este último no está diseñado para soportar empujes hidrostáticos, así mismo será necesario implementar sistemas de drenaje

¹ * Navdocks DM-7, Department of the Navy Bureau Yard and Docks Washington 25 D.C., Chapter 7, P. 7-7

^{**} Reglamento de Construcciones para el D.F. 1987



exteriores e interiores (cunetas) al talud perimetral que se proyecte dejar que permitan canalizar las aguas que escurran al fondo de la excavación.

Los drenes profundos se colocarán a cada 7 m en el sentido horizontal, y tendrán una longitud cada uno de 7 m, estarán constituidos por tubos de PVC de 2" de diámetro y forrados con una malla tipo mosquitero. (Ver figuras 22 y 23)

6.1.6 Características del Sistema de anclaje recomendado

Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, ver figuras 25 y 26, con perforadoras de rotomartillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 4" (10cm), para el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizará aire a presión.

Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificará que el barreno no se haya bloqueado. Si hubiera caídos se introducirá nuevamente la tubería de la perforación y se aplicará una lechada de agua-cemento que permita estabilizar las paredes del barreno y se efectúa su reperfusión.

Una vez que la perforación se encuentre limpia se coloca en su interior el tensor, para lo cual a la parte inicial del ancla, se fijará una cabeza punta de bala con el fin que al introducir el ancla en el barreno las puntas de los torones no se atoren en la perforación ni generen caídos durante la instalación. El tensor se fijará al suelo mediante la inyección a presión de lechada de cemento.

Tan pronto se concluya la perforación y se introduzca el tensor, se inyectará el ancla, obturando la boca del barreno para uniformizar la presión de inyección. La mezcla a inyectar consistirá de una lechada compuesta con agua-cemento, en proporción 1:2, respectivamente.

El agua a utilizar será limpia y debe mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea: una vez logrado esto, se colocará una lechada en el recipiente de la bomba de inyección.

Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieren las anclas. La inyección se deberá realizar a una presión de 6 Kg/cm² en la siguiente forma:

- a) Adaptar la manguera de la bomba al tensor, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.



- b) Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante manómetro, que la presión no sea menor que el valor especificado.
- c) Debido a las características granulométricas de los materiales que alojarán los sensores, el volumen de inyección es posible que tenga un sobrevolumen por la posible existencia de algunas fisuras en el terreno dentro de su masa lo cual será verificado en campo al momento de la perforación, por lo que al detectarse alguna fuga en el proceso de inyección y en función del su volumen vaciado se evaluará en que momento se suspenderá la inyección.

La pérdida de lechada en algunos casos puede ser tan importante que aun inyectando una gran cantidad de lechada en una vez, no se cubra la totalidad del tensor en su longitud adherente (bulbo), necesario para que el ancla adquiera capacidad de proyecto. De ocurrir lo anterior el procedimiento de inyección se hará por etapas, la primera se suspenderá una vez que se detecte la pérdida de lechada en base al volumen inyectado, limpiando el orificio central de las barras, inyectando aire y agua para su completa limpieza, dejando listo para una inyección posterior, una vez que la lechada inyectada inicialmente haya fraguado.

De ocurrir el mismo problema en una segunda inyección se aplicará el mismo procedimiento. Como medida complementaria tendiente a lograr una completa inyección del barreno, se introducirá una manguera secundaria a este junto a la barra de perforación, hasta la profundidad del bulbo (longitud del ancla) y se inyectará a través de ella si se presentan problemas de inyección a través del orificio de la manguera de inyección en el área central del tensor.

Las anclas serán de fricción de 10 cm. de diámetro, con un desarrollo de 10 grados con respecto a la horizontal y casi ortogonal a la superficie del talud con distribución reticular a cada 3 m en los dos sentidos, iniciando a 1.875 m a partir de la corona del talud. Las características del anclaje se indican en las figuras 25 y 26.

Con objeto de garantizar la adecuada capacidad de las anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar, cuando menos, una muestra de cada 5 anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en 3 probetas, las cuales se probarán a edades de 1,3 y 7 días; cada muestra deberá acompañarse de datos de fecha y localización en que se emplea la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia a la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor a 100 Kg/cm², la relación agua-cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

6.1.7 Longitud de anclas

En el análisis se consideró que la longitud activa de las anclas se encontrara por detrás de las zonas de posible deslizamiento.



El ancla transfiere su carga al suelo a través de la resistencia friccionante entre el interfase ancla-suelo; Broms (1968) y Littlejohn (1970) establecieron la siguiente ecuación para estimar la carga por fricción.

$$P = P_i \tan \phi D L \pi F_R$$

donde:

- P: capacidad del ancla, en ton.
- P_i : presión de inyección de la lechada, Kg/cm^2
- D: diámetro de cuerpo del ancla, igual a 10 cm.
- L: longitud del ancla, en m
- ϕ : ángulo de fricción interna del suelo en el que se instalará el ancla, considerada de 28°
- π : 3.1416
- F_R : factor de reducción igual a 0.7

Se obtuvieron las capacidades, longitudes y distribución de anclas mostradas en las figuras 25 y 26. Las anclas deberán llevar una protección para evitar su corrosión, pues están diseñadas como anclas permanentes o a largo plazo. Esta protección podrá ser un tubo de alta densidad con un diámetro aproximado de 3" en donde se colocarán en su interior el tensor del ancla, colocando una punta de bala en el extremo interior que permita su libre desplazamiento dentro de la perforación, por otro lado el ancla deberá contar con centradores, separadores, manguera de alivio y una manguera de inyección.

6.1.8 Procedimiento constructivo para Taludes anclados

Una vez perfilado el talud a la pendiente correspondiente de 72 grados y debidamente fijado por topografía, y una vez alcanzado el primer nivel de anclaje se procederá a perfilar una caja de 15 cm. de profundidad (para anclas a largo plazo) y dimensiones de 1 x 1 m, cuyo centro coincida con la posición de las anclas.

En las cajas labradas se colocaran tramos de 1 x 1 m de una parrilla de varillas 3/8" a cada 15 cm. en las dos direcciones y en toda el área del talud ya perfilado con la pendiente del proyecto se colocara sobre el talud una malla 6x6-6/6, fijada al talud mediante varillas de 3/8" y 0.3 m de longitud, hincadas en una retícula de 2 m de lado, dejando sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que estas funcionen como escantillones para regular el espesor del concreto lanzado.

Sobre la malla colocada en el sitio en el que el ancla atravesará la placa de concreto lanzado se dejaran unos tramos de tubo de PVC de 5" de diámetro a



través de los cuales se efectuarán las perforaciones en que se instalarán las anclas.

Una vez colocada la malla se aplica una capa de concreto lanzado de 6 cm de espesor (para anclas a largo plazo).

A continuación se realizan las perforaciones en que se instalarán las anclas, atravesando el muro de concreto lanzado en los sitios en que se dejaron las preparaciones para tal motivo. Siguiendo el procedimiento de perforación, introducción del tensor e inyección de las anclas que se indicaron en los incisos anteriores y que se muestran en las figuras 25 y 26.

Una concluidas las anclas correspondientes al primer nivel de anclaje se procederá con el perfilado del talud hasta el nivel de la siguiente línea de anclaje, procediendo enseguida a la colocación de la malla el lanzado de concreto, a la instalación de las anclas del segundo nivel, en forma semejante a lo realizado para el primer nivel de anclaje, y así sucesivamente para los siguientes niveles de anclaje hasta alcanzar con el talud de proyecto el nivel máximo de excavación.

Las anclas serán del tipo de fricción tendrán 10 cm. de diámetro, un tensor constituido por un paquete de tres torones de 0.6" de diámetro, de alta resistencia, de 40 mm de diámetro exterior, con la longitud y disposición que se muestran en las figuras 25 y 26.

Durante la excavación, conformación y anclado de los taludes un ingeniero especialista de Mecánica de Suelos A. G. deberá verificar que las características de los materiales corresponden a los considerados en los análisis y en caso necesario de acuerdo al comportamiento de los taludes y de los materiales encontrados, establecer los ajustes o modificaciones al procedimiento de excavación y retención propuestos.

6.2 Alternativas de Muro de contención

De acuerdo al proyecto es necesario construir un muro de contención en la zona Sur del terreno que permita restituir parte del área donde existe actualmente un corte por donde corre un cauce, con el objeto de incrementar el área de vialidades que optimice la operación del área por construir.

Se proponen dos alternativas de muros de contención concreto fluido y tierra armada, sin embargo se podría haber propuesto una tercera alternativa consistente en el empleo de un muro de suelo cemento, sin embargo este último por su proceso constructivo es complicado garantizar que todo el muro tenga las mismas características, buscando la manera de homogenizar la mezcla, que los materiales de banco sean semejantes, al igual que la compactación que alcance el



suelo cemento, tomando en cuenta la magnitud y longitud del muro que se proyecta construir.

Por otro lado el concreto fluido no requiere un control demasiado riguroso como el del suelo cemento, únicamente requiere que se controle la dosificación y que se le proporcione un ligero vibrado. Otra ventaja es que el suministro de los materiales del concreto es controlable, el proceso constructivo se hará por módulos con longitudes variables entre 5 y 10 m, ordenando la secuencia de construcción, de igual manera se controlarán las posibles grietas de tensión que se generen por contracción del concreto fluido al momento de su fraguado. El análisis de estabilidad del muro de contención se muestra en el Anexo VI.

El muro de concreto fluido es básicamente un muro de gravedad, al cual se le puede recargar material de banco (tepetate) y cumple con el principio de estabilidad propia del muro, sin embargo en el caso de la Tierra armada, ésta trabaja por fricción y los materiales que se requieren poner en su respaldo deberán ser de tipo friccionante que cumplan con el principio de su diseño, lo cual incrementa su costo con relación a los antes mencionados.

6.2.1 Alternativa de muro de contención con concreto fluido

El empleo de este elemento de contención es adecuado para emplear los materiales del lugar en su respaldo y restituir parte de un área que permita incrementar el área utilizable para las vialidades, sin embargo deberá controlarse su granulometría, su módulo de elasticidad y su resistencia para que sean semejantes en toda la longitud que se restituya.

Este muro se construirá dejando una cara vertical hacia el exterior y con un escarpio hacia el interior del terreno, con la geometría que se indica en la figura 27b. En la figura 29 se indica en planta la proyección del muro de contención y en las figuras 29a a 29i se muestran algunos cortes esquemáticos de la sección final del muro que se tiene previsto.

La geometría del muro esta propuesta en función de que sea estable por capacidad de carga, por deslizamiento y por volteo, de tal forma que la colocación de este muro permita la colocación de un relleno controlado en su respaldo y permita restituir parte del un área que sea aprovechable para el proyecto.

A continuación se presenta el proporcionamiento para la elaboración de concreto fluido que puede emplearse para la construcción del Muro de $f'c=125 \text{ kg/cm}^2$, revenimiento de 16 cm. y tamaño máximo de agregado de 10 mm.



COMPONENTES	Concreto $f'c=125$ kg/cm ² rev. 16 cm., t.m.a.10 mm	
	PESO en kg/m ³	VOLUMEN UNITARIO
Cemento	284	0.090
Agua	216	0.216
Agregado grueso	651	0.262
Agregado fino	838	0.352
Contenido de Aire		0.080

Para elaborar el concreto en obra deberá seguirse la siguiente dosificación:
50 Kg. de cemento : 4.3 botes de granzón : 6.3 botes de arena : 2.1 botes de agua. (botes alcohólicos de 18 litros de capacidad).

Se puede elaborar un concreto con un $F'c$ inferior al anterior, sin embargo su módulo de elasticidad será menor a la de una roca, pero superior a la de un suelo cemento.

Proporcionamiento para la elaboración de un concreto pobre de 10 kg/cm², es la siguiente: Datos de diseño: $f'c = 10$ kg/cm², revenimiento 10 cm, t.m.a. 40 mm y resistencia normal

REVENIMIENTO (en cm.)	10
TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO (en mm)	40
CANTIDAD DE AGUA NECESARIA (lt por m ³)	201
CONTENIDO DE AGUA (%)	6
RELACION AGUA-CEMENTO	1.4
CONTENIDO DE CEMENTO (en kg)	144
PESO DEL AGREGADO GRUESO (en kg)	773
PESO DEL CONCRETO	2150
PESO DE LA ARENA	904

6.2.1.2 Procedimiento constructivo del muro de concreto fluido

A continuación se presenta el proceso constructivo para la construcción del muro de concreto fluido (ver figuras 27 a 29)

1.- La zona donde se desplantará el muro deberá estar limpia y libre de suelo vegetal, rellenos de mala calidad y/o materiales sueltos o blandos que sean incapaces de soportar de forma correcta el peso del muro.



- 2.- Se deberá tener una superficie totalmente plana para el desplante del muro. En caso de ser necesario se realizarán cortes de material natural que impidan esta condición.
- 3.- El colado del muro se realizará como máximo en módulos de 0.61 m de altura por 9.76 de largo, con un ancho dependiendo del diseño del mismo (Base de muro).
- 4.- Se colarán módulos alternados, esperando por lo menos 24 hrs. de fraguado inicial para poder continuar colando los módulos subsecuentes, hasta llegar al nivel de proyecto.
- 5.- Intercalados en la primera capa, se colocarán tubos de PVC de 2" de diámetro con una longitud tal que atraviesen todo el ancho del muro, espaciados a cada 2 m en el sentido horizontal a lo largo de todo el muro, como se observa en la figura de abajo.
- 6.- Se colocará un filtro de grava detrás del muro que permita el paso del agua hacia la parte baja y sea desalojada por medio de los drenes. (Ver figuras 27 y 28)

6.2.2 Alternativa de muro de contención con muros de tierra armada.

Los muros de tierra armada son sistemas en los cuales se utilizan materiales térreos como elementos de construcción.

La tierra armada es una asociación de tierra y elemento lineales capaces de soportar fuerzas de tensión importantes; estos últimos elementos suelen ser tiras metálicas o de plástico. El esfuerzo de tales tiras da al conjunto una resistencia de tensión a la que el suelo carece en sí mismo, con la ventaja adicional de la que la masa puede reforzarse única o principalmente en la dirección más conveniente. La fuente de esta resistencia a la tensión fue la fricción interna del suelo debido a que las fuerzas que se producen en la masa se transfieren de el suelo a las tiras del de refuerzo de fricción. (Ver figuras 30 a 32)

La estabilidad de un muro de retención que se construya con tierra armada debe de comprender principalmente dos clases de análisis. En primer lugar tomar el elemento como un conjunto que no será diferente al de un muro convencional del tipo de gravedad. En segundo lugar se harán análisis de estabilización interna básicamente para definir la longitud de las tiras de refuerzo y separación horizontal y vertical, esto para que no se produzca deslizamientos del material terreo respecto a las tiras. Además de lo anterior es importante analizar el riesgo de corrosión en el caso de tiras metálicas o colocar algún elemento frontal que impida



la salida entre las tierras de refuerzo. El drenaje se deberá planearse con las mismas ideas que en los muros convencionales.

Se han hecho tres tipos de estudios con relación a la tierra armada:

- I –Estudios con vista a elaborar métodos de diseño. Por lo general se han procurado aplicar al caso la metodología disponible, con aplicación de las teorías tradicionales del empuje de tierras.
- II –Estudios de modelos bidimensionales en el laboratorio, en lo que la tierra en lo que la tierra se ha representado por medio de barritas metálicas de longitud relativamente grande en comparación con su diámetro. Las tiras de armado se han hecho con el mismo material usando en los prototipos. Se trata principalmente de modelos cualitativos y en ellos se estudiaron, sobre todo, los tipos de falla susceptibles de presentarse.
- III–Mediciones en prototipos construidos para resolver específicos de vías terrestres

De los análisis y estudios anteriores parece concluirse que existen riesgo de que se presente una falla de cualquier de los tipos siguientes.

- I – Una falla en la cual la tierra armada colapsa como un conjunto, sin deformación importante dentro de sí misma. Esta falla puede ocurrir por deslizamiento o volcadura y es análogo ala de un muro de retención convencional que falle por la misma causa.
- II – Falla por deslizamiento de la tierra en relación a las tiras de armado acompañada de una desorganización dentro del cuerpo tierra armada.
- III –Falla por rotura de las tiras de refuerzo, que parece estar asociada a mecanismos de falla progresiva.

El material a usarse para esta estructura debe de ser los de naturaleza friccionante y se estima que falta investigación en el uso de materiales puramente cohesivos. Sin embargo se han construido estructuras con contenido de finos que pasaron la malla No. 2000 del orden de 10 y 20%, usando materiales naturales, sin procesos especiales de fabricación.

Se recomienda para la masa de tierra armada una sección próxima a la rectangular, en la que el ancho sea del orden de la altura del muro. La estabilidad interna de la masa de tierra armada puede analizarse por los métodos de: Coulomb y Rankine.



Aún falta mucho por investigar en torno a la tierra armada y, concretamente, a la aplicación de las teorías de empuje de tierra a su cálculo.

Los muros de contención figuran dentro de la historia de la construcción desde sus orígenes. Primero fueron de mampostería, posteriormente fueron de concreto ciclópeo y finalmente de concreto reforzado. El uso de estos tipos de estructuras de contención trae consigo ciertos problemas de costos y dificultades en su construcción, problemas de estéticas para alturas importantes y problemas de comportamiento “sobre suelos compresibles”.

La técnica del terraplén reforzado, basado en la combinación de armaduras, relleno granular y un paramento, ha permitido, desde hace más de treinta años, superar la limitante de los muros de contención tradicional, obteniéndose a la vez grandes ventajas.

Se han desarrollado dos grandes ramas dentro de los muros mecánicamente estabilizados.

Los muros de contención mecánicamente estabilizados se obtienen gracias a la fricción generada entre el suelo y las armaduras.

Este sistema se basa en un principio muy sencillo: incrementar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo por medio de la fricción con las armaduras.

Al incrementar la resistencia al esfuerzo cortante se logra obtener paramentos verticales, aún con sobrecargas importantes, eliminando la necesidad de construir un muro de contención tradicional.

Al momento del estudio se realizan los siguientes estudios:

Estudio de estabilidad interna:

- ✓ Verificación de las características de relleno (granulometría y resistividad eléctrica del material de relleno para el caso de armaduras metálicas).
- ✓ Diseño y distribución de armaduras para que resistan los esfuerzos a tensión; así como una longitud de adherencia suficientemente para evitar el deslizamiento de las mismas.

Estudio de estabilidad externa:

- ✓ Análisis para evitar un deslizamiento o volteo del macizo.

La realización del proyecto y diseño estará a cargo de la contratista que tenga la patente y se dividen en tres niveles:



- Estudio de viabilidad: posibilidad de emplear el sistema, examen de datos geotécnicos, geofísicos e hidrológicos, impedimentos físicos e hidrológicos, impedimentos físicos, integridad y conservación del entorno.
- Diseño de las obras: dimensionamiento, requisitos de montajes, integración con el resto de las estructuras.
- Construcción: fabricación y suministro de material, asistencia técnica asesoría y apoyo durante su ejecución.

6.2.2.1 *Proceso constructivo*

I – Se coloca una primera hilera de escamas prefabricadas, con la ayuda de una grúa ligera, sobre una plantilla de concreto nivelado.

II – Se coloca la primera capa de terreno, se compacta en su zona central con equipo pesado y, en la orilla con equipo manual.

III – **Tierra armada:** Armaduras de acero galvanizado colocadas de manera perpendicular al paramento unidas a este por medio de un arranque y un tornillo. (Ver figuras 30 a 32).

Ventajas:

- ✓ Economía.
- ✓ Mayor vida útil en servicio
- ✓ Sencillez: Sólo se necesita maquinaria para el movimiento de tierras e izaje de las escamas
- ✓ Rapidez de ejecución: Las piezas son prefabricadas por lo que el periodo de instalación es fácil de programar.
- ✓ Limpieza: No requiere andamios, ni excavación profunda.
- ✓ Preservación del lugar de la obra.
- ✓ Adaptabilidad a terrenos difíciles, espacios restringidos, formas angulares o curvas
- ✓ Excelente comportamiento en diversas situaciones geotécnicas y ante los fenómenos naturales, como terremotos, huracanes, tormentas, heladas, incendios, etc.
- ✓ Disminución de esfuerzos transmitidos al terreno lo que permite realizar estructuras en terrenos de baja resistencia.
- ✓ Gran resistencia a los esfuerzos estáticos y dinámicos.
- ✓ Estética: Las escamas pueden tener distintos acabados para integrarse al paisaje o la arquitectura local.

Como nota adicional y que debe tomarse en cuenta, es que el desplante del muro de contención cualquiera que sea la alternativa seleccionada, deberá tener un desplante mínimo de tres metros por debajo del nivel mas bajo que



se tenga en el terreno es decir donde se encuentra actualmente el cauce (lo cual será ratificado en campo al momento de efectuar el movimiento de tierras), considerando que en esta zona se tiene un depósito de arcilla superficial de espesor variable entre 2 y 3 m, y subyaciendo a éste material se tienen depósitos tobaceos que tienen una capacidad de carga de 30 ton/m² que se requiere para apoyar dicho muro y garantizar su estabilidad por capacidad de carga, aunado a lo anterior deberán preverse trabajos adicionales para el desvío del cauce en caso de realizar los trabajos en época de lluvias.



DISEÑO DE PAVIMENTOS



7. DISEÑO DE PAVIMENTOS

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

7.1 Diseño de pavimento tipo flexible

El pavimento flexible que se construirá en las distintas zonas de circulación de vehículos en las vialidades interiores de la nave se diseño aplicando el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM², para el período de vida útil de veinte años, considerando que la superficie del terreno natural es sensiblemente horizontal, que los depósitos superficiales del subsuelo son materiales cohesivos y homogéneos en toda el área y que están constituidos por arcilla poco arenosa, café, con distintas tonalidades, cuyo contenido de agua medio es 22%, valor relativo de soporte en estado saturado en forma conservadora de 4 % y en especímenes recompactados al 90% de su peso volumétrico seco máximo PVSM obtenido en la prueba próctor estándar de 6.1% y recompactados al 95% de su PVSM de 8.6%.

De acuerdo a las vialidades y cajones de estacionamiento que contempla el proyecto, se estima que sobre el pavimento circularán alrededor de 500 vehículos diarios, de los cuales 35% serán de carga y el 65% automóviles y camionetas ligeras, los cuales circularán sobre una vialidad principal, pero maniobrarán en diferentes zonas, dando lugar a que existan áreas con diferente flujo vehicular, lo que dará como resultado que el pavimento tenga áreas con distintos espesores.

Para el diseño de la sección estructural de pavimento se consideraron los siguientes parámetros de resistencia de los elementos que lo formarán:

CBR suelo de cimentación	4%	
CBR capa subrasante	15%	compactada al 90%
CBR capa sub-base	50%	compactada al 95%
CBR capa base	80%	compactada al 98%

El valor relativo de soporte, CBR_c se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$CBR_c = CBR (1 - CV)$$

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



En la cual:

CBR: valor relativo de soporte de cada material

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

V: coeficiente de variación de los valores de prueba, considerada de 15% para el suelo natural y 5% para los otros materiales.

Se obtuvieron los siguientes valores de valor relativo de soporte crítico:

CBR _c suelo natural	4 %
CBR _c capa subrasante	14.4%
CBR _c capa sub-base	48 %
CBR _c capa base	76.8%

Se estimó que el tránsito diario anual, TDPA_i, será de 500 vehículos, que tendrá una tasa de crecimiento anual de 3%, con la siguiente composición probable del tránsito.

Tipo de vehículo		TDPA _i	Composición	Proporción	
				Cargados	Vacíos
T3-S2	Tractor de tres ejes con remolque de dos ejes	30	0.03	1	0.0
T2-S2	Tractor de dos ejes con semiremolque de dos ejes	10	0.01	1	0.0
C3	Camión de tres ejes	80	0.08	1	0.0
C2	Camión de dos ejes	40	0.04	0.5	0.5
A' - 2	Camión ligero con capacidad de hasta 3 ton.	40	0.04	0.1	0.9
A-2	Automóvil	300	0.3	0.0	1.0
TOTAL		500	0.5		



El tránsito equivalente o número de cargas estándar, de 8.2 ton por eje, acumulado al final del período de análisis, ΣL , requiere de la determinación de los coeficientes de daño por eje y por vehículo, el que se calculó mediante el empleo de la siguiente expresión:

$$\Sigma L = (TDPA) (C_D) (C_T) \sum_{i=1}^P C_i (W_i \Sigma dm + (1 - W_i) \Sigma dv)$$

donde:

C_i : proporción de cada tipo de vehículo (i) en la corriente de tránsito (composición)

C_D : proporción del número de vehículos en el carril de proyecto (distribución direccional)

C_T : coeficiente de acumulación del tránsito al cabo de veinte años de operación, con una tasa de crecimiento anual de 3%, obteniendo mediante la siguiente ecuación:

$$C_T = 365 \left[\frac{(1 + r)^n - 1}{R} \right]$$

En la cual:

n: número de años de servicio

r: tasa de crecimiento anual

dm: coeficiente de daño del vehículo tipo i cargado

dv: coeficiente de daño del vehículo tipo i vacío

TDPA: volumen de tránsito diario promedio anual en el año inicial de operación

W_i : proporción de vehículos cargados por cada tipo de vehículos, i

ΣL : número de aplicaciones de carga estándar producidas por p tipo de vehículos durante n años.

Los coeficientes de daño varían con la profundidad y el tipo de vehículo, se consideró las condiciones correspondientes a un camino tipo "B", se tienen los siguientes coeficientes:

Tipo de vehículos		Coeficiente de daño bajo carga máxima (dm)				Coeficiente de daño vacío de (cv)			
		Z=0	Z=15	Z=30	Z=60	Z=0	Z=15	Z=30	Z=60
T3-S2	1*	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.079	0.019	0.010
	2**	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.017	0.002	0.001
	3**	2.000	1.615	1.072	1.089	2.00	0.017	0.002	0.001
	Σ	5.000	3.491	2.250	2.249	5.000	0.113	0.023	0.012
T2-S2	1*	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.071	0.016	0.009
	2**	1.000	1.234	1.483	1.630	1.000	0.071	0.016	0.009
	3**	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.012	0.001	0.001



DISEÑO DE PAVIMENTOS

	Σ	4.000	3.110	2.661	2.790	4.000	0.154	0.033	0.019
Tipo de vehículos		Coeficiente de daño bajo carga máxima (dm)				Coeficiente de daño vacío de (cv)			
		Z=0	Z=15	Z=30	Z=60	Z=0	Z=15	Z=30	Z=60
C3	1*	1.000	0.261	0.106	0.071	1.0	0.106	0.028	0.016
	2**	2.000	1.615	1.072	1.089	2.0	0.021	0.002	0.001
	Σ	3.000	1.876	1.178	1.160	3.0	0.127	0.30	0.017
C2	1*	1.0	0.261	0.103	0.071	1.0	0.044	0.009	0.004
	2**	1.0	1.234	1.483	1.630	1.0	0.044	0.009	0.004
	Σ	2.0	1.495	1.589	1.701	2.0	0.088	0.018	0.008
A' 2	1*	0.268	0.003	0.000	0.000	0.268	0.001	0.000	0.000
	2**	0.268	0.061	0.023	0.015	0.268	0.001	0.000	0.000
	Σ	0.536	0.064	0.023	0.015	0.536	0.002	0.000	0.000

* Eje sencillo

** Eje tandem

La carpeta se diseño como una capa superficial empleando profundidad de daño Z=0 cm, la base para una profundidad de daño Z=15 cm, la sub-base para una profundidad de daño de Z=30 cm y para la capa subrasante la profundidad de daño empleada Z=60 cm y el número de cargas estándar acumulado al final del análisis, ΣL , o tránsito equivalente obtenido en el siguiente:

Area capa	Camino de acceso	Calles laterales	Andenes de circulación y estacionamiento
	ΣL	ΣL	ΣL
Carpeta	5.2×10^6	2.6×10^6	1.3×10^6
Base	3.1×10^6	1.6×10^6	0.8×10^6
Sub-base	2.2×10^6	1.1×10^6	0.6×10^6
Terracerías	2.2×10^6	1.1×10^6	0.6×10^6

Como se estima un buen control de construcción y conservación adecuada se eligió un nivel de confianza $Q_u = 0.7$.

Para establecer los espesores equivalentes, Z_i , mínimos sobre una capa, se utilizó el monograma de diseño indicado en el instructivo de Diseño de Pavimentos,



correspondiente al nivel de confianza, $Q_u = 0.7$ y los argumentos de entrada ΣL y CBR_c , que se muestra en las figuras 33a, 33b y 33c.

VIALIDAD PRINCIPAL					
Material de capa	CBR_c	Espesor equivalente para $Z=0$	Espesor equivalente para $Z=15$ cm	Espesor equivalente para $Z=30$ cm	Espesor equivalente para $Z=60$ cm
Carpeta	-----	$Z_1 = 17$ cm			
Base	76.8		$Z_2 = 23$ cm		
Sub-base	48.0			$Z_3 = 28$ cm	
Subrasante	14.4				$Z_4 = 75$ cm
Suelo de cimentación	2.6				

Espesor de carpeta $Z_1 = 17$ cm (espesor equivalente), $Z_1 a_1 = 8.5$ cm (espesor requerido)

Espesor de base $Z_2 - Z_1 = 23 - 17 = 6$ cm *

Espesor de sub - base $Z_3 - Z_2 = 28 - 23 = 5$ cm *

Espesor de subrasante $Z_4 - Z_3 = 75 - 28 = 47$ cm

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

Capa	Espesor
Carpeta	10 cm
Base	15 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	25 cm **

PATIO DE MANIOBRAS					
Material de capa	CBR_c	Espesor equivalente para $Z=0$	Espesor equivalente para $Z=15$ cm	Espesor equivalente para $Z=30$ cm	Espesor equivalente para $Z=60$ cm
Carpeta	-----	$Z_1 = 14$ cm			
Base	76.8		$Z_2 = 20$ cm		
Sub-base	48.0			$Z_3 = 25$ cm	
Subrasante	14.4				$Z_4 = 70$ cm
Suelo de cimentación	2.6				



Espesor de carpeta	$Z_1 = 14 \text{ cm}$ (espesor equivalente), $Z_1 a_1 = 7 \text{ cm}$ (espesor requerido)
Espesor de base	$Z_2 - Z_1 = 20 - 14 = 6 \text{ cm}^*$
Espesor de sub - base	$Z_3 - Z_2 = 25 - 20 = 5 \text{ cm}^*$
Espesor de subrasante	$Z_4 - Z_3 = 70 - 25 = 45 \text{ cm}$

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

Capa	Espesor
Carpeta	10 cm
Base	15 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	20 cm**

* Por especificación el espesor mínimo es de 15 cm

** Al aumentar el espesor de la base se reduce el espesor del terraplén

ANDEN DE CIRCULACION Y ESTACIONAMIENTO					
Material de capa	CBR _c	Espesor equivalente para Z=0	Espesor equivalente para Z=15 cm	Espesor equivalente para Z=30 cm	Espesor equivalente para Z=60 cm
Carpeta	-----	$Z_1 = 11 \text{ cm}$			
Base	76.8		$Z_2 = 18 \text{ cm}$		
Sub-base	48.0			$Z_3 = 23 \text{ cm}$	
Subrasante	14.4				$Z_4 = 65 \text{ cm}$
Suelo de cimentación	2.6				

Espesor de carpeta	$Z_1 = 11 \text{ cm}$ (espesor equivalente), $Z_1 a_1 = 5.5 \text{ cm}$ (espesor requerido)
Espesor de base	$Z_2 - Z_1 = 18 - 11 = 7 \text{ cm}^*$
Espesor de sub - base	$Z_3 - Z_2 = 28 - 23 = 5 \text{ cm}^*$
Espesor de subrasante	$Z_4 - Z_3 = 65 - 23 = 42 \text{ cm}$

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

Capa	Espesor
Carpeta	7.5 cm
Base	15 cm



Sub - base	15 cm
Terracería	20 cm**

En la figura 33 se muestran las secciones estructurales del pavimento en las distintas zonas.

En el Anexo III se presentan las especificaciones necesarias para la construcción de los pavimentos de tipo flexible.

7.2 Diseño del pavimento rígido

De acuerdo a la exploración realizada en el sitio de interés mediante la realización de pozos a cielo abierto donde se observaron las características físicas y mecánicas de los materiales que subyacen a la superficie actual del terreno se observó lo siguiente: que los depósitos superficiales del subsuelo son materiales cohesivos y homogéneos en toda el área y que están constituidos por arcilla poco arenosa, café, con distintas tonalidades, cuyo contenido de agua medio es 22%, valor relativo de soporte en estado saturado en forma conservadora de 4 % y en especímenes recompactados al 90% de su peso volumétrico seco máximo PVSM obtenido en la prueba próctor estándar de 6.1% y recompactados al 95% de su PVSM de 8.6%.

7.2.1 Estructuración de pavimentos rígidos

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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



7.2.3 Análisis para diseño de pisos en las estructuras

Piso en las estructuras

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

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

Utilizando el nomograma de diseño para ejes sencillos (ver figura 34a), en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 18.8 kg/cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 8.0 kg/cm³, y una carga de diseño de 9.0 ton, se obtuvo un



espesor de la losa de concreto que formará el piso de 17.5 cm, que se apoyará sobre una base de materiales con las especificaciones que se indican en el Anexo IV.

La determinación del "*modulo de reacción*" de los materiales de apoyo del pavimento (subrasante) se determino a través de correlacionar éste con su valor relativo de soporte (CBR)¹. De la realización de pruebas para la determinación del valor relativo de soporte en muestras recompactadas del suelo de cimentación, se obtuvo un valor del CBR recompactado al 90% de su peso volumétrico seco máximo de 6 kg/cm³, este valor se ve afectado debido a que la losa del pavimento se apoyará sobre una base de materiales mejorados de 20 cm. de espesor, obteniéndose de esta manera un módulo de reacción de la subrasante de 8 kg/cm².

7.2.4 Análisis para pisos en vialidad y patio de maniobras

Piso en vialidad y patio de maniobras

Carga máxima aplicada al pavimento por los vehículos de mayor peso que circularán por él, a través de un arreglo de ruedas tandem	18.0 ton
Carga de diseño, considerando un incremento por impacto del 10%	19.8 ton
Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural	6.0 kg/cm ³
Espesor de la base granular del suelo de apoyo de la losa de concreto hidráulico, compactada al 98% de su peso volumétrico seco máximo	20.0 cm.
Módulo de reacción corregido por efecto de la base	8.0 kg/cm ³
Módulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f 'c, siendo f 'c la resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días	37.5 kg/cm ²

¹Packard, R.G. "Desing of Concrete Airport Paviments" P.C.A. Engineering Bulletin, Chicago Illinois, 1973.



Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2	18.8 kg/cm ²
Resistencia de proyecto del concreto f 'c	250 kg/cm ²

Los vehículos de mayor peso que circularán por el pavimento y para los cuales fue efectuado el diseño, corresponden a trailers T3-S2 y T3-S3 (ver figuras 35 y 36). La carga más crítica transmitida al pavimento por estos vehículos corresponde al eje tandem en el que la carga por rueda doble es de 3.75 ton.

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

Utilizando el nomograma de diseño para ejes tandem (ver figura 37a) en donde se entra con un modulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto de 18.8 kg/cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 8 kg/cm³ y una carga de diseño de 19.8 ton, se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el pavimento rígido de 20 cm, que se apoyará sobre una base granular de 20 cm de espesor(ver figura 37b).

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

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

donde:

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

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

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

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

Considerando acero de refuerzo de alta resistencia ($f_y = 4200$ kg/cm²) se obtuvo que las losas del pavimento en la zona de vialidad, patio de maniobras y almacenamiento, deberán armarse en sus sentidos longitudinal y transversal (Ver figura 38).



Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas mediante el refuerzo debido al acero distribuido, el espaciamiento entre juntas transversales se recomienda variable entre 3.0 y 4.5 m. Respecto al ancho de las losas, éstas quedarán comprendidas entre 3.0 y 6.0 m. En el Anexo IV se presentan las especificaciones para la construcción del pavimento rígido.

El diseño del pavimento rígido de acuerdo al criterio de la Portland Cement Association es función de la carga máxima aplicada por el vehículo de mayor peso que circulará por el pavimento, por el módulo de ruptura del concreto y el módulo de reacción de la subrasante del material de apoyo, determinándose en función de estos parámetros un pavimento cuya vida útil corresponde a la usualmente establecida para estructuras de concreto, que en el caso de pavimentos se estima de 25 años, siempre y cuando se encuentren debidamente protegidos los materiales de la subrasante, se tenga un mantenimiento adecuado de los materiales que sellan las juntas entre las losas y que no se permita la circulación de vehículos de mayor peso al de diseño.



MOVIMIENTO DE TIERRAS



8.- MOVIMIENTO DE TIERRAS

8.1 Excavaciones

El afine al nivel final donde se tengan materiales blandos, no es posible con los dientes del cucharón de la retroexcavadora; podría ensayarse con un cucharón sin dientes, o hacerlo a mano.

En la misma forma, se sugiere que después de terminado el despalme, colocar rápidamente la primera capa de relleno a un contenido de humedad óptimo o ligeramente pasado de óptimo, para evitar que se deseque el material dejado por la excavación.

En el nivel donde el piso intercepta el suelo natural, deberá construirse una plataforma de materiales controlados con un espesor de 1.2 m como mínimo, para que los rellenos compactados que subyacerán al piso de la Nave tengan como mínimo 1.2 metros de espesor bajo los pisos.

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

8.2 Rellenos

Se requerirá de un volumen grande de rellenos para dar el nivel de piso terminado dentro de la Nave y también el nivel de piso del estacionamiento dependiendo de la cota de proyecto establecida.

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

Antes de colocar rellenos se despalmarán los suelos según se indica en este estudio. No debe pasar más de una semana entre el despalme y la colocación de la primera capa de rellenos, para evitar la desecación del nivel de máxima excavación.

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

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



1. Se efectuará un despalme general mínimo de 0.10 m. Con respecto al nivel de la superficie actual del terreno, garantizando que la capa de suelo que contiene materia orgánica y de rellenos de mala calidad sean retirados en forma total.
2. Posteriormente se procederá a la excavación de las cepas que alojarán las zapatas, con taludes verticales. Las excavaciones necesarias para alojar a las zapatas de cimentación se podrán hacer empleando maquinaria hasta 0.2 m arriba del desplante, en la última capa se excavará a mano para evitar el remoldeo del material de apoyo.
3. Al alcanzar la profundidad de desplante se retirará todo el material suelto y se tenderá, a la brevedad posible, una plantilla de concreto pobre. Deberá verificarse que al nivel de desplante recomendado no se tengan rellenos en cuyo caso deberán eliminarse y sustituirse con tepetate compactado al 96% en capas de 20 cm. de espesor
4. Se procederá a colocar el armado y a colar las zapatas; una vez hecho esto, se rellenarán las excavaciones con tepetate, colocado en capas de 20 cm. de espesor, las que compactarán al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar.
5. Enseguida se procederá a la construcción del terraplén en toda el área cubierta por la estructura, llevándolo hasta los niveles de proyecto, escarificando 10 cm. y recompactando al 90% colocando el terraplén necesario en capas de 20 cm. de espesor, las que compactarán al 92% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar, excepto las últimas tres capas de 20 cm. cada una que se compactarán al 96% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar.
6. Una vez concluido el terraplén se efectuará la construcción del sistema de piso.
7. También se recomienda que después de realizado el despalme se construya primeramente el terraplén necesario hasta el nivel del lecho inferior de la base de grava cementada y posteriormente se realicen las excavaciones que alojarán a la cimentación, concluidas las excavaciones se procederá a la terminación de la plataforma de apoyo del piso, lo anterior es con el fin de proteger a los materiales ya colocados y que constituyen al terraplén contra el deterioro que pudieran ocasionar el tránsito de trabajadores y maquinaria. Una vez terminada la construcción de la cimentación se colocará la base sobre la que se construirá tanto el piso como el pavimento.



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

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

1. Se despalmará la superficie completa dentro del área en que se efectuará el movimiento de tierras a una profundidad de 10 cm. El material producto de despalme que contenga materia orgánica se retirará del área al lugar indicado por la dirección de obra, el material restante se podrá utilizar en los terraplenes siempre y cuando cumpla con las especificaciones mencionadas anteriormente.
2. En las áreas en las que se vaya a colocar el terraplén, antes de su construcción se deberá escarificar la superficie del terreno natural hasta una profundidad de 20 cm compactándola al 92% proctor estándar.
3. Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc. reponiéndose en caso de que se dañen o alteren.
4. 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 proctor estándar; hasta alcanzar el lecho inferior de la base, empleando rodillo liso y rodillo neumático con un peso de 14 ton y una presión de inflado de 90 lbs./pulg², y por último se colocará una capa de 20 cm. en estado suelto, de grava controlada, material de base, compactada al 98 % de la prueba porter.



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

De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver figura 39), adoptando una forma semejante a las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

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

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

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

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

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

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

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

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

8.3 Recomendaciones

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



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

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

La evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales en los puntos más representativos de la masa del suelo.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANTECEDENTES

Se solicitó el Estudio de Mecánica de Suelos por parte de Inmobiliaria SANMO para el proyecto denominado “*Conjunto Industrial*”, que se construirá en el predio 26-A ubicado en el Fraccionamiento San Martín Obispo, Municipio de Cuautitlán Izcalli, Estado de México, donde se proyecta la construcción de una Nave de tipo Industrial y en el área restante se tendrá una vialidad interior, patio de maniobras y un área de estacionamiento superficial que dará servicio a la nave y a las oficinas que se contemplan edificar.

El sitio de interés está localizado al Sur de la Autopista de cuota Chamapa-La Venta, colindando hacia el Norte con la Av. de la Barranca Honda y Av. Pirules, dentro del Fraccionamiento San Martín Obispo. El lugar está comprendido por un lote que cubre un área de 33,038 m²

El desnivel máximo que se tiene entre el nivel de rodamiento de la Av. Barranca Honda y la superficie actual del terreno es de 20 metros aprox., como se muestra en el reporte fotográfico del Anexo I, y donde también se puede observar que el desnivel mayor existe en la zona central y la zona oriente del predio.

En la figura 3 se presenta el plano topográfico del terreno analizado, en donde se observa un desnivel de 12 m aproximadamente que se tiene entre la superficie actual del terreno y el cauce existente en la zona más baja del área estudiada.

La Nave de Bodega será una estructura tipo Industrial, con columnas de acero y techo de armaduras de acero recubiertas con lámina pintada engargolada, y colchoneta de fibra de vidrio.

El piso de la bodega quedará sobreelevado 1.2 metros por arriba del nivel de rodamiento que de acuerdo a la estrategia propuesta por el proyecto con el objeto de dejar un andén.

Las cargas estimadas para este proyecto, fueron: lámina del techo 5 Kg/m², estructura metálica 35 Kg/m² e instalaciones 10 Kg/m². La carga viva recomendada por el Reglamento es de 40 Kg/m². La carga por columna central estimada resulta por lo tanto de 33.5 toneladas sin factorizar, que incluye la carga muerta y una carga viva aplicada en toda el área tributaria, lo cual es muy remoto que ocurra.



La carga uniforme que podría aplicarse sobre el piso será de 3 ton/m^2 y se consideraron en racks con patas a un metro de distancia y placas cuadradas de 14 centímetros de lado, que aplicarán hasta 4.6 toneladas. Los montacargas que circularán en el interior aplicarán 2 toneladas por rueda, y los cuales tienen una distancia de 1.20 metros entre ellas.

Se establece que por especificación se requerirá una losa de 15 cm de espesor mínimo, con juntas a cuatro metros máximo. El patio de maniobras de la nave tendrá un pavimento de tipo rígido conformado por concreto hidráulico y se darán las especificaciones necesarias para la construcción de un pavimento flexible constituido por carpeta asfáltica.

MUESTREO Y 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 en el sitio de interés un total de tres sondeos profundos de tipo de exploratorio con profundidades variables entre 15 y 18 m, además se realizaron cinco pozos a cielo abierto, ambos en lugares estratégicamente seleccionados, con el fin de conocer la estratigrafía del subsuelo y sus características de resistencia y deformabilidad así como los espesores correspondientes.

Los perfiles de cada uno de los pozos excavados se indican en las figuras 5 a 9 y en la figura 4 se presenta un croquis del terreno ubicándolos dentro del mismo.

En las figuras 10 a 12 se presentan los registros de campo de los sondeos profundos realizados en el sitio de interés.

En las figuras 13 a 15 se presentan en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de los sondeos de penetración estándar, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

PRUEBAS DE LABORATORIO

En las figuras del Anexo II se presentan los registros de laboratorio de las pruebas de laboratorio realizadas en las muestras obtenidas de los sondeos realizados.

DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA DEL SUBSUELO

El área de interés se encuentra sobre una loma, en la que por la explotación de los materiales del lugar o para tener superficies horizontales sobre las que se han construido las estructuras existentes se han realizado cortes.



El área de interés forma parte de la Sierra de las Cruces, ubicada al Occidente de la Cuenca del Valle de México, conocida como zona Lomas de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo y geotécnicamente como la formación Tarango.

En general los depósitos que constituyen esta formación presentan una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y hasta lenticular, constituidos por materiales producto de erupciones violentas, formando tobas arcillosas y lahares principalmente. Las estructuras de la formación Tarango están formadas por la superposición de varios abanicos volcánicos, correspondiendo cada uno a la vida activa de un volcán, surcado superficialmente en la dirección de la pendiente, oriente-poniente, por barrancas y cañadas, producto de la erosión debido al escurrimiento del agua de lluvias.

La formación Tarango representa un conjunto estratificado a veces regular, a veces irregular y hasta lenticular, ligeramente inclinado (4°), constituido en la zona de interés por horizontes de cenizas volcánicas de distintas granulometrías (tobas) intercalados en ocasiones por capas de erupciones pumíticas.

En particular en el predio de interés de acuerdo a los sondeos profundos realizados y al levantamiento geológico superficial realizado, los depósitos del subsuelo están constituidos superficialmente materiales de origen volcánico, del tipo de nubes ardientes constituidos por tobas arcillosas poco limosas con escasa arena fina, y arcillas limosas con escasa arena, de consistencia variable entre firme y dura, el contenido natural de agua medio es de 40%, con valores máximos de 62% registrado en el sondeo SPT-1, e índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 19 y 50 golpes, excepto en los sondeos SPT-2 y SPT-3 donde para los primeros 4.5 m y 3.0m respectivamente se tienen un índice de resistencia a la penetración estándar (en su condición más desfavorable) variable entre 5 y 26 golpes, no se detectaron capas de materiales pumíticos hasta la máxima profundidad perforada. En función de lo anterior se considera que el área que ocupará la estructura de interés, la probabilidad de la existencia de cavidades en el suelo producto de la explotación de materiales pumíticos es baja. Lo anterior es necesario considerarlo, ya que en el caso de dictaminar su presencia provocaría algún movimiento en la estructura que ocasionaría su inestabilidad.

En general los depósitos que constituyen esta formación presentan una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y hasta lenticular, constituidos por materiales producto de erupciones violentas, formando tobas arcillosas principalmente de la erosión debido al escurrimiento del agua de lluvias.

Los depósitos superficiales y cercanos a la zona Sur más baja donde colinda con el cauce son arcillas de color café oscuro provenientes de suelos depositados por el viento. La arcilla que se tiene en esta zona es producto de la gradación de partículas erosionadas que han sido transportadas por el arrastre de aguas



pluviales. Las arcillas que se tienen en el talud existente y cercano al cauce, fueron erosionadas y redepositadas desde hace muchos años.

De acuerdo a la exploración realizada con los pozos a cielo abierto excavados sobre el cuerpo del talud existente en la zona más baja se detectó sobre el cuerpo del talud una capa vegetal del orden de 10 cm de espesor, subyaciendo se tienen rellenos constituidos por cascajo, desperdicio de construcción o inclusive material redepositado del lugar con espesores variables entre 50 y 80 cm, finalmente por debajo de estos se tienen materiales arcillosos naturales del lugar de color café oscuro, de consistencia firme.

La secuencia estratigráfica detallada de cada uno de los sondeos realizados se describe en el capítulo 4.

De acuerdo a los sondeos realizados y descritos con anterioridad se establece que los materiales tobaceos del lugar tienen una resistencia a la penetración estándar variable pero no inferior a los 20 golpes, sin embargo en los dos de los sondeos efectuados en la colindancia Sur y denominados SPT- 1 y SPT-3 se tienen resistencias en promedio del orden de 30 golpes, que incluso llegan alcanzar valores de 50 golpes, en cambio en el sondeo SPT-2 se registraron resistencias inferiores que los otros dos mencionados anteriormente, por lo que se establece que será necesario realizar un par de sondeos adicionales en esta zona para determinar la profundidad a la que aparecen los materiales resistentes y ratificar donde deberá desplantarse el muro de contención que se proyecta construir en esta zona.

El nivel del agua se encontró a una profundidad promedio de 0.5 m con respecto a la zona más baja del cauce.

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

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

De acuerdo 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.



ANALISIS DE CIMENTACION

Considerando que la zona de interés tiene una cota del terreno inferior a la de Av. Barranca Honda y que presenta una topografía horizontal así como las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas para la nave proyectada que transmitirá a la cimentación una descarga estimada máxima por columna en su condición más crítica del orden de 33,500 kg, que considera una carga viva aplicada en toda el área tributaria (máxima por Reglamento); que incluye la carga muerta por columna, y las correspondientes a las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, en particular los materiales del lugar en la colindancia Sur corresponden a una arcilla limosa poco arenosa de consistencia variable entre media y firme desde la superficie actual del terreno y con espesores variables entre 3 y 4 metros detectada en los sondeos denominados SPT-3 y SPT-2, respectivamente, subyacida a su vez por materiales naturales del lugar que corresponden a tobas volcánicas constituidas por una arcilla limosa con escasa arena fina, de consistencia variable entre media y firme, y tomando en cuenta que en el sondeo denominado SPT-1 que se realizó en la zona central del terreno los materiales naturales de tipo tobaceo afloran desde la superficie, siendo este sondeo el representativo de los materiales existentes en la mayor parte del terreno, en base a todo lo antes mencionado se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante zapatas desplantadas a 1.5 m de profundidad respecto al nivel de proyecto.

La elección de la alternativa de cimentación más apropiada para la estructura de interés se efectuó considerando las características arquitectónicas y estructurales de las estructuras proyectadas, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas que la estructura transmitirá a la cimentación, considerando una carga máxima por columna a la cimentación del orden de 33,500 kg y las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, que corresponden a materiales tobaceos de consistencias variables entre media y dura; en base a lo anterior se juzga que la primera alternativa de cimentación más adecuada será mediante zapatas, desplantadas a 1.5 m de profundidad, respecto al nivel alcanzado y propuesto para el proyecto.

Todas las zapatas dentro de la nave se profundizarán metro y medio bajo el nivel de piso terminado como mínimo. En el caso de requerir una plataforma de materiales mejorados sobre la que se construirá la Nave se establece que la cimentación se diseñará con 10 ton/m^2 para cargas no factorizadas.

El muro de contención perimetral para formar el andén, también se desplantará a una profundidad de 1.20 m bajo el pavimento exterior como mínimo y con presiones de contacto máximas de 15 ton/m^2 para cargas no factorizadas y podrá recibir las cargas de las columnas de orilla que serán del orden de 15 toneladas y el peso de los muros perimetrales. Estos muros quedarán apoyados en todos los



casos sobre los materiales naturales.

En los cálculos realizados se consideró una cohesión media de 3.5 ton/m^2 y un ángulo de fricción interna de 20° para los materiales de apoyo de las zapatas, obteniéndose una capacidad de carga de 15 ton/m^2 para un empotramiento de 1.5m dentro de los materiales de apoyo.

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

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

La revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas y dinámicas se efectuará una vez que el cliente nos proporcione las cargas a las que estarán sujetas las estructuras de acuerdo al proyecto

Se calcularon los asentamientos para diferentes anchos de zapatas, considerando una relación de Poisson de 0.35 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo 2000 ton/m^2 (obtenidos de la correlación con las propiedades de otros materiales semejantes), obteniéndose asentamientos de 1.3 y 2.9 cm, para zapatas corridas de 1.5 m de ancho y aisladas de 1.2 m respectivamente que son admisibles.

El muro de retención que se construirá perimetralmente a la nave será la propia zapata perimetral de colindancia, de concreto armado y una sección transversal igual a una "C" invertida, una profundidad de desplante de 1.50 m. respecto al nivel actual del terreno, una altura de 1.20 m. y un ancho de la pared del muro estimado de 0.25 m.

ESTABILIDAD DE TALUDES

El talud existente que tienen una inclinación de 60 grados actualmente y se recorrerá hacia el exterior con una inclinación a 72 grados, de acuerdo datos proporcionados por el cliente y en función de los resultados obtenidos en campo de los materiales existentes, se efectuaron los análisis correspondientes y que se muestran en el capítulo 6..



Los detalles de la geometría que debe guardar el talud de interés se indican en la figura 17b.

Considerando que los materiales del lugar tienen una constitución muy homogénea en cuanto al tipo de materiales que son predominantemente cohesivos, formados por arcillas limosas con diferentes porcentajes de arenas y gravas; tienen una consistencia variable entre media y dura, y tomando en cuenta que es un talud inclinado con pendiente de 70° aproximadamente y con alturas variables entre 10 y 15 m, se establece que los materiales expuestos en la cara del talud son los más susceptibles a sufrir caídos o desprendimientos de bloques y se recomienda que los materiales que constituyen al talud sean protegidos mediante alguna estructura de retención.

Los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación como ya se menciono son de tipo cohesivo y no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene mas probabilidad de ocurrir es el de rotación a lo largo de la superficie de falla cilíndrica o de deslizamiento sobre superficies casi planas ubicadas en la proximidad de la superficie del talud.

La excavación en los materiales resistentes de deposito natural del lugar se realizaron dejando un talud 1:1.7 (h:v), para él que tendrá un factor de seguridad mayor de 1.5, sin embargo de acuerdo al proyecto el talud existente será recorrido hacia el exterior del terreno y tendrá una pendiente 1.0:3.0 (h:v), de acuerdo a los resultados obtenidos se esta proponiendo anclarlo para incrementar el factor de seguridad, lo que implica la colocación de anclas de fricción con una separación a cada 3 m entre si, y con una longitud activa de 10 m (longitud del bulbo).

Debido a que la inclinación del talud existente que ya tenia un perfil preestablecido por la explotación de los materiales del lugar, y dadas las características de los materiales que constituyen el talud, corresponden a una condición estable, deberán aumentarse las condiciones de estabilidad de los taludes a largo plazo mediante su retención empleando una estructura constituida por una placa de concreto lanzado reforzada con malla electrosoldada y retenida por anclas de fricción cuya longitud activa se desarrolle detrás de la superficie potencial de deslizamiento del talud definido.

De acuerdo al proyecto arquitectónico, el talud actual se recortará y se recorrerá hacia la Av. Barranca Honda, dejando un talud 1.0:3.0 (h:v) cuya pendiente resulta ser más vertical que la que tiene actualmente el talud en el sitio de interés y para lo cual se realizaron los análisis correspondientes.

Considerando las características del talud en cuanto a los materiales que lo constituyen, a su altura e inclinación, se determino el espesor del concreto



lanzado, el refuerzo de malla electrosoldada, la longitud y distribución de las anclas y el procedimiento constructivo de todo el sistema.

Se reviso la estabilidad del talud existente dejado por la excavación realizada en el sitio de interés de 60 grados y la correspondiente al talud que se proyecta dejar de 72 grados. En las figuras 18 y 19 se presentan sus características geométricas y su altura, que varía entre los 10 y 15 m y el grado de inclinación varía de 60° que es lo que tiene actualmente contra 72° que es lo proyectado y tomando en cuenta la existencia de una sobrecarga en la corona del talud por el transito de vehículos pesados sobre la Av. Barranca Honda, se efectuaron los análisis correspondientes para revisar la estabilidad de los taludes propuestos.

En los análisis se consideró:

- Que los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del terreno natural corresponden con los obtenidos de las pruebas triaxiales efectuadas en las muestras inalteradas extraídas del subsuelo (Anexo II)
- La geometría del talud es la que se presenta en las figuras 18 y 19.
- Una sobrecarga uniforme distribuida sobre la corona del talud cuya magnitud mínima considerada es de 3 ton/m².
- Un factor de seguridad mínimo de 2 para considerarlo estable.
- Un coeficiente sísmico de 0.16.

En las figuras 20 y 21 se presentan los taludes que se analizaron, así como los diferentes tipos de falla que pueden presentarse. En las figuras 20 y 21 se resumen los factores de seguridad para cada talud.

De los resultados de los análisis obtenidos se concluye que el talud deberá protegerse con concreto lanzado para evitar su erosión y además requiere anclas de fricción para incrementar su factor de seguridad de acuerdo a los lineamientos que se establecen más adelante.

El concreto lanzado que se usará será de 6 cm. de espesor y 150 kg/cm² de resistencia a los 28 días, se reforzará con una malla electrosoldada 6x6/6-6.

También deberá controlarse el agua que se infiltre a través del cuerpo del talud evitando empujes hidrostáticos sobre el muro de concreto lanzado por lo que deberá construirse el sistema de drenaje mostrado en las figuras 22 y 23.

Los lloraderos estarán constituidos por tubos de PVC de 2" de diámetro distribuidos a cada 3 m tanto en el sentido horizontal como en el vertical, es decir se ubicarán en el espacio que queda entre las anclas, para canalizar el agua que se acumule en el respaldo del muro de concreto lanzado que estará armado con una malla electrosoldada 6x6/6-6, pues este último no está diseñado para soportar empujes hidrostáticos, así mismo será necesario implementar sistemas de drenaje



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

exteriores e interiores (cunetas) al talud perimetral que se proyecte dejar que permitan canalizar las aguas que escurran al fondo de la excavación.

Los drenes profundos se colocarán a cada 7 m en el sentido horizontal, y tendrán una longitud cada uno de 7 m, estarán constituidos por tubos de PVC de 2" de diámetro y forrados con una malla tipo mosquitero. (Ver figuras 22 y 23)

Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, ver figuras 25 y 26, con perforadoras de rotomartillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 4" (10cm), para el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizará aire a presión.

Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificará que el barreno no se haya bloqueado. Si hubiera caídos se introducirá nuevamente la tubería de la perforación y se aplicará una lechada de agua-cemento que permita estabilizar las paredes del barreno y se efectúa su reperfusión.

Una vez que la perforación se encuentre limpia se coloca en su interior el tensor, para lo cual a la parte inicial del ancla, se fijará una cabeza punta de bala con el fin que al introducir el ancla en el barreno las puntas de los torones no se atoren en la perforación ni generen caídos durante la instalación. El tensor se fijará al suelo mediante la inyección a presión de lechada de cemento.

Tan pronto se concluya la perforación y se introduzca el tensor, se inyectará el ancla, obturando la boca del barreno para uniformizar la presión de inyección. La mezcla a inyectar consistirá de una lechada compuesta con agua-cemento, en proporción 1:2, respectivamente.

El agua a utilizar será limpia y debe mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea: una vez logrado esto, se colocará una lechada en el recipiente de la bomba de inyección.

Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieren las anclas. La inyección se deberá realizar a una presión de 6 Kg/cm²

Las anclas serán de fricción de 10 cm. de diámetro, con un desarrollo de 10 grados con respecto a la horizontal y casi ortogonal a la superficie del talud con distribución reticular a cada 3 m en los dos sentidos, iniciando a 1.875 m a partir de la corona del talud. Las características del anclaje se indican en las figuras 25 y 26.

Se obtuvieron las capacidades, longitudes y distribución de anclas mostradas en las figuras 25 y 26. Las anclas deberán llevar una protección para evitar su



corrosión, pues están diseñadas como anclas permanentes o a largo plazo. Está protección podrá ser un tubo de alta densidad con un diámetro aproximado de 3" en donde se colocarán en su interior el tensor del ancla, colocando una punta de bala en el extremo interior que permita su libre desplazamiento dentro de la perforación, por otra lado el ancla deberá contar con centradores, separadores, manguera de alivio y una manguera de inyección.

Las anclas serán del tipo de fricción tendrán 10 cm. de diámetro, un tensor constituido por un paquete de tres torones de 0.6" de diámetro, de alta resistencia, de 40 mm de diámetro exterior, con la longitud y disposición que se muestran en las figuras 25 y 26.

Durante la excavación, conformación y anclado de los taludes un ingeniero especialista de Mecánica de Suelos A. G. deberá verificar que las características de los materiales corresponden a los considerados en los análisis y en caso necesario de acuerdo al comportamiento de los taludes y de los materiales encontrados, establecer los ajustes o modificaciones al procedimiento de excavación y retención propuestos.

ALTERNATIVAS DE MURO DE CONTENCIÓN

De acuerdo al proyecto es necesario construir un muro de contención en la zona Sur del terreno que permita restituir parte del área donde existe actualmente un corte por donde corre un cauce, con el objeto de incrementar el área de vialidades que optimice la operación del área por construir.

Se proponen dos alternativas de muros de contención concreto fluido y tierra armada, sin embargo se podría haber propuesto una tercera alternativa consistente en el empleo de un muro de suelo cemento, sin embargo este último por su proceso constructivo es complicado garantizar que todo el muro tenga las mismas características, buscando la manera de homogenizar la mezcla, que los materiales de banco sean semejantes, al igual que la compactación que alcance el suelo cemento, tomando en cuenta la magnitud y longitud del muro que se proyecta construir.

Por otro lado el concreto fluido no requiere un control demasiado riguroso como el del suelo cemento, únicamente requiere que se controle la dosificación y que se le proporcione un ligero vibrado. Otra ventaja es que el suministro de los materiales del concreto es controlable, el proceso constructivo se hará por módulos con longitudes variables entre 5 y 10 m, ordenando la secuencia de construcción, de igual manera se controlarán las posibles grietas de tensión que se generen por contracción del concreto fluido al momento de su fraguado. El análisis de estabilidad del muro de contención se muestra en el Anexo VI.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El muro de concreto fluido es básicamente un muro de gravedad, al cual se le puede recargar material de banco (tepetate) y cumple con el principio de estabilidad propia del muro, sin embargo en el caso de la Tierra armada, ésta trabaja por fricción y los materiales que se requieren poner en su respaldo deberán ser de tipo friccionante que cumplan con el principio de su diseño, lo cual incrementa su costo con relación a los antes mencionados.

La realización del proyecto y diseño de la alternativa de tierra armada estará a cargo de la contratista que tenga la patente.

Como nota adicional y que debe tomarse en cuenta, es que el desplante del muro de contención cualquiera que sea la alternativa seleccionada, deberá tener un desplante mínimo de tres metros por debajo del nivel mas bajo que se tenga en el terreno es decir donde se encuentra actualmente el cauce (lo cual será ratificado en campo al momento de efectuar el movimiento de tierras), considerando que en esta zona se tiene un deposito de arcilla superficial de espesor variable entre 2 y 3 m, y subyaciendo a éste material se tienen depósitos tobaceos que tienen una capacidad de carga de 30 ton/m² que se requiere para apoyar dicho muro y garantizar su estabilidad por capacidad de carga, aunado a lo anterior deberán preverse trabajos adicionales para el desvío del cauce en caso de realizar los trabajos en época de lluvias.

DISEÑO DE PAVIMENTOS

En el capítulo 7 se presentan las secciones más adecuadas que deberán implementarse tanto para pavimentos de tipo flexible (carpeta asfáltica) como de tipo rígido (concreto hidráulico).

El pavimento de tipo flexible que se construirá en las distintas zonas de circulación de vehículos en las vialidades interiores de la nave se diseño aplicando el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM², para el período de vida útil de veinte años, considerando que la superficie del terreno natural es sensiblemente horizontal, que los depósitos superficiales del subsuelo son materiales cohesivos y homogéneos en toda el área y que están constituidos por arcilla poco arenosa, café, con distintas tonalidades, cuyo contenido de agua medio es 22%, valor relativo de soporte en estado saturado conservadoramente de 4% y en especímenes recompactados al 90% de su peso volumétrico seco máximo PVSM obtenido en la prueba próctor estándar de 6.1% y recompactados al 95% de su PVSM de 8.6%.

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



En la figura 33 se muestran las secciones estructurales del pavimento en las distintas zonas.

En el Anexo III se presentan las especificaciones necesarias para la construcción de los pavimentos de tipo flexible.

El pavimento de tipo rígido se define como pavimento al conjunto de capas de materiales seleccionados que reciben en forma directa las cargas del tránsito y las transmiten adecuadamente distribuidas a las capas inferiores que proporciona la superficie de rodamiento.

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

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

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

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

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

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



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

En el Anexo IV, se presentan las especificaciones para la construcción del terraplén y el sistema de piso.

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

Utilizando el nomograma de diseño para ejes sencillos (ver figura 34), en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 18.8 kg/cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 8.0 kg/cm³, y una carga de diseño de 9.0 ton, se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el piso de 18 cm., que se apoyará sobre una base de materiales con las especificaciones que se indican en el Anexo IV.

Los vehículos de mayor peso que circularán por el pavimento y para los cuales fue efectuado el diseño, corresponden a trailers T3-S2 y T3-S3 (ver figuras 35 y 36). La carga más crítica transmitida al pavimento por estos vehículos corresponde al eje tandem en el que la carga por rueda doble es de 3.75 ton. Durante la vida útil del pavimento circularán vehículos en cuyos ejes la carga máxima del sistema tandem es de 18 ton.

Utilizando el nomograma de diseño para ejes tandem (ver figura 37) en donde se entra con un modulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto de 18.8 kg/cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 8.0 kg/cm³ y una carga de diseño de 19.8 ton, se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el pavimento rígido de 20 cm, que se apoyará sobre una base granular de 20 cm. de espesor (ver figura 37).

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

Considerando acero de refuerzo de alta resistencia ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) se obtuvo que las losas del pavimento en la zona de vialidad, patio de maniobras y almacenamiento, deberán armarse en sus sentidos longitudinal y transversal (Ver figura 38).



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas mediante el refuerzo debido al acero distribuido, el espaciamiento entre juntas transversales se recomienda variable entre 3.0 y 4.5 m. Respecto al ancho de las losas, éstas quedarán comprendidas entre 3.0 y 6.0 m. En el Anexo IV se presentan las especificaciones para la construcción del pavimento rígido.

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

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción especifica 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. Finalmente estas nivelaciones se continuarán en forma semestral por un periodo mínimo de un año. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.



FIGURAS

**LISTA DE FIGURAS.**

Fig.		Pág.
1	Localización del sitio de interés.	96
2	Planta del sitio de interés.	97
3	Topografía.	98
4	Ubicación de Pozos y Sondeos.	98
5 a 9	Perfiles de los Pozos a Cielo Abierto.	99-100-101
10 a 12	Registros de Campo.	102-103-104
13 a 15	Perfiles Sondeos.	105-106
15 a	Cortes Estratigráficos.	106
15b	Cortes Estratigráficos.	107
15c	Cortes Estratigráficos.	107
16	Geología.	108
17	Perfil del Talud Existente y Proyectado.	109
18	Geometría de Talud a 60° y Parámetros.	110
19	Geometría de Talud a 72° y Parámetros.	110
20 y 21	Características Geométricas y del Talud Analizado Y Factores de Seguridad.	111
22 y 23	Sistema de Drenaje Drenes Profundos y Lloraderos.	112
24 y 25	Perforación de Barrenos con longitud e inclinación. Especificada.	113-114
26	Características del Anclaje (longitud y disposición)	114
27 a 29	Proceso Constructivo (Muro C. Fluido).	115-119
30 a 32	Tierra Armada.	120-121



Fig.		Pág.
33	Secciones de Pavimentos Flexibles (Estructura).	121-122
34a	Nomograma Ejes Sencillos.	123
34b	Sección de Pavimentos Rígido pisos	124
35 y 36	Tablas T3-S2 y T3-S3.	124
37a	Nomograma Eje Tandem.	125
37b	Sección de Pavimentos Rígidos vialidades	125
38	Refuerzos de Acero.	126
39	Granulometría para Materiales de Base.	127
40	Granulometría para Materiales de Sub-Base.	127
41	Granulometría de los Materiales de Pétreos de la Carpeta Asfáltica.	128
42	Junta Contracción.	128
43	Junta de Expansión.	130
44	Junta de Construcción.	131



PLANTA DEL SITIO DE INTERES

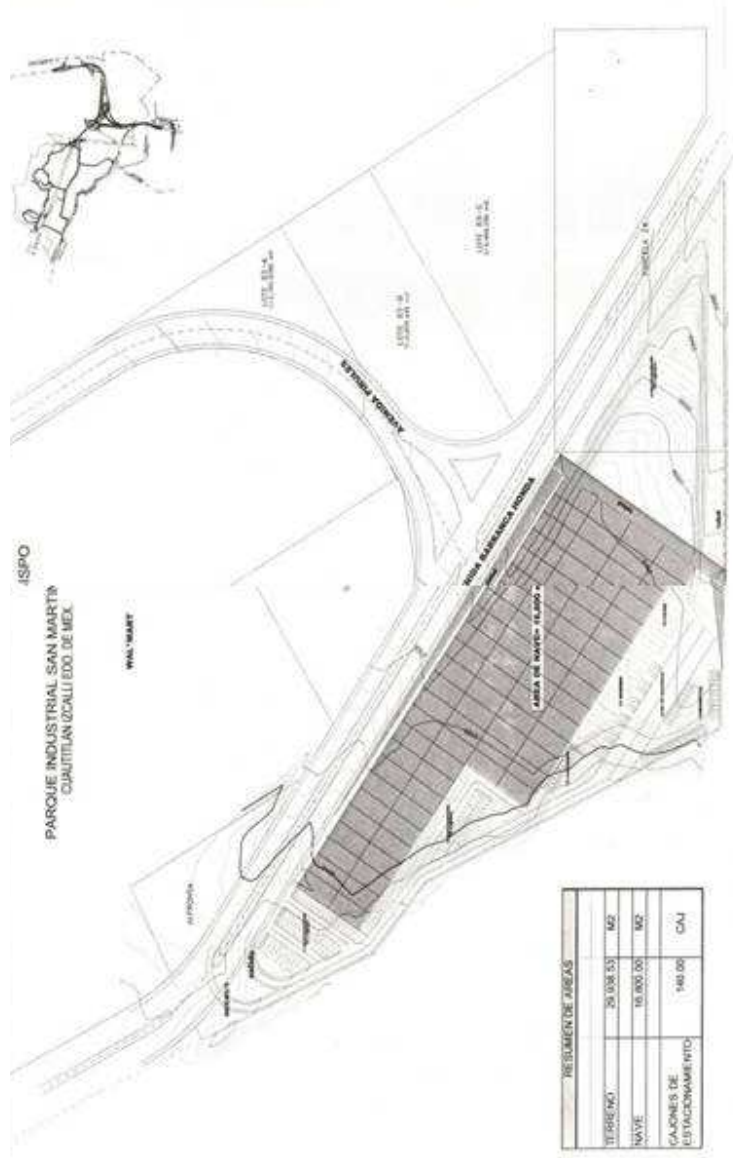


FIGURA 2



TOPOGRAFIA

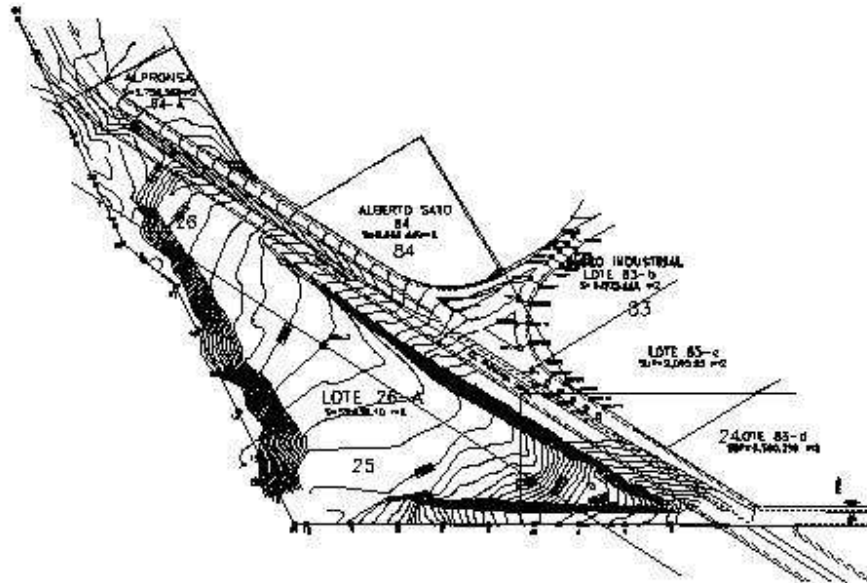


FIGURA 3

UBICACIÓN DE POZOS Y SONDEOS

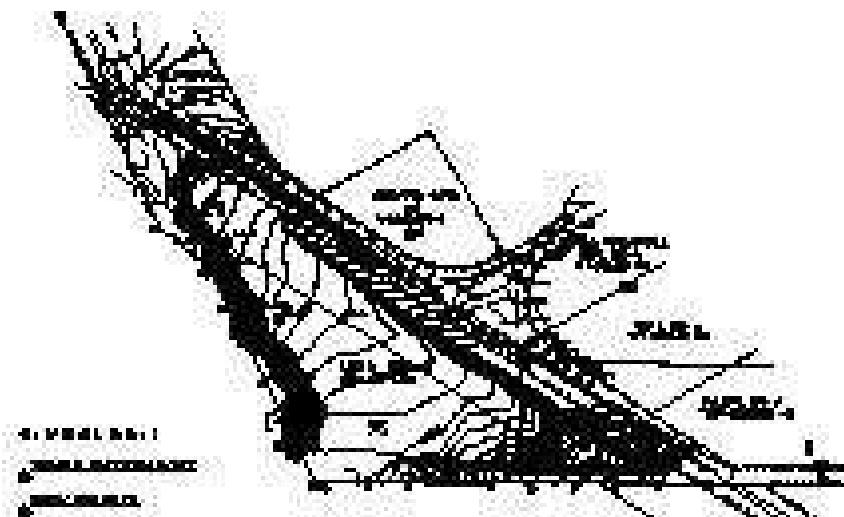


FIGURA 4



FIGURAS Y ANEXOS

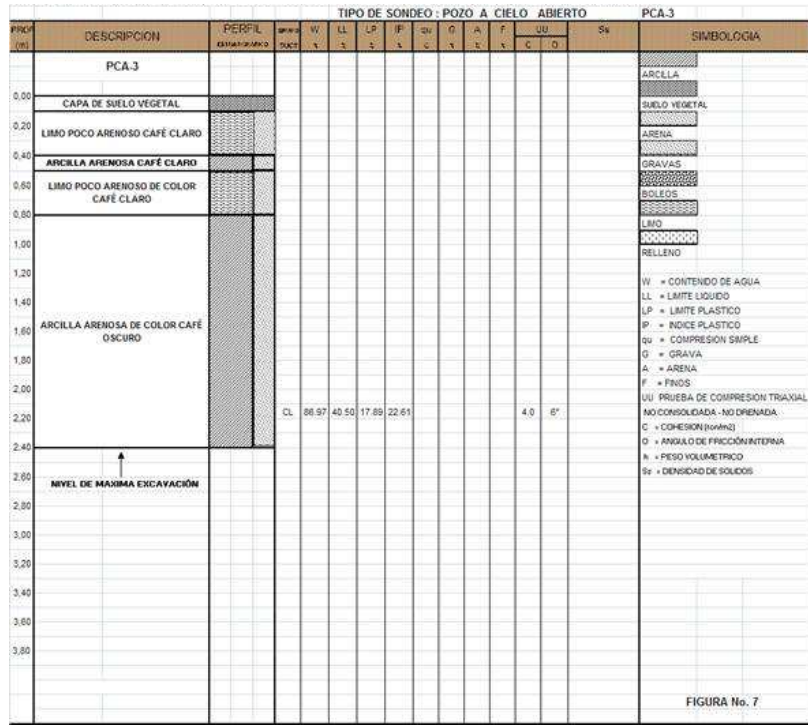


FIGURA 7

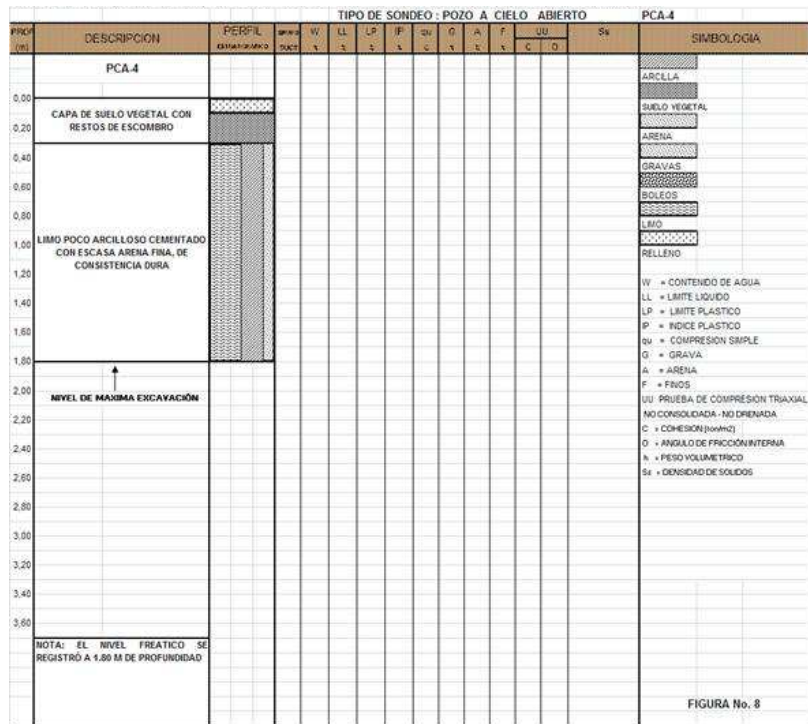


FIGURA 8



FIGURAS Y ANEXOS

REGISTROS DE CAMPO

OBRA:		SANMIO			COORDENADAS: X Y Z							
LOCALIZACION:		AUT. CHAMAPA-LECHERIA			FECHA DE INICIO: Hrs.							
POZO No:		1			TERMINACION: Hrs.							
TIPO DE SONDEO:		SPT-1			BOMBA: MOYNO 3L6							
LONGYEAR 34												
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 44 KG ALTURA DE CAIDA 15 cm. N° DE GOLPES EN	TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES			
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CRQ (DEKPE)				15 cm	30 cm	15 cm
1	0.00	0.60	0.60	0.54			17	36	22	T.P.	LIMO ARENOSO CON GRUMOS	
2	0.60	0.80	0.20	0.15			18	50/5	-	T.P.	LIMO ARENOSO CON MICA	
-	0.80	1.20	0.40	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA	
3	1.20	1.35	0.15	0.14			50/15	-	-	T.P.	LIMO ARENOSO CON GRUMOS Y MICA	
-	1.35	1.80	0.45	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA	
4	1.80	2.40	0.60	0.40			10	35	20	T.P.	LIMO ARENOSO CON GRUMOS Y MICA	
5	2.40	2.85	0.45	0.37			10	50/30	-	T.P.	LIMO ARENOSO CON GRUMOS	
-	2.85	3.00	0.15	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA	
6	3.00	3.45	0.45	0.42			15	50/15	-	T.P.	LIMO ARENOSO CAFE CON GRUMOS	
-	3.45	3.60	0.15	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA	
7	3.60	4.20	0.60	0.35			10	35	20	T.P.	LIMO ARENOSO CON LENTES DE ARENA	
8	4.20	4.80	0.60	0.40			14	30	23	T.P.	LIMO ARENOSO CAFE CLARO	
9	4.80	5.40	0.60	0.48			8	36	12	T.P.	LIMO ARENOSO CAFE CLARO	
10	5.40	6.00	0.60	0.45			10	23	10	T.P.	LIMO ARENOSO CAFE CLARO	
11	6.00	6.60	0.60	0.40			11	21	17	T.P.	LIMO ARENOSO CAFE CLARO	
12	6.60	7.20	0.60	0.40			8	27	16	T.P.	LIMO ARENOSO CAFE CLARO	
13	7.20	7.80	0.60	0.48			8	22	14	T.P.	LIMO ARENOSO CON POCA ARCILLA	
14	7.80	8.40	0.60	0.45			10	25	17	T.P.	LIMO ARENOSO CON POCA ARCILLA	
15	8.40	9.00	0.60	0.40			20	45	18	T.P.	LIMO ARENOSO CAFE	
16	9.00	9.40	0.40	0.30			27	50/25	-	T.P.	LIMO ARENOSO CAFE	
-	9.40	9.60	0.20	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA	
17	9.60	9.90	0.30	0.25			15	50/15	-	T.P.	ARENA LIMOSA CON MICA	
-	9.90	10.20	0.30	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA	
18	10.20	10.45	0.25	0.18			28	50/10	-	T.P.	ARENA LIMOSA CON MICA	
-	10.45	10.80	0.35	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA	
MIVEL FREATICO (m)				TURNO:			HRS.			PROF. PROYECTO:		
OBSERVACIONES GENERALES:										PROF. REAL:		
										OPERADOR: LUIS ERNESTO MONTES.		
										SUPERVISOR:		
ADEME (m)										FECHA:		
										FIGURA: 10		
OBRA:		CUAUTITLAN			COORDENADAS: X Y Z							
LOCALIZACION:		CUAUTITLAN			FECHA DE INICIO: Hrs.							
POZO No:		1			TERMINACION: Hrs.							
TIPO DE SONDEO:		SPT-1			BOMBA: MOYNO 3L6							
LONGYEAR 34												
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 44 KG ALTURA DE CAIDA 15 cm. N° DE GOLPES EN	TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES			
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CRQ (DEKPE)				15 cm	30 cm	15 cm
19	10.60	11.40	0.60	0.50			8	19	13	T.P.	ARENA PUMITICA CON INTERCALACIONES DE ARCILLA	
20	11.40	12.00	0.60	0.45			10	24	11	T.P.	ARENA PUMITICA CON INTERCALACIONES DE ARCILLA	
21	12.00	12.60	0.60	0.40			15	38	45	T.P.	ARCILLA ARENOSA CON ARENA FINA EN ZAPATA	
22	12.60	12.90	0.30	0.25			35	50/15	-	T.P.	ARENA FINA	
-	12.90	13.20	0.30	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA	
23	13.20	13.55	0.35	0.28			25	50/20	-	T.P.	LIMO CAFE OSCURO	
-	13.55	13.80	0.25	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA	
24	13.80	14.10	0.30	0.20			36	50/15	-	T.P.	LIMO CAFE OSCURO	
-	14.10	14.40	0.30	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA	
25	14.40	14.73	0.33	0.18			25	50/18	-	T.P.	LIMO ARENOSO CAFE CLARO	
-	14.73	15.00	0.27	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA	
26	15.00	15.15	0.15	0.12			50/15	-	-	T.P.	LIMO ARENOSO CAFE CLARO	
MIVEL FREATICO (m)				TURNO:			HRS.			PROF. PROYECTO:		
OBSERVACIONES GENERALES:										PROF. REAL:		
										OPERADOR: LUIS ERNESTO MONTES.		
										SUPERVISOR:		
ADEME (m)										FECHA:		
										FIGURA: 10		

FIGURA 10



FIGURAS Y ANEXOS

OBRA:		SANJO				COORDENADAS: X Y Z					
LOCALIZACION:		AUT. CHAMAPA-LECHERIA				FECHA DE INICIO: Hrs.					
POZO No:		2				TERMINACION: Hrs.					
TIPO DE SONDEO:		SPT-2				BOMBA: MOYNO 3L6					
LONGYEAR 34											
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION		PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 15 cm. N° DE GOLPES EN:			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CRQ (DEEPE)	15 cm.	30 cm.			15 cm.
1	0.00	0.60	0.60	0.4			5	12	6	T.P.	ARENA LIMO Y RAJES, RELLENO
2	0.60	1.20	0.60	0.30			10	22	11	T.P.	ARCILLA NEGRA CON ARENA FINA
3	1.20	1.80	0.60	0.40			5	30	22	T.P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO
4	1.80	2.40	0.60	0.43			6	24	16	T.P.	ARCILLA LIMOSA CAFÉ OSCURO
5	2.40	3.00	0.60	0.45			5	32	20	T.P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO
6	3.00	3.60	0.60	0.40			6	13	8	T.P.	ARCILLA LIMOSA CAFÉ OSCURO
7	3.60	4.20	0.60	0.30			10	12	11	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO
8	4.20	4.80	0.30	0.20			20	50/15	-	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO
-	4.50	4.80	0.30	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA
9	4.80	5.05	0.25	0.18			28	50/10	-	T.P.	LIMO CAFÉ CLARO
-	5.05	5.40	0.35	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA
10	5.40	5.70	0.30	0.18			35	50/15	-	T.P.	LIMO ARENOSO CON MICA
-	5.70	6.00	0.30	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA
11	6.00	6.12	0.12	0.08			50/12	-	-	T.P.	LIMO ARENOSO CON MICA
-	6.12	6.60	0.48	-			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA
12	6.60	7.20	0.60	0.40			15	36	42	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO
13	7.20	7.80	0.60	0.35			14	39	36	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO
14	7.80	8.40	0.60	0.48			12	27	14	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO CON ARENA PUMITICA
15	8.40	9.00	0.60	0.45			14	31	16	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO CON ARENA PUMITICA
16	9.00	9.60	0.60	0.40			10	28	30	T.P.	LIMO CAFÉ CLARO POCO ARENOSO
17	9.60	10.20	0.60	0.45			10	41	28	T.P.	LIM CAFÉ CLARO
18	10.20	10.80	0.60	0.50			10	27	20	T.P.	LIM CAFÉ CLARO
19	10.80	11.40	0.60	0.32			16	31	19	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO
20	11.40	12.00	0.60	0.50			12	26	18	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO
21	12.00	12.60	0.60	0.40			11	30	20	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO
MIVEL FREATICO (m):						HRS:			PROF. PROYECTO:		
OBSERVACIONES GENERALES:									PROF. REAL:		
									OPERADOR: LUIS ERNESTO MONTES		
									SUPERVISOR:		
ADEME (m):									FECHA:		
									FIGURA: 11		

OBRA:		CUAUTITLAN				COORDENADAS: X Y Z					
LOCALIZACION:		CUAUTITLAN				FECHA DE INICIO: Hrs.					
POZO No:		2				TERMINACION: Hrs.					
TIPO DE SONDEO:		SPT-2				BOMBA: MOYNO 3L6					
LONGYEAR 34											
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION		PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 15 cm. N° DE GOLPES EN:			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CRQ (DEEPE)	15 cm.	30 cm.			15 cm.
22	0.00	13.20	13.20	0.5			8	20	10	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO CON MICA
23	13.20	13.80	0.60	0.50			11	21	9	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO CON MICA
24	13.80	14.40	0.60	0.30			11	25	16	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO
25	14.40	15.00	0.60	0.35			9	28	17	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO
MIVEL FREATICO (m):						HRS:			PROF. PROYECTO:		
OBSERVACIONES GENERALES:									PROF. REAL:		
									OPERADOR: LUIS ERNESTO MONTES		
									SUPERVISOR:		
ADEME (m):									FECHA:		
									FIGURA: 11		

FIGURA 11



FIGURAS Y ANEXOS

MUESTRA No.		PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 44 KG ALTURA DE CAIDA 15 m. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES																												
INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CRC (DEEPE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.																																
1	0.00	0.60	0.60	0.40	-	2	5	3	T.P.	LMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CLARO																														
2	0.60	1.20	0.60	0.39	-	2	10	9	T.P.	LMO ARCILLOSO CAFÉ CLARO																														
3	1.20	1.80	0.60	0.40	-	5	26	19	T.P.	LMO ARCILLOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
4	1.80	2.40	0.60	0.30	-	18	16	10	T.P.	LMO ARCILLOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
5	2.40	3.00	0.60	0.45	-	7	17	23	T.P.	LMO ARCILLOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
6	3.00	3.40	0.40	0.22	-	18	50/25	-	T.P.	LMO ARCILLOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
-	3.40	3.60	0.20	-	-	AVANCE	-	-	B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA																														
7	3.60	3.88	0.28	0.13	-	20	50/3	-	T.P.	LMO ARENOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
-	3.88	4.20	0.32	-	-	AVANCE	-	-	B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA																														
8	4.20	4.80	0.60	0.40	-	12	38	20	T.P.	LMO ARCILLOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
9	4.80	5.40	0.60	0.44	-	10	40	37	T.P.	LMO ARENOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
10	5.40	5.64	0.24	0.18	-	40	50/9	-	T.P.	LMO ARENOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
-	5.64	6.00	0.36	-	-	AVANCE	-	-	B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA																														
11	6.00	6.60	0.60	0.40	-	12	37	25	T.P.	LMO ARENOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
12	6.60	7.20	0.60	0.44	-	7	44	40	T.P.	LMO ARENOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
13	7.20	7.80	0.60	0.42	-	10	45	48	T.P.	LMO ARENOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
14	7.80	8.19	0.39	0.25	-	13	50/24	-	T.P.	LMO ARENOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
-	8.19	8.40	0.21	-	-	AVANCE	-	-	B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA																														
15	8.40	8.81	0.41	0.20	-	18	50/28	-	T.P.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA																														
-	8.81	9.00	0.19	-	-	AVANCE	-	-	B.T.	LMO CON ARENA FINA CAFÉ AMARILLENTO																														
16	9.00	9.60	0.60	0.44	-	12	29	18	T.P.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA																														
17	9.60	10.20	0.60	0.42	-	15	30	19	T.P.	LMO CON ARENA FINA CAFÉ AMARILLENTO																														
18	10.20	10.80	0.60	0.40	-	12	28	28	T.P.	LMO CON ARENA FINA CAFÉ AMARILLENTO																														
19	10.80	11.90	1.10	0.32	-	12	21	10	T.P.	LMO CON ARENA FINA CAFÉ AMARILLENTO																														
20	11.90	12.00	0.10	0.50	-	15	30	18	T.P.	ARENA FINA A MEDIA CAFÉ GRISACEO																														
MVEL FREÁTICO (m) _____ HRS _____																																								
OBSERVACIONES GENERALES: _____																																								
ADEME (m) _____																																								
<table border="0" style="width:100%"> <tr><td>OBRA:</td><td>SANJO</td><td>COORDENADAS: X</td><td>Y</td><td>Z</td></tr> <tr><td>LOCALIZACION:</td><td>AUT. CHAMAPA-LECHERIA</td><td>FECHA DE INICIO:</td><td>23/01/2006</td><td>Hrs</td></tr> <tr><td>POZO No:</td><td>3</td><td>TERMINACION:</td><td></td><td>Hrs</td></tr> <tr><td>TIPO DE SONDEO:</td><td>SPT-3</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>LONGYEAR 34</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td>BOMBA: MOYNO 3L6</td></tr> </table>											OBRA:	SANJO	COORDENADAS: X	Y	Z	LOCALIZACION:	AUT. CHAMAPA-LECHERIA	FECHA DE INICIO:	23/01/2006	Hrs	POZO No:	3	TERMINACION:		Hrs	TIPO DE SONDEO:	SPT-3				LONGYEAR 34									BOMBA: MOYNO 3L6
OBRA:	SANJO	COORDENADAS: X	Y	Z																																				
LOCALIZACION:	AUT. CHAMAPA-LECHERIA	FECHA DE INICIO:	23/01/2006	Hrs																																				
POZO No:	3	TERMINACION:		Hrs																																				
TIPO DE SONDEO:	SPT-3																																							
LONGYEAR 34																																								
				BOMBA: MOYNO 3L6																																				
<table border="0" style="width:100%"> <tr><td>PROF. PROYECTO:</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>PROF. REAL:</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>OPERADOR:</td><td>LUIS ERNESTO MONTES</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>SUPERVISOR:</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>FECHA:</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>FIGURA:</td><td>12</td><td></td><td></td><td></td></tr> </table>											PROF. PROYECTO:					PROF. REAL:					OPERADOR:	LUIS ERNESTO MONTES				SUPERVISOR:					FECHA:					FIGURA:	12			
PROF. PROYECTO:																																								
PROF. REAL:																																								
OPERADOR:	LUIS ERNESTO MONTES																																							
SUPERVISOR:																																								
FECHA:																																								
FIGURA:	12																																							

MUESTRA No.		PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 44 KG ALTURA DE CAIDA 15 m. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES																												
INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CRC (DEEPE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.																																
21	12.00	12.60	0.60	0.36	-	12	38	24	T.P.	ARENA FINA A MEDIA CAFÉ AMARILLENTO																														
22	12.60	13.20	0.60	0.31	-	11	35	26	T.P.	P.S. ARENA FINA A MEDIA CAFÉ P.I. ARENA FINA GRIS CLARO																														
23	13.20	13.80	0.60	0.30	-	18	40	29	T.P.	ARENA FINA LIMOSA GRIS CLARO																														
24	13.80	14.07	0.27	0.29	-	36	50/12	-	T.P.	ARENA FINA LIMOSA GRIS CLARO																														
-	14.07	14.40	0.33	-	-	AVANCE	-	-	B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA																														
25	14.40	14.71	0.31	0.34	-	32	50/16	-	T.P.	ARCILLA LIMOSA CON GRUMOS DE ARENA FINA																														
-	14.71	15.00	0.29	-	-	AVANCE	-	-	B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA																														
26	15.00	15.30	0.30	0.30	-	24	50/15	-	T.P.	LMO CON ARENA FINA ESCASA ARCILLA																														
-	15.30	15.60	0.30	-	-	AVANCE	-	-	B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA																														
27	15.60	15.92	0.32	0.30	-	12	50/17	-	T.P.	LMO ARCILLOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
-	15.92	16.20	0.28	-	-	AVANCE	-	-	B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA																														
28	16.20	16.55	0.35	0.31	-	18	50/20	-	T.P.	LMO ARCILLOSO CAFÉ AMARILLENTO																														
-	16.55	16.80	0.25	-	-	AVANCE	-	-	B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA																														
29	16.80	17.13	0.33	0.33	-	36	50/18	-	T.P.	LMO CON ARENA FINA CAFÉ AMARILLENTO																														
-	17.13	17.40	0.27	-	-	AVANCE	-	-	B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA																														
30	17.40	17.75	0.35	0.33	-	40	50/20	-	T.P.	LMO CON ARENA FINA CAFÉ AMARILLENTO																														
-	17.75	18.00	0.25	-	-	AVANCE	-	-	B.T.	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA																														
31	18.00	18.35	0.35	0.35	-	34	50/20	-	T.P.	LMO CON ARENA FINA Y LENTES DE ARCILLA CAFÉ AMARILLENTO																														
MVEL FREÁTICO (m) _____ HRS _____																																								
OBSERVACIONES GENERALES: _____																																								
ADEME (m) _____																																								
<table border="0" style="width:100%"> <tr><td>PROF. PROYECTO:</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>PROF. REAL:</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>OPERADOR:</td><td>LUIS ERNESTO MONTES</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>SUPERVISOR:</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>FECHA:</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>FIGURA:</td><td>12</td><td></td><td></td><td></td></tr> </table>											PROF. PROYECTO:					PROF. REAL:					OPERADOR:	LUIS ERNESTO MONTES				SUPERVISOR:					FECHA:					FIGURA:	12			
PROF. PROYECTO:																																								
PROF. REAL:																																								
OPERADOR:	LUIS ERNESTO MONTES																																							
SUPERVISOR:																																								
FECHA:																																								
FIGURA:	12																																							

FIGURA 12



FIGURAS Y ANEXOS

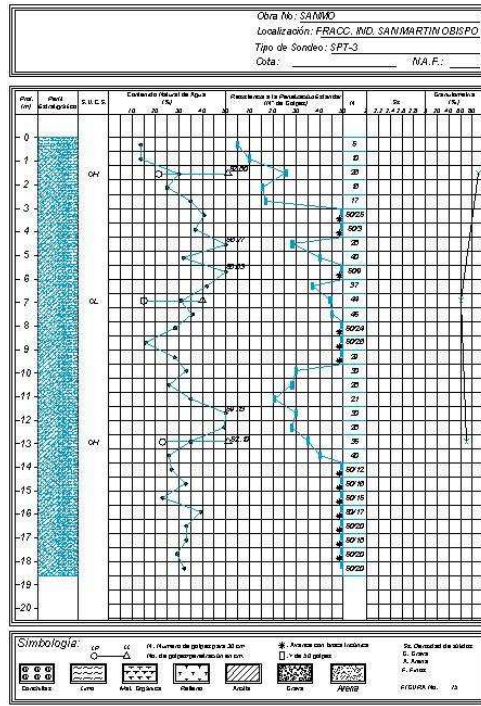


FIGURA 15
CORTES ESTRATIGRAFICOS

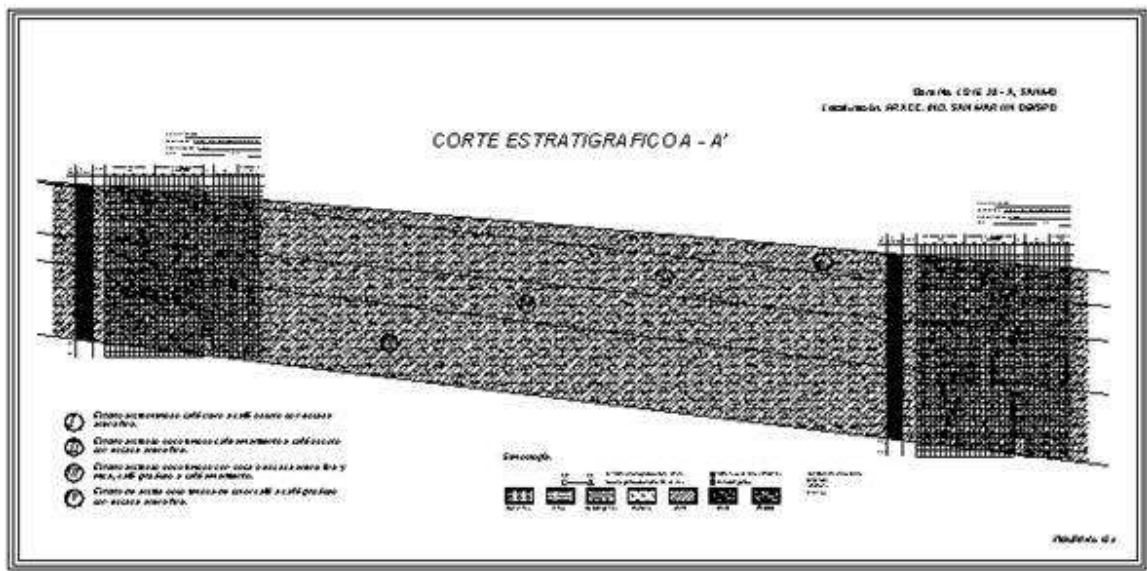


FIGURA 15a



FIGURAS Y ANEXOS

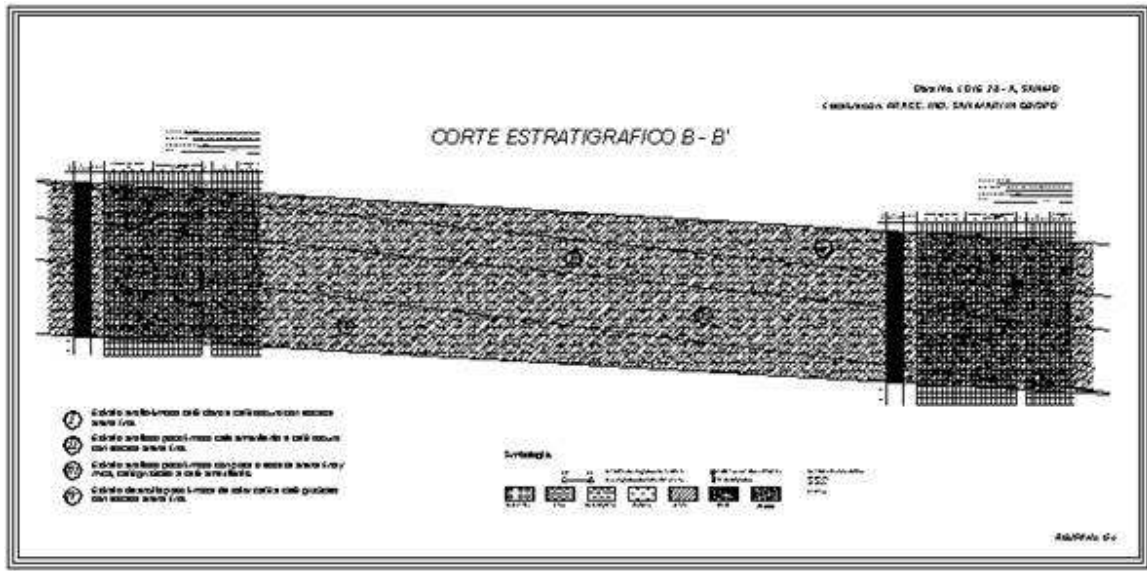


FIGURA 15b

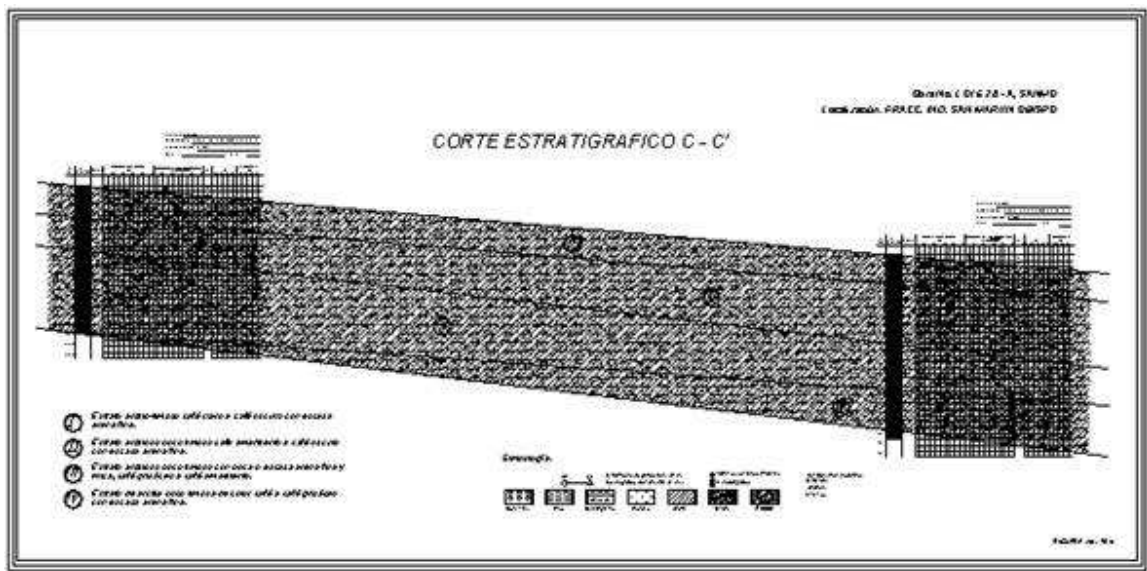


FIGURA 15c



PERFIL DEL TALUD EXISTENTE Y PROYECTADO

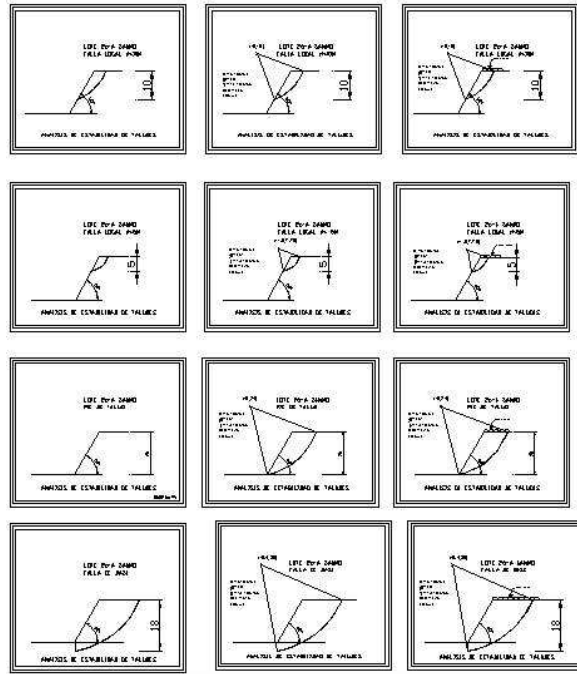


FIGURA 17^a

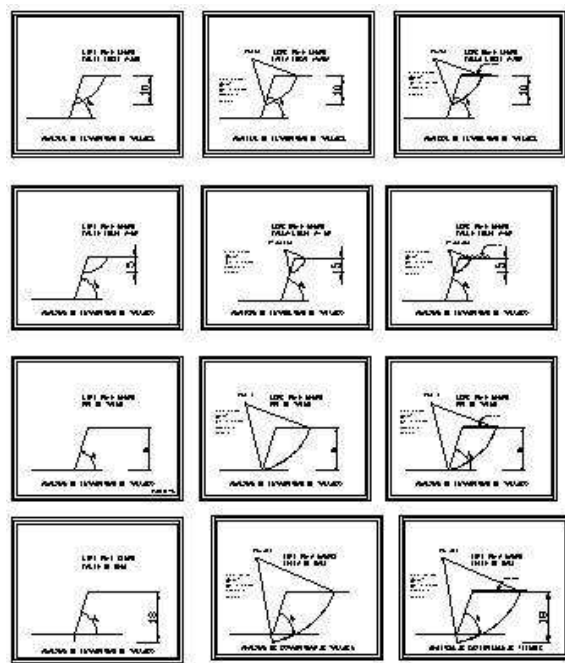


FIGURA 17^b



GEOMETRIA DE TALUD A 60°Y PARAMETROS

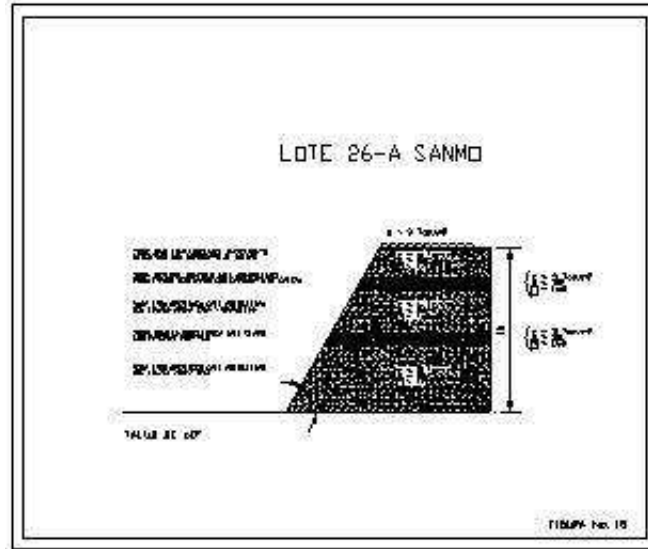


FIGURA 18

GEOMETRIA DE TALUD A 72°Y PARAMETROS

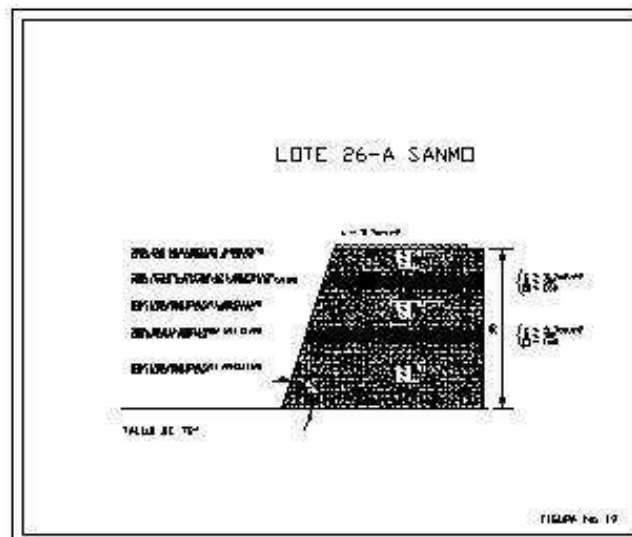


FIGURA 19



CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y DEL TALUD ANALIZADO Y FACTORES DE SEGURIDAD

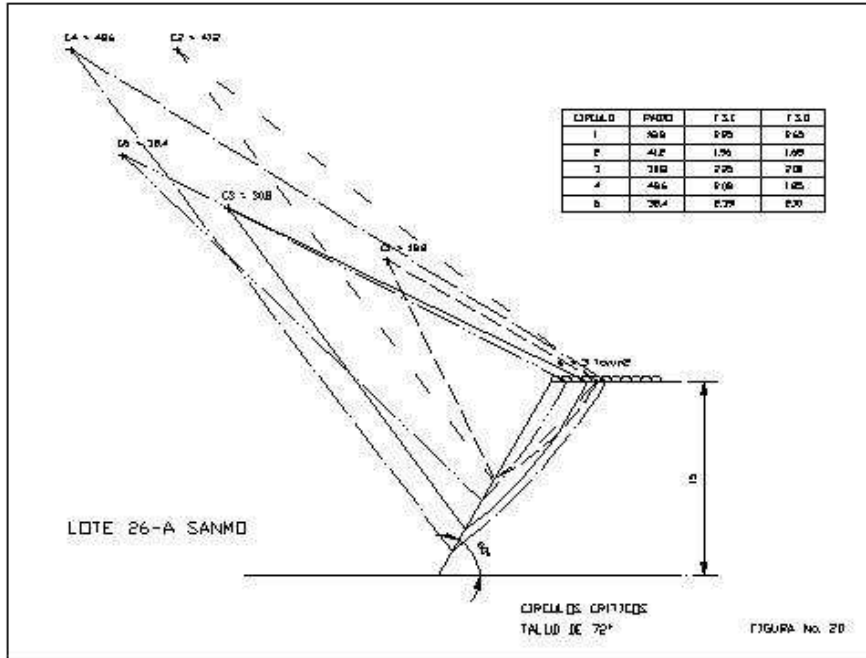


FIGURA 20

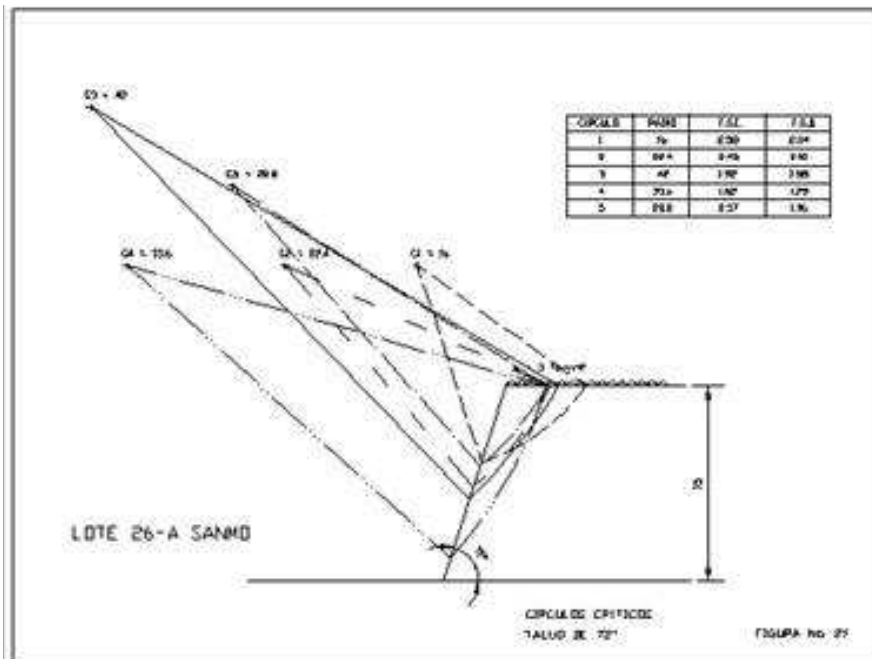


FIGURA 21



SISTEMA DE DRENAJE, DRENES PROFUNDOS Y LLORADEROS

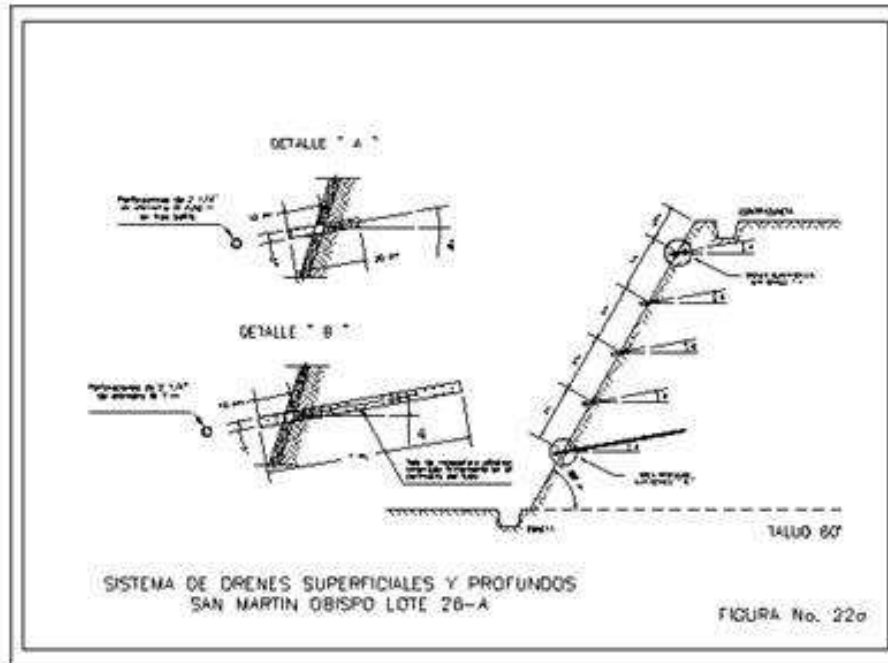


FIGURA 22^a

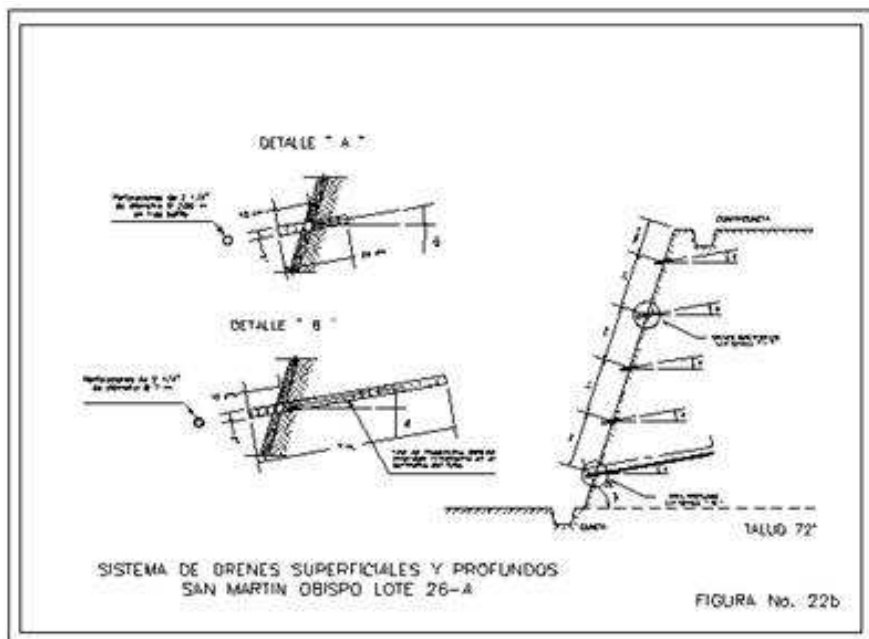


FIGURA 22^b

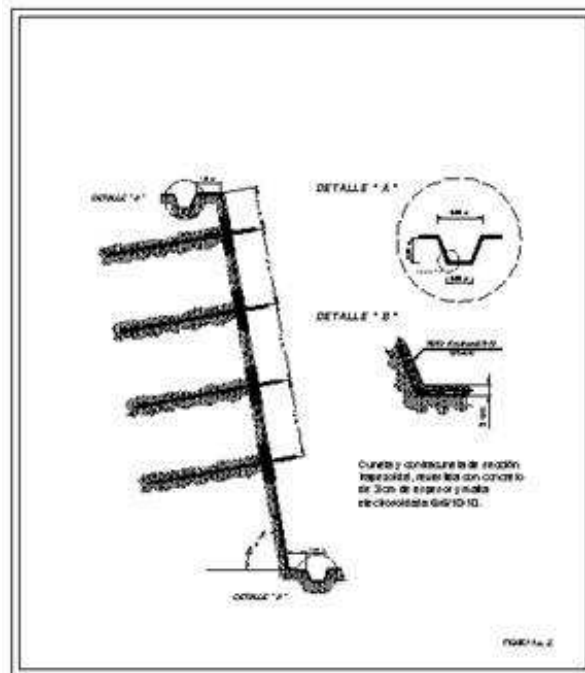


FIGURA 23

PERFORACION DE BARRENOS CON LONGITUD E INCLINACION ESPECIFICADA

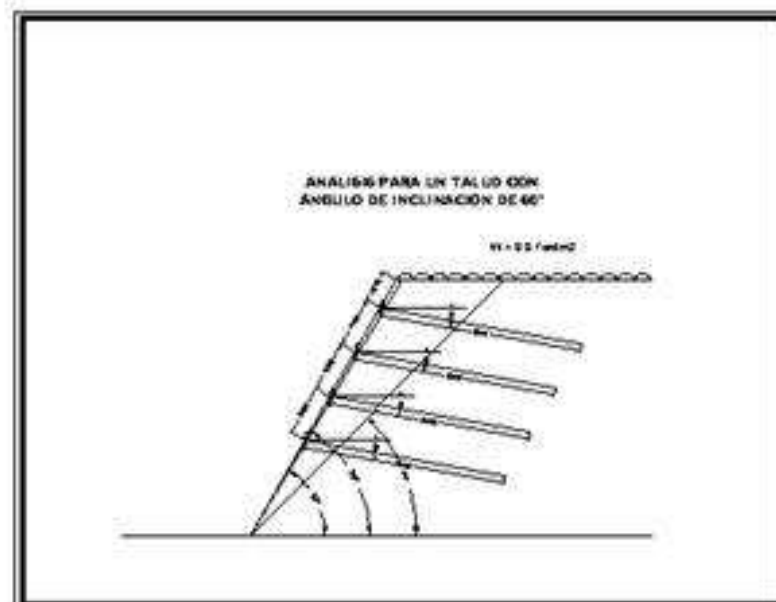


FIGURA 24



FIGURAS Y ANEXOS

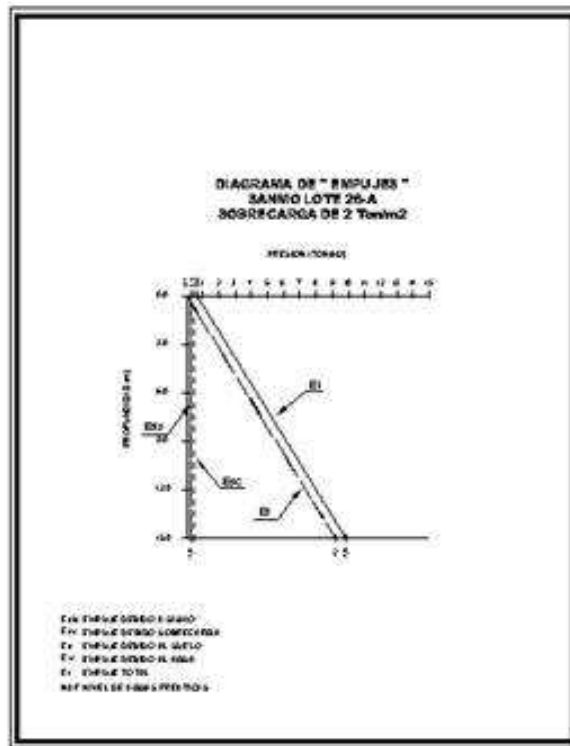


FIGURA 25

CARACTERISTICAS DEL ANCLAJE (LONGITUD Y DISPOSICION)

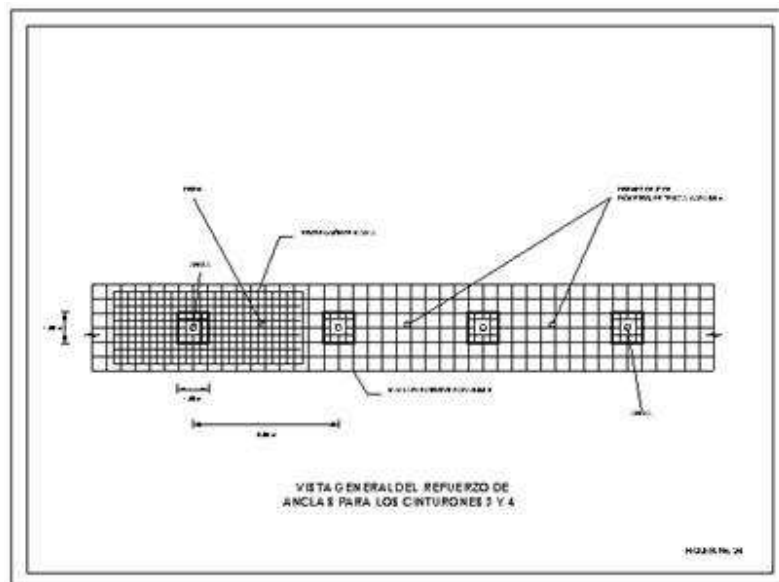


FIGURA 26



PROCESO CONSTRUCTIVO (MURO C. FLUIDO)

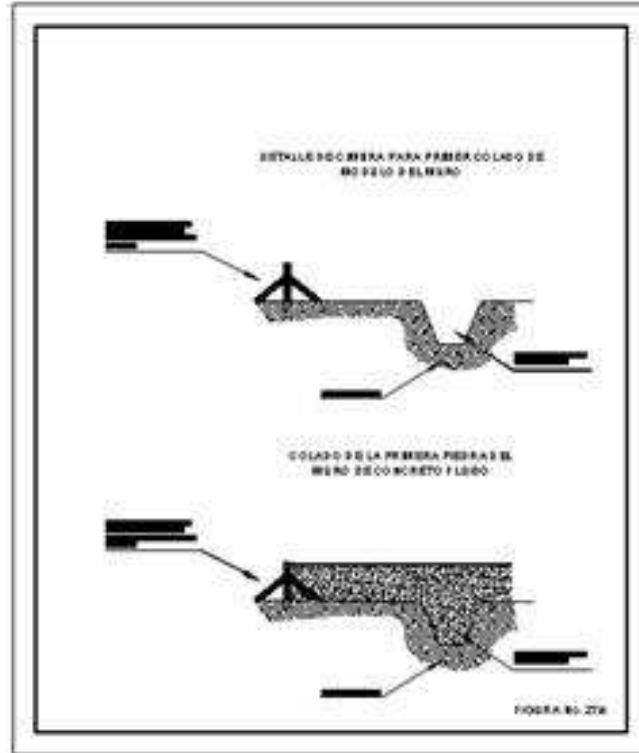


FIGURA 27^a

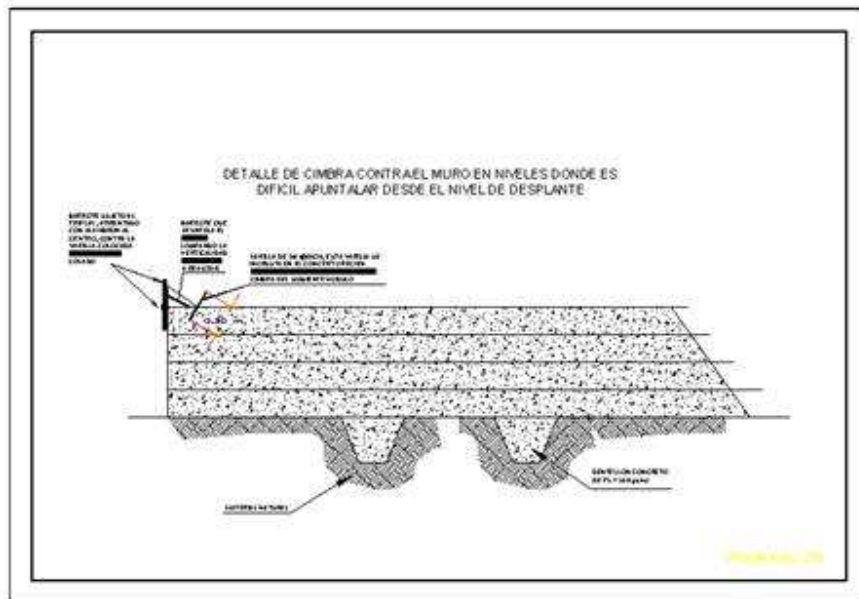


FIGURA 27b

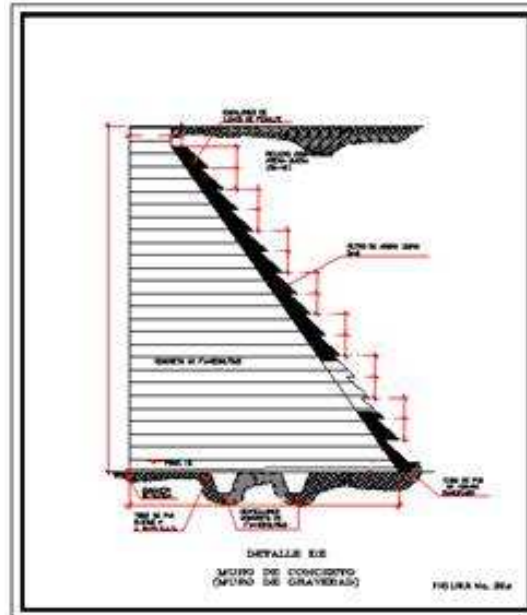


FIGURA 28a

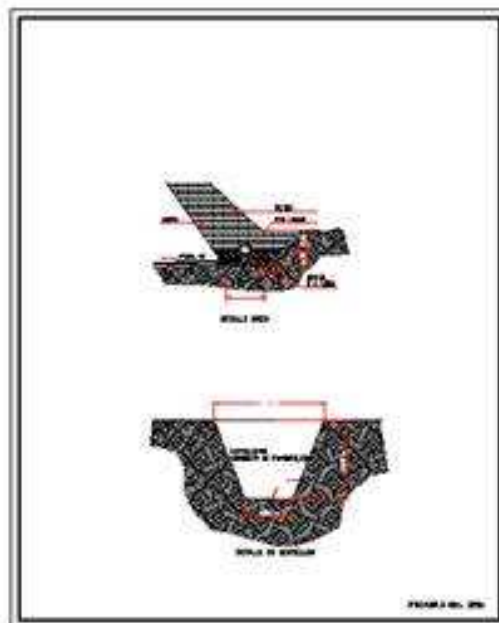




FIGURA 28b

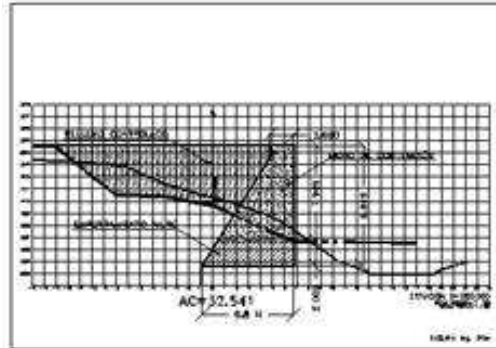


FIGURA 29a

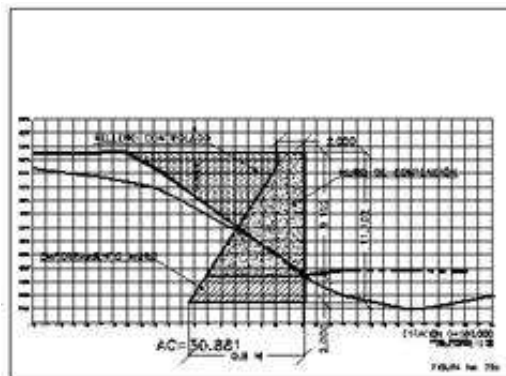


FIGURA 29b

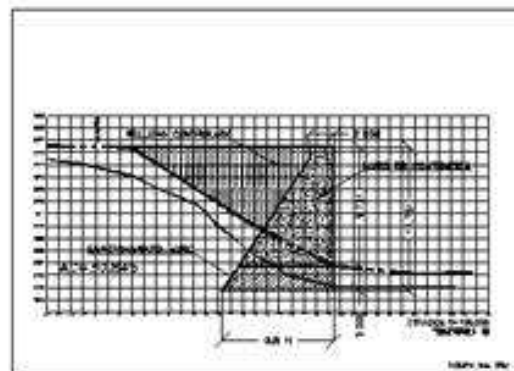


FIGURA 29c



FIGURAS Y ANEXOS

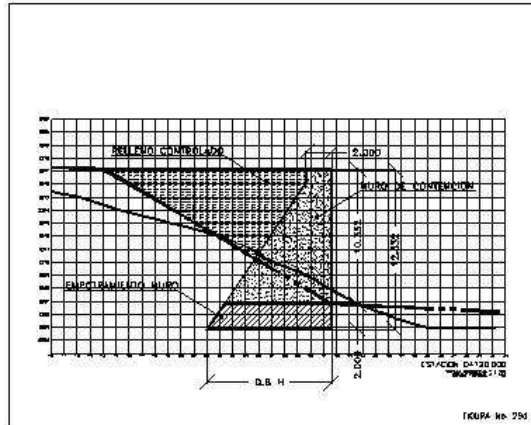


FIGURA 29d

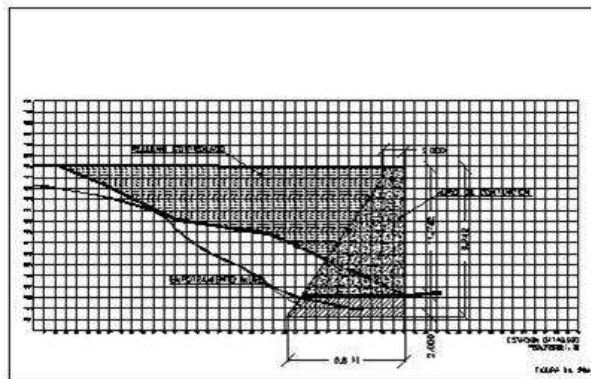


FIGURA 29e

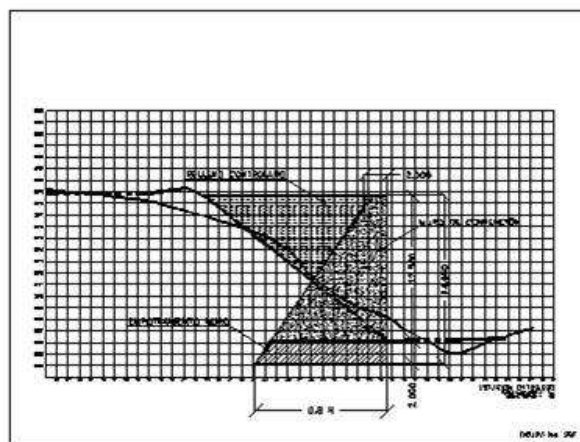


FIGURA 29f



FIGURAS Y ANEXOS

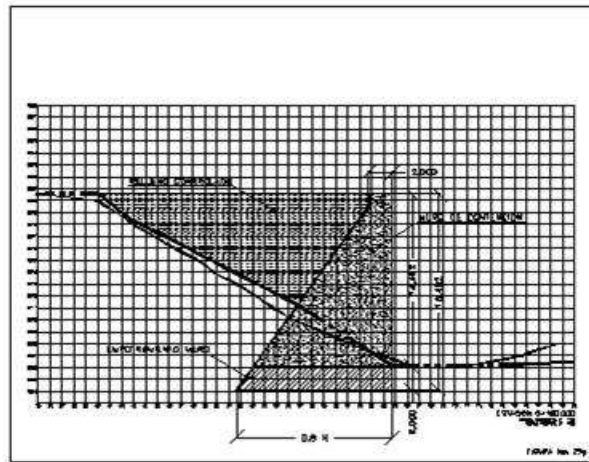


FIGURA 29g

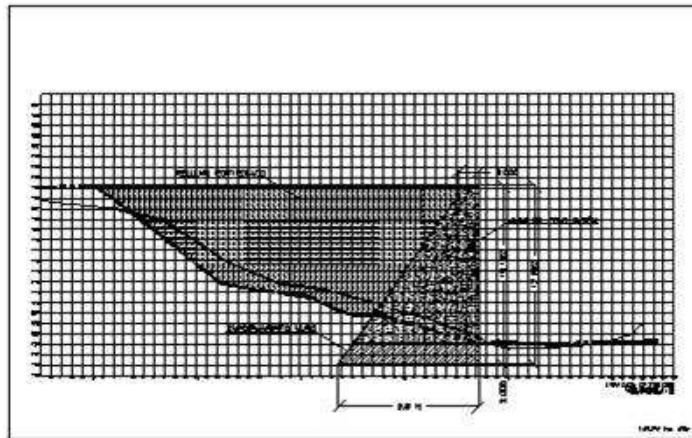


FIGURA 29h

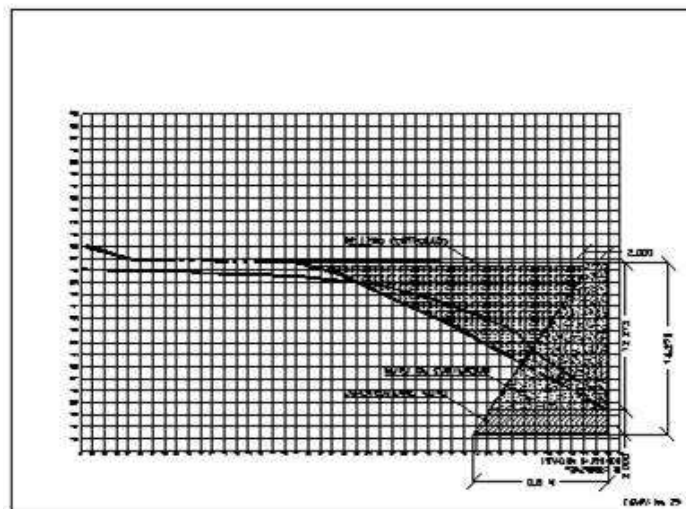


FIGURA 29i



TIERRA ARMADA

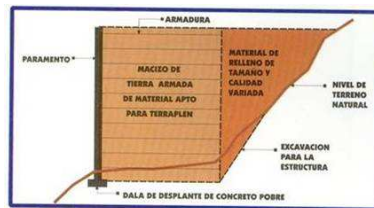
MUROS DE CONTENCIÓN MECANICAMENTE ESTABILIZADOS

TIERRA ARMADA



FIGURA 30

ARMADURA DE TIERRA ARMADA



SECCIÓN TÍPICA

SECCIÓN TÍPICA DEL MURO DE CONTENCIÓN MECANICAMENTE ESTABILIZADO

FIGURA 31

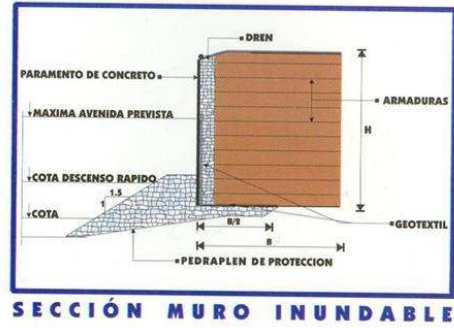


SECCIÓN ESTRIBO

SECCIÓN ESTRIBO DEL SISTEMA DE MURO DE CONTENCIÓN



FIGURA 32



SECCIÓN MURO INUNDABLE



Vista de armadura de acero.

DETALLE DE LA VISTA DE LA ARMADURA DE ACERO DEL MURO DE CONTENCION



Arranque, tornillo y armadura.

DETALLE DEL ARRANQUE, TORNILLO Y ARMADURA DEL SISTEMA DE TIERRA ARMADA

SECCIONES DE PAVIMENTOS FLEXIBLES (ESTRUCTURA)

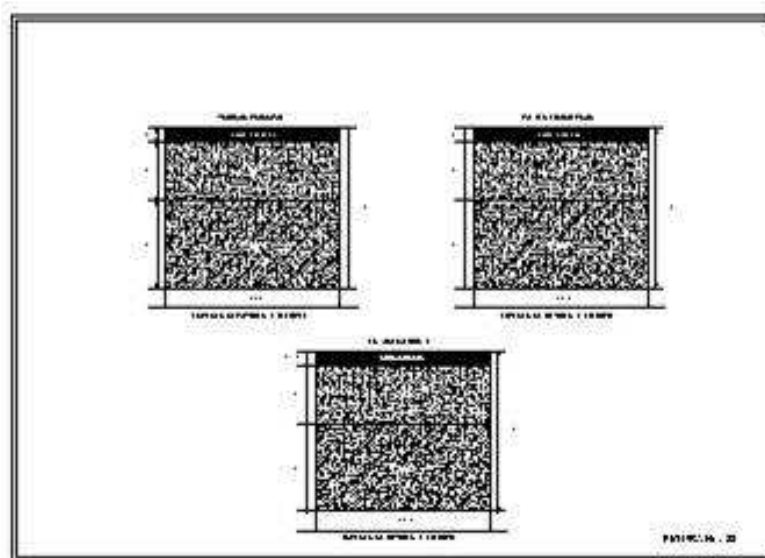


FIGURA 33



FIGURAS Y ANEXOS

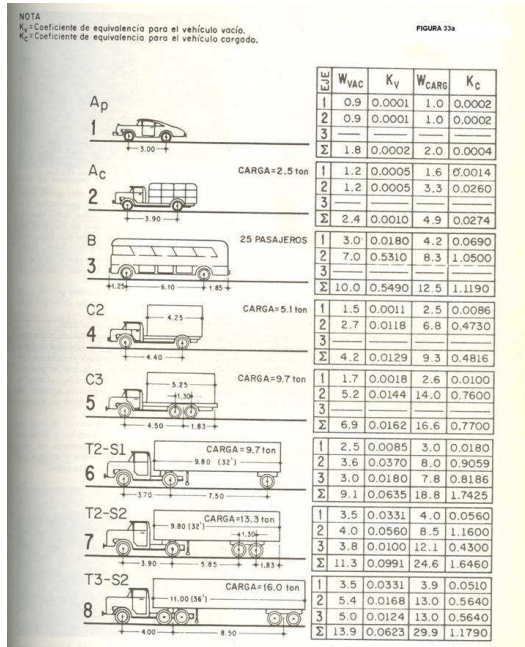


FIGURA 33a

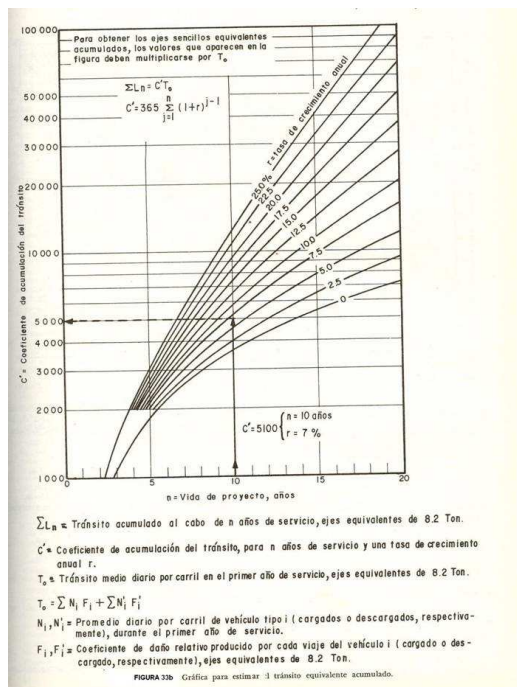
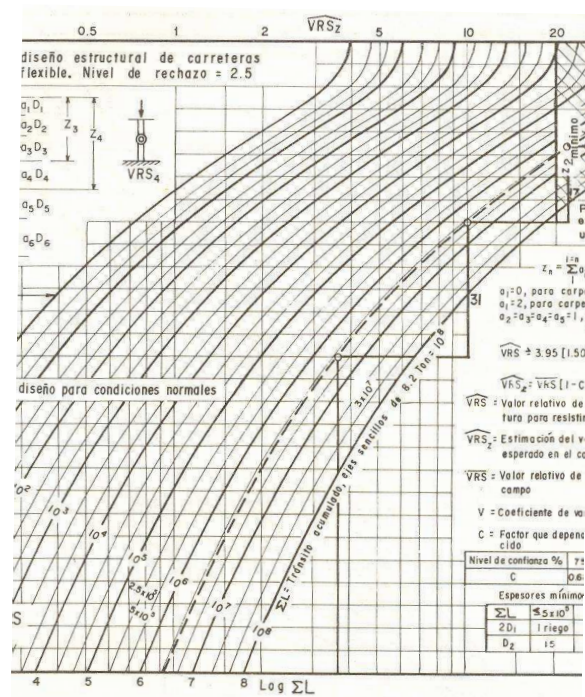


FIGURA 33b



FIGURAS Y ANEXOS



ca de diseño estructural de carreteras con pavimento flexible (Instituto d

FIGURA 33c

NOMOGRAMA EJES SENCILLOS

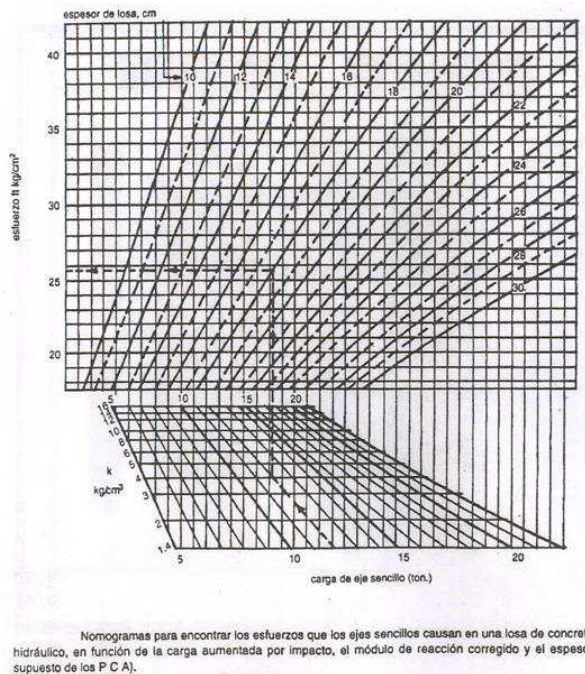


FIGURA 34a



SECCION DE PAVIMENTOS RIGIDO PISOS

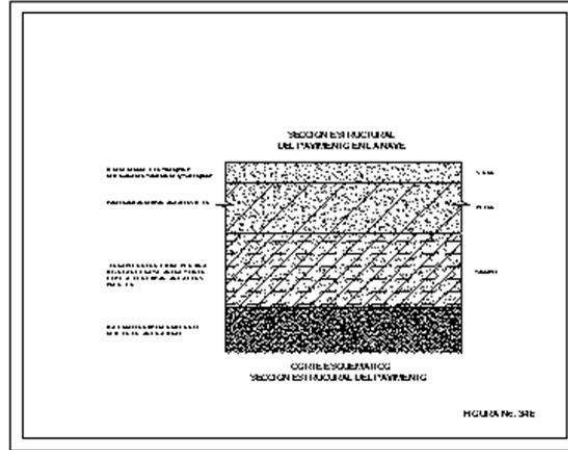


FIGURA 34b
TABLAS T3-S2 Y T3-S3

T3 - S2 TRACTOR DE TRES EJES CON SEMIRREMOLQUE DE OCHO EJES

EJE	CARGA MÁXIMA (Kilogramos)				CARGA MÁXIMA (Toneladas)			
	1	2	3	4	1	2	3	4
1	10000	10000	10000	10000	10	10	10	10
2	10000	10000	10000	10000	10	10	10	10
3	10000	10000	10000	10000	10	10	10	10
4	10000	10000	10000	10000	10	10	10	10

* CARGAS MÁXIMAS DE ACUERDO CON EL "PROYECTO DE ACTUALIZACIÓN DEL CAPÍTULO II DEL REGLAMENTO DE EXPLOTACIÓN DE CAMIONES DE LA LEY DE VÍAS GENERALES DE COMUNICACIÓN, SCT" MÉXICO, D.F. 1972.

FIGURA No. 35

FIGURA 35

T3 - S3 TRACTOR DE TRES EJES CON SEMIRREMOLQUE DE TRES EJES

EJE	CARGA MÁXIMA (Kilogramos)				CARGA MÁXIMA (Toneladas)			
	1	2	3	4	1	2	3	4
1	10000	10000	10000	10000	10	10	10	10
2	10000	10000	10000	10000	10	10	10	10
3	10000	10000	10000	10000	10	10	10	10
4	10000	10000	10000	10000	10	10	10	10

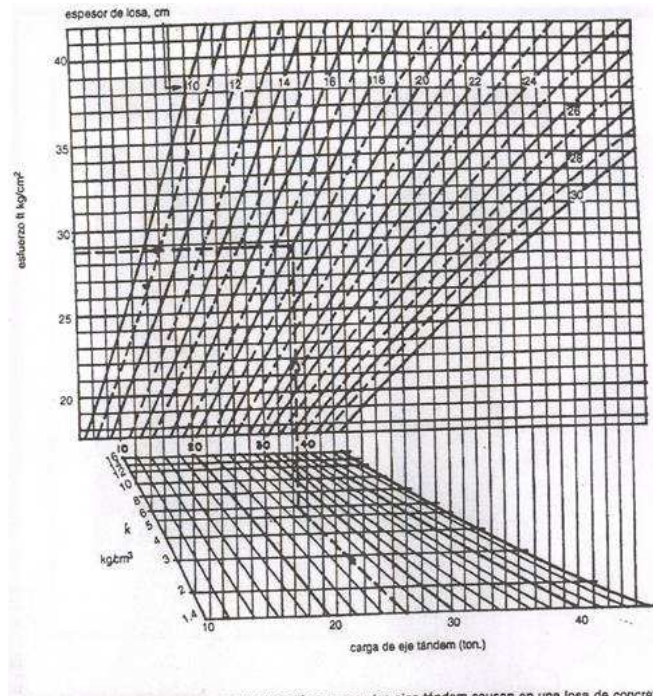
* CARGAS MÁXIMAS DE ACUERDO CON EL "PROYECTO DE ACTUALIZACIÓN DEL CAPÍTULO II DEL REGLAMENTO DE EXPLOTACIÓN DE CAMIONES DE LA LEY DE VÍAS GENERALES DE COMUNICACIÓN, SCT" MÉXICO, D.F. 1972.

FIGURA No. 36

FIGURA 36



NOMOGRAMA EJES TANDEM



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

FIGURA 37a

SECCION DE PAVIMENTOS RIGIDOS VIALIDADES

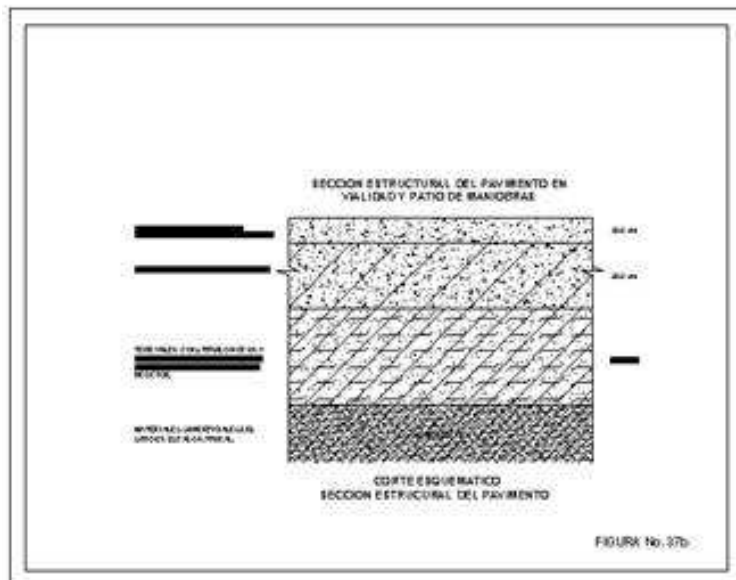
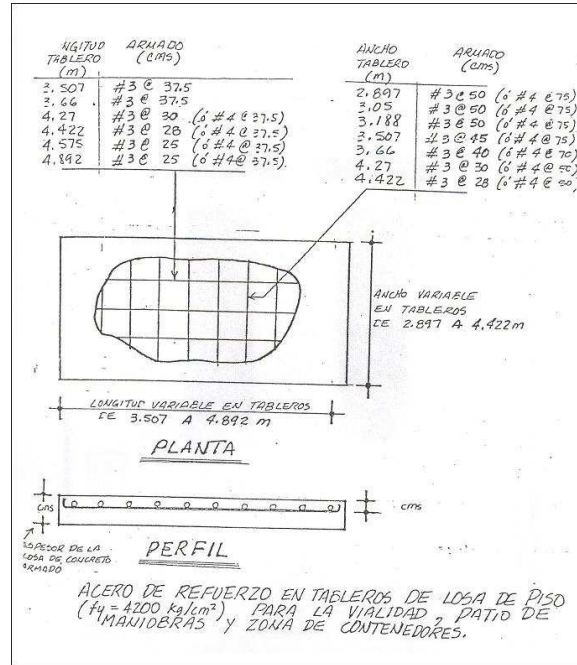


FIGURA 37b



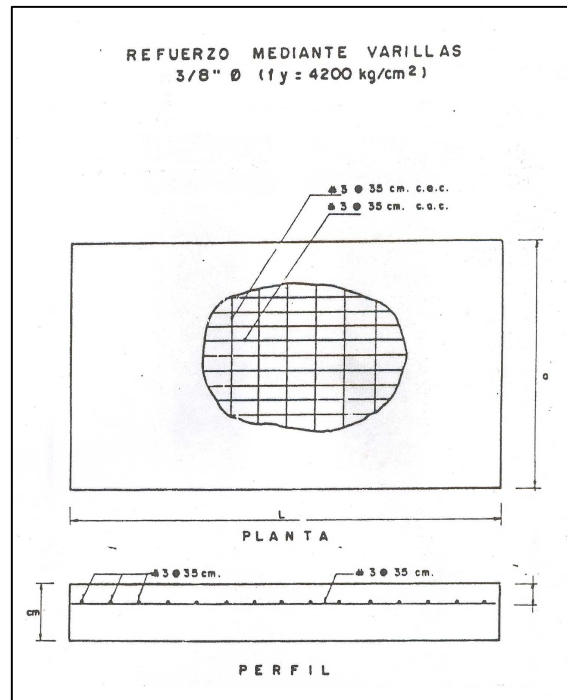
REFUERZO DE ACERO

FIGURA 38



REFUERZO CON VARILLAS

FIGURA 38





GRANULOMETRIA PARA MATERIALES DE BASE

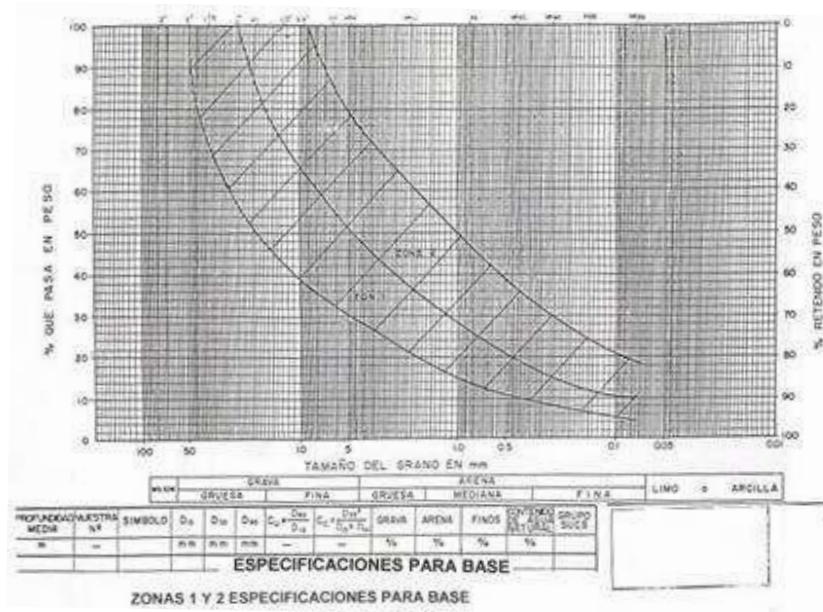


FIGURA 39

GRANULOMETRIA PARA MATERIALES DE SUB-BASE

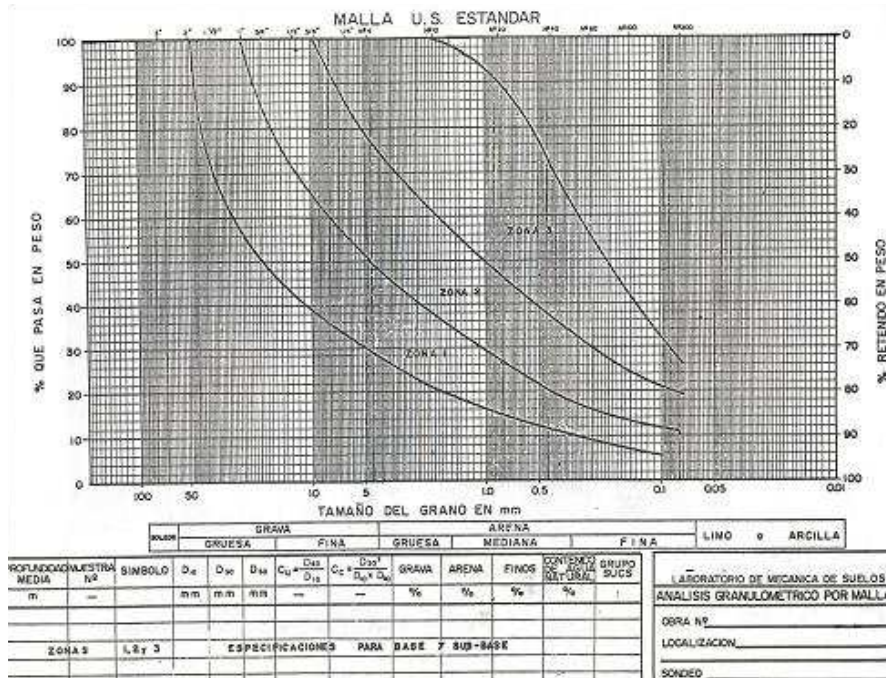


FIGURA 40



GARNULOMETRIA DE LOS MATERIALES PETREOS DE LA CARPETA ASFALTICA

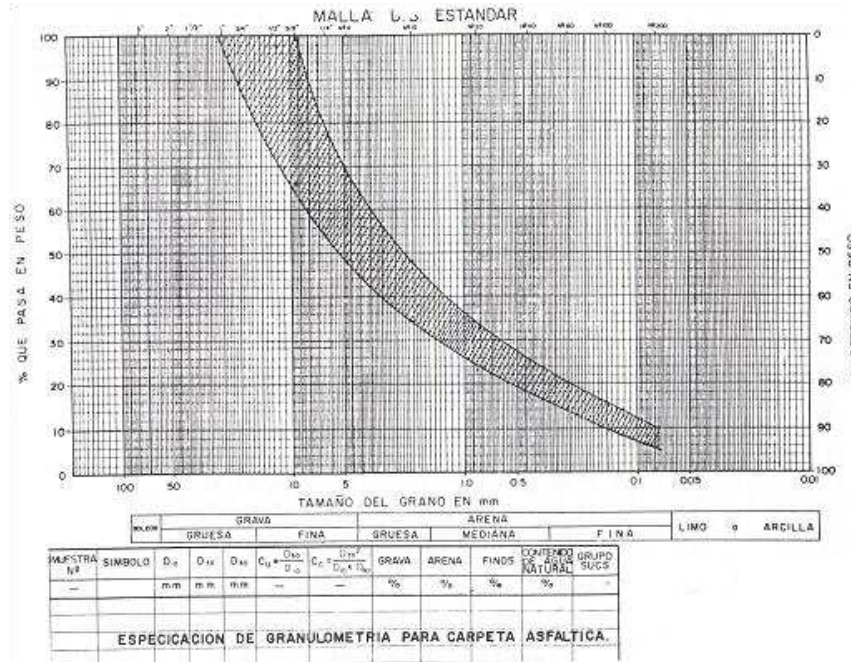
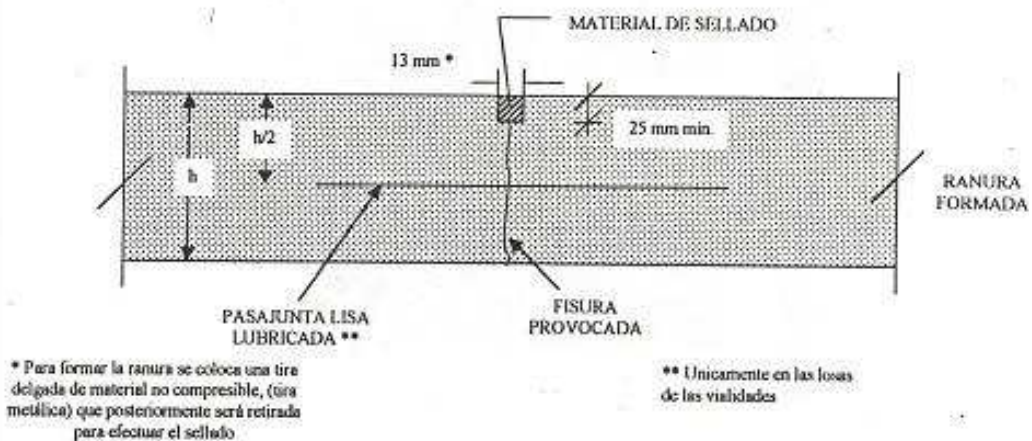


FIGURA 41

JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION



JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCION

FIGURA 42



JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION

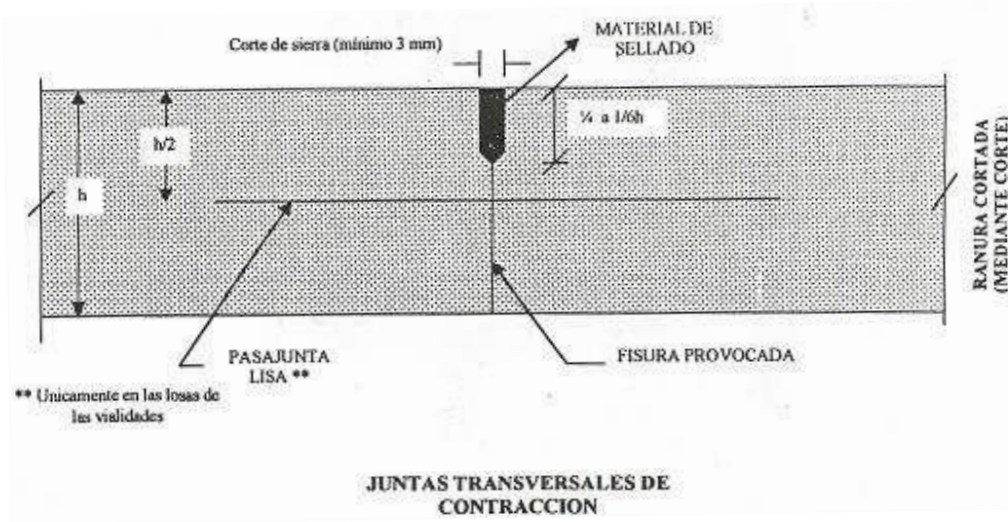


FIGURA 42

JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION

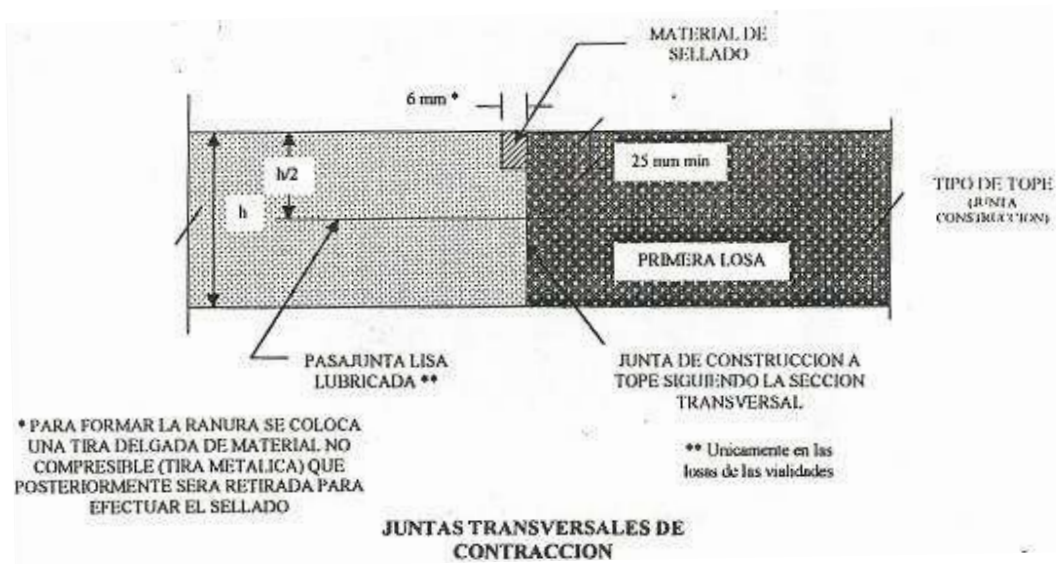


FIGURA 42



JUNTA DE EXPANSION

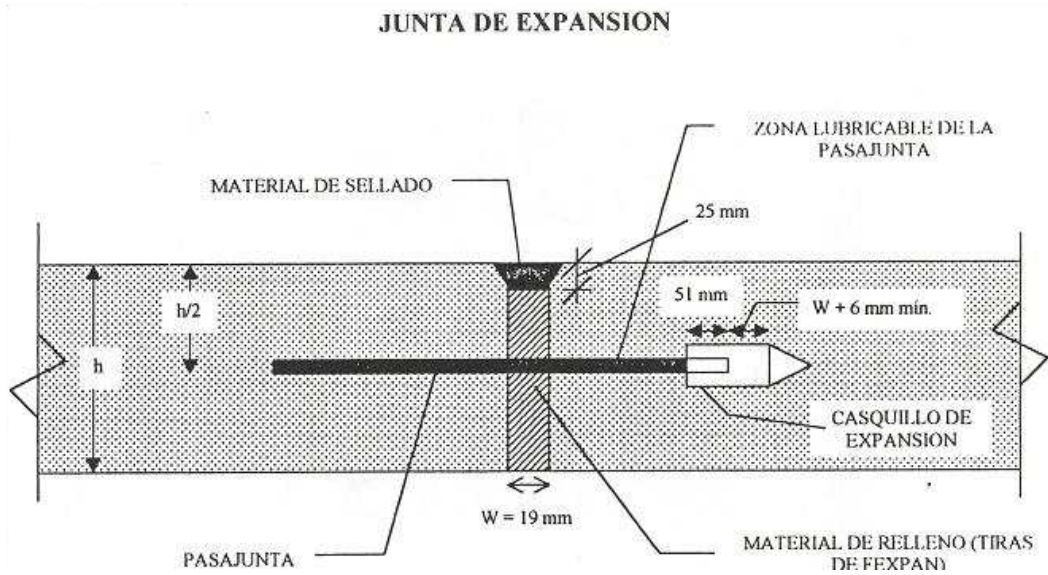


FIGURA 43

JUNTA DE CONSTRUCCION

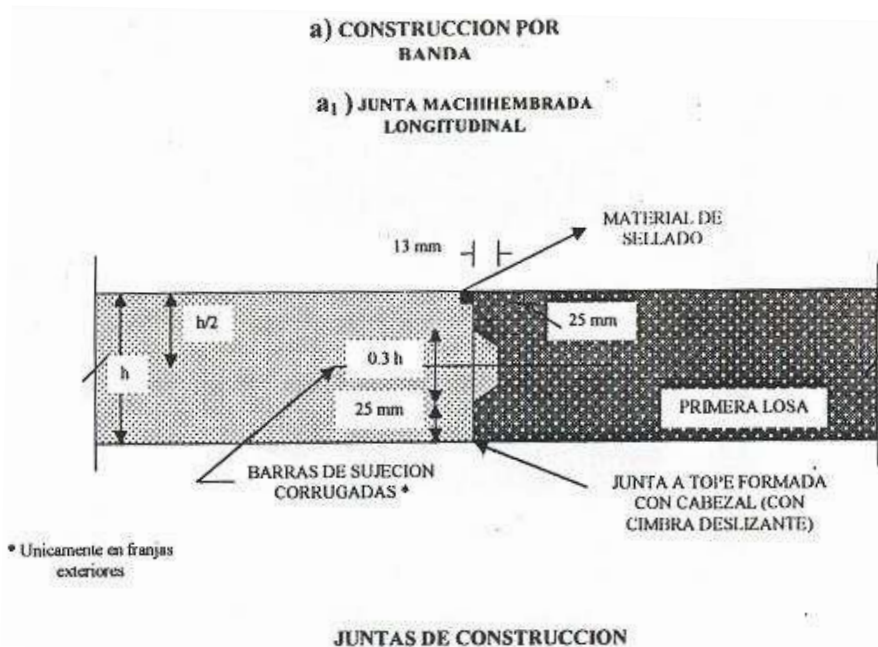


FIGURA 44



JUNTA DE CONSTRUCCION

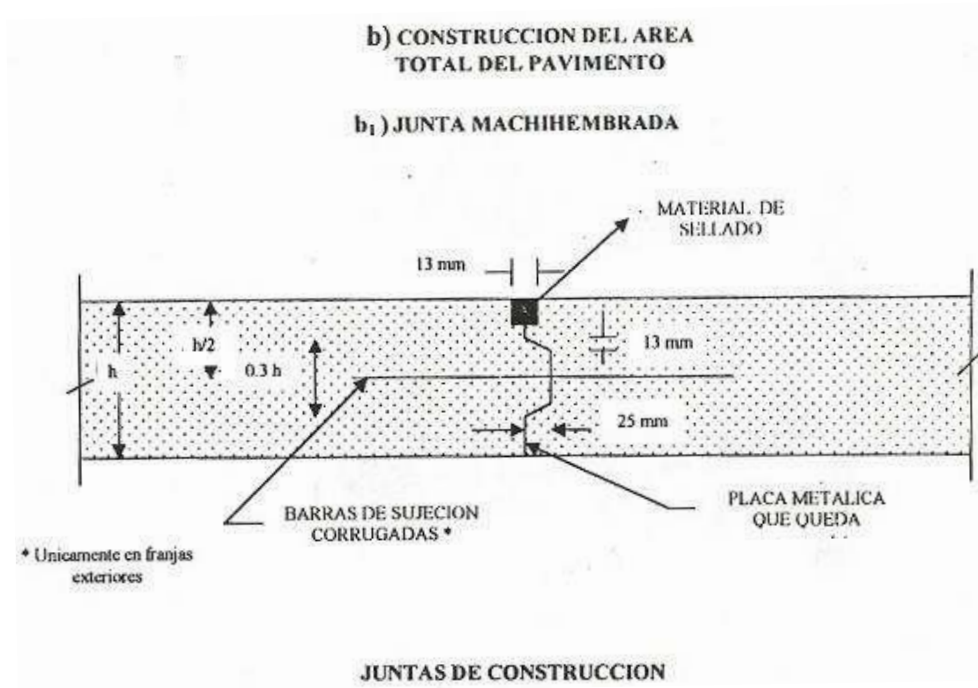


FIGURA 44



ANEXO I

REPORTE FOTOGRAFICO



REPORTE FOTOGRÁFICO FRACC. INDUSTRIAL SAN MARTIN OBISPO



PANORAMICA DEL LUGAR DE ESTUDIO, DONDE SE PROYECTA LA CONSTRUCCION DE UNA NAVE DE TIPO INDUSTRIAL



PANORAMICA DONDE SE OBSERVA LA UBICACIÓN DE LA MAQUINA PERFORADORA REALIZANDO EL SONDEO SPT - 1



LUGAR DE ESTUDIO, DONDE ACTUALMENTE SE LLEVA LA CONSTRUCCION DE SECCION DE TUBERIA PARA DRENAJE PROFUNDO



SONDEO EXPLORATORIO SPT - 1, REALIZADO EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTIN



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT - 1



MUESTRA DEL MATERIAL DEL SUBSUELO, OBTENIDA EN EL SONDEO SPT - 1



VISTA FRONTAL DE LA MAQUINA LONG-YEAR,
EN EL SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR
DENOMINADO SPT - 1



SPT - 1



VISTA DE LA BARRANCA DONDE SE DESPLANTARA UN MURO DE CONTENCION Y QUE COLINDA CON UN RIO DE AGUAS NEGRAS



CONDICIONES ACTUALES DEL LUGAR DE ESTUDIO



EXPLORACION PARA REALIZAR EL LAVADO Y AVANCE
DURANTE EL SONDEO EXPLORATORIO



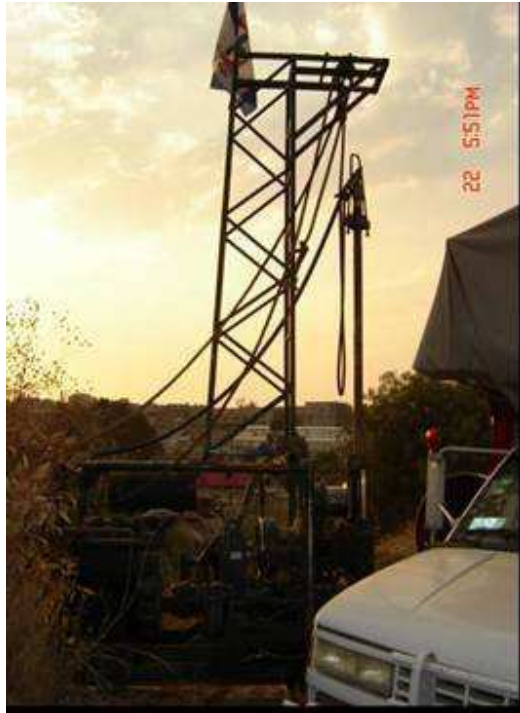
MARTILLO EMPLEADO PARA HINCAR EL
MUESTREADOR DE PARED GRUESA O
TUBO PARTIDO



MOMENTO EN QUE SE HINCA EL TUBO PARTIDO PARA MEDIR LA RESISTENCIA DE LOS MATERIALES Y OBTENER UNA MUESTRA REPRESENTATIVA



UBICACIÓN DEL SONDEO EXPLORATORIO NÚMERODOS EN EL HOMBRO DE LA BARRANCA QUE COLINDA CON EL RIO DE AGUA CONTAMINADA.



SONDEO EXPLORATORIO SPT - 2.



SONDEO EXPLORATORIO SPT - 2.



ALTURA QUE ALCANZA LA SECCION SE TUBERIA



EQUIPO DE PERFORISTAS BAJANDO EL EQUIPO Y HERRAMINETA PARA LOS TRABAJOS DEL SONDEO NUMERO 1



TRABAJOS REALIZADOS PARA LA EXCAVACIÓN DEL
POZO A CIELO ABIERTO PCA-6



CARACTERISTICA DE LOS MATERIALES EN EL POZO A
CIELO ABIERTO PCA – 6



EXCAVACION DEL POZO A CIELO ABIERTO NUMERO 7



ANEXO II

PRUEBAS DE LABORATORIO



FIGURAS Y ANEXOS

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: SAN MARTIN OESFO

SONDIO Nº: SPT-1 MUESTRA: 13 PROF: 7,20 - 7,80 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFE

LIMITE LIQUIDO					
Nº GOLPES	Nº tara	W _{h+T}	W _{s+T}	W _L	W _P
39	108	15.00	11.17	2.30	43.18
30	54	14.50	10.60	2.20	46.43
22	35	14.70	10.47	2.10	50.54
15	45	14.30	9.99	2.20	55.23

LIMITE PLASTICO					
	15	7.00	6.00	2.20	26.32
	19	7.20	6.30	2.30	22.50

CONTRACCION LINEAL				
	barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

	LL	LP	IP	S.U.C.S
	49.00	24.41	24.59	CL



FIGURAS Y ANEXOS

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: SAN MARTIN GHSPO

SONDEO: SPT-3

FECHA:

28/02/2006

Muestra	Profundidad	Taza	taza	Whit	Whit	w	TCRC	CLASIFICACION
N°	m	N°	gr	gr	gr	%	kg/cm ²	
15	8.40 8.81	86	9.90	67.60	58.40	14.88		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA Y MICA
16	9.00 9.60	133	9.50	63.30	50.20	28.05		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA Y MICA
17	9.60 10.20	81	9.90	58.20	44.70	55.09		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA Y MICA
18	10.20 10.80	196	9.40	71.00	56.70	26.89		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA Y MICA
19	10.80 11.40	110	4.00	48.90	96.80	55.06		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GISACRO CLARO CON POC.A ARENA FINA
20	11.40 12.00	107	9.90	65.80	42.80	59.15		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GISACRO CLARO CON POC.A ARENA FINA
21	12.00 12.60	100	9.90	59.20	40.80	49.86		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GISACRO CLARO CON POC.A ARENA FINA
22	12.60 13.20	44	9.50	65.90	49.00	55.82		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GISACRO OSCURO CON POC.A ARENA FINA
23	13.20 13.80	71	9.90	67.50	54.20	26.44		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GISACRO OSCURO CON POC.A ARENA FINA
24	13.80 14.07	154	9.50	64.60	51.60	27.05		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GISACRO OSCURO CON POC.A ARENA FINA
25	14.40 14.71	91	9.90	62.70	47.80	55.94		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GISACRO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
26	15.00 15.30	152	9.40	63.80	52.90	25.52		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GISACRO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
27	15.60 15.97	192	9.50	58.80	49.20	59.29		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GISACRO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
28	16.20 16.55	191	9.60	54.90	41.90	55.94		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ AMARILLENTO CON ESCASA ARENA FINA



FIGURAS Y ANEXOS

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: SAN MARTIN OBISPO

SONDED N°: SPT- 1 MUESTRA: 4 PROF.: 1,80- 2,40 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ

LIMITE LIQUIDO					
Nº GOLPES	Nº masa	W _h +T	W _s +t	WL	W _p %
32	106	14.00	9.68	2.30	58.54
24	17	13.60	9.30	2.20	60.56
18	104	14.00	9.50	2.30	62.50
12	88	14.20	9.49	2.30	65.51

LIMITE PLASTICO					
	107	7.50	6.70	2.20	17.78
	31	7.40	6.00	2.30	18.00

CONTRACCION LINEAL			
barra nº	lección	lectura	C.L. (%)

LL	LP	IP	S.U.C.S
61.40	18.19	43.21	CH

The chart plots the Liquid Limit (W_p in %) on the y-axis (ranging from 50.00 to 75.00) against the number of blows on the x-axis (logarithmic scale from 5 to 25). A best-fit line is drawn through the data points. A vertical line is drawn at 25 blows, intersecting the best-fit line at a liquid limit of 43.21%.

Numero de Golpes	W _p (%)
32	58.54
24	60.56
18	62.50
12	65.51
25	43.21 (IP)



PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO

PROYECTO: SAN MARTIN OBISPO

SONDEO: PCA-3

FECHA: 28/02/2006

MUESTRA: MC

CONSTANTE: 0.576

PROFUND: 2,00-2,20

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.76	cm	Wo=	142.00	gr
dm=	3.78	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.76	cm	Wt+sh=	144.30	gr
d prom=	3.77	cm	Wt+ss=	110.10	gr
h1=	8.21	cm	Ss=	2.52	
h2=	8.21	cm	W(%)=	31.78	
h prom=	8.21	cm	pwh=	1.547	ton/m ³
Ao=	11.183	cm ²	pwf=	1.545	ton/m ³
Vo=	91.809	cm ³	pvs=	1.174	ton/m ³
ei=	1.147		Gi=	69.82	(%)
ef=	1.150		Wi=	31.97	(%)
si=	70.05	(%)	Wf=	31.78	(%)
sf=	69.64	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.1825	0.0000
10	1.00	0.5760	0.1667	11.2012	0.0514
20	2.00	1.1520	0.3334	11.2199	0.1027
30	4.00	2.3040	0.5001	11.2387	0.2050
40	7.00	4.0320	0.6668	11.2576	0.3582
50	10.00	5.7600	0.8335	11.2765	0.5108
60	15.00	8.6400	1.0002	11.2955	0.7649
80	19.00	10.9440	1.3336	11.3337	0.9656
85	18.00	10.3680	1.4170	11.3433	0.9140
90	17.00	9.7920	1.5003	11.3529	0.8625

0.9656

**PRUEBA TRIAXIAL UU**

PROYECTO: SAN MARTIN OBISPO

SONDEO: PCA-3

MUESTRA: MC

PROFUND.: 2,00-2,20

PRESION:		0.50 kg/cm²			
ds=	3.81 cm	Wo=	146.70 gr		
dm=	3.80 cm	Wt=	2.40 gr		
di=	3.78 cm	Wt+sh=	148.90 gr		
d prom=	3.80 cm	Wt+ss=	114.90 gr		
h1=	8.28 cm	Ss=	2.52		
h2=	8.28 cm	W(%)=	30.22		
h prom=	8.28 cm	pvti=	1.564 ton/m ³		
Ao=	11.331 cm ²	pvtf=	1.561 ton/m ³		
Vo=	93.822 cm ³	pvs=	1.201 ton/m ³		
ei=	1.099	Gi=	69.31 (%)		
ef=	1.102	Wi=	30.40 (%)		
si=	69.541 (%)	Wf=	30.22 (%)		
sf=	69.134 (%)				
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.3312	0.0000
10	1.50	0.8640	0.1667	11.3501	0.0761
20	3.00	1.7280	0.3334	11.3691	0.1520
30	5.00	2.8800	0.5001	11.3882	0.2529
40	8.00	4.6080	0.6668	11.4073	0.4040
50	12.00	6.9120	0.8335	11.4264	0.6049
60	17.00	9.7920	1.0002	11.4457	0.8555
80	21.00	12.0960	1.3336	11.4844	1.0533
85	20.00	11.5200	1.4170	11.4941	1.0023
90	19.00	10.9440	1.5003	11.5038	0.9513

1.0533



PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: SAN MARTIN OBISPO
 SONDEO: PCA-3
 MUESTRA: MC
 PROFUND.: 2,00-2,20

PRESION:		1.00 kg/cm²	
ds=	3.83 cm	Wo=	142.60 gr
dm=	3.80 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.76 cm	Wt+sh=	144.90 gr
d prom=	3.80 cm	Wt+ss=	110.50 gr
h1=	8.21 cm	Ss=	2.52
h2=	8.21 cm	W(%)=	31.85
h prom=	8.21 cm	p _{vh} =	1.533 ton/m ³
Ao=	11.331 cm ²	p _{vh} =	1.531 ton/m ³
Vo=	93.029 cm ³	p _{vs} =	1.163 ton/m ³
ei=	1.168	G=	68.74 (%)
ef=	1.171	Wi=	32.04 (%)
si=	68.963 (%)	Wf=	31.85 (%)
sf=	68.564 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.3312	0.0000
10	2.00	1.1520	0.1667	11.3501	0.1015
20	5.00	2.8800	0.3334	11.3691	0.2533
30	8.00	4.6080	0.5001	11.3882	0.4046
40	12.00	6.9120	0.6668	11.4073	0.6059
50	16.00	9.2160	0.8335	11.4264	0.8066
60	20.00	11.5200	1.0002	11.4457	1.0065
80	23.00	13.2480	1.3336	11.4844	1.1536
85	22.00	12.6720	1.4170	11.4941	1.1025
90	21.00	12.0960	1.5003	11.5038	1.0515

1.1536



FIGURAS Y ANEXOS

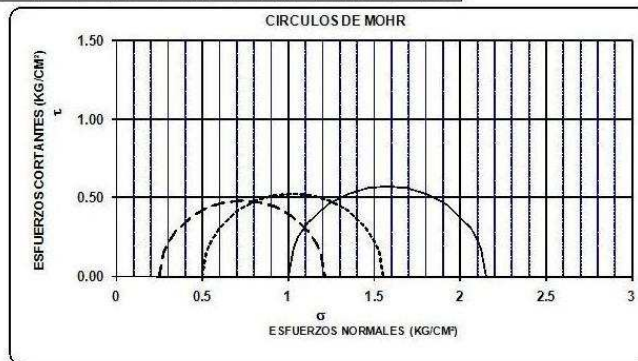
RESUMEN

ENSAYO	PRESION CONFINANTE	ESFUERZO A LA FALLA	(s1-s3)/2 RADIO	ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR
Num.	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	kg/cm ²
1	0.25	0.97	0.48	1.216
2	0.50	1.05	0.53	1.553
3	1.00	1.15	0.58	2.154

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA:	SAN MARTIN OBISPO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	ARCILLA POCO LIMSA CAFÉ OSCURO
SONDEO:	PCA-3		
MUESTRA:	MC	PROF.: 2,00-2,20	

ENSAYO	PRESION CONF.	ESF. A LA FALLA	PESO VOLUM. NATURAL	G _{wi} (%)	e _i	VALORES PROMEDIO
Num.	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(ton/m ³)			
1	0.25	0.97	1.547	69.8	1.147	S _e = 252
2	0.50	1.05	1.564	69.3	1.099	w _i = 3147 %
3	1.00	1.15	1.533	68.7	1.168	w _f = 3129 %
DATOS FINALES						G _w = 6929 %
		e _f	G _{wf}	w _f	pv _{hf}	G _{wf} = 6911 %
1	0.25	1.150	69.639	31.78	1.545	P _{VN} = 1.548 ton/m ³
2	0.50	1.102	69.134	30.22	1.561	P _{Vf} = 1.546 ton/m ³
3	1.00	1.171	68.564	31.85	1.531	e _i = 1.14
						e _f = 1.14



C=	kg/cm ²
φ=	grados
E=	kg/cm ²
μ=	0.45



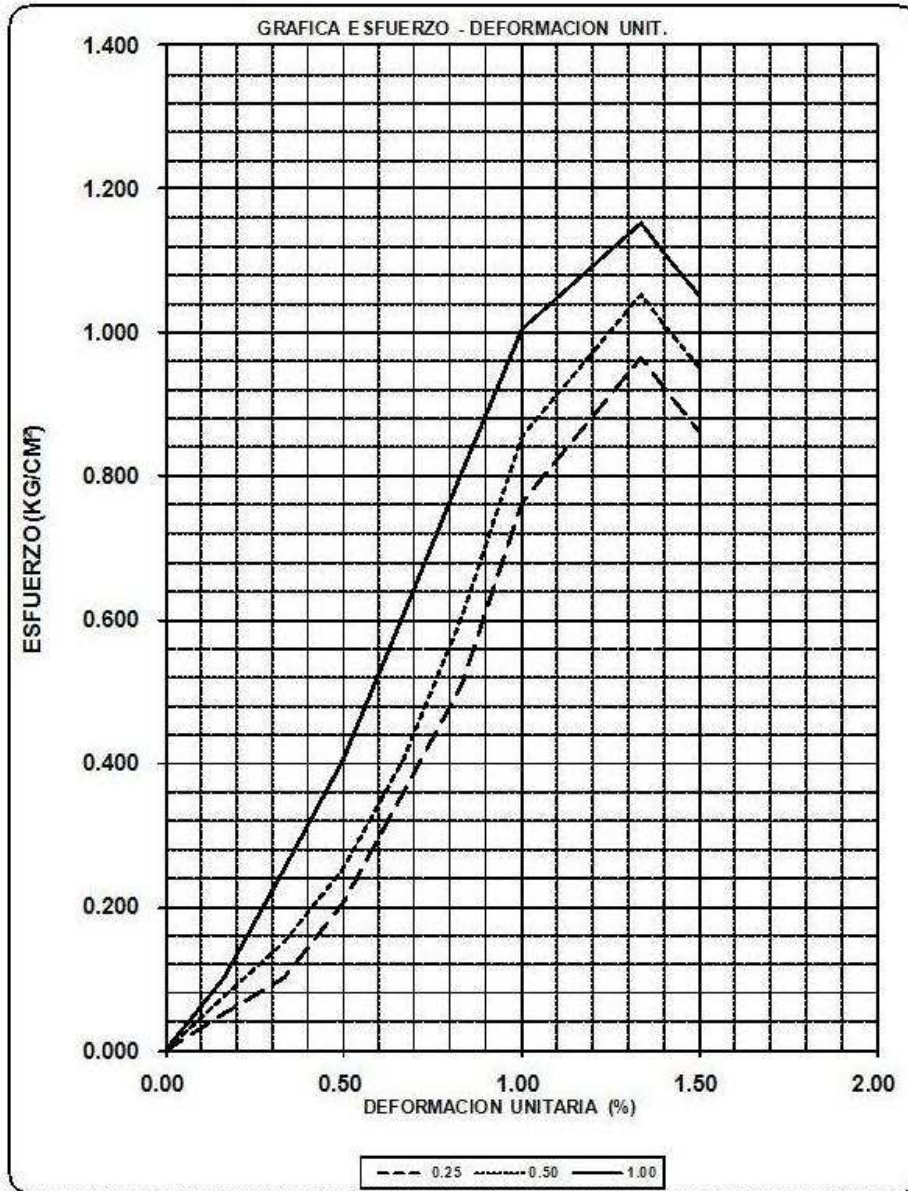
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: SAN MARTIN OBISPO

SONDEO: PCA-3

MUESTRA: MC

PROF: 2,00-2,20





ANEXO III ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS DE TIPO FLEXIBLE



ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS DE TIPO FLEXIBLE

1. NIVELES

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

Para eliminar la capa de suelo que contiene materia orgánica, deberá hacerse un despalme mínimo de 10 cm. A continuación se compactará el material hasta alcanzar un grado de compactación de 90% con respecto a la prueba próctor estándar. El material producto del despalme será desechado.

2. MATERIALES

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

Las características que deberán tener los materiales son las siguientes:

2.1 Para terracerías

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

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

2.2 Para sub-base

a) De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 (Ver fig. 40), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas y no tener cambios bruscos de pendiente.

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

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

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



2.3 Para base

a) De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (Ver fig. 39), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

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

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

	Zonas granulométricas del material	
	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor cementante, Kg/cm ²	4.5 mín.	3.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	80 mín.	80 mín.
Tamaño máximo del agregado	1 ½" máx.	1 ½" máx.
Peso volumétrico seco máximo, Kg/cm ³	1800 mín.	1800 mín.

2.4 Para carpeta asfáltica

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

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

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

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

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

La curva granulométrica del agregado pétreo deberá quedar comprendida entre los límites marcados en la fig. 41, sin presentar cambios bruscos de pendiente.

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

tamaño máximo	¾"
contracción lineal	2.0% máximo



desgaste "Los Ángeles"	40% máximo
forma de partículas	35% máximo
equivalente de arena	55% mínimo

Afinidad con el asfalto:	
* desprendimiento por fricción	25% máximo
* pérdida de estabilidad por inmersión de agua	25% máximo

3. GRADOS DE COMPACTACION

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

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

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

4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

4.1 Se despalmará el terreno natural eliminando la capa de suelo contaminado, a continuación se recompactará hasta tener el grado de compactación especificado.

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

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

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

4.5 Terminada la base, se dejará orear por un periodo mínimo de 24 hrs., a continuación se barrerá la superficie y se aplicará un riego de impregnación con emulsión asfáltica cationica superestable o similar a razón de 1.7 lts/m², conservándose este por un mínimo



de 24 hrs., hasta comprobar mediante pruebas de campo la penetración del asfalto a la base, en caso necesario diluir con agua para optimizar la penetración.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



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

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

5. CONTROL DE CALIDAD

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

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

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

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

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

5.2 Carpeta asfáltica

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

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

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

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

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

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



ANEXO IV ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS DE TIPO RIGIDO



ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DEL SISTEMA DE PISO

1. *Espesor de la losa de concreto hidráulico.*

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

2. *Niveles*

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

Para eliminar la capa de suelo que contiene materia orgánica o materiales de relleno no controlado, deberá hacerse un despalme de 0.10 m como mínimo. El material producto del despalme será desechado.

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

3. *Materiales*

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

3.1 *Para terracerías*

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

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

3.2 *Para base*

- De granulometría

La curva granulométrica queda comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 de la figura 39, adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

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



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

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

4. Procedimiento constructivo para terracerías y base

4.1 Se despalmará el terreno 0.10 m. mínimo, con lo que se eliminará la capa de suelo orgánico y los materiales de relleno no controlados. El material producto del despalme será desechado.

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

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

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

5. Moldes

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

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

6. Juntas

Las juntas serán de tres tipos:

- **Juntas transversales de contracción**



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

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

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

En la figura 42 se presentan los detalles recomendados para el diseño de una junta de contracción transversal.

• **Juntas transversales de expansión o dilatación**

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

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

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

La junta deberá sellarse con material compresible e impermeable (asfalto No. 8), los detalles recomendados para el diseño de juntas de expansión se muestra en la figura 43.

• **Juntas de construcción**

Estas pueden ser de dos tipos:

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



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

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

Los detalles de diseño recomendados para las juntas de construcción tanto articuladas como planas se muestran en la figura 44.

7. Concreto Hidráulico

El concreto por emplearse deberá de tener una resistencia mínima a la compresión a la edad de 28 días de 250 kg/cm². El revenimiento del concreto será entre 8 y 12 cm.

8. Colocación y vibrado del concreto.

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

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

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

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

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

9. Acabado del piso

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

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



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

10. Curado del concreto para el piso.

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

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

11. Protección del concreto.

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



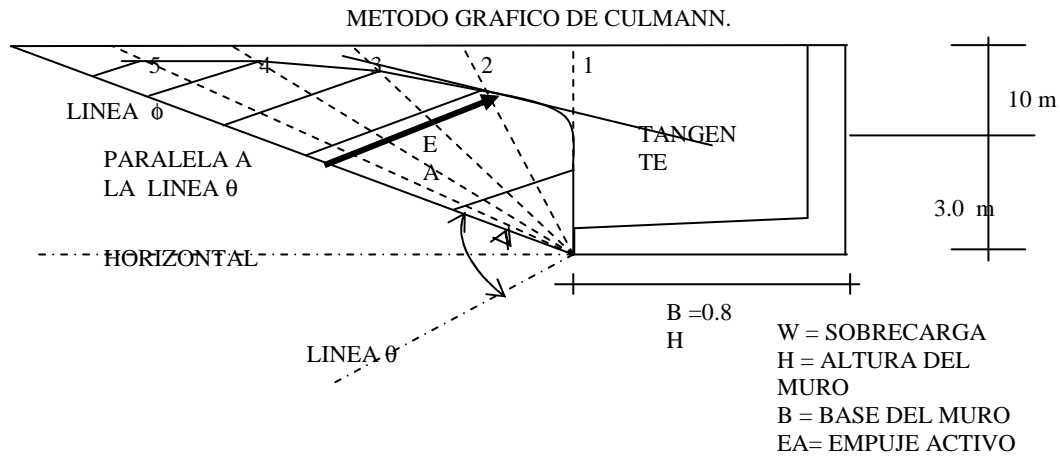
ANEXO V

ANALISIS DE LA ESTABILIDAD MURO DE CONCRETO FLUIDO



El muro de retención tendrá la geometría de la figura anexa y una, una profundidad de desplante de 3.0 m. respecto al nivel actual del terreno en su zona más baja, una altura de 10 m. y con una carac vertical exterior y un escarpio interior.

A continuación se describe el análisis de estabilidad.



Empuje sobre el muro perimetral de retención

El empuje que actuará sobre el muro, corresponde a la condición activa y se evaluó utilizando el criterio de Culmann¹, aplicando los resultados del criterio establecido en la gráfica anexa.

Considerando un ángulo de fricción interna de 30°, un peso volumétrico de los materiales de relleno de 1.7 ton/m³ y una sobrecarga superficial de 3.0 ton/m², se obtuvo un empuje activo, cuya resultante actuará a dos tercios de su altura.

Estabilidad del muro perimetral de retención

El análisis de estabilidad de los muros consistió en analizar la capacidad de carga del subsuelo subyacente y los factores de seguridad contra deslizamiento y volteo.

Capacidad de Carga

La capacidad de carga del suelo bajo el muro se determinó aplicando el criterio de Terzaghi para falla general en un suelo puramente cohesivo, con la siguiente expresión² :

$$qc = \frac{2}{3}cN'c + \gamma D_f$$

donde :

qc : capacidad de carga, (ton/m²)

c : cohesión del suelo, (ton/m²)

γ : peso volumétrico del suelo, (ton/m³)

¹Juárez Badillo E., Rico Rodríguez a., "Mecánica de Suelos", Tomo II, Limusa, 1973.

²Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics", Capítulo VIII, John Wiley and Sons, 1956.



D_f : profundidad de desplante de la cimentación, (m)
 N_c : factor de capacidad de carga, (adimensional)

Considerando un peso volumétrico de 1.7 ton/m^3 , una cohesión media de 12 ton/m^2 , y una profundidad de desplante de 3.0 m ., se obtuvo una capacidad de carga última de 30 ton/m^2 .

La presión máxima aplicada en la base del muro, originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes fue valuada con la siguiente expresión:

$$P_t = \frac{R_v}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)$$

donde :

P_t : presión máxima originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes sobre el muro, en ton/m^2 .
 R_v : componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro
 e : excentricidad de la componente R_v respecto al punto central de la base del muro
 B : ancho de la base del muro

Del cálculo se obtuvo que la presión máxima en la base del muro.

El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga del suelo de apoyo del muro, se obtendrá mediante la relación:

$$FS_q = \frac{q_c}{P_t}$$

Del análisis se obtuvo un factor de seguridad igual a 1.68 que es admisible.

Deslizamiento

El análisis se llevo a cabo aplicando la siguiente expresión:

$$FS = \frac{F_{fr}}{E_{AH} - E_{PH}}$$

donde :

FS : factor de seguridad contra deslizamiento
 E_{AH} : componente horizontal de empuje activo
 E_{PH} : componente horizontal del empuje pasivo generado al frente del muro por su empotramiento
 F_{fr} : fuerza de fricción desarrollada en la base del muro, en ton/m .

siendo $F_{fr} = C' B$

donde :

C' : $2/3$ de la cohesión del suelo de apoyo, en ton/m^2
 B : ancho de la base del muro, en (m)

Considerando una cohesión de 12 ton/m^2 y un ancho de base del muro de 8 m se obtuvo un factor de seguridad contra deslizamiento de 2.02 .



Volteo

Se determinó el factor de seguridad contra volteo aplicando la siguiente expresión:

$$FS_v = \frac{R_v * x}{E_{AH} * y} \geq 2$$

donde :

- R_v : componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro
- x : distancia de la proyección de R_v en el eje de las abcisas, e
- E_{AH} : componente horizontal del empuje activo
- y : distancia de la proyección de E_{AH} en el eje de las ordenadas

De la revisión se obtuvo un factor de seguridad contra volteo de 1.85 que es admisible.



BIBLIOGRAFIA



1. **NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, GACETA OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DEL D.F.**
QUINTA EPOCA NO. 40
MÉXICO D.F.
12 DE NOVIEMBRE DE 1987.
2. JUÁREZ BADILLO E., RICO RODRIGUEZ A.,
"MECÁNICA DE SUELOS"
TOMO II, LIMUSA,
1973.
3. TERZAGHI, K.
"THEORICAL SOIL MECANICS"
JOHN WILLEY AND SONS
1956.
4. DEPARTMENT OF THE NAVY BUREAU YARD AND DOCKS
WASHINGTON 25 D.C.
NAVDOCKS DM-7
CHAPTER 7,
5. **REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F.**
1987
6. CORRO SANTIAGO, MAGALLANES ROBERTO Y PRADO GUILLERMO.
"INSTRUCTIVO PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CARRETERAS" (ELABORADO PARA LA SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS).
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
Nº 444,
NOVIEMBRE 1981.
7. PACKARD, R.G.
"DESING OF CONCRETE AIRPORT PAVIMENTS"
P.C.A.
ENGINEERING BULLETIN, CHICAGO ILLINOIS
1973.
8. CORRO SANTIAGO, MAGALLANES ROBERTO Y PRADO GUILLERMO.
"INSTRUCTIVO PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CARRETERAS" (ELABORADO PARA LA SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS).
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM, Nº 444
NOVIEMBRE 1981.



9. TERZAGHI, K.
"THEORETICAL SOIL MECANICS"
JOHN WILLEY AND SONS
1956.