

24. 24

UNAM

FACULTAD DE INGENIERIA

**ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA CIMENTACION
DE UN BORDO SOBRE SUELOS BLANDOS**

T E S I S

**Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL**

P r e s e n t a

MANUEL AZCARATE VAZQUEZ

1986



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 está 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.

ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA CIMENTACION DE UN
BORDO SOBRE SUELOS BLANDOS

INDICE

CAPITULO	TEMA	PAG.
	ANTECEDENTES	1
1.	INTRODUCCION	3
2.	CARACTERIZACION DEL TERRENO DE CIMENTACION	5
2.1.	EXPLORACION DE CAMPO Y ENSAYES DE LABORATORIO	5
2.1.1.	Pruebas de laboratorio para la determinación de las propiedades físicas	8
2.1.2.	Pruebas de laboratorio para la determinación de las propiedades mecánicas	12
2.2.	ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES MECA NICAS	15
3.	PROYECTO DE LA SECCION DEL BORDO	22
3.1.	DETERMINACION DE LA ALTURA DEL - BORDO	22
3.2.	SELECCION DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL BORDO	22
3.3.	ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL BORDO	23
4.	BANCOS DE MATERIALES	25
4.1.	BANCOS DE MATERIAL IMPERMEABLE	25
4.2.	BANCOS DE MATERIAL PERMEABLE -	38

CAPITULO	TEMA	PAGINA
4.3.	BANCOS DE ENROCAMIENTO	39
5.	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	41
6.	CONCLUSIONES	45
6.1.	PARA LA CIMENTACION DEL BORDO	45
6.2.	DE LOS BANCOS DE MATERIAL IMPER <u>MEABLE</u>	48
6.3.	PARA EL MATERIAL DE ENROCAMIEN- TO	50
6.4.	PARAMETROS DE RESISTENCIA INI-- CIALES Y FINALES	50

RELACION DE TABLAS, FIGURAS Y PLANOS
TABLAS

- TABLA No 1 Kilometraje de las exploraciones a lo largo del éje del bordo.
- TABLAS No 2 a 4 Resuemen de resultados de laboratorio-exploraciones a lo largo del eje del -bordo.
- TABLA No 5 Resumen de resultados de laboratorio,-bancos de material para la construc- ción del bordo.

FIGURAS

- FIGURAS 1 a 6 Perfiles de los sondeos (exploraciones del 1 a 16).
- FIGURA 7 Carta de Plasticidad
- FIGURAS 8 a 11 Curvas granulométricas de los sondeos 1 a 16
- FIGURAS 12 a 17 Pruebas de compresión triaxial no conso lidada no drenada de los sondeos del --bordo.
- FIGURAS 18 a 27 Pruebas de consolidación unidimensional de los sondeos del bordo.
- FIGURA 28 Curva de consolidación secundaria (grafi ca deformación-tiempo) sondeo 6.
- FIGURA 29 Curva de correlación relación de vacios-permeabilidad.

- FIGURA 30 Sección transversal recomendada para el bordo.
- FIGURAS 31 y 32 Curvas granulométricas de los bancos de material impermeable.
- FIGURA 33 a 34 Cartas de plasticidad.
- FIGURAS 35 y 36 Graficas de compactación próctor de los bancos de material impermeable.
- FIGURAS 37 a 38 Pruebas de compresión triaxial no consolidada no drenada para el banco "Almoloya"
- FIGURAS 39 y 40 Gráficas de consolidación unidimensional para el banco "Almoloya".
- FIGURAS 41 y 42 Pruebas de compresión triaxial no consolidadas no drenada para el banco "San Lorenzo".
- FIGURAS 43 y 44 Gráficas de consolidación unidimensional para el banco "San Lorenzo".
- FIGURAS 45 y 46 Pruebas de compresión triaxial no consolidadas no drenadas para el banco "Prestamo Lateral".
- FIGURAS 47 a 50 Gráficas de consolidación unidimensional para el banco "Prestamo Lateral".
- FIGURA 51 Prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada para el banco "Tilapa".

FIGURAS 52 y 53

Gráficas de consolidación unidimensional para el banco "Tilapa".

PLANOS

PLANO 1

Plano general-perfil de exploración.

PLANO 2

Localización de bancos de materiales.

ANTECEDENTES

En el Estado de México, al sur de la ciudad de Toluca, existe una zona lacustre, denominada Laguna de Lerma la cual se encuentra, en la región conocida como Valle de Toluca y comprende una superficie aproximada de 45 000 ha.

A principios del siglo, la zona mencionada estaba cubierta casi en su totalidad por una laguna alimentada por numerosos manantiales, pero a consecuencia de que en las últimas tres décadas se ha extraído agua del subsuelo para el suministro de agua potable al área metropolitana, la laguna se ha desecado y se han formado tres cuerpos principales; Almoloya, Tlaltizapan y San Bartolo, que durante la época de lluvias tienen áreas máximas de inundación de 3 300, 1 900 y 3 400 ha, respectivamente, que en estiaje se reducen a un mínimo de 200, 110 y 300 ha. La zona seleccionada para proyectar su rehabilitación, es la que comprende la Laguna de Almoloya.

La rehabilitación de la laguna consiste en confinar por medio de un bordo de tierra, un cuerpo de agua de 1000 ha., con objeto de conservar las condiciones ecológicas que permiten la invernación de aves migratorias, y disponer de un mínimo de agua para conservar la humedad en 2000 ha que se recuperarán para su aprovechamiento agrícola, protegiéndolas de ser inundadas en época de lluvias por medio de un sistema de drenes.

Para lograr las condiciones ecológicas citadas, es necesario mantener en la laguna tirantes que fluctuen en 0.40 y 0.90 m.

Los escurrimientos de la parte alta de la cuenca son conducidos al vaso, formado por el bordo, por medio de tres canales revestidos en su parte inicial y proyectados sobre terraplanes a fin de facilitar su descarga a la laguna.

El volumen de agua excedente concentrado en la cuenca propia de la laguna, será desalojado por medio de un sistema de drenes que lo descargan a un dren perimetral y este a su vez lo conduce hasta un cárcamo de bombeo de donde se incorporará al vaso. De acuerdo al estudio agrológico que recomienda que el tiempo de inundación en la zona recuperada para la agricultura no sea mayor de 3 días y el volumen excedente se obtuvo una capacidad de bombeo en el cárcamo de $5 \text{ m}^3/\text{seg}$.

En tiempo de estiaje, el sistema de drenaje tendrá por objeto subirrigar el área recuperada para lo cual los drenes que son de sección trapecial y pendiente nula dispondrán de tubos de P.V.C. perforados, alojados transversalmente al eje del dren y a una profundidad tal que permita darle humedad a la tierra por capilaridad. El sistema de drenaje está comunicado al vaso por medio de cárcamo de bombeo y a partir de un control localizado en éste se le provee de agua al dren.

Con base al estudio hidrológico elaborado a fines de 1981 se estimaron los escurrimientos generados en la cuenca externa de la laguna y de su cuenca propia; con un almacenamiento inicial en el vaso de $5'000,000 \text{ m}^3$ y las demandas establecidas, se realizó el funcionamiento de vaso y los volúmenes excedentes se eliminaron por el vertedor de 5 m de longitud de cresta que descarga sus aguas a un sumidero localizado en las inmediaciones de la laguna.

De este análisis se obtuvo el NAMO a la elevación - - - - 2571.00 m , el NAME a la elevación 2571.38 y la elevación de la corona del bordo a la elevación 2572.90 m , el gasto máximo de descarga del vertedor resulto de $1.70 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Del estudio hidrológico antes mencionado, se obtuvo la constante de infiltración $K = 0.1322 \text{ m/ mes}$, y los coeficientes de escurrimiento para las diferentes cuencas de aportación.

Finalmente se determinó un bordo libre de $1,52 \text{ m}$ calculado

con el método de Stevenson-Molitor, a partir del Nivel de Aguas Extraordinarias (NAMO), con lo cual la elevación de la corona - del bordo resultó a la elevación 2572.90 m.

De acuerdo con los datos anteriores el bordo debe tener una altura máxima de 6.38 m, estando sometido a una carga hidráulica de 0.90 m, siendo su longitud de 11.3 Km.

1. INTRODUCCION

La construcción de bordos en zonas lacustres, independientemente de su finalidad, plantean serios problemas tanto de construcción como de comportamiento a largo plazo que deben tomarse en cuenta en la etapa de proyecto.

El problema geotécnico que representa el construir un terraplen sobre suelos lacustres en México tienen una alta incidencia por las características fisiográficas del territorio nacional, por esta razón se seleccionó el tema a fin de presentar mediante un caso particular los métodos de exploración de campo y ensayos de laboratorio que la mecánica de suelos ofrece para terrenos lacustres, así como las técnicas de análisis para predecir a corto y largo plazo el comportamiento de este tipo de estructuras.

El presente estudio se realizó para garantizar la estabilidad de dicha estructura terrea, además de delucidar los problemas de cimentación, construcción y comportamiento de terraplenes.

Desde los puntos de vista de la Fisiografía y de la Geología superficial, la zona donde se pretende construir el bordo es plana, formando un vaso natural donde existen suelos de origen lacustre y palustre definidos por limos orgánicos poco arenosos de alta compresibilidad y consistencia blanda. En zonas específicas (proximas a la población de Almoloya) el contenido de materia orgánica es tan grande que se han formado verdaderos depósitos de turba que presentan condiciones geotécnicas desfa-

vorables de cimentación.

Además de lo anterior el objetivo de este estudio es el de localizar y seleccionar bancos de materiales para la construcción del bordo, que técnica y económicamente sean adecuados, --cuantificando el material disponible de manera de garantizar un volumen mínimo de una y media veces el volumen requerido, determinando mediante pruebas de laboratorio las características físicas y las propiedades mecánicas de los materiales por emplear las cuales son necesarias para el diseño del bordo.

2.- CARACTERIZACION DEL TERRENO DE CIMENTACION.

2.1: EXPLORACION DE CAMPO Y ENSAYES DE LABORATORIO.

Para poder definir los tipos de trabajo a realizar en el campo, se efectuaron visitas al sitio en cuestión auxiliados de las cartas topográficas y geológicas que edita la Dirección de Estudios de Territorio Nacional de la S.P.P. Con la información recabada durante estas visitas se estuvo en posibilidad de seleccionar los sitios de las exploraciones, así como su profundidad y tipos de muestreo.

En la zona en donde se construirá el bordo existen niveles freáticos altos, es decir que el agua se encuentra superficialmente o a profundidades que oscilan entre 0.50 y 1.00 m., debido a esto se decidió que las exploraciones debían hacerse con máquina perforadora, ya que de optarse por realizar pozos a cielo abierto hubiera sido necesario además estos para poder garantizar la estabilidad de los taludes, o incluso hubiera sido indispensable usar bombas para poder abatir el agua.

Para conocer la secuencia estratigráfica y las propiedades índice y mecánicas del suelo donde se construirá el bordo, se programaron y ejecutaron 16 sondeos con máquina perforadora a lo largo de su eje, llevados hasta una profundidad promedio de 5.00 m , medidos a partir del nivel del terreno natural; la profundidad de exploración quedó definida por la altura máxima que tendrá el bordo.

La distancia de separación entre sondeos se consideró -- que fuera aproximadamente de 500 m , ya que superficialmente no se detectaron cambios bruscos de material a lo largo de la superficie donde se construirá el bordo. (El kilometraje de cada sondeo se muestra en la tabla 1).

Los sondeos realizados fueron de tipo mixto y el muestreo adoptado fue de acuerdo a las características del suelo detectado, cuando se encontraba material arenoso se usó el muestreador tipo pistón ya que es el más recomendado para la recuperación de muestras de arenas cuarzosas y gravas finas; porque este muestreador evita que se vacíe el sacatestigos al elevarlo a la superficie ya que en su parte inferior lleva una tapa como retén y en su interior aloja un émbolo. La arena se mantiene dentro del barril muestreador por la succión que crea el émbolo y la tapa retiene el material cuando es removido hacia el exterior. El material obtenido así es utilizado solo para su clasificación general.

También cuando se detectaba material arenoso se realizaron pruebas de penetración estándar con el fin de estimar su capacidad de carga por medio de correlaciones empíricas debidas a Terzaghi-Peck; estas pruebas se realizaron hincando un muestreador de media caña en el terreno, una determinada profundidad. Esto se logró con un martinete de 63.5 kg (140 Lbs) el cual es dejado caer libremente, guiado por la tubería de perforación, a través de un diámetro interior, una distancia de 76 cm (30 in) elevándolo con un cable que es accionado manualmente o con la máquina, el cual esta suspendido por una polea en el tripié, este martinete golpea en el ensanchamiento del cabezote de la tubería de perforación hasta que penetre 15 cm., después se empieza a contar el número de golpes necesarios para introducir el muestreador (PENETROMETRO) 30.5 cm (un ft) procurando vigilar la longitud de caída libre que debe ser exactamente de 76 cm. A partir de ésta penetración se debe seguir hincando hasta el total del muestreador.

La resistencia a la penetración es expresada por el número de golpes "N" necesario para introducir el muestreador 30.5 cm, sin embargo para esta prueba se recomienda que en terreno de alta resistencia se suspenda la prueba al llegar a 50 golpes a fin de proteger el Penetrómetro, no obstante haber logra

do una penetración menor a los 30.5 cm , a veces nula, debiéndose anotar la cantidad de hincado de la siguiente manera: --- 50/10, 50/20, 50/30 etc., o sea que con 50 golpes el Penetrómetro se introdujo en el suelo 10, 20, 30 cm , debiéndose anotar la longitud de muestra recuperada, en el muestreador y especificarlo en la profundidad del sondeo.

La "Estandar Penetration Test" fue llamada así por (su autor) el Dr. Karl Von Terzaghi quien desarrollo el método de prueba al ejecutar una serie de estudios a muestras intactas de suelo, siendo él quien después de muchos ensayos en arenas limos y arcillas, fijó las especificaciones a que está sometida dicha prueba. Como ya se mencionó antes el objeto de esta prueba es el efectuar correlaciones tanto en el campo como en el laboratorio en diversos suelos, principalmente en las arenas que han permitido relacionar con aproximación su compacidad y su ángulo de fricción interna ϕ , así como el valor de la resistencia a la compresión simple.

En la práctica se ha podido llegar a conclusiones satisfactorias por medio de gráficas, tablas y estadísticas para suelos friccionantes, aplicables a la práctica, sin embargo los resultados obtenidos en las correlaciones de ésta prueba y la resistencia a la compresión simple en suelos cohesivos son menos satisfactorios, de ahí que se recomienda determinar dicha resistencia a muestras inalteradas obtenidas con otro tipo de muestreador.

En el caso del terreno es cuestión si se detectaba suelo cohesivo se obtuvieron muestras inalteradas mediante tubos de pared delgada tipo Shelby de 7.6 cm (3"), el hincado de estos tubos se realizó ejerciendo presión sobre el tubo mediante el sistema hidráulico de la máquina perforadora, a una velocidad de hincado constante; nunca se golpeó, ni se uso otro método dinámico, porque se corría el riesgo de alterar en demasía la muestra.

Este tipo de muestreo inalterado en suelos cohesivos alcanza toda su aplicabilidad en el laboratorio de mecánica de suelos, ya que aquí se obtiene por medio de ensayos estandarizados las características físicas y mecánicas de los suelos; para que las muestras sean representativas de la forma en que se encuentra el material en el lugar, se debe tener cuidado -- tanto en su muestreo como en su transportación del lugar de -- origen al laboratorio, ya que es un factor importante el manejo de las muestras en la determinación de los parámetros de resistencia y compresibilidad del material.

En el caso del material que se muestreó en el lugar donde se construirá el bordo se tuvo un especial cuidado en la obtención y manejo de las muestras.

Las muestras obtenidas fueron enviadas al laboratorio de mecánica de suelos en donde se les practicarón las siguientes pruebas.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS.

LIMITES DE ATTERBERG.

CONTENIDO NATURAL DE AGUA.

DENSIDAD O PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS.

CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL.

PERMEABILIDAD.

TRIAXIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA (UU).

2.1.1. PRUEBAS DE LABORATORIO PARA LA DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES FISICAS.

Se realizaron las pruebas de granulometría y límites de plasticidad con objeto de poder definir de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) de que tipo de material se trataba. El Sistema de Clasificación divide a los suelos en dos grandes fracciones: La gruesa formada por partículas mayores que la malla No. 200 (o.074mm) y menores que la-

malla de 3" (7.62 cm) y la fina, formada por las partículas que pasan la malla No. 200.

La fracción gruesa se subdivide en gravas y arenas, teniendo como frontera la malla No. 4 (4.76 mm).

La fracción fina se subdivide en grupos, tomando en cuenta sus características de plasticidad, las cuales se pueden correlacionar con las propiedades mecánicas e hidráulicas indispensables para la práctica de la Ingeniería Civil, siendo las más importantes aquellas que se refieren a la caracterización de los esfuerzos, deformación y resistencia, compresibilidad, permeabilidad, velocidad de variación volumétrica, etc.

Una de las propiedades que más influye para la formación de estos grupos es la compresibilidad, la cual está íntimamente ligada con las características de plasticidad, específicamente con el valor del límite líquido ya que la compresibilidad aumenta con el valor del límite líquido, permaneciendo todos los demás factores constantes.

La compresibilidad de los suelos finos está determinada -- por la forma de las partículas y no por el tamaño ya que diversas investigaciones demuestran que la plasticidad de un material se debe a la forma laminar de las partículas coloidales -- que lo constituyen. Esto indica que las características de plasticidad son una medida indirecta del contenido de partículas coloidales laminares en un suelo y, por lo tanto, también de la compresibilidad del mismo, de aquí se desprende la importancia que desde éste punto de vista tienen las características de plasticidad de los suelos.

A continuación se hace una descripción general de lo que se realiza en el laboratorio para obtener el análisis granulométrico (Granulometría) y los límites de consistencia Atterberg -- que son indispensables para clasificar al material de acuerdo al criterio del S.U.C.S. La granulometría se realiza en base a dos métodos de análisis mecánico que separa el suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños.

El primero de ellos se denomina cribado por mallas y se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta un tamaño definido por la malla No. 200 (0.074 mm) lograndose esto al hacer pasar la muestra de suelo a través de un juego de tamices de aberturas descendentes en tamaño bien definidas, hasta la malla No. 200; los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así se tiene un punto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura de malla. Este método se dificulta cuando las aberturas son pequeñas como es el caso de las mallas No. 100 y 200, ya que para poder pasar la muestra a través de ellas es necesario usar agua en el cribado (Método de Lavado).

El segundo método se usa para muestras de suelo cuyas partículas sean menores que la malla No. 200 y se denomina método del Hidrómetro densímetro, éste se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño.

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas.

La ley de Stokes se aplica a partículas de suelo real, -- que se sedimenten en agua, y es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm, apróximadamente (en tamaños mayores, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación).

En Mecánica de Suelos puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volu

métrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Para medir la plasticidad de los suelos principalmente arcillosos se han desarrollado varios criterios, Atterberg estableció las primeras convenciones para definir las fronteras entre los estados o fases generales por las que pasa el suelo al irse secando, y las define como límites de Consistencia. El hizo ver que en primer lugar, la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula, y esa misma con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semifluido o, inclusive, las de una suspensión líquida.

La frontera convencional entre los estados semi-líquido y plástico fue llamada por Atterberg "Límite Líquido", y la frontera convencional entre los estados plástico y semi-sólido fue nombrado "Límite Plástico". Estas fronteras definen el intervalo plástico del suelo y se les llama "Límites de Plasticidad".

Para la determinación del límite líquido se usa la Copa de Casagrande que es un recipiente de bronce o latón con un tacón sólido; el tacón y la copa giran en torno a un eje fijo unido a la base. Una excéntrica hace que la copa caiga periódicamente golpéandose contra la base del dispositivo; la altura de caídas por especificación de 1 cm., medido verticalmente.

Sobre la copa se coloca el suelo y se procede a hacerle una ranura de sección trapecial con dimensiones conocidas y se acciona la copa a razón de 2 golpes por segundo, contando el número de golpes necesario para que la parte inferior del talúd de la ranura se cierre. El límite líquido se determina conociendo 3 o 4 contenidos de agua diferentes en su vecindad, con los correspondiente números de golpes y trazando una recta en la gráfica contenido de agua - número de golpes en escala semilo-

garitmica. La ordenada de esa recta correspondiente a la abscisa de 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al límite líquido. Por medio de esta prueba se determina que el límite líquido de un suelo plástico corresponde a una resistencia al corte de 25 gr/cm^2 .

La prueba para la determinación del límite plástico, tal como Atterberg la definió, no especifica el diámetro a que debe llegarse al formar el cilindrito de suelos requerido. El Dr. Terzaghi agregó la condición de que el diámetro sea de 3 mm (1/8"). La formación de los rollitos se hace usualmente sobre una hoja de papel totalmente seca, para acelerar la pérdida de humedad del material; también es frecuente efectuar el rolado sobre una placa de vidrio. Cuando los rollitos llegan a los 3 mm, se doblan y presionan, formando una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que en los 3 mm justos ocurre el desmoronamiento y el agrietamiento, en tal momento se determinará rápidamente su contenido de agua que es el límite plástico.

Una vez realizadas las pruebas de granulometría, límites de plasticidad y contenido natural de agua, se está en posibilidad de encasillar el material en una de las clasificaciones del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería ya que identificar un suelo es un rigor encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. El caso concreto de este trabajo, es colocarlo en alguno de los grupos del Sistema; obviamente en el grupo que le corresponda según sus características. La identificación permite conocer en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúa.

2.1.2 PRUEBAS DE LABORATORIO PARA LA DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS

Los suelos blandos saturados se deforman bajo la acción de cargas aunque estas sean pequeñas y esta deformación no se produce en forma instantánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo lo que puede ocasionar asentamientos tales que pongan en peligro estructuras que se cimenten en dichos suelos.

Para fines prácticos se considera que los suelos no tienen resistencia a la tensión, y en la naturaleza normalmente se encuentran sometidos a esfuerzos de compresión por lo cual se hace indispensable conocer las características de deformación bajo compresión. Teóricamente se pueden determinar las características esfuerzo-deformación de los suelos por medio de las pruebas de compresión triaxial. Este tipo de pruebas se varían los esfuerzos principalmente actuantes sobre el suelo, produciendo así cualquier combinación deseada de esfuerzos normales y tangenciales en la muestra. Normalmente en los aparatos de compresión triaxial, dos de los esfuerzos principales son iguales y se producen por la presión de un líquido que rodea al espécimen cilíndrico labrado de una muestra inalterada. Si esta prueba de compresión se ejecuta sin presión de líquido, se le denomina -- "Compresión Simple", estas pruebas proporcionan información sobre la resistencia al esfuerzo cortante del suelo mediante los parámetros C y ϕ (cohesión y ángulo de fricción interna). Otro tipo de prueba de compresión que es de vital importancia en los suelos blandos compresibles es la llamada prueba de "Compresión Confinada o Consolidación", en esta prueba la muestra se confina lateralmente con un anillo metálico, y en ambas superficies se coloca una piedra porosa. La muestra no puede deformarse lateralmente como en el caso de la prueba triaxial, pues este movimiento está impedido por el anillo, pudiéndose medir únicamente la relación entre esfuerzo, volumen y tiempo.

Cuando se somete una muestra de suelo a un ciclo de carga y descarga, como se realiza en la prueba normal de consolidación unidimensional y se obtiene una gráfica que muestre las --

curvas de compresibilidad para estos ciclos de carga, habrá una evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo de recompresión ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que las correspondientes al tramo virgen son de magnitud mayor que reportadas anteriormente.

El coeficiente de permeabilidad de un suelo es un dato importante para la formación del criterio del proyectista en algunos problemas de Mecánica de Suelos.

Existen varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos: unos "directos", así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición de tal coeficiente; otros "indirectos", proporcionados, en forma secundaria, por pruebas y técnicas que primariamente persiguen otros fines. Estos métodos son los siguientes:

a) Directos:

- 1) Permeámetro de carga constante.
- 2) Permeámetro de carga variable.
- 3) Prueba directa de los suelos en el lugar.

b) Indirectos:

- 1) Cálculo a partir de la curva granulométrica.
- 2) Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
- 3) Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

2.2.- ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES MECANICAS.

Los depósitos naturales de tipo lacustre o palustre, como es el caso que nos ocupa, son comunes en regiones donde existen lagunas o lagos poco profundos. En estos casos el suelo de las lagunas es originado por el material traído en suspensión, el cual se mezcla con materia orgánica descompuesta arrastrada desde las orillas; de tal modo, que los sedimentos finos tienen un alto contenido de materia orgánica y una relación de vacíos muy grande. Para el caso particular del suelo de las lagunas de Almoloya, se puede decir que está formado superficialmente por materiales orgánicos (TURBA) con un alto contenido de agua. Sus características físicas son las típicas de estos suelos orgánicos, es decir que presentan en estado inalterado un color que va de negro a un café oscuro, tienen olor y al tacto dan una sensación esponjosa y textura fibrosa. Debido a su alto contenido de agua la consistencia de los suelos orgánicos varía de blanda a muy blanda.

Toda el área de la laguna está cubierta por vegetación del tipo de tule que crece sobre la turba. Especial atención merece, desde el punto de vista de mecánica de suelos, la existencia de raíces que se entrelazan formando una capa o malla superficial que actúa como un refuerzo natural del suelo, proporcionando una resistencia aparente, pero esta condición debido a su génesis, es temporal, ya que es potencialmente susceptible a fallar ocasionando fuertes asentamientos de terraplenes o rellenos colocados sobre la misma; aún después de varios años cuando la capa no fue desplazada o rota previamente a la construcción de dichas estructuras.

La estratigrafía se definió en base a las muestras de suelo que se obtuvieron en los sondeos con máquina de perforación, ya que fue con éstas con las que se pudo elaborar el perfil estratigráfico del terreno en donde se construirá el bordo. Este perfil se muestra claramente en el Plano 1, y se puede observar que en-

todos los sondeos se encontró el material orgánico, variando solamente el espesor de éste el cual como puede verse varía de 1.00 a 4.00 m; subyaciendo a éste material se detectó una arena fina de color negro que se encuentra con una compacidad media y por último a mayor profundidad se detectó una arena de color gris claro de origen volcánico de naturaleza pumítica, la cual tiene un grado de compacidad que varía de medio a alto.

En las figuras No. 1 al No. 6 se presentan los perfiles estratigráficos de los sondeos, la descripción de los materiales encontrados, los valores de los límites de consistencia correlacionados con el contenido natural de agua, así como también se muestran los valores del número de golpes que se obtuvieron en las pruebas de penetración estándar realizadas en el material arenoso.

Es importante mencionar que tanto el perfil estratigráfico como las figuras 1 a 6 que se anexan, muestran la profundidad a la cual se encontró el nivel de aguas freáticas (NAF) en cada uno de los sondeos y como puede verse este nivel se encuentra a profundidades muy pequeñas o casi superficialmente, condición que se debe tomar en cuenta para la construcción del bordo.

De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, el material orgánico detectado se encasilla dentro del grupo Pt, el cual debido a sus características es de gran compresibilidad. La abundancia de materia orgánica fue una característica que no permitió determinar en varios casos, los límites de consistencia de Atterberg particularmente el límite de plasticidad. No obstante se lograron determinaciones que indican una variación muy grande del límite líquido, el cual está comprendido entre 137% y 625%, e índice plástico comprendido entre 144% y 310%.

En la figura No. 7 se muestra la carta de plasticidad, --

conteniendo la localización de los puntos que representan gráficamente las características de compresibilidad de la turba. Puede observarse que se ubican por debajo de la línea "A" y -- muy cerca de ella, característica propia de los suelos orgánicos.

El contenido de agua o humedad natural también varía en un amplio rango definido entre 100 y 2000%, predominando valores del orden de 300%.

El peso volumétrico medio, en condiciones naturales de la turba es de 1100 kg/m^3 , pero en estado seco este material llega a tener pesos del orden de 140 kg/m^3 . La densidad de sólidos es de 1.8 aproximadamente aunque pueden tenerse valores mayores de 2 dependiendo del contenido de arena de la turba, de hecho el valor de la densidad de sólidos, en los ensayos realizados, oscila entre 1.8 y 2.3 valores que dependen del contenido de materia orgánica y arena.

Los análisis granulométricos realizados al material orgánico nos indican que este contiene aproximadamente el 10% de arena y el otro 90% es de finos siendo nulo el contenido de -- grava de este material. En las figuras No. 8 a 11, aparecen -- las curvas granulométricas que proporcionan el contenido de -- arena de la turba.

La turba como ya se ha mencionado, debido a su génesis, tiene una relación de vacíos (e) muy grande, que en éste caso se lograron determinar valores hasta de 14. El índice de oquedad varió en un amplio rango comprendido entre 3 y 14 lo que indica la gran heterogeneidad del suelo orgánico con relación a esta característica.

La resistencia al esfuerzo cortante se determinó mediante pruebas triaxiales del tipo no consolidada no drenada, obteniéndose valores de C y ϕ (cohesión y ángulo de fricción inter

na) comprendidos entre 0.5 y 1.7 ton/m² y 4° y 9° respectivamente.

En las figuras 12 a 17 se muestran los resultados obtenidos en las pruebas triaxiales, donde se muestran las curvas es fuerza-deformación para diferentes presiones de confinamiento; pudiéndose observar como característica principal, el comporta miento plástico aún a grandes presiones de confinamiento ($\sqrt{3}$).

Los bajos valores del esfuerzo desviador indican una resistencia al esfuerzo cortante prácticamente nula; lo cual se debe a la gran sensibilidad de este tipo de suelo, la resisten cia real se puede considerar ligeramente mayor ya que los datos obtenidos son poco representativos, dada la alteración que sufren las muestras de este tipo de material ya sea en la obtención en el campo o en el labrado de especímenes que se lleva a cabo en el laboratorio, no obstante del cuidado que se tiene al realizar este tipo de trabajos en material orgánico.

En los especímenes de suelo inalterado a los cuales se le realizaron pruebas triaxiales y de consolidación unidimensional, se observó que generalmente el grado de saturación es menor del 100%, valor que en rigor deben tener ya que son suelos orgánicos sumergidos en su estado natural.

Esta deficiencia se puede atribuir a la pérdida de agua durante el labrado de los probetas, especialmente la pérdida por escurrimiento ocasionada por la relativa alta permeabilidad de la turba.

Las características de compresibilidad de la turba fueron determinadas en pruebas usuales de consolidación unidimensional y los resultados obtenidos se muestran en las figuras No. 18 a 27, las cuales contienen las diferentes curvas de compresibilidad obtenidas. La característica principal que presenta este tipo de material orgánico es que el tramo de recompresión

(donde la compresibilidad es menor) prácticamente no existe por lo que cualquier incremento de carga efectivo se reflejará en un asentamiento considerable ya que se trabaja en el tramo virgen de la curva de compresibilidad.

El coeficiente de compresibilidad (a_v) (pendiente del tramo virgen) esta comprendido entre 2 y 5 , valores que revelan la gran compresibilidad del suelo orgánico donde se construirá el bordo.

En este tipo de suelo debido a la alta permeabilidad que presenta en estado inalterado, el proceso de consolidación primaria ocurre rápidamente, es decir que la deformación que se presente como resultado de la expulsión de agua origina el exceso de presión de poro, se desarrolla rápidamente.

Después de completarse la consolidación primaria, el suelo continua deformándose en una forma más lenta, aún después de que el exceso de presión de poro se ha disipado, a este tipo de deformación se le denomina "Consolidación Secundaria". Y es precisamente esta clase de deformación a largo plazo que sufren los suelos orgánicos la que se debe tomar muy en cuenta para la estimación de los asentamientos del bordo, considerando que las predicciones de asentamientos basados en pruebas de laboratorio realizada a corto plazo, resultan con valores bajos.

En la figura No. 28 se muestra una curva de consolidación-típica (gráfica deformación - tiempo en escala lagaritmica) del material orgánico obtenido, en la que se puede distinguir la consolidación primaria de la secundaria y puede notarse la importancia de esta última en la magnitud de las deformaciones.

Por las razones anteriores, se efectuó una prueba de consolidación con un incremento de presión del orden de las que transmitirá el peso de los terra-planes (bordos) al subsuelo, estimado de 1 kg/cm^2 .

El objeto fue definir la pendiente de la curva de deformación tiempo en el tramo de consolidación secundaria para un tiempo de prueba mayor que el de las pruebas usuales. Los resultados se muestran en las curvas que aparecen en la figura No 28, donde se calculó un coeficiente de compresión secundaria de 0.03 valor alto característico de este tipo de suelos.

En base a los datos estadísticos relacionados con hundimientos secundarios publicados por Casagrande, se puede decir que la velocidad de hundimiento por ciclo logarítmico de la escala de tiempo será del orden de 1.0 m (considerando un espesor de turba de 4.00 m y altura de terraplén de 5.00 m). Este dato proporciona como una primaria aproximación los hundimientos secundarios que se provocaría en el primer año, posterior a su construcción durante los 10 siguientes años y así sucesivamente.

En relación con la permeabilidad, esta propiedad hidráulica se midió en forma indirecta a partir de las pruebas de consolidación unidimensional con flujo vertical.

Los resultados obtenidos tienen una gran dispersión, si se considera toda la población de datos emanados de las consolidaciones realizadas. Sin embargo para fines de una primera aproximación, que proporcione el orden de magnitud, en la figura No. 29 se da la curva de correlación entre la relación de vacíos y la permeabilidad, obtenida para el caso particular del sondeo No. 16 que puede considerarse como representativo de este tipo de suelo.

Con respecto al segundo estrato constituido por una arena de color negro medianamente compacta, que de acuerdo a la granulometría que presenta se considera bien graduada.

Este estrato se realizaron pruebas de penetración estándar las cuales nos indican que el número de golpes mínimo y máximo que ejecutaron para penetrar 30 cm fue de 3 y 22 lo que indica que se trata de una arena medianamente compacta.

Subyaciendo a este estrato se encuentra otro material arenoso nada más que este es de color gris claro, de origen volcánico y de naturaleza pumítica.

En base a las pruebas de penetración estándar realizadas en este material se puede afirmar que esta arena se encuentra con un grado de compacidad que va de medio a alto.

Los valores de las pruebas de penetración estándar que se obtuvieron en estos dos tipos de material arenoso se presentan en los perfiles de los sondeos o sea figuras 1 a 6.

3. PROYECTO DE LA SECCION DEL BORDO

3.1. DETERMINACION DE LA ALTURA DEL BORDO

El bordo, tiene por objeto formar un cuerpo de agua para -- conservar las condiciones ecológicas que permiten la intervención de aves migratorias, y disponer de $5'000,000 \text{ m}^3$ de agua para conservar la humedad en 2000 ha, que se recuperarán para su aprovechamiento agrícola.

Del estudio hidrologico realizado se obtuvo la constante de infiltración $K = 0.1322 \text{ m/mes}$ y los coeficientes de escurrimiento para las diferentes cuencas de aportación.

Del funcionamiento del vaso, se determino el Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (NAMO) a la elevación 2571.00 M.S.N.M. que -- corresponde a la elevación de la cresta vertedora por la cual se desalojarán los volúmenes excedentes de agua.

Del transito de avenidas efectuado para una longitud de --- cresta vertedora $L = 5.00 \text{ m}$ y una sección rectangular, se obtuvo una elevación de 2571.38 M.S.N.M. para el Nivel de Aguas -- Máximas Extraordinariamente (NAMO) con un gasto máximo de descarga por el vertedor de $1.7 \text{ m}^3/\text{seg.}$

El bordo libre calculado con el método de Stevenson-Molitor resulto ser de 1.51 m. por lo que elevación de la corona del -- bordo debe ser de 2572.90 M.S.N.M.

En base a los datos anteriores del bordo de la laguna tendrá una altura máxima de 6.38 m. y estara sometido a una carga hidraulica de 4.86 m.

3.2. SELECCION DE LA SECCION TRANVELSAL DEL BORDO

La sección del bordo que se propone (figura 30) es de acuerdo a las experiencias tenidas en este tipo de proyecto y de ---

acuerdo a los materiales disponibles en la zona.

El bordo será de sección homogénea constituida por un núcleo central de material impermeable, con respaldos de material tezontle, protegidos contra la erosión por una chapa de enrocamiento en ambos paramentos. El cuerpo del bordo deberá desplantarse sobre una base de sustentación cuyo objetivo es el de reducir los asentamientos.

El núcleo de material impermeable es de forma trapecial con una corona de 3.00 m. de ancho a la elevación 2572.60 M.S.N.M. y con taludes de 1:1 desplantados sobre la base de sustentación y compactado al 90% de la prueba Proctor SARH.

Respaldos constituidos por material tezontle, dispuestos sobre el talud de aguas arriba y aguas abajo del núcleo central hasta alcanzar un talud de 2:1; ambos deberán ser desplantados sobre la base de sustentación del borde.

La chapa de enrocamiento estará formada por roca basáltica e irá colocada sobre ambos respaldos de material tezontle y su espesor será de 0.50 m. en ambos paramentos; dicho enrocamiento tiene por objeto proteger los respaldos del bordo del oleaje de aguas arriba y de la lluvia y erosión en el talud aguas abajo.

La corona del bordo se revestirá con una capa de 0.30 m de espesor y 3.00 m de amplitud, formada esta por 0.15 m de espesor de material base y 0.15 m de material de revestimiento.

La base de sustentación del bordo será de material impermeable la cual se colocará y compactará según se indica en el capítulo 5.

3.3. ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL BORDO

Como se menciona anteriormente el bordo de la laguna tendrá una altura máxima de 6.38 m; y de acuerdo a la información reco-

pilada en el campo y a los resultados de laboratorio se puede afirmar que el suelo sobre el cual sera desplantado el bordo esta constituido por un estrato de arena gris de origen volcanico de naturaleza pumitica, a la cual le sobreyace en estrato de arena bien graduada de color negro medianamente compacta con espesor variable de + 1.00 y finalmente le sobreyace un estrato de turba de espesor variable que va de 2.00 a 4.00 m y cuya característica principal de este estrato de la de ser muy compresible y poco resistente.

Puesto que el bordo se va a construir sobre un suelo compresible es necesario estimar los asentamiento primarios debidos a la carga del terraplen los cuales para fines del análisis de estabilidad del bordo fueron de 1.00 m; por lo tanto para este análisis se considero un bordo con altura máxima de 7.38 m.

La estabilidad del bordo fue revisada por el método de dovelas (debida a Felenius-1927) analizando varios circulos de falla y determinando sus factores de seguridad al deslizamiento, tomando en cuenta las propiedades físicas y mecánicas de cada uno de los materiales que integran la sección.

Las condiciones más desfavorables para el análisis de los circulos de falla fue la siguiente:

- A) TALUD AGUAS ARRIBA.- Condiciones iniciales con sismo y nivel de agua al N.A.M.E.
- B) TALUD AGUAS ABAJO .- Condiciones iniciales con sismo y nivel de agua al N.A.M.E.

El coeficiente de aceleración sismico se considero de 0.10 en todos los casos.

Los factores de seguridad obtenidos para el talud aguas arriba del bordo fueron de 2.94 y 3.70 que son mayores que 1.5. que es el factor mínimo que se requiere.

4.- BANCOS DE MATERIALES.

OBJETIVO.-

Como se mencionó en los capítulos anteriores, el proyecto contempla la construcción de 11.27 km de bordo por lo que se requieren $1,050,000 \text{ m}^3$ de material para formarlo, tal necesidad obligó a realizar el siguiente estudio para conseguir estos materiales.

El objetivo principal de este estudio consiste en localizar y seleccionar bancos de materiales para la construcción del bordo, que técnica y económicamente sean adecuados, cuantificando el material disponible de manera de garantizar un volumen mínimo de una y media veces el volumen requerido. Para estimar este volumen se tomaron los datos que a nivel de proyecto existen, que son los siguientes:

ANCHO DE CORONA.	4.00 m
ALTURA DEL BORDO	6.38 m
TALUDES	2:1
LONGITUD	11.27 km

Además de lo anterior, la finalidad de este estudio es el de determinar las características físicas y las propiedades mecánicas de los materiales por emplear, las cuales son necesarias para el diseño del bordo.

4.1 BANCOS DE MATERIAL IMPERMEABLE.

Desde el punto de vista del comportamiento de los suelos, los materiales más idóneos para la construcción del bordo son aquellos que exhiban baja permeabilidad y cuyas características plásticas sean tales que bajo ciclos de humedecimiento y secado sean estables volumetricamente. Los suelos que reúnen buenas características para ser usados en estructuras terreas de retención de agua son lo que se ubican dentro del grupo CL ó CH siem

pre y cuando el límite líquido este comprendido entre 30 y 60% ya que si no cumple lo anterior, para su uso requieren de un estudio específico.

Durante los recorridos de campo se intentó encontrar suelos con estas características buscando en una amplia zona. De esta manera se logró situar varios bancos de material, pero a una distancia tal que no son económicamente adecuados para explotar.

En la zona abundan materiales que son producto del intemperismo de las tobas volcánicas que existen en la región, y que forman la parte superficial del suelo agrícola; con suelos que pueden clasificarse como limos arenosos.

Dada la escasez de material francamente arcilloso, para la formación del bordo, se siguió el criterio de localizar tobas que al explotarse produjeran material arcillo limoso o arcilloarenoso, que pudieran emplearse y que además cumplieran con una distancia de acarreo mínima y pocas afectaciones.

A continuación se presentan los bancos de material impermeable que fueron estudiados.

ALMOLOYA.

SAN LORENZO.

PERIFERICO.

TEXCALIACAC.

TILAPA.

PRESTAMO LATERAL A LO LARGO DEL TRAZO DEL BORDO.

En cada sitio se realizó un trabajo de campo consistente en sondeos someros del tipo de pozo a cielo abierto llevados hasta una profundidad de 3.00 m obteniéndose muestras alteradas representativas para que en el laboratorio se les realizaran los siguientes ensayos.

- GANULOMETRIA POR MALLAS.
- LIMITES DE ATTERBERG.
- CONTENIDO NATURAL DE AGUA.
- DENSIDAD DE SOLIDOS.
- TRIAXIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA (UU) Y TRIAXIAL CONSOLIDADA NO DRENADA (CU) USANDO ESPECIMENES REMOLDEADOS -- COMPACTADOS AL 90% DE SU PVSM.
- CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL USANDO ESPECIMENES REMOLDEADOS COMPACTADOS AL 90% DE SU PVSM.
- PROCTOR SARH.
- PERMEABILIDAD CARGA VARIABLE.

Los resultados obtenidos tanto de los ensayos índice como de los que miden las propiedades mecánicas pueden consultarse en la tabla resumen (TABLA N° 5).

Las muestras tomadas de cada banco se identificaron primero con una clasificación visual y al tacto lo que posteriormente se verificó con los ensayos índice.

Para la cuantificación del volumen del material aprovechable de los bancos, se realizaron en cada banco inspecciones en toda el área, apoyados en cartas de DETENAL escala 1:50,000 y en el plano topográfico de la zona levantado por la Dirección General de Estudios de la S.A.R.F. escala 1:20,000, a fin de limitar las extensiones de los bancos.

En base en este tipo de inspecciones y a la exploración so-mera realizada están dados los datos de volumen que en este estudio se reportan.

A continuación se procederá a una descripción detallada en forma individual de cada banco de material impermeable.

BANCO ALMOLOYA:

Este banco se encuentra localizado a 500 m, al sur del poblado Almoloya del Río (Ver plano N° 2) y con respecto al sitio-

en proyecto dista aproximadamente 1.5 km.

Sus características principales son:

SUPERFICIE ESTIMADA	30 ha
PROFUNDIDAD MEDIA EXPLOTABLE	6.0 m
ESPEJOR DE DESPALME	0.2 m
VOLUMEN DE DRSPALME	60,000 m ³
VOLUMEN DE MATERIAL APROVECHABLE.	1'700,000 m ³

El terreno en donde se ubica el banco en cuestión, se encuentra dedicado a la agricultura y pertenece al Ejido de Almoloya del Río. Para la explotación de este banco se necesita --- abrir un frente lo más cercano a la carretera que pasa en las--- orillas del este.

Con el fin de conocer la secuencia estratigráfica del terreno, así como sus características índice y propiedades mecánicas se realizaron 4 sondeos mediante pozos a cielo abierto, obteniéndose muestras alteradas las cuales se llevaron al laboratorio para su estudio.

De acuerdo con los datos recopilados en el sitio así como de la información obtenida en los ensayos de laboratorio, se -- puede afirmar que el material del banco Almoloya está formado -- por una toba arcillo arenosa de mediana plasticidad con una com-- pacidad alta.

En las pruebas de granulometría por mallas se detectó que el contenido de arena varía de 37 a 43% siendo el contenido de finos de 63 y 57% respectivamente, las curvas granulométricas -- del material de este banco se presentan en la figura 31.

Las características plásticas del material oscilan en un -- pequeño rango de 35 a 38% para el límite líquido y de 17 a 25% -- para el límite plástico, valores que encasillan el material en-

la carta de plasticidad de Casagrande dentro del grupo "CL". ---
(Ver figura 33).

El peso volumétrico seco máximo obtenido con la energía de compactación que produce la prueba dinámica por impactos Próctor S.A.R.H. varió entre 1510 y 1570 kg/m³ con humedades óptimas del orden de 25%, valor muy próximo a la humedad natural del material del banco. La figura 35 presenta las curvas de compactación obtenidas.

La densidad de sólidos de éste material es del orden de ---
2.69.

En pruebas de compresión triaxial (uu) realizadas a especímenes compactados al 90% del peso volumétrico seco máximo, se obtuvieron los siguientes parámetros de resistencia al esfuerzo cortante; 13°30' y 21° para el ángulo de fricción interna y 5.2 y 5.4 ton/m² para la cohesión. Las curvas esfuerzo-deformación que exhibió el material en este tipo de prueba se muestra en las figuras 37 y 38 .

En una triaxial consolidada no drenada (CU) se obtuvieron los siguientes parámetros de resistencia $\phi = 30^\circ$ y $C = 0.5$ ----
ton/m².

Las características de compresibilidad fueron determinadas mediante una prueba de consolidación unidimensional ; las figuras 39 Y 40 contienen las gráficas de compresibilidad correspondientes al ensaye realizado, en donde puede verse que este material arcillo arenoso sufre una deformación unitaria del orden del 5% bajo una presión de 6 kg/cm².

Las pruebas de permeabilidad con carga variable que se realizaron para determinar el coeficiente de permeabilidad (K) revelaron que este tiene un valor que oscila en un pequeño rango de 4 a 8.7×10^{-6} cm/seg, por lo que puede considerarse practica---

mente impermeable.

De acuerdo con la información recopilada en el campo y en los resultados obtenidos en el laboratorio se puede afirmar que el banco Almoloya esta formado por un material arcillo arenoso de mediana plasticidad y que su contenido de arena, así como la permeabilidad que tiene lo hacen adecuado para utilizarse en la sección impermeable del bordo.

El volumen aprovechable del banco representa aproximadamente más del 100% del total requerido para el bordo y el único problema que presenta para su explotación es que a medida que aumenta la profundidad el material se encuentra más compacto por lo que se requiere romper la estructura de éste para poder utilizarlo. Se recomienda como espesor máximo de explotación un frente de 6.0 m, debido a que a mayor profundidad el grado de litificación es alto por lo que durante la explotación se tendrán con más frecuencia fragmentos de toba difíciles de disgregar.

BANCO SAN LORENZO.

Este banco se localiza en las inmediaciones de la Población San Lorenzo Huehuetitlán en la parte sureste del sitio en proyecto a una distancia aproximada de 3 km (Ver plano N° 2).

Toda la extensión del banco es propiedad del Ejido San Lorenzo y se encuentra dedicado a la agricultura.

Las características del banco son:

SUPERFICIE	40 ha
PROFUNDIDAD MEDIA EXPLOTABLE	4.0 m
ESPEJOR DE DESPALME	0.3 m
VOLUMEN DE DESPALME	120,000 m ³
VOLUMEN APROVECHABLE	2'280,000 m ³

La exploración realizada en este caso, consistió en reali-

zar pozos a cielo abierto de donde se extrajeron muestras alteradas, las cuales se clasificaron mediante una identificación visual y al tacto y posteriormente se identificaron y fueron enviadas al laboratorio para practicarles las pruebas índice y mecánicas correspondiente.

Las pruebas de granulometría realizadas revelan que el contenido de arena óscila entre 37 y 54%, y el de finos de 46 y 63% siendo nulo el contenido de grava. Las curvas granulométricas de este material se presentan en la figura 31 que se anexa.

El material fino tiene una plasticidad media, definida por un límite líquido que varia de 28 a 44% y el índice plástico entre 11 y 13% por lo que de acuerdo al S.U.C.S., éste material varía de un "ML" a un "CL" dentro de la carta de plasticidad de Casagrande (figura 33), lo que quiere decir que este material varía de una toba limo-arenosa a arcillo-arenosa de mediana plasticidad con una capacidad alta.

La densidad de sólidos de este material varía de 2.665 a -- 2.746.

El peso volumétrico seco máximo del material del banco, determinado en pruebas de compactación Próctor S.A.P.H., esta comprendido entre 1380 y 1740 kg/m³ con humedades optimas de 33 y - 16% respectivamente (figura 35).

En pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas realizadas a especímenes compactados al 90% de su P.V.S.M. se obtuvo -- una variación de los parámetros de resistencia que para un θ de 29° se tiene una $C = 6 \text{ ton/m}^2$ y cuando $\theta = 43^\circ$ $C = 4 \text{ ton/m}^2$. Las curvas esfuerzo-deformación que exhibió el material en este tipo de pruebas se muestran graficamente en las figuras 41 y 42.

La prueba de consolidación unidimensional realizada reveló-

que el material de este banco sufre una deformación unitaria del orden del 7% bajo una presión de 6 kg/cm^2 , como puede verse en las figuras 43 y 44 que se anexan.

Las pruebas de permeabilidad con carga variable que se realizaron para determinar el coeficiente de permeabilidad (K) revelaron que este tiene un valor que varía de 1.16×10^{-5} a $3.68 \times 10^{-6} \text{ cm/seg.}$ por lo que puede considerarse prácticamente impermeable.

Con la información anterior se puede decir que el material del banco San Lorenzo es adecuado para usarse en la sección impermeable del bordo y además proporciona un volumen mayor que el requerido.

En relación con la forma de atacar el banco en cuestión, se puede decir que el único problema que existe para su explotación es la desintegración de su estructura por lo que se hace necesario un equipo especial para su explotación y empleo.

BANCO PERIFERICO.

El banco Periférico se localiza en la parte sur del sitio en proyecto y está formado principalmente por los terrenos cultivados que se encuentran en la periferia de la parte sur (Plano N°2). Toda la extensión del banco es propiedad ejidal.

Las características principales de este banco de material son las siguientes:

SUPERFICIE	60 ha
PROFUNDIDAD EXPLOTABLE	1 m
ESPEJOR DE DESPALME	0.25 m
VOLUMEN DE DESPALME	150,000 m ³
VOLUMEN APROVECHABLE	450,000 m ³

La exploración realizada en este caso consistió en tres exploraciones a cielo abierto con obtención de muestras del tipo - integral a lo largo del banco las cuales fueron estudiadas para determinar sus características índice y propiedades mecánicas.

A raíz de los resultados de laboratorio, el material del -- banco se clasifica como un limo arenoso de mediana plasticidad, - que de acuerdo al criterio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos se encasilla dentro del grupo "ML". La figura No. 33 muestra la carta de plasticidad de Casagrande conteniendo los re sultados obtenidos.

En las pruebas de granulometria se determinó que los porcen tajes de arena y finos son de 18 y 82% respectivamente. La figu ra No. 31 contiene las curvas granulometricas del material.

Las pruebas de compactación realizadas indican que el peso volumetrico seco máximo esta comprendido entre 1380 y 1540 ---- kg/m³, con valores de humedad, comprendidos entre 20.8 y 19.0% - respectivamente, en la figura No.35, se resumen las diferentes - curvas de compactación obtenidas.

La densidad de solidos de este material es de 2.745.

La prueba de permeabilidad con carga variable que se reali zó para determinar el coeficiente de permeabilidad(K) reveló que esta tiene un valor de 1.4×10^{-5} cm/seg por lo que puede conside rarse impermeable.

De acuerdo con la información recopilada en el campo y en - la obtenida en el laboratorio, puede afirmarse que el banco peri férico es un limo arenoso medianamente compacto, poco plástico y su comportamiento no cohesivo lo hace muy susceptible a la ero sión y a sufrir tubificación, (erosión interna) por lo que pre senta desventajas para ser utilizado ya que corre el riesgo de - que falle o bien se incrementen los costos de mantenimiento, ---

otro inconveniente que presenta este banco es en su explotación ya que el espesor aprovechable es del orden de 1 m., lo que significa que para obtener un volumen grande hay que afectar una area bastante grande de terreno, razón por la cual este banco se descamina para su utilización en la formación del bordo.

BANCO PRESTAMO LATERAL.

En un principio se pensó en utilizar préstamo lateral para la construcción del bordo, sin embargo esto no es posible ya que el suelo de la laguna, esta formado por turba (suelo -- con alto contenido de materia orgánica) que es muy compresible y permeable.

Las características índice y propiedades mecánicas que -- tiene este suelo ya fueron descritas en el capítulo 2.

Además de lo ya realizado para la caracterización del terreno de cimentación se realizaron 3 sondeos del tipo pozo a -- cielo abierto llevado a una profundidad de 2m, de donde se extrajeron muestras alteradas a las que se les hizo las pruebas citadas.

Con base en los resultados de las pruebas de laboratorio y en la clasificación visual, se puede afirmar que los materiales que existen en la laguna son de origen lacustre y palustre constituidos por un limo arenoso con un alto grado de materia orgánica, muy compresibles y de consistencia blanda. El contenido de arena es muy variable ya que esta comprendido entre 13 y 60%. En cuanto a los finos, éstos son poco plásticos e inclusive llegan a carecer de esta propiedad (no plástico) y de -- acuerdo al criterio del SUCS. este material se encasilla dentro del grupo (Pt), ya que es un suelo organico con alto contenido de agua y un peso volumetrico seco máximo menor que la -- unidad, como se muestra en las figuras 35 y 36 que contie

nen las curvas de compactación que exhibió este material durante los ensayos Próctor S.A.R.H., que se les práctico.

Sus propiedades físicas son las típicas de estos suelos orgánicos; color, olor, sensación esponjosa y textura fibrosa.

Respecto a la resistencia al esfuerzo cortante de este material, ésta se midió con pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas en especímenes remoldeados al 90% de su P.V.S.M., obteniéndose una resistencia prácticamente nula. Las figuras 15 y 16 muestran las curvas esfuerzo-deformación obtenidas.

Las características de compresibilidad fueron determinadas mediante pruebas de consolidación unidimensional en especímenes remoldeados. Las figuras 17 y 18 contienen las gráficas de compresibilidad correspondientes a los ensayos realizados, en donde puede verse que este material sufre una deformación unitaria del orden de 50% bajo una presión de 6 kg/cm^2 .

La compresión primaria es poco significativa en relación con la secundaria, ya que estos suelos tienen una alta permeabilidad, por lo que los asentamientos primarios ocurren en un tiempo relativamente corto, contrariamente con lo que ocurre con los hundimientos por consolidación secundaria los cuales a la postre resultan más importantes.

De acuerdo con los datos anteriores pueden inferirse los grandes problemas de deformación y resistencia que presenta el material para la construcción del bordo, por lo que es obvio decir, que este tipo de material resulta inadecuado y por lo tanto este banco se descarta debido a que no es posible pensar en usar prestamos laterales con este material.

BANCOS TILAPA, SAN ANTONIO Y TEXCALIACAC.

En los sitios en donde se localizan los bancos de material impermeable Tilapa, San Antonio y Texcaliacac, se realizaron pozos a cielo abierto en los cuales se obtuvieron muestra integrales las cuales se les clasifico con una identificación visual y al tacto, y posteriormente se identificaron para ser enviadas al laboratorio para practicarles los ensayos correspondientes.

Basicamente el material que constituye los bancos es un limo arenoso, característico de la zona, de mediana plasticidad y consistencia poco firme a dura.

BANCO TILAPA.

Este banco en cuanto a las propiedades índice y mecánicas es recomendable para su uso en la construcción del bordo, pero puede ser discriminado por la distancia de acarreo ya que tiene como promedio 10 km.

Los ensayos de laboratorio efectuados revelaron los siguientes resultados:

La prueba de granulometria efectuada en el material de este banco arrojó los siguientes resultados 0% de grava, 13% de arena y 87% de finos, la curva granulometrica se presenta en la figura 31 .

El material fino tiene una plasticidad mediana, definida por un límite líquido de 46% y un índice plástico de 21%. De acuerdo al S.U.C.S., este material se encasilla dentro del grupo (CL). La figura 33 muestra graficamente la posición que tiene esta arcilla dentro de la carta de Casagrande.

El peso volumetrico seco máximo del material determinado por una prueba de compactación Próctor es 1350 kg/m^3 , con una

humedad optima de 34% (figura 35). La densidad de solidos es 2.71.

La resistencia al esfuerzo cortante se midió por medio de una prueba triaxial no consolidada no drenada con especímenes saturados y con un grado de compactación de 90%, en este caso se obtuvo un ángulo de fricción interna $\phi = 23^\circ$ y una cohesión de 1.4 ton/m^2 . La curva esfuerzo-deformación que exhibió el material en éste tipo de pruebas, se muestran graficamente en la figura 51 .

Las características de compresibilidad fueron determinadas mediante una prueba de consolidación unidimensional, las figuras 52 Y 53 presentan las gráficas de compresibilidad correspondientes al ensaye realizado, en donde puede verse que el material de este banco sufre una deformación unitaria de 4.5% bajo una presión de 6 kg/cm^2 .

La prueba de permeabilidad con carga variable que se realizó para determinar el coeficiente de permeabilidad (K), reveló que éste tiene un valor de $2.47 \times 10^{-5} \text{ cm/seg}$, por lo que puede considerarse practicamente impermeable.

BANCO SAN ANTONIO Y TEXCALIACAC.

Estos bancos se localizan en las cercanías del sitio del proyecto como puede verse en el plano N° 2 , los terrenos donde se ubican los bancos son propiedad ejidal y normalmente se encuentran dedicados a la agricultura.

Con base a los resultados de laboratorio (tabla N° 5), es posible afirmar que el material de estos bancos es un limo arenoso que varía de suelto a medianamente compacto, el porcentaje de arena varía de 43 al 48%, y el de finos de 50 a 52% siendo pequeño el porcentaje de grava.

De acuerdo a la información recopilada en el campo y la información obtenida en el laboratorio, puede afirmarse que los bancos San Antonio y Texcaliacac son de un limo arenoso poco plástico, medianamente compacto y que su comportamiento no cohesivo lo hace muy susceptible a la erosión y a sufrir tubificación por lo que presentan desventajas para ser utilizados ya que el material de estos bancos ya colocado puede fallar o sino los costos de mantenimiento son muy elevados.

4.2 BANCOS DE MATERIAL PERMEABLE.

Tomando en consideración la proposición de construir el bordo de una sección homogénea formada predominantemente por material impermeable, el volumen que se requiere de materiales permeables es del orden de $450,000 \text{ m}^3$ el necesario para los respaldos o bien para la elaboración de concreto hidráulico para estructuras menores.

En la zona solamente existen materiales pétreos naturales (grava y arena) en los cauces de los 3 arroyos que vierten en la zona oeste de la laguna de Almoloya, pero el volumen que proporcionarían sería mínimo ya que el material granular solamente se encuentra en los primeros 3 km de su desarrollo y el espesor de estos no es muy potente y a partir de ese kilometraje este material se empieza a contaminar con el material fino y orgánico que existe en la región, por lo que se debe recurrir a la explotación de bancos de roca y mediante trituración obtener este material.

Como material de transición entre el corazón impermeable y la chapa de enrocamiento, se recomienda el tezontle del banco Tilapa que se localiza a 10 km del sitio en proyecto. Este tezontle se utiliza para revestimiento de caminos e inclusive se usó para un pequeño tramo de bordo que ya existe en el lugar.

Este material debido a sus características tiene un comportamiento satisfactorio para ser usado en la zona de transición y se estima que este banco tiene un volumen mayor de 2,000,000- m^3 . También puede recomendarse como revestimiento de los caminos de acceso.

4.3 BANCOS DE ENROCAMIENTO.

Los bancos de roca más próximos al sitio de construcción del bordo, se localizan en las vecindades de las poblaciones de San Mateo Texcaliacac y Santa María Jajalpa como se muestra en el plano N° 2 .

BANCO TEXCALIACAC.

Este banco de roca se propone para emplearlo para material de enrocamiento, se localiza a 2 km, al sur del sitio donde se pretende desplantar el bordo como se muestra graficamente en el plano N° 2 .

El terreno en donde se ubica el banco en estudio es propiedad del ejido de Texcaliacac. El acceso se logra partiendo del poblado del mismo nombre y después de recorrer aproximadamente 250 m, en dirección sur se localiza el banco.

De los frentes abiertos de explotación que presenta este banco, se tomaron muestras de esquirla a las cuales se les clasifico megascópicamente como basalto masivo fracturado y dada la extensión y continuidad de los afloramientos, se estima que se cuenta con un volumen mayor a 1,000,000 m^3 .

BANCO JAJALPA.

El banco Jajalpa se localiza en las afueras de la población del mismo nombre y se encuentra situado a 3.5 km. del sitio donde se pretende construir el bordo.

El acceso al banco se encuentra sobre la carretera que va de Tenango a la Marquesa y 100 m antes de llegar al poblado de Santa María Jajalpa, se localiza un frente de explotación de este banco, el cual se estima que tiene un volumen mayor de ---- 1,000,000 m³.

A las muestras de esquirla obtenidas se les clasifico megascópicamente como una andesita sana y poco fracturada.

El banco cuenta con un frente abierto y toda su extensión es propiedad ejidal.

BANCO EL CRUCE.

El banco El Cruce se localiza en las proximidades del Cruce de Carreteras Tenango-La Marquesa y San Lorenzo Huehuetitlan-Almoloya del Río. Esta constituido por rocas basálticas y dada su extensión y continuidad de los afloramientos, se estima que cuenta con un volumen de 10,000 m³ aproximadamente.

Este banco ya cuenta con un frente abierto y toda su extensión es propiedad ejidal.

5.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

A).- Cuando el espesor de turba sea menor de 2m, se debe efectuar la remoción de la misma y sustituirla con el material procedente del banco Almoloya, de tal manera que el apoyo se realice sobre estrato arenoso resistente. La excavación tendra que realizarse con draga de arrastre y el procedimiento debe contemplar que las maniobras de excavación y sustitución se realicen una a continuación de otra, es decir que conforme se vaya excavando se haga la sustitución.

El material colocado en sustitución de la turba se compactará unicamente por medio de bandeado con tractor DC-6 o equivalente y por el paso de los vehículos. Una vez que se tenga un espesor de material sustituido que sobresalga del nivel del terreno natural se procederá a compactar el material al 90% de su P.V.S.M.

Para el caso en que el espesor de turba sea mayor de 2m, y donde el material se coloca a volteo, se recomienda efectuar el despalme del suelo superficial y del tule a lo largo del eje en un espesor de 0.20 a 0.30 m. Esta operación podrá realizarse con equipo ligero. En las zonas inundadas, debido al tirante de agua esta operación no podrá efectuarse.

B).- Una vez preparado el sitio donde se construirá el bordo, se colocará el material impermeable procedente del banco Almoloya, en las primeras capas de material se colocará a volteo, hasta obtener una altura del orden de 0.20 m, medidos a partir del nivel del terreno natural actual. Las capas sucesivas se tenderán con un espesor de 0.20 m y serán compactadas al 90% de su P.V.S.M. obtenido en el laboratorio.

Un aspecto muy importante que deberá observarse durante la construcción del cuerpo del bordo o terraplén, consiste en-

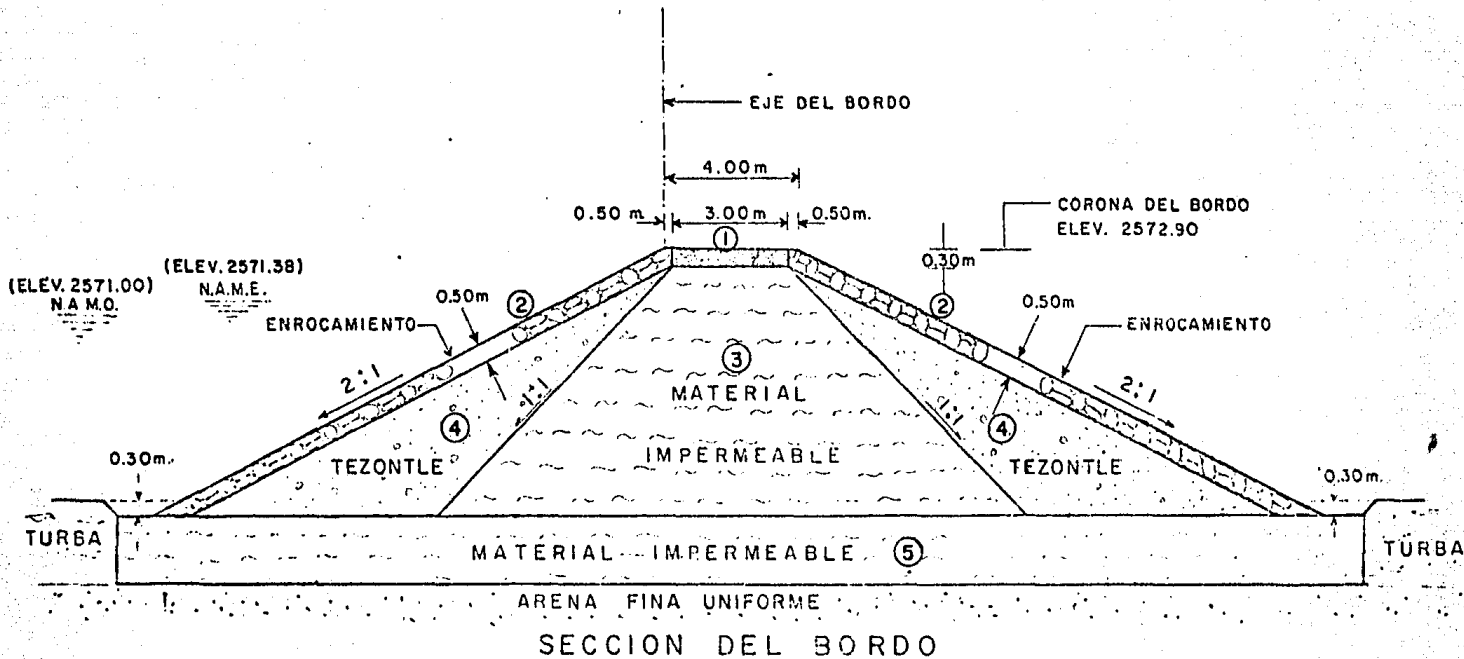
que debe realizarse por etapas a fin de propiciar la consolidación del suelo de cimentación y reducir los riesgos de tener una falla de talud por base. Al respecto se recomienda, que en una longitud de un kilómetro, la construcción del bordo se realice mediante incremento de la altura del bordo no mayores de 0.5 m, a lo largo de ese kilómetro.

La altura final del bordo será de 6.38 m, sin embargo se esperan asentamientos del orden de 1.00 m, en un plazo de 6 meses por lo que debe preverse una restitución de la altura del bordo.

C).- Construido el bordo con material impermeable y con la sección geométrica que se indica, se procederá a colocar las protecciones en los taludes.

D).- Debe implementarse un programa de instrumentación consistente en bancos de nivelación superficiales y profundos con el fin de conocer el comportamiento del bordo; de esta manera se tendrá elementos para poder modificar las secciones restantes.

- 1.- CORONA DEL BORDO: Material proveniente del banco Almoloya compactado al 95% de su P.V.S.M en la parte inferior y material proveniente del banco Tipala en la parte superior.
- 2.- CHAPA DE ENROCAMIENTO: Material proveniente del banco Texcaliácatl, con fragmentos no mayores de 0.40m., que serán acomodados con --- ayuda del tractor.
- 3.- MATERIAL IMPERMEABLE: Una vez colocada la base se colocará el corazón impermeable de material del banco Almoloya en capas de 0.20m. compactados al 90% de su P.V.S.M. obtenido en el laboratorio.
- 4.- RESPALDOS DE TEZONTLE: Los respaldos se formarán con tezontle bien graduado del banco Tilapa y se colocara en capas de 0.20 m., - - bien acomodado con ayuda de un tractor DC-4 con la cual se evitara su - disgregación y compactación excesiva.
- 5.- BASE SE SUSTENTACION: Se formara con material del banco Almoloya colocada según indicaciones del procedimiento constructivo.



6.- CONCLUSIONES

6.1 PARA LA CIMENTACION DEL BORDO.

Como se concluye de la investigación de campo y laboratorio, el subsuelo de la laguna de Almoloya, en su parte superficial esta constituido por turba, cuyas propiedades son las siguientes: compresibilidad muy alta, siendo importante la debida a consolidación secundaria, resistencia al corte muy baja, - alta a mediana permeabilidad vertical en estado natural, disminuyendo apreciablemente al someterla a presiones aún bajas.

Con el fin de tener una idea sobre la compresibilidad de la turba al someterla a cargas superficiales, se calcularon los asentamientos al centro de un terraplén con diferentes alturas sobre un espesor de turba específico, los resultados se reportan en la tabla sig., datos que corresponden al asentamiento primario.

TABLA NO.

ALTURA DE TERRAPLEN (m)	ESPESOR DE TURBA (m)	Hp (m)
1	3	0.36
	4	0.48
2	3	0.58
	4	0.77
3	3	0.72
	4	0.96
4	3	0.84
	4	1.12
5	3	0.93
	4	1.24

H_p = Asentamiento Primario.

En el cálculo se consideró:

Peso volumétrico del material del terraplén
igual a 1.8 ton/m^3 .

$$e_o = 12 \quad C_c = 5$$

Cabe mencionar que los cálculos no tomaron en cuenta el efecto del desplazamiento lateral de la turba, el cual puede ser importante en este caso por tratarse de terraplenes respectivamente angostos.

Para conocer el asentamiento total habrá que agregar el asentamiento secundario, el cual será del orden de 20 cm, (para las condiciones críticas; máximo espesor de turba y altura de terraplén máxima).

Desde el punto de vista de servicio, habrá necesidad de efectuar renivelaciones para conservar la elevación o rasante original de los bordos; en cuyo caso los asentamientos se incrementarán ligeramente.

Debido a que a lo largo del bordo, el espesor de turba es diferente oscilando entre 2 y 4 m; los asentamientos importantes serán los diferenciales, por lo que conviene construir los bordos con un material compactado de tal forma que sea flexible. En el estudio de bancos se darán los lineamientos generales para conseguir una estructura térrea flexible en la cual los asentamientos diferenciales ocasionen el menor riesgo.

La resistencia al corte determinada a partir de las pruebas convencionales está afectada por parámetros difíciles de evaluar. Esta afectación es importante en suelos orgánicos fi-

brosos, en los que el muestreo y labrado de las probetas en el laboratorio alteran la estructura de la turba. En vista de lo anterior si se desea conocer con precisión la resistencia al esfuerzo cortante, se tiene que recurrir a pruebas "in situ", en donde se mida directamente, lo anterior se logra empleando una veleta instrumentada.

Respecto al procedimiento de construcción de los terraplenes se puede decir que es práctica común, no cimentarlos sobre terrenos muy compresibles, más aún si se trata de terraplenes que funcionará como estructuras de retención de agua.

Los procedimientos de construcción general, contemplan siempre apoyar a los terraplenes en suelos firmes poco compresibles para lo cual se recomienda retirar totalmente la turba (suelo muy blando, compresible) por excavación o dragado o bien desplazarla con el peso propio del terraplén utilizando o no el auxilio de cargas explosivas.

La selección del procedimiento adecuado depende fundamentalmente de los siguientes factores: espesor de turba, comportamiento previsto acorde con el destino y función del terraplén, costo problemas y dificultades de construcción, etc.

Al analizar los anteriores factores con las características propias del caso que nos ocupa, se puede concluir que el procedimiento adecuado a seguir es desplazar la turba con peso propio del terraplén para cuando el espesor del estrato compresible sea mayor de 2m, y en los casos en donde el espesor de turba sea menor de 2m, efectuar la remoción tal del suelo orgánico.

La sustitución total de la turba por otro material es una solución económica cuando su espesor es reducido, (del orden de 2m), para espesores mayores el costo se incrementa e implica procedimientos más complicados.

Los taludes de la excavación deberán ser 1:1 y serán estables solo a corto plazo. Como en el área de la laguna el agua freática se encuentra superficial la excavación se efectuará en presencia de agua por lo que se recomienda emplear equipos del tipo de draga de arrastre.

Para cuando el suelo compresible tenga un espesor mayor de 2m, se recomienda colocar el material del bordo una vez que se haya destruido la trama formada por las raíces, con ello se propicará que el peso del terraplén desplace la turba. Cuando exista tirante de agua se recomienda tirar a fondo perdido el material y una vez que se tenga plantilla de trabajo empezar con el procedimiento de compactación.

Con base en las características y propiedades que exhibe el terreno de cimentación se recomienda para el caso en que no se sustituya totalmente la sección transversal que se muestra en la figura No. 30 .

En el Cap. 5 se describió el procedimiento de construcción de los terraplenes para el caso general donde se apoyan en turba.

6.2 DE LOS BANCOS DE MATERIAL IMPERMEABLE

Con base a lo mencionado en los párrafos precedentes se puede concluir lo siguiente:

a).- Para formar la sección impermeable del bordo, se recomienda emplear los bancos Almoloya y San Lorenzo y considerar como reserva el Banco Tilapa.

Estos bancos en conjunto proporcionan como mínimo, ----- 4,000,000 m³ de material, que representa 4.5 veces el material que se requiere para ambos bordos.

b).- Los bancos periférico, préstamo lateral, San Antonio y Texcaliacac definitivamente deben desecharse por la desventaja que presenta (material no adecuado, poco plástico y espesor aprovechable pequeño).

c).- El material que se utilice para la formación del bordo, deberá compactarse al 90% de su peso volumétrico seco máximo, con humedad de 3% arriba de la óptima.

d).- Debido a las condiciones desfavorables que presenta el terreno de cimentación del bordo, ya que esta constituido -- por suelos con alto contenido de materia orgánica que tiene una consistencia blanda; es conveniente colocar estructuras térreas relativamente flexibles, a fin de que estas puedan absolver los asentamientos que irremisiblemente se presentarán con un riesgo mínimo.

Dada la naturaleza de los materiales recomendados para la construcción del bordo, los cuales como ya se mencionó, son producto de la disgregación de tobas arcillo-arenosas, se recomienda para tener estructuras de tierra flexible, colocar el material con un grado de compactación de 90% ya que de lo contrario se obtendría una estructura rígida poco conveniente para un suelo de cimentación deformable. Por otra parte el material debe colocarse con una humedad de compactación mayor que la óptima, ya que esto facilitará el disgregado de los fragmentos de toba.

El material debe tenderse en capas sensiblemente horizontales con un espesor en estado suelto no mayor de 0.20 m, procurando que la humedad de compactación sea uniforme.

El equipo que se sugiere emplear es del tipo de pata de cebra ayudado con compactadores con llantas neumáticas.

6.3 PARA EL MATERIAL DE ENROCAMIENTO

De acuerdo lo mencionado en el inciso anterior, se puede decir que no existe problema para conseguir material de enrocamiento para la formación de las chapas de protección del bordo.

En el área hay bancos de material que lo proporcionan en volumen suficiente y con la calidad requerida.

Los sitios estudiados presentan características y condiciones adecuadas para ser recomendadas para tal fin, sin embargo el banco Texcaliacac por si solo proporciona el volumen de material que se requiere; por otra parte es el que representa menos distancia de acarreo. Estos dos factores hacen que tenga preponderancia o preferencia sobre los demás.

6.4 PARAMETROS DE RESISTENCIA INICIALES Y FINALES.

Ya se han mencionado las preferencias que existen en relación a la utilización de los bancos de materiales, que se emplearon en la formación del bordo en la laguna de Almoloya. En forma sumaria, es posible decir que para formar la parte impermeable se han recomendado los bancos Almoloya y San Lorenzo (en este orden de importancia); para material permeable el banco --Tilapa formado por Tezontle y por último, para enrocamiento, el banco Texcaliacac.

Solo resta citar los parámetros de resistencia al corte, necesario para realizar los analisis de estabilidad del bordo, para condiciones iniciales y finales.

La información aludida se da a continuación:

Material impermeable:

Condiciones iniciales

Condiciones finales

$$\gamma_s = 1.57 \text{ ton/m}^3$$

$$\emptyset = 13^\circ$$

$$\emptyset = 20^\circ$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.90 \text{ ton/m}^3$$

$$C = 5.0 \text{ ton/m}^2$$

$$C = 6.0 \text{ ton/m}^2$$

Material permeable:

$$\gamma_s = 1.80 \text{ ton/m}^3$$

$$\emptyset = 40^\circ$$

$$\emptyset = 40^\circ$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2.00 \text{ ton/m}^3$$

$$C = 0 \text{ ton/m}^2$$

$$C = 0 \text{ ton/m}^2$$

Material enrocamiento:

$$\gamma_s = 1.70 \text{ ton/m}^3$$

$$\emptyset = 45^\circ$$

$$\emptyset = 45^\circ$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.85 \text{ ton/m}^3$$

$$C = 0$$

$$C = 0$$

Cimentación

$$\gamma_s = 0.14 \text{ ton/m}^3$$

$$\emptyset = 6.5^\circ$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.10 \text{ ton/m}^3$$

$$C = 1.5 \text{ ton/m}^2$$

BIBLIOGRAFIA

- Gibson, R.E. y Lo, K. Y., 1961
"A THEORY OF CONSOLIDATION FOR SOILS EXHIBITING SECONDARY COMPRESSION", NORWIGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE PUB. No. 41.
- INSTITUTO DE INGENIERIA, U.N.A.M., Diseño y Construcción de Cimentaciones (Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de construcción para el D.F.), México 1977.
- JUAREZ BADILLO, RICO RODRIGUEZ. Mecánica de Suelos Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Editorial Limusa, S.A. México 1980
- JUAREZ BADILLO, RICO RODRIGUEZ. Mecánica de Suelos Tomo II Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Editorial Limusa, S.A. México 1981.
- L. Casagrande. "CONSTRUCTION OF EMBANKMENTS ACROSS PEATY SOILS. Vol. 53, No. 3. 1966
- RICO ALFONSO, DEL CASTILLO HERMILO. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Tomo I Editorial Limusa, México, 1978
- SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS. Manual de Mecánica de Suelos Quinta Edición. México, 1970
- TERZAGHI KARL, PECK RALPH B. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica Editorial "El Ateneo" México, 1963.
- IPESA. "Estudio de Factibilidad para el aprovechamiento de las lagunas de Lerma", México 1981.

KILOMETRAJE DE LOS SONDEOS EXPLORATORIOS

TABLA N° 1

	ESTACION		ESTACION
SONDEO 1	VERTEDOR	SONDEO 9	km 5+820
SONDEO 2	km 0+640	SONDEO 10	km 6+980
SONDEO 3	km 1+100	SONDEO 11	km 7+580
SONDEO 4	km 2+020	SONDEO 12	km 0+600 *
SONDEO 5	km 2+700	SONDEO 13	km 1+100 *
SONDEO 6	km 3+470	SONDEO 14	km 1+800 *
SONDEO 7	km 4+620	SONDEO 15	km 2+500 *
SONDEO 8	km 5+100	SONDEO 16	km 2+950

* Kilometraje por el eje N° 2

RESUMEN DE RESULTADOS DE LABORATORIO

" LAGUNA DE ALMOLOYA "

SONDEO	PROFUNDIDAD	GRANULOMETRIA			LIMITES			W %	G %	δm kg/m ³	S _s	e	RESIST. AL CORTE	
		% G	% A	% F	LL %	LP %	IP %						C ton/m ²	φ
1	0.0 - 1.00 m	1	9	90	NO	PLAST	ICO	82						
1	1.0 - 2.00 m	0	1	99	284	147	137	245						
1	2.0 - 3.0 m	0	37	63	NO	PLAST	ICO	169	100	1257	1.885	3.03	2.5	3°30'
1	3.6 - 4.3 m	0	88	12	NO	PLAST	ICO	183						
1	5.0 - 6.0 m	0	67	33	NO	PLAST	ICO	214						
2	0.0 - 1.0 m							276						
2	1.0 - 1.5 m	0	13	87	137	123	14	340			1.748			
2	1.5 - 2.0 m				364	190	174	297						
2	2.0 - 3.0 m	0	11	89	NO	PLAST	ICO	537	97	1090	2.337	12.66	1.0	7°
2	3.0 - 3.5 m							214						
2	3.5 - 4.5 m							216						
2	4.5 - 5.5 m	3	97	0							2.607			
3	0.0 - 1.0 m				NO	PLAST	ICO							
3	1.0 - 2.0 m				508	275	233	390						
3	2.0 - 3.0 m							385						
3	3.0 - 4.0 m	0	52	48	NO	PLAST	ICO							
3	4.5 - 5.5 m				NO	PLAST	ICO				2.755			
4	0.0 - 1.0 m							163						
4	1.0 - 2.0 m				311	167	144	327						
4	2.0 - 3.0 m							300						
4	3.0 - 4.0 m	0	90	10	270	144	126	230	95		2.645	3.69		
5	0.0 - 1.0 m							196						
5	1.0 - 2.0 m				280	145	135	294						
5	2.0 - 3.0 m							204						
6	0.0 - 1.0 m							426						
6	1.0 - 2.0 m							2051						
6	2.0 - 3.0 m				625	315	310	622	81		1.924	7.01		
6	3.0 - 4.0 m				140	42	98	317	96	1267	2.329	3.55	1.5	4°30'

TABLA 2

RESUMEN DE RESULTADOS DE LABORATORIO

" LAGUNA DE ALMOLOYA "

SONDEO	PROFUNDIDAD	GRANULOMETRIA			LIMITES			W %	G %	Bm kg/m ³	Ss	e	RESIST AL CORTE	
		% G	% A	% F	LL %	LP %	IP %						C ton/m ²	Ø
7	0.0 - 1.0m				368	144	224	276						
7	1.0 - 2.0m				310	187	123	294						
7	2.0 - 2.6m	4	30	66				121			2.385			
7	2.6 - 3.0m							95						
8	0.0 - 1.0m							393						
8	1.0 - 2.0m							299						
8	2.0 - 3.0m							109						
8	3.0 - 4.0m	6	18	76							2.562			
9	0.0 - 1.0m				190	95	95	202						
9	2.0 - 3.0m	1	77	22							2.676			
10	0.0 - 1.0m				77	44	33	106						
10	1.0 - 1.5m				NO	PLAST	IC0	211	93	1114	1.885	4.27	1.5	7°
10	1.5 - 2.0m	0	59	41	NO	PLAST	IC0	99			2.294			
10	2.0 - 3.0m	0	32	68							2.734			
11	1.0 - 2.0m	0	60	40	NO	PLAST	IC0	296			1.479			
11	1.8 - 2.0m							847	95	991	1.566	13.96	0.5	8°
11	2.4 - 3.0m	5	89	6										
12	0.0 - 1.0m							210						
12	1.0 - 2.0m							324						
12	2.0 - 3.0m	1	59	40							2.580			
12	3.0 - 4.0m				NO	PLAST	IC0							
13	0.0 - 1.0m							176						
13	1.0 - 2.0m				440	196	244	382						
13	2.0 - 3.0m				NO	PLAST	IC0							
13	4.8 - 5.4m	0	52	48										

TABLA 3

RESUMEN DE RESULTADOS DE LABORATORIO

BANCOS PARA LA CONSTRUCCION DEL BORDO

MUESTRA	BANCO	GRANULOMETRIA			LIMITES			PROCTOR		S _s	K cm / seg.	SUC.S.	RES. AL CORTE	
		% G	% A	% F	LL %	LP %	IP %	γ_{op} Kg/m ³	w_{op} %				C ton/m ²	ϕ
	ALMOLOYA													
M1	✓	0.0	43.1	56.9	38	25	13			2.70		ML-CL		
M3	✓	0.0	37.0	63.0	38	17	21			2.68		CL		
M1yM3	✓	0.0	39.6	60.4	37	20	17	1510	25	2.69	8.7×10^{-6}	CL	5.4	21°
M5	✓	0.0	38.2	61.8	35	19	16	1570	25	2.69	4.0×10^{-6}	CL	5.2	13°30'
													0.5	30°
	SAN LORENZO													
M1	✓	0.0	53.8	46.2	28	17	11	1740	16	2.75	3.7×10^{-6}	CL	4.0	43°
M2	✓	0.0	37.4	62.6	44	31	13	1380	33	2.66	1.2×10^{-3}	ML	6.0	29°
	PERIFERICO													
M1	✓	0.0	17.8	82.2	50	27	23	1380	21	2.52	1.4×10^{-5}	CL		
M2	✓	0.0	19.3	80.7	32	25	7	1480	20	2.73	1.3×10^{-5}	ML		
M3	✓	0.0	18.4	81.6	30	24	6	1540	19	2.75		ML		
	PRESTAMO LATERAL													
M1	✓	0.0	59.0	41.0	NO PLASTICO			1248	27	2.29		PI	1.7	6°
M2	✓	0.0	59.5	40.5	NO PLASTICO			1187	46	1.48		PI	0.5	8°30'
M3	✓	0.0	13.3	86.7	137	123	14	510	110	1.75	4.9×10^{-6}	PI		
	TILAPA													
M1	✓	0.0	13.3	86.7	46	25	21	1350	25	2.71	2.5×10^{-1}	CL	1.4	23°
	SAN ANTONIO													
M1	✓	0.0	47.9	52.1	39	27	12	1420	23	2.62		ML		
	TEXCALIACAC													
M1	✓	7.3	42.8	49.9	42	30	12	1490	24	2.68		ML		

PERFIL DE SUELOS

SONDEO N° 1

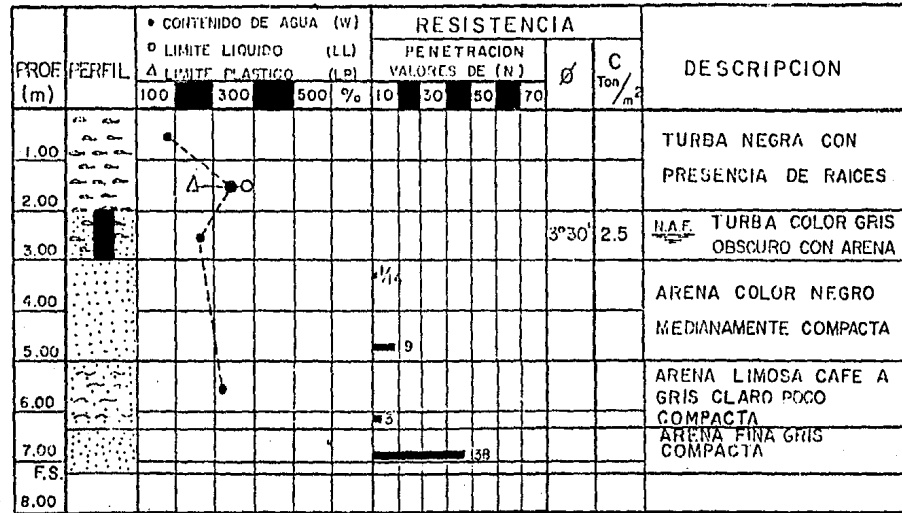
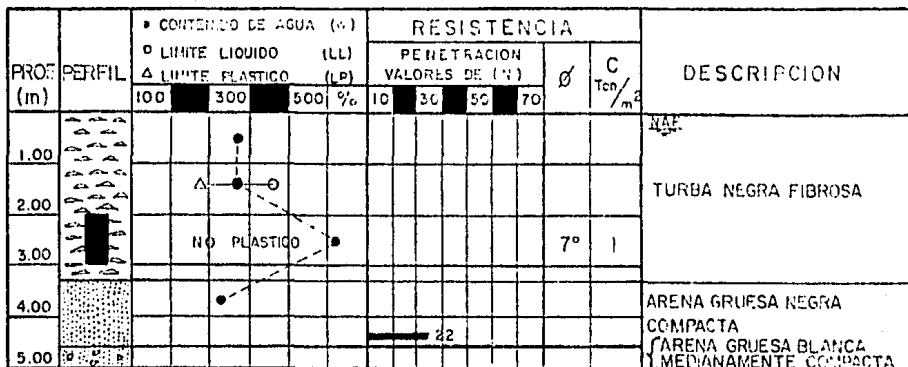


FIGURA 1

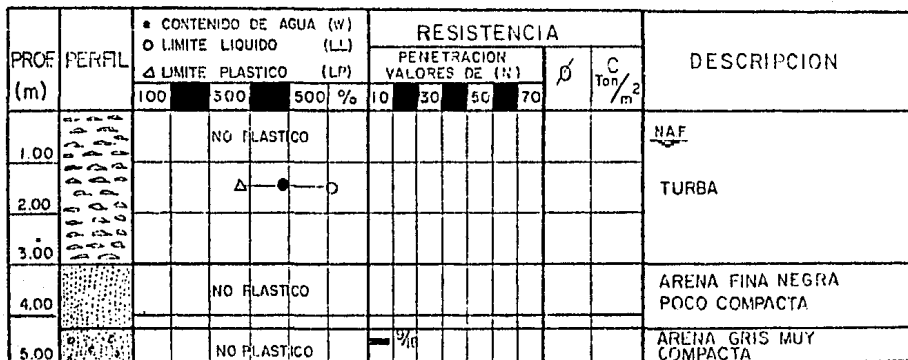
PERFIL DE SUELOS

SONDEO No 2



5.50

SONDEO No 3



5.50

SONDEO No 4

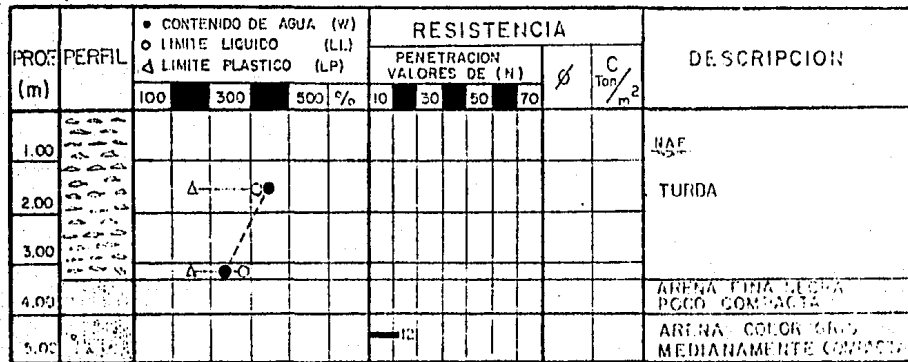


FIGURA 2

PERFIL DE SUELOS

SONDEO N°5

PROF. (m)	PERFIL	CONTENIDO DE AGUA (W)			RESISTENCIA				φ	C Ton/m ²	DESCRIPCION
		○ LIMITE LIQUIDO (LL)	△ LIMITE PLASTICO (LP)		PENETRACION VALORES DE (N)						
		100	300	500	%	10	30	50			
1.00		●									TURBA
2.00		○	△								
3.00		●									
4.00										26	ARENA MEDIA NEGRA MEDIANAMENTE COMPACTA
5.00											ARENA FINA BLANCA MEDIANAMENTE COMPACTA

SONDEO N°6

PROF. (m)	PERFIL	CONTENIDO DE AGUA (W)			RESISTENCIA				φ	C Ton/m ²	DESCRIPCION
		○ LIMITE LIQUIDO (LL)	△ LIMITE PLASTICO (LP)		PENETRACION VALORES DE (N)						
		100	300	500	%	10	30	50			
1.00											TURBA
2.00											
3.00											
4.00										4°30'	ARENA NEGRA FINA MEDIANAMENTE COMPACTA
5.00										17	ARENA GRUESA BLANCA MEDIANAMENTE COMPACTA

5.20

SONDEO N°7

PROF. (m)	PERFIL	CONTENIDO DE AGUA (W)			RESISTENCIA				φ	C Ton/m ²	DESCRIPCION
		○ LIMITE LIQUIDO (LL)	△ LIMITE PLASTICO (LP)		PENETRACION VALORES DE (N)						
		100	300	500	%	10	30	50			
1.00		●									TURBA
2.00		○	△								
3.00		●								3	ARENA MEDIA COLOR NEGRO, COMPACTA
4.00										16	ARENA GRUESA COLOR BLANCO Y GRIS MEDIANAMENTE COMPACTA
5.00											

FIGURA 3

PERFIL DE SUELOS

SONDEO No 8

PROF. (m)	PERFIL	CONTENIDO DE AGUA (W)				RESISTENCIA					DESCRIPCION	
		◦ LIMITE LIQUIDO (LL)		Δ LIMITE PLASTICO (LP)		PENETRACION VALORES DE (N)				∅		C Ton/m ²
		100	300	500	%	10	30	50	70			
1.00			Δ	◦								NAF TURBA
2.00												
3.00								3/45				ARENA NEGRA POCO COMPACTA
4.00								7				ARENA GRUESA BLANCA POCO COMPACTA
5.00												

SONDEO No 9

PROF. (m)	PERFIL	CONTENIDO DE AGUA (W)				RESISTENCIA					DESCRIPCION	
		◦ LIMITE LIQUIDO (LL)		Δ LIMITE PLASTICO (LP)		PENETRACION VALORES DE (N)				∅		C Ton/m ²
		100	300	500	%	10	30	50	70			
1.00			Δ	◦								NAF TURBA
2.00												ARENA NEGRA POCO COMPACTA
3.00								11				ARENA BLANCA POCO COMPACTA
4.00												
5.00												

SONDEO No 10

PROF. (m)	PERFIL	CONTENIDO DE AGUA (W)				RESISTENCIA					DESCRIPCION	
		◦ LIMITE LIQUIDO (LL)		Δ LIMITE PLASTICO (LP)		PENETRACION VALORES DE (N)				∅		C Ton/m ²
		100	300	500	%	10	30	50	70			
1.00			Δ	◦								NAF TURBA
2.00								6/45				ARENA NEGRA DE MEDIA A GRUESA MEDIANAMENTE COMPACTA
3.00												
4.00								12				ARENA DE COLOR GRIS CLARO COMPACTA
5.00								36				

FIGURA 4

PERFIL DE SUELOS

SONDEO No.1

PROF. (m)	PERFIL	CONTENIDO DE AGUA (W)				RESISTENCIA				φ	C Ton/m ²	DESCRIPCION
		◦ LIMITE LIQUIDO (LL)		Δ LIMITE PLASTICO (LP)		PENETRACION VALORES DE (N)						
		100	300	500	%	10	30	50	70			
1.00												NAF TURBA DE COLOR NEGRO
2.00												
3.00									17			ARENA NEGRA MEDIA MEDIANAMENTE COMPACTA
4.00									17			ARENA GRUESA COLOR BLANCO CON GRIS
5.00												

SONDEO No.2

PROF. (m)	PERFIL	CONTENIDO DE AGUA (W)				RESISTENCIA				φ	C Ton/m ²	DESCRIPCION
		◦ LIMITE LIQUIDO (LL)		Δ LIMITE PLASTICO (LP)		PENETRACION VALORES DE (N)						
		100	300	500	%	10	30	50	70			
1.00												TURBA NAF
2.00												ARENA GRIS POCO COMPACTA
3.00												
4.00												ARENA GRUESA BLANCA POCO COMPACTA
5.00												

SONDEO No.3

PROF. (m)	PERFIL	CONTENIDO DE AGUA (W)				RESISTENCIA				φ	C Ton/m ²	DESCRIPCION
		◦ LIMITE LIQUIDO (LL)		Δ LIMITE PLASTICO (LP)		PENETRACION VALORES DE (N)						
		100	300	500	%	10	30	50	70			
1.00												NAF TURBA
2.00												
3.00												
4.00									10			ARENA NEGRA MEDIANAMENTE COMPACTA
5.00									45			ARENA GRIS CLARO MEDIANAMENTE COMPACTA

FIGURA 5

PERFIL DE SUELOS

SONDEO N°14

PROF. (m)	PERFIL	CONTENIDO DE AGUA (W)				RESISTENCIA					DESCRIPCION	
		◦ LIMITE LIQUIDO (LL)		Δ LIMITE PLASTICO (LP)	%	PENETRACION VALORES DE (N)				φ		C Ton/m ²
		100	300			500	10	30	50			
1.00												N.A.F.
2.00												TURBA
3.00												ARENA NEGRA POCO COMPACTA
4.00									7			ARENA COLOR GRIS MEDIANAMENTE COMPACTA
5.00									14			ARENA COLOR GRIS MEDIANAMENTE COMPACTA

SONDEO N°15

PROF. (m)	PERFIL	CONTENIDO DE AGUA (W)				RESISTENCIA					DESCRIPCION	
		◦ LIMITE LIQUIDO (LL)		Δ LIMITE PLASTICO (LP)	%	PENETRACION VALORES DE (N)				φ		C Ton/m ²
		100	300			500	10	30	50			
1.00												N.A.F.
2.00												TURBA
3.00												ARENA NEGRA, MEDIA POCO COMPACTA
4.00												ARENA BLANCA MEDIA MEDIANAMENTE COMPACTA
5.00									9			ARENA BLANCA MEDIA MEDIANAMENTE COMPACTA

SONDEO N°16

PROF. (m)	PERFIL	CONTENIDO DE AGUA (W)				RESISTENCIA					DESCRIPCION	
		◦ LIMITE LIQUIDO (LL)		Δ LIMITE PLASTICO (LP)	%	PENETRACION VALORES DE (N)				φ		C Ton/m ²
		100	300			500	10	30	50			
1.00												N.A.F.
2.00										4°	1.7	TURBA
3.00												ARENA COLOR GRIS MEDIANAMENTE COMPACTA
4.00												ARENA COLOR GRIS MEDIANAMENTE COMPACTA
5.00												ARENA COLOR GRIS MEDIANAMENTE COMPACTA

FIGURA 6

GRAFICA DE PLASTICIDAD

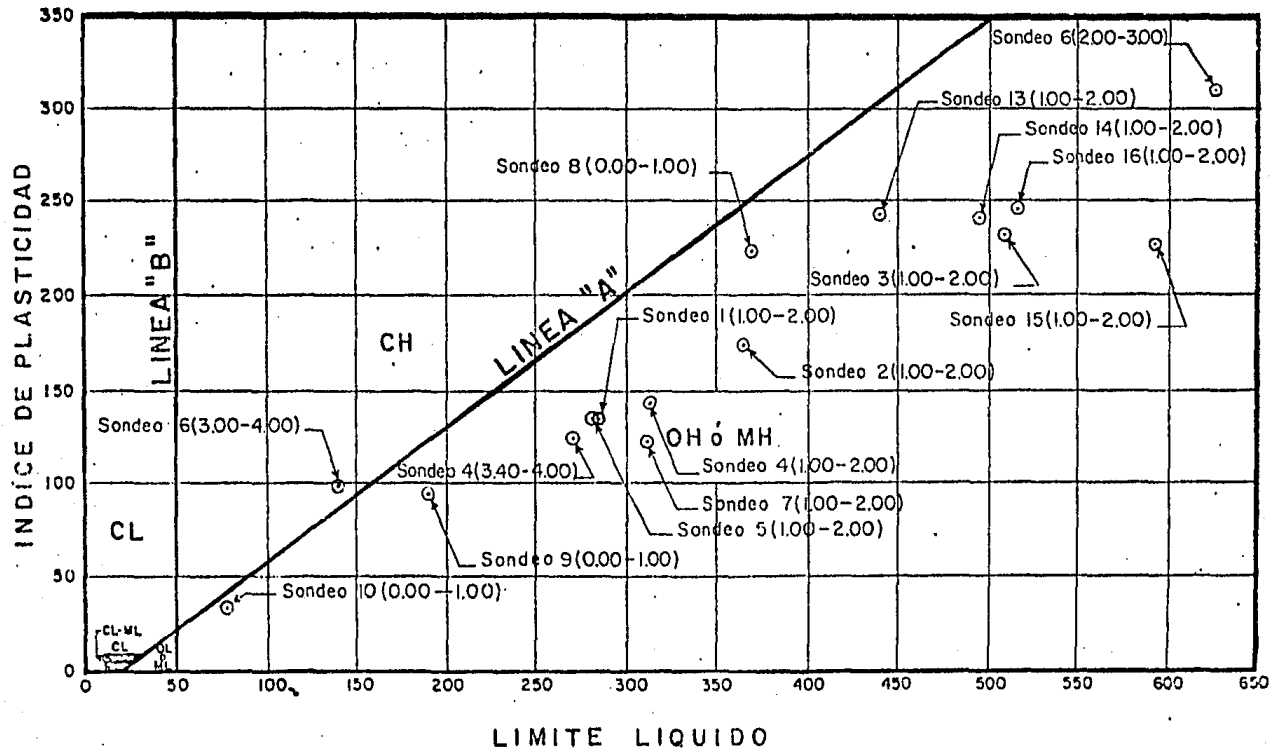
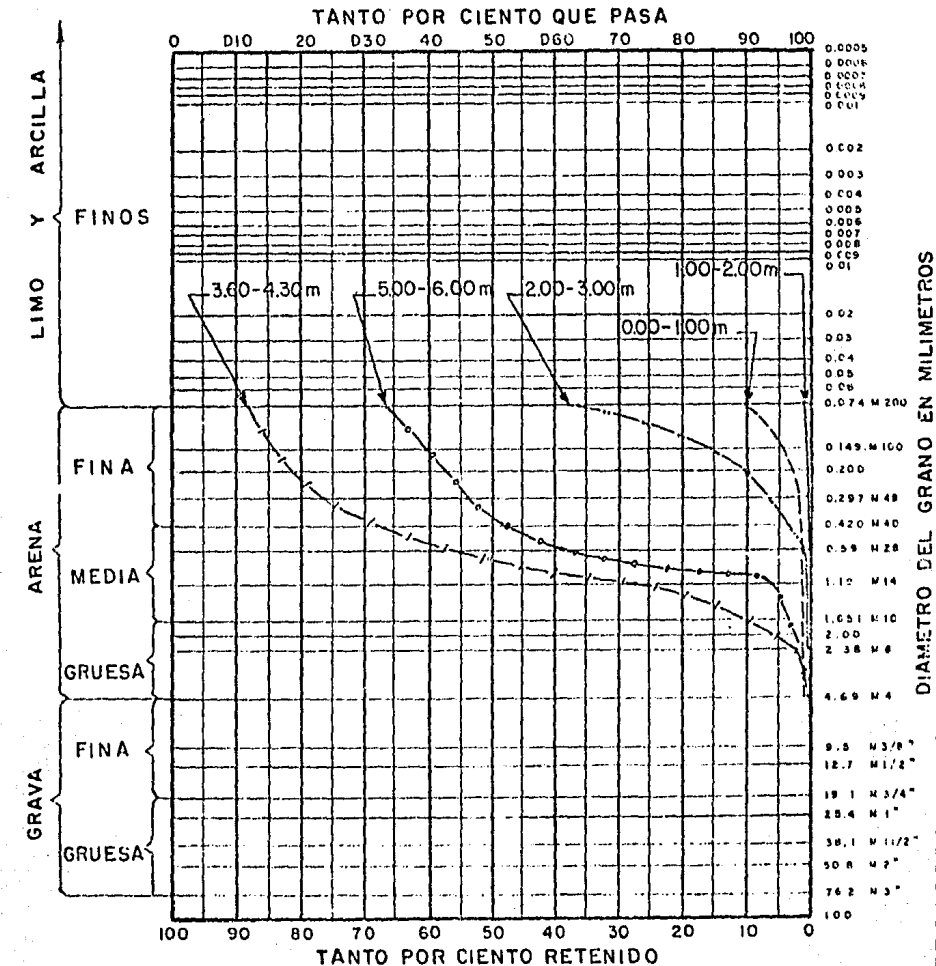


FIGURA 7

GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia : LAGUNA DE ALMOLOYA Identificación de Lab.
 Banco : Pozo: No.1 (Vertedor) Profundidad :



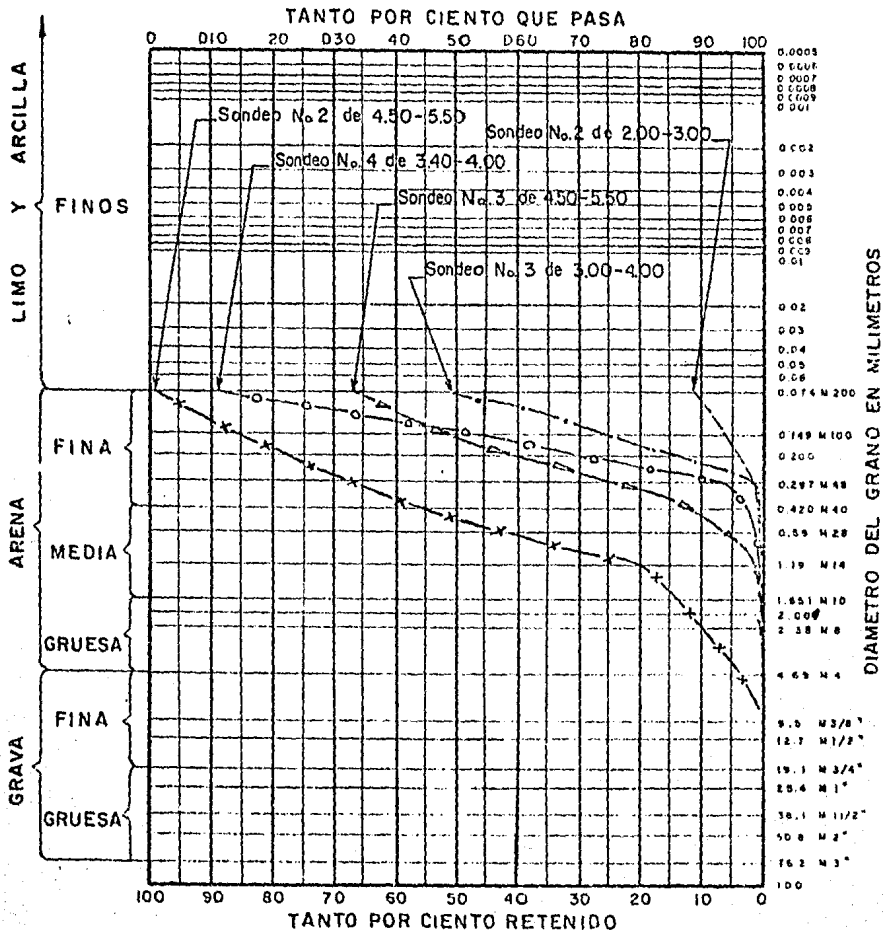
TOTAL, % Grava: % Arena: % Finos:
 PASA 4; % Arena % Finos

Observaciones :

FIGURA 8

GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia : LAGUNA DE ALMOLOYA Identificación de Lab.
 Banco : Pozos : 2, 3, 4, y 5. Profundidad :



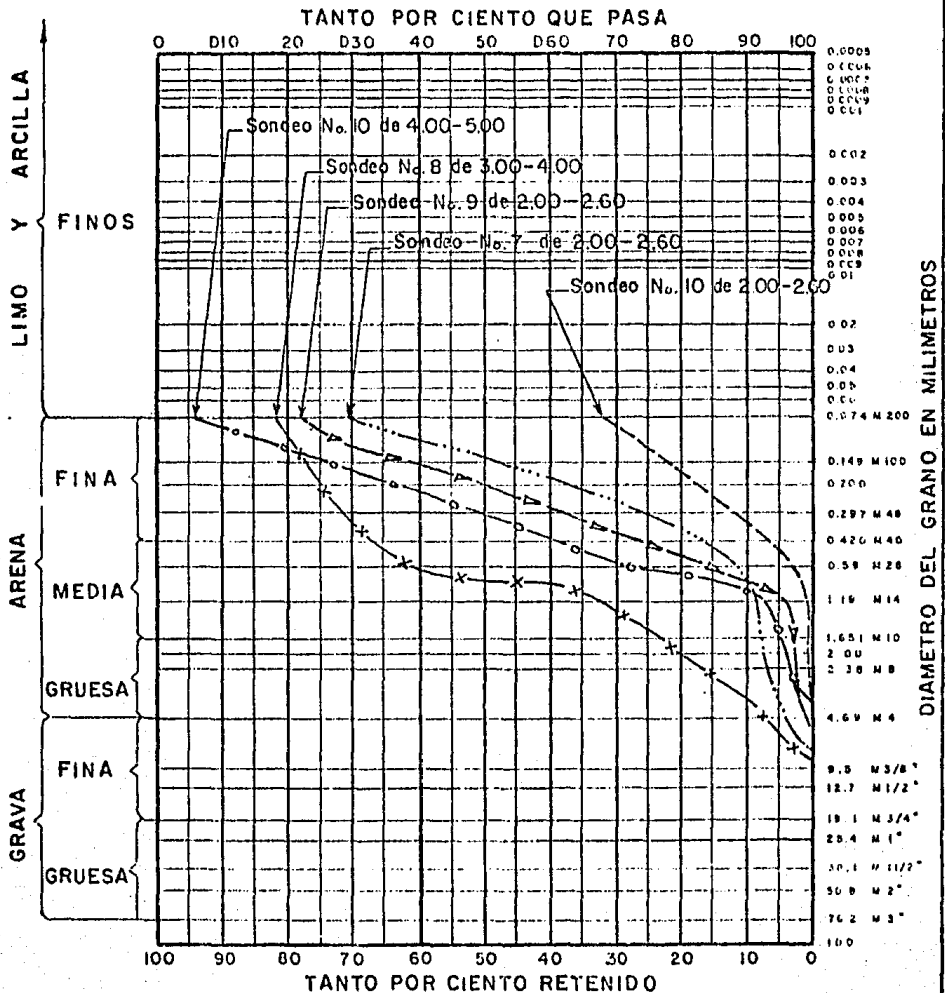
TOTAL, % Grava: % Arena: % Finos:
 PASA 4, % Arena: % Finos:

Observaciones :

FIGURA 9

GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia : LAGUNA DE ALMOLOYA Identificación de Lab.
 Banco : Pozo: 6,7,8,9,y, 10 Profundidad :



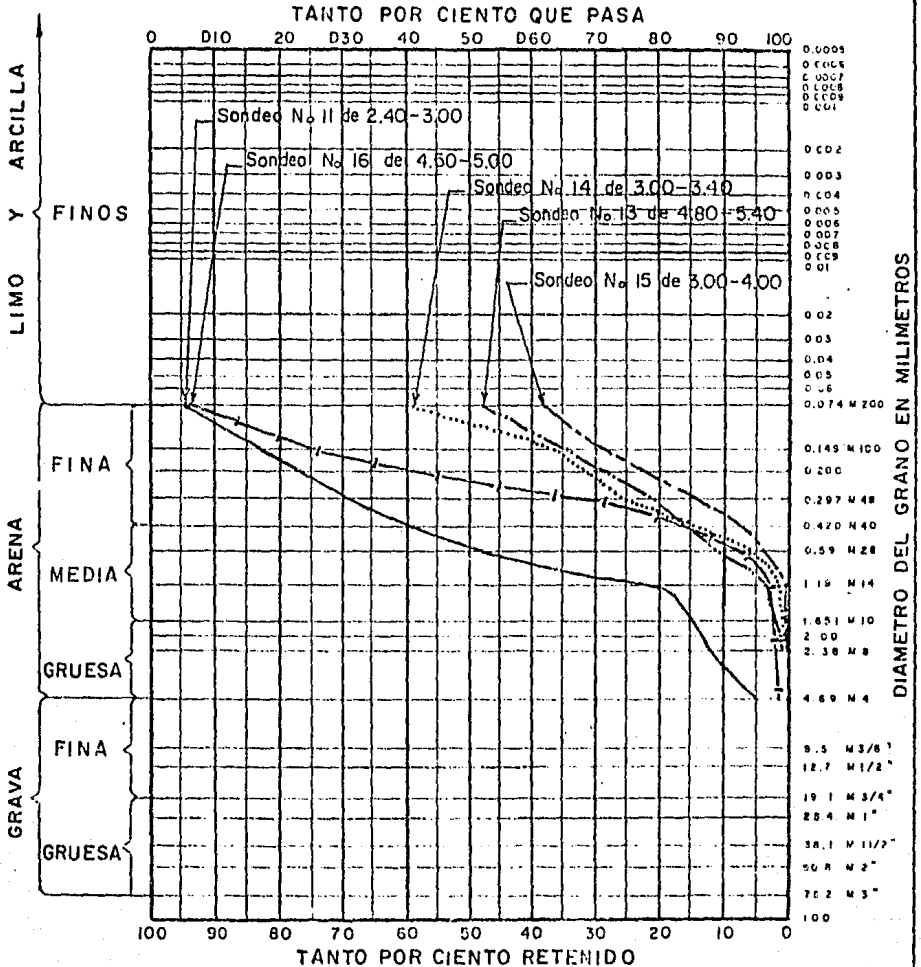
TOTAL, % Grava: % Arena: % Finos:
 PASA 4, % Arena: % Finos:

Observaciones:

FIGURA 10

GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia : LAGUNA DE ALMOLOYA Identificación de Lab
 Banco : Pozo : 11, 12, 13, 14, 15 y 16 Profundidad :



TOTAL, % Grava % Arena % Finos
 PASA 4, % Arena % Finos

Observaciones :

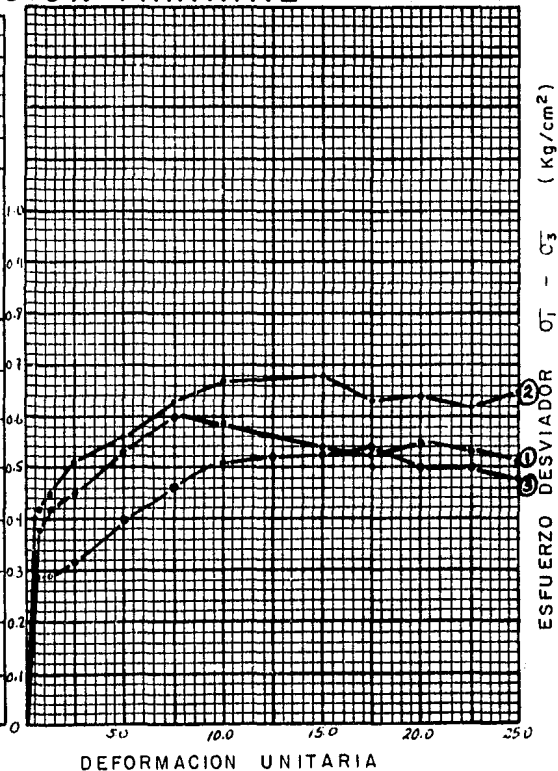
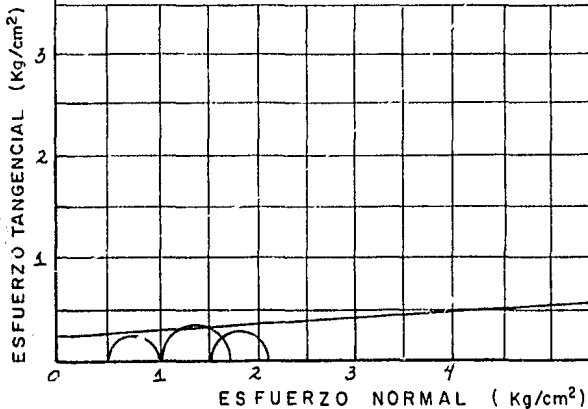
FIGURA II

MECANICA DE SUELOS
PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	ω_i	ω_f	e_i	e_f	G	Gf	σ_3^i	$\sigma_1 - \sigma_3^i$	e
1	96.57		1.619		100.0		0.530	0.530	
2	125.64		2.171		100.0		1.000	0.700	
3	286.43		5.336		100.0		1.500	0.600	
PR04	169.55		3.032		100.0				

PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS		$\psi = 3.5^\circ$ $C = 2.5$ Ton/m^2
γ =	kg/m ³	INICIALES	FINALES	
e =		γ_s 467	Kg/m ³	
ω =	%	γ_H 1259	Kg/m ³	
ω_g =	%	γ_{sal} 1219	Kg/m ³	
Ss =	%C			

● T. R. ○ T. R. C. ○ T. R. S. ○ T. R. S. C.



Procedencia LAGUNA DE ALMOLOYA (VERTEDOR) Identificación de Laboratorio Banco.....
 Pozo SONDEO 1 Prof. 2.00-3.00m Muestra SHELBY Estación

Observaciones

FIGURA 12

MECANICA DE SUELOS

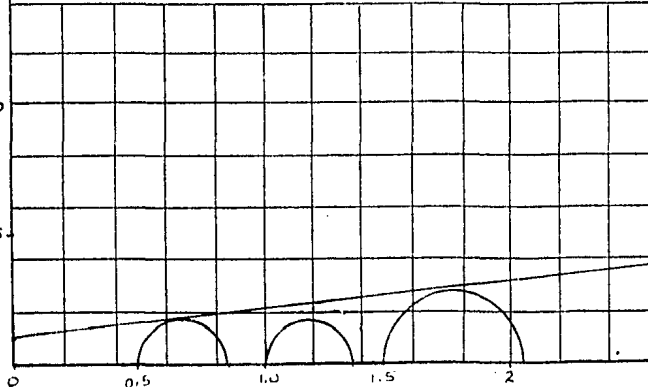
PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	ω_l	ω_l	e_l	e_l	G_c	G_l	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	e
1	693.39		14.484		98.69		0.500	0.34	
2	601.73		13.512		100.00		1.000	0.37	
3	276.75		9.484		92.72		1.500	0.56	
PROM.	537.19		12.660		97.14				

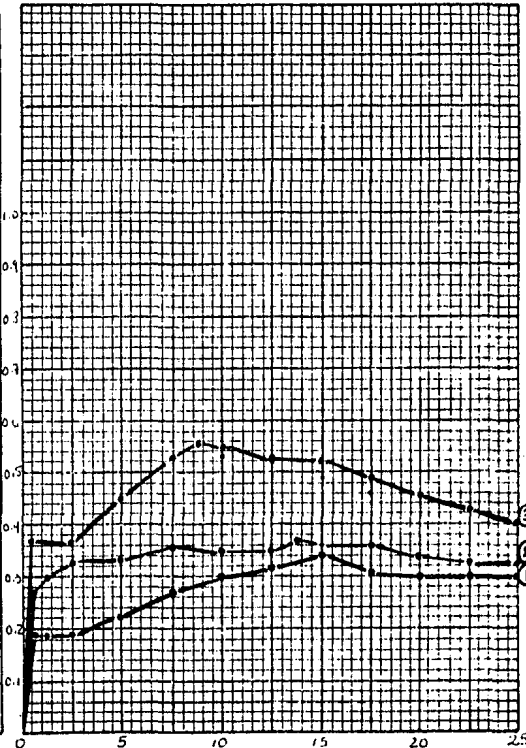
PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS		$\psi = 7^\circ$ $C = 1.0$ $\frac{\text{ton}}{\text{mm}^2}$		
γ	=	kg/m ³	INICIALES		FINALES	
e	=		γ_s		171	Kg/m ³
ω	=	%	γ_{11}		1090	Kg/m ³
ω_g	=	%	γ_{sat}		1098	Kg/m ³
S_s	=	%	γ_c			

T.R.
 T.R.C.
 T.R.S.
 T.R.S.C.

ESFUERZO TANGENCIAL (Kg/cm²)



ESFUERZO NORMAL (Kg/cm²)



ESFUERZO DESVIADOR $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm²)

DEFORMACION UNITARIA

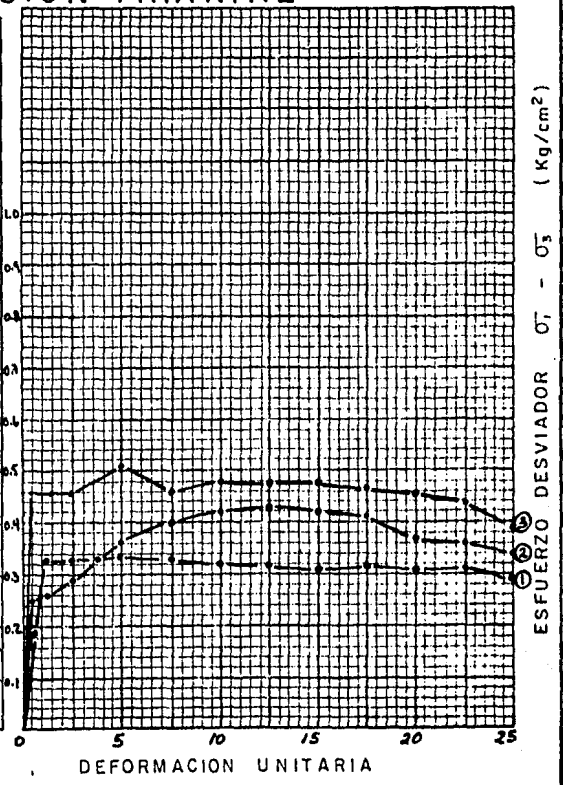
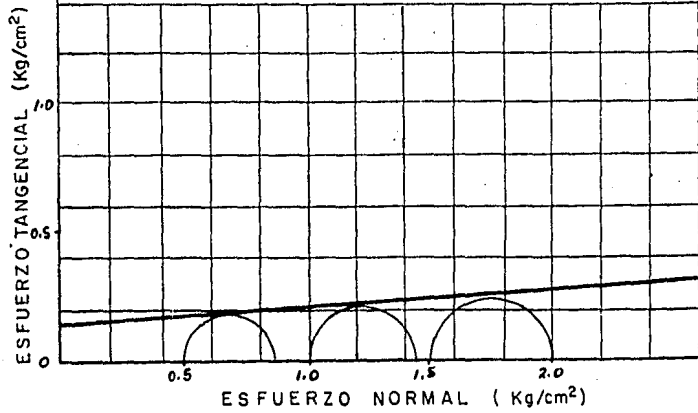
Procedencia... LAGUNA DE ALMOLOXA Identificación de Laboratorio Banco
 Pozo... SUPER 2 Prof. 2.00-3.00 Muestra... SHELBY Estación Cálculo
 Observaciones FIGURA 13

MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	ω_l	ω_f	e_1	e_f	G_1	G_f	σ_1	$\sigma_1 - \sigma_3$	e
1	157.95		3.656		100.0		0.500	0.34	
2	142.47		3.392		97.69		1.000	0.93	
3	152.44		3.617		88.14		1.500	0.51	
PRDH.	147.98		3.557		98.61				

PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS		$\psi = 4^{\circ}30'$ $C = 1.5$ CON/m^3
γ	=	kg/m ³		
e	=			
ω	=	%		
ω_g	=	%		
S_s	=	2.329		

T.R.
 T.R.C.
 T.R.S.
 T.R.S.C.



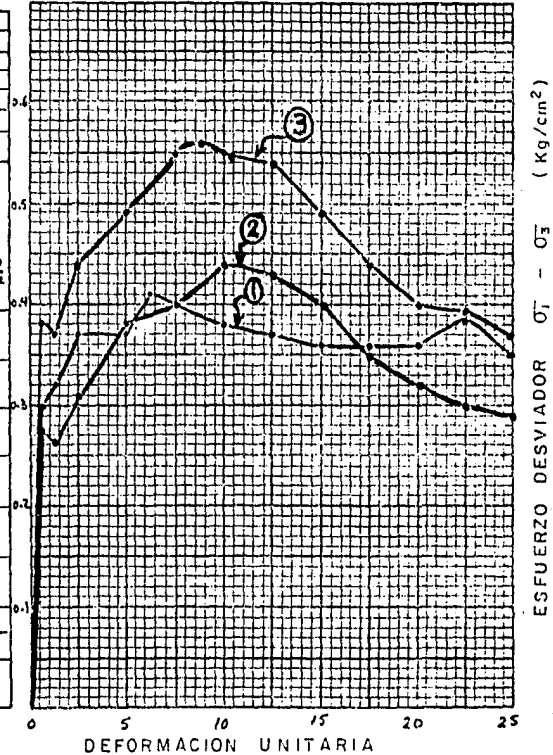
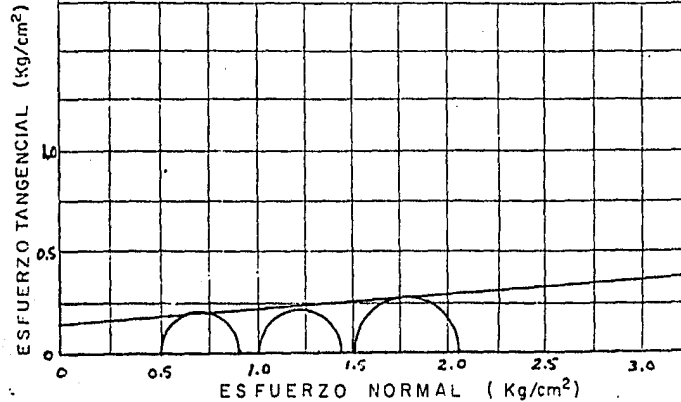
Procedencia... LAGUNA DE ALMOLOYA Identificación de Laboratorio Banco
 Pozo... SONDEO No. 6 Prof. 300-400 AM Muestra SHELOY Estación Cálculo
 Observaciones **FIGURA 14**

MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	ω_i	ω_f	e_i	e_f	G_i	G_f	σ_x	$\sigma_y = \sigma_z$	e
1	210.99		4.474		92.26		0.500	0.41	
2	224.97		4.555		93.08		1.000	0.44	
3	190.18		3.777		94.91		1.500	0.56	
<i>Prom.</i>			4.267		93.42				

PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS		$\psi = 7^\circ$ $C = 1.5 \frac{Ton}{m^2}$	
γ	kg/m^3	INICIALES	FINALES		
e		γ_s	358		Kg/m^3
w	%	γ_H	1114		Kg/m^3
w_j	%	γ_{sat}	1168		Kg/m^3
S_s	1.885	%c			

T.R.
 T.R.C.
 T.R.S.
 T.R.S.C.



Procedencia Laguna de Almoloya Identificación de Laboratorio Banco
 Pozo Sondeo No 10. Prof. 1.00-1.50 Muestra Estación Cálculo
 Observaciones

FIGURA 15

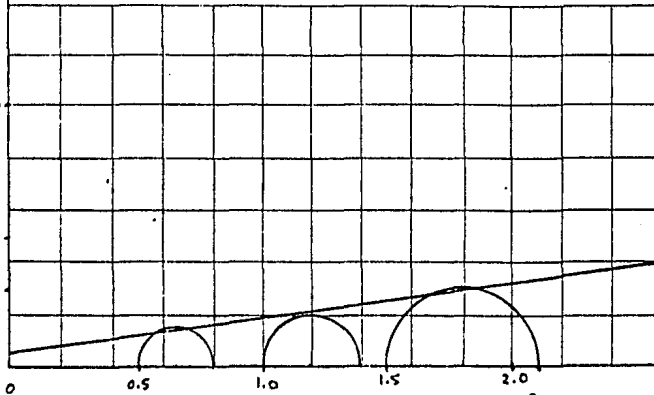
MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	w_L	w_P	e_1	e_f	G_1	G_f	σ_1	σ_3	U_3	e
1	87.14		14.444		94.44		0.500	0.30		
2	84.40		13.861		92.37		1.000	0.37		
3	82.54		13.594		95.27		1.500	0.57		
Prom.			13.963		95.03					

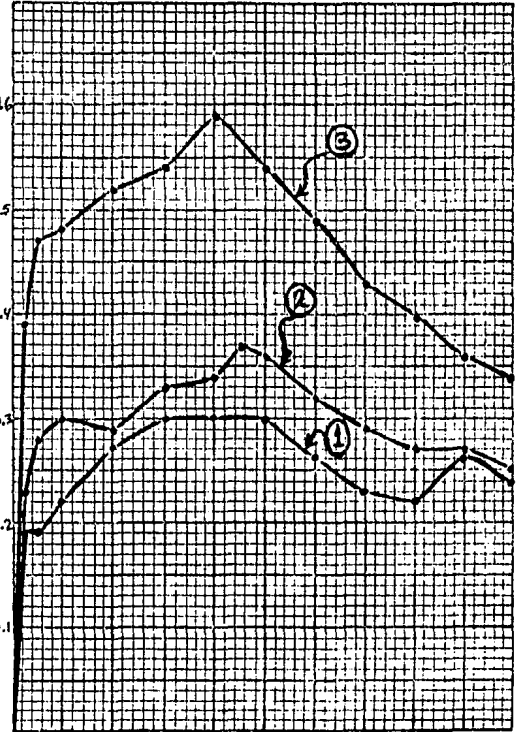
PROCEDOR		PESOS VOLUMETRICOS		$\psi = 8^\circ$ $C = 0.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
γ	=	kg/m ³		
e	=		γ_s INICIALES	
w	=	%	γ_H FINALES	
w_p	=	%	γ_{sat}	
S_s	=	1.566	%c	

T.R.
 T.R.C.
 T.R.S.
 T.R.S.C.

ESFUERZO TANGENCIAL (Kg/cm²)



ESFUERZO NORMAL (Kg/cm²)



DEFORMACION UNITARIA

Precedencia Laguna de Almoloya Identificación de Laboratorio Banco
 Pozo Sondeo II Prof. 1.00 2.00 Muestra SHELBY Estación Cálculó
 Observaciones

FIGURA 16

MECANICA DE SUELOS

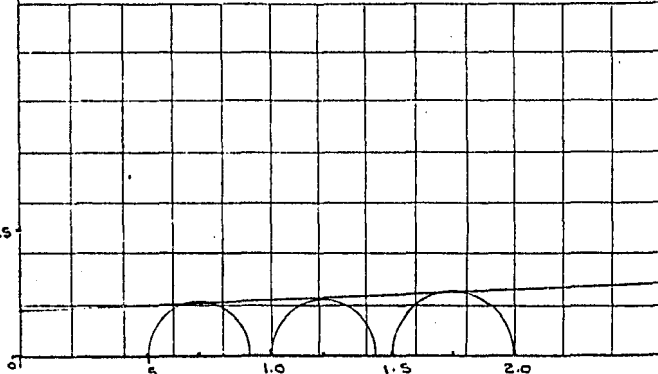
PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	U ₁	W ₁	e _i	e _f	G _i	G _f	σ _v	σ ₁ - σ ₃	e
1	211.87		c.409		92.68		0.500	0.40	
2	207.14		c.709		98.91		1.000	0.41	
3	272.59		c.101		97.57		1.500	0.48	
Prom.	282.19		c.406		96.22				

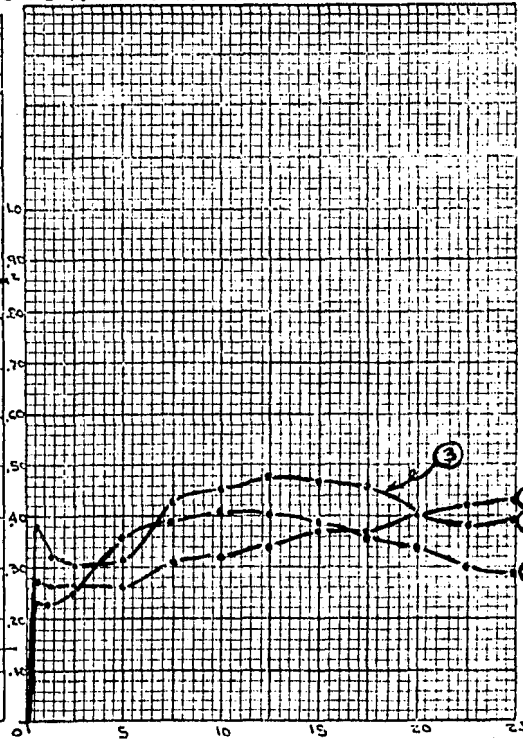
PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS		ψ = 4° C = 1.7104
γ	kg/m ³	INICIALES	FINALES	
ρ		295		
iU	%	1127		
U ₁	%	1160		
S _s	2.185	%C		

T.R.
 T.R.C.
 T.R.S.
 T.R.S.C.

ESFUERZO TANGENCIAL (Kg/cm²)



ESFUERZO NORMAL (Kg/cm²)



ESFUERZO DESVIADOR σ₁ - σ₃ (Kg/cm²)

DEFORMACION UNITARIA

Precedencia: Laguna de Almolaya Identificación de Laboratorio: 79176 Banco:
 Sondeo N°/6: Prof. 1.00-2.00 Muestra: Shelby Estación: Cálculo:
 Observaciones:

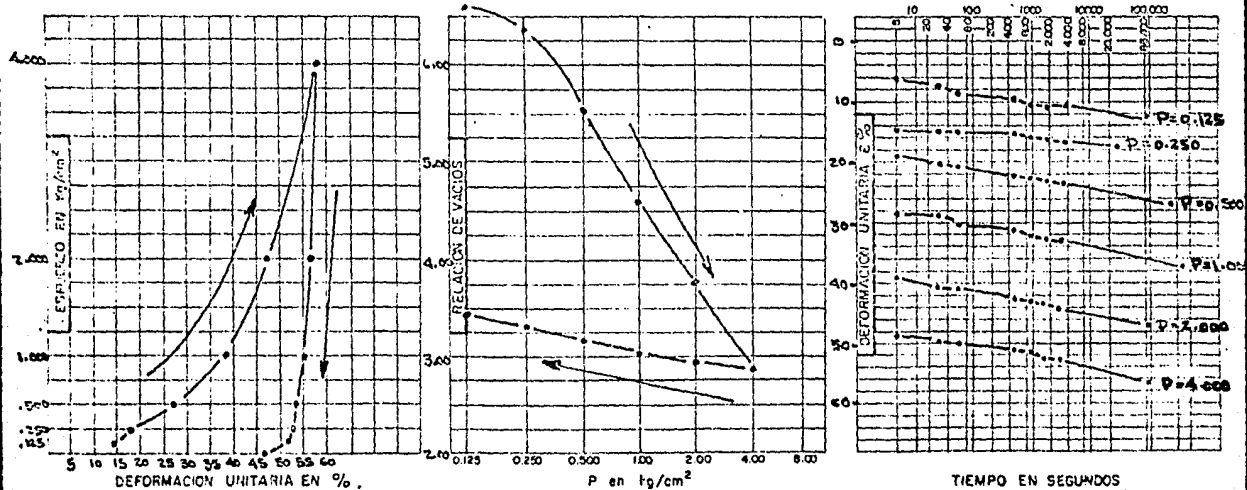
FIGURA 17

MECANICA DE SUELOS

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Procedencia Laguna de Almalaya Identificación de Laboratorio..... Proceso.....
 Muestra Shelby Serie No 2 Banco..... Estación..... Profundidad 2.00 m
 Prueba No. Nº 3 Aparato.....

w inicial = 324.75 % e inicial = 7.944 Sat. inicial = 95.52 % Compactación =%
 w final = 196.27 % e final = 3.880 Sat. final = 100.00 % $\gamma_s =$ kg/m^3



Observaciones.....

FIGURA 18

SONDEO	PROF (m)	S _s	W _f %	e ₁	G %
2	2.50	2.337	324.8	7.957	95.52

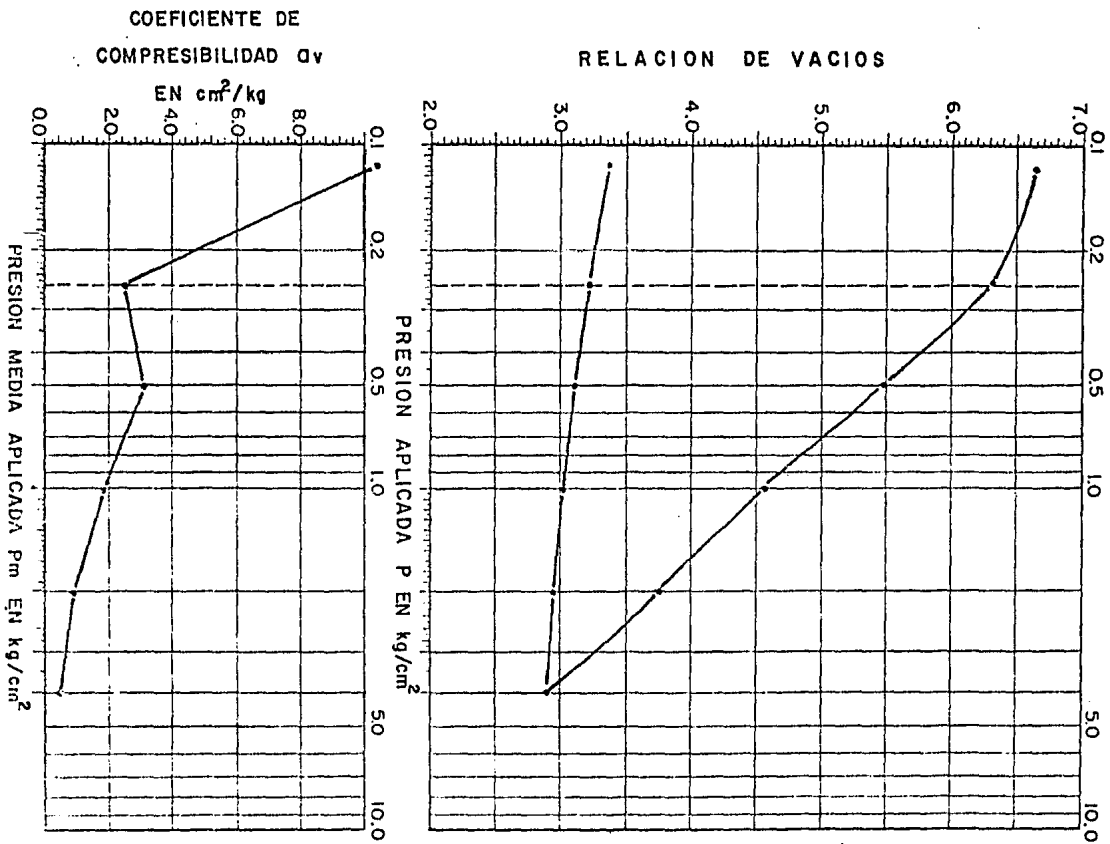
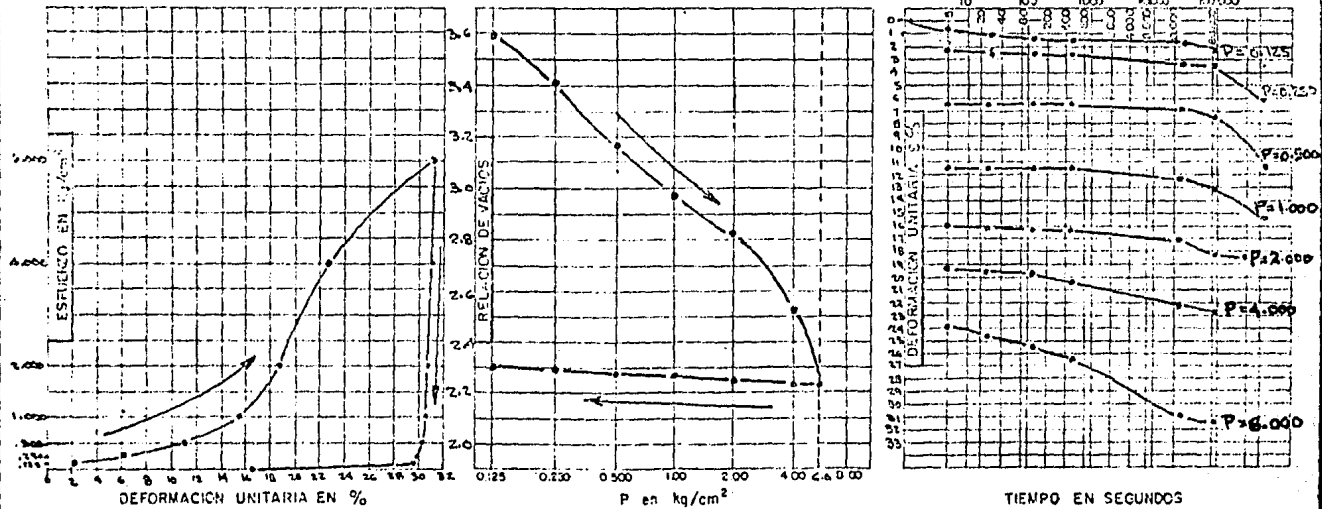


FIGURA 19

MECANICA DE SUELOS

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Procedencia Laguna de Amaloya Identificación de Laboratorio..... Proceso.....
 Muestra Shelby Sondazo Nº 4 Banco..... Estación..... Profundidad 3.00-4.00m.
 Prueba No..... Aparato Nº 3.....
 w inicial = 133.00% e inicial = 3.492 Sat. inicial = 95.29% Compactación =%
 w final = 57.87% e final = 2.921 Sat. final = 61.17% $\delta_s =$ 56.4 kg/m^3



Observaciones

FIGURA 20

SONDEO	PROF. (m)	S _s	Wt %	eI	G %
4	3.50	2.645	13.3.0	3.692	95.29

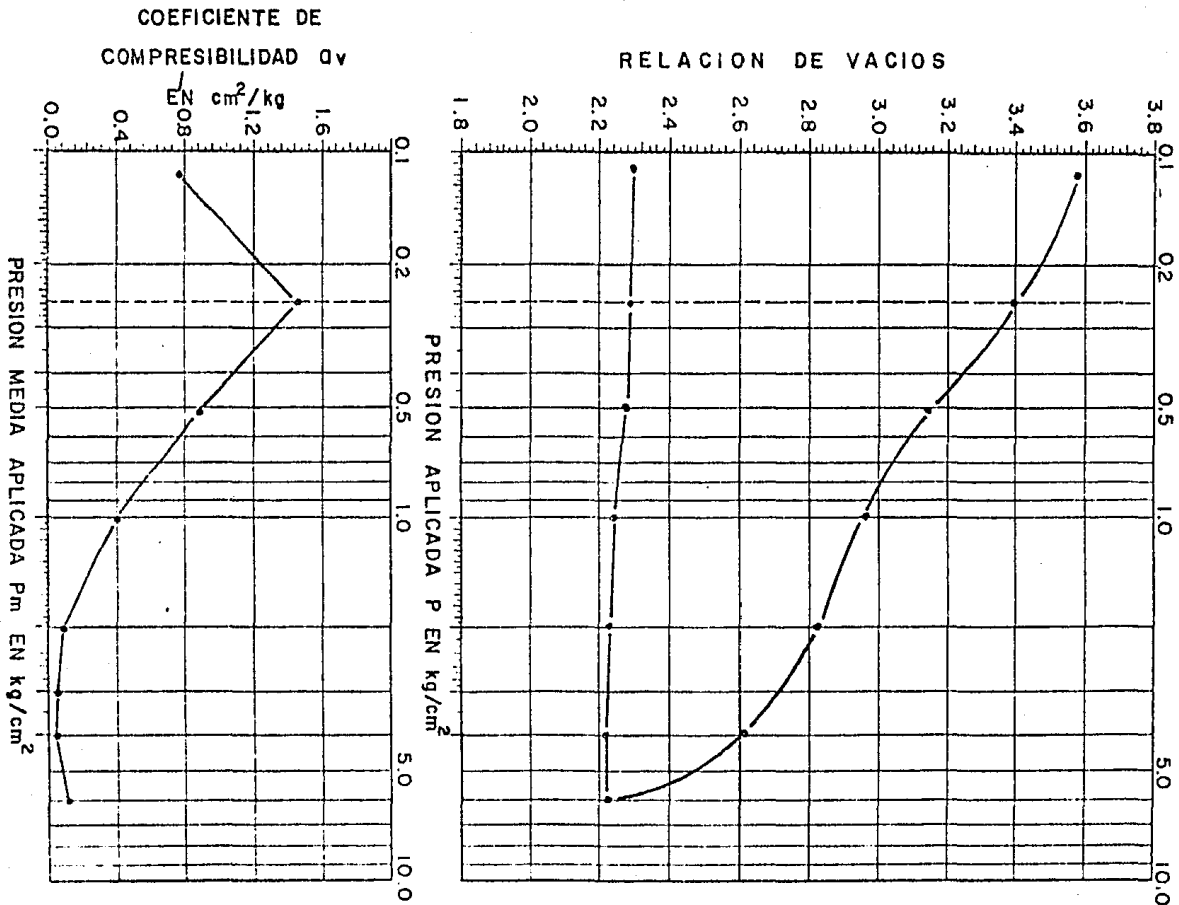


FIGURA 21

SONDEO	PROF (m)	S _p	Wt %	e _i	G %
4	3.50	2.645	133.0	3.692	95.29

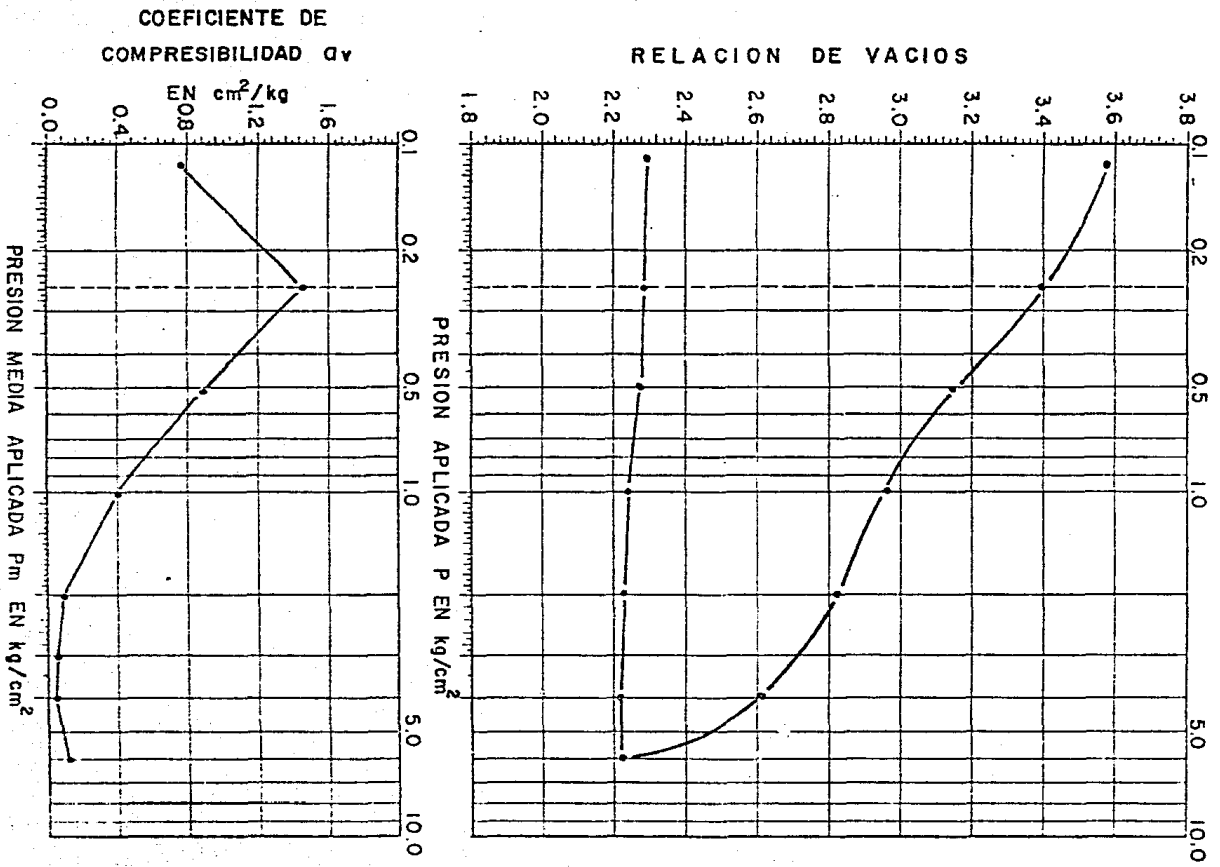
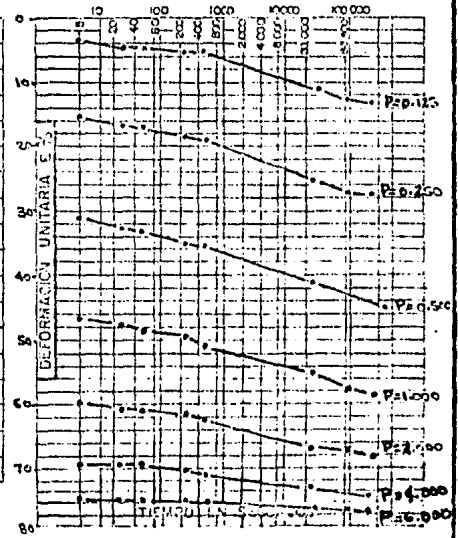
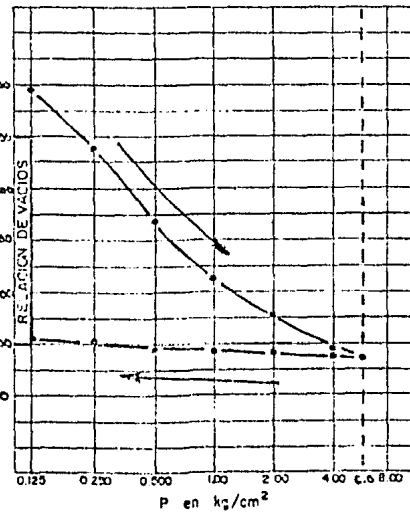
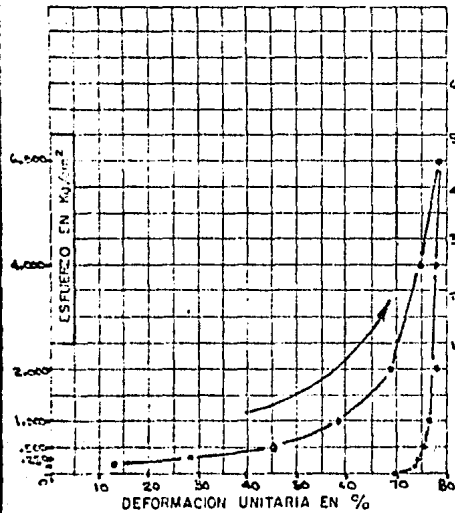


FIGURA 21

MECANICA DE SUELOS

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Procedencia Laguna de Amoloya Identificación de Laboratorio..... Proceso.....
 Muestra Shelby Sondeo No 6 Banco..... Estación..... Profundidad 3.00-3.00 m.
 Prueba No..... Aparato Nº 1.....
 w inicial = 29.47 % e inicial = 1.011 Sat. inicial = 89.83 % Compactación = %
 w final = 58.85 % e final = 1.410 Sat. final = 93.34 % $\gamma_s = 2.40$ kg/m³



Observaciones

FIGURA 22

SONDEO	PROF (m)	S _s	W _l %	e _l	G %
6	2.50	1.924	291.47	7.01	80.83

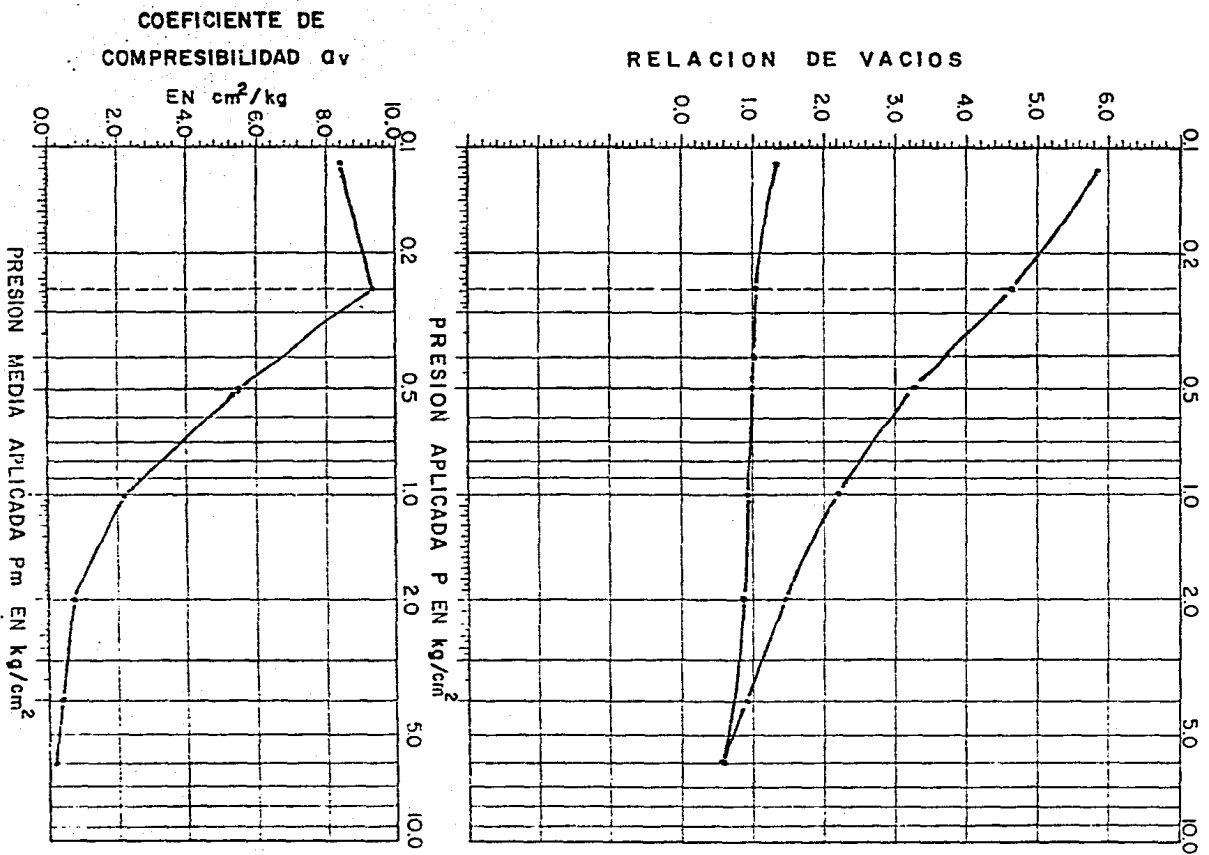
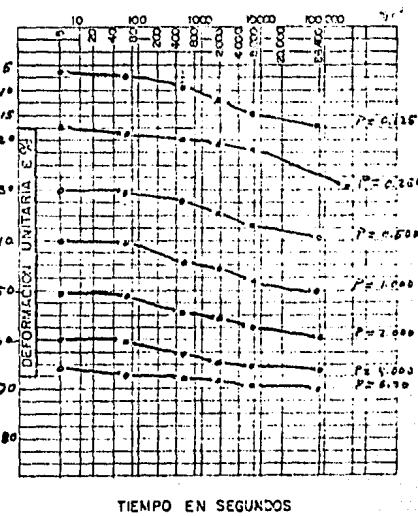
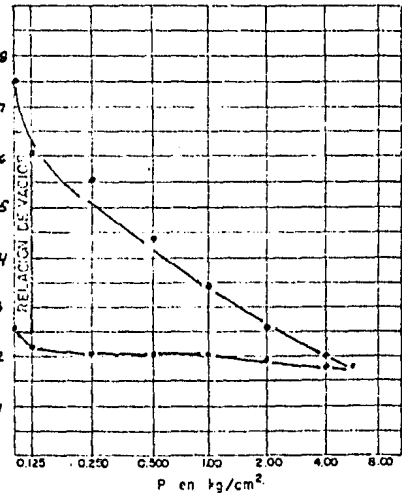
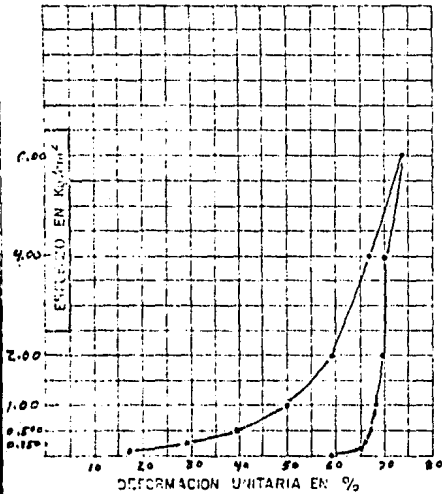


FIGURA 23

MECÁNICA DE SUELOS

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Procedencia *Laguna de Almoloya* Identificación de Laboratorio Proceso
 Muestra *shelby* Pozo *6* Banco Estación Profundidad *3.00 - 4.00* m.
 Prueba No. Aparato *2*
 w inicial = *.317.01* % e inicial = *7.468* Sat. inicial = *.24.34* % Compactación = %
 w final = *.167.44* % e final = *2.687* Sat. final = *.100.00* % $\gamma_s =$ kg/m³



Observaciones

SONDEO	PROF. (m)	S _a	W _l %	o _l	G %
6	300-400	2.329	317	7.468	96.24

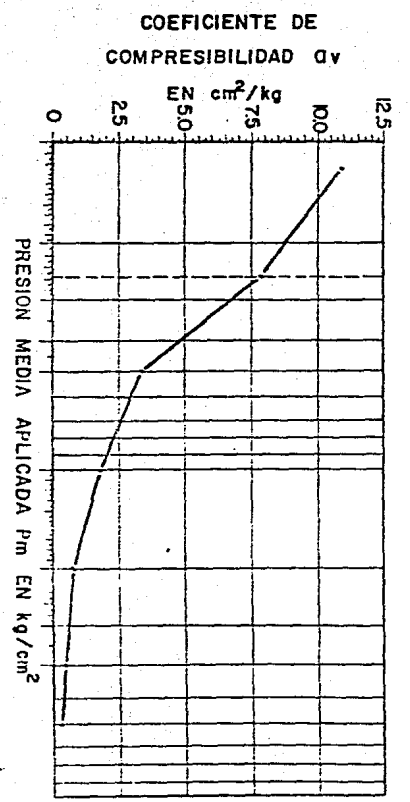
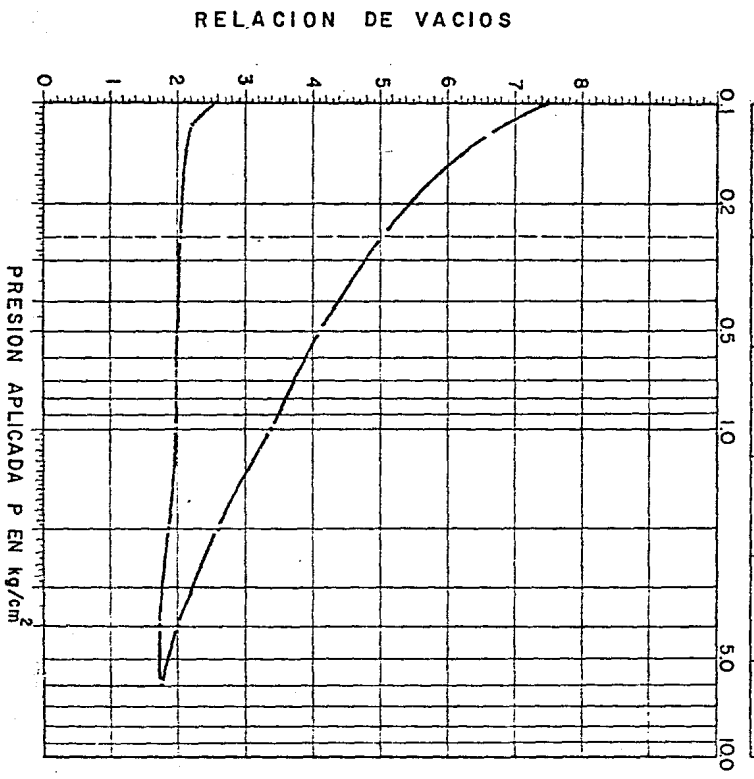
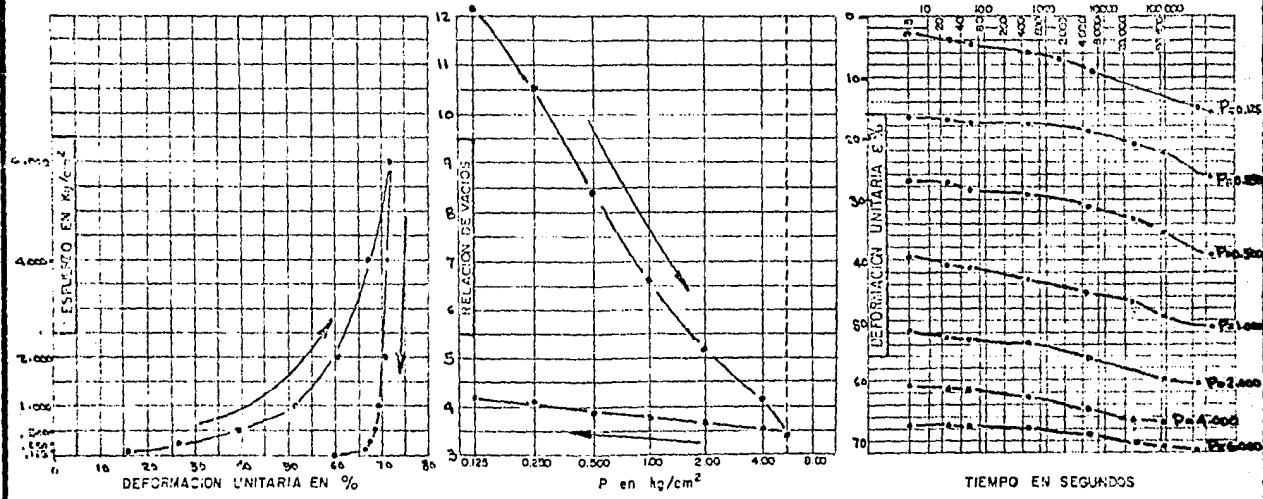


FIGURA 25

MECANICA DE SUELOS

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Procedencia Laguna de Almalaya Identificación de Laboratorio..... Proceso.....
 Muestra Sho kg Pozo Nº 16 Banco..... Estación..... Profundidad 1.99:2.09 m.
 Prueba No..... Aparato Nº 2.....
 w inicial = 590.40 % e inicial = 14.624 Sat. inicial = 88.20 % Compactación = %
 w final = 287.94 % e final = 5.184 Sat. final = 100.00 % $\gamma_s = 1.40 kg/m^3$



Observaciones.....

FIGURA 26

SONDEO	PROF (m)	S _s	W, %	e _i	G %
16	1.50	2.185	590	14.610	88%

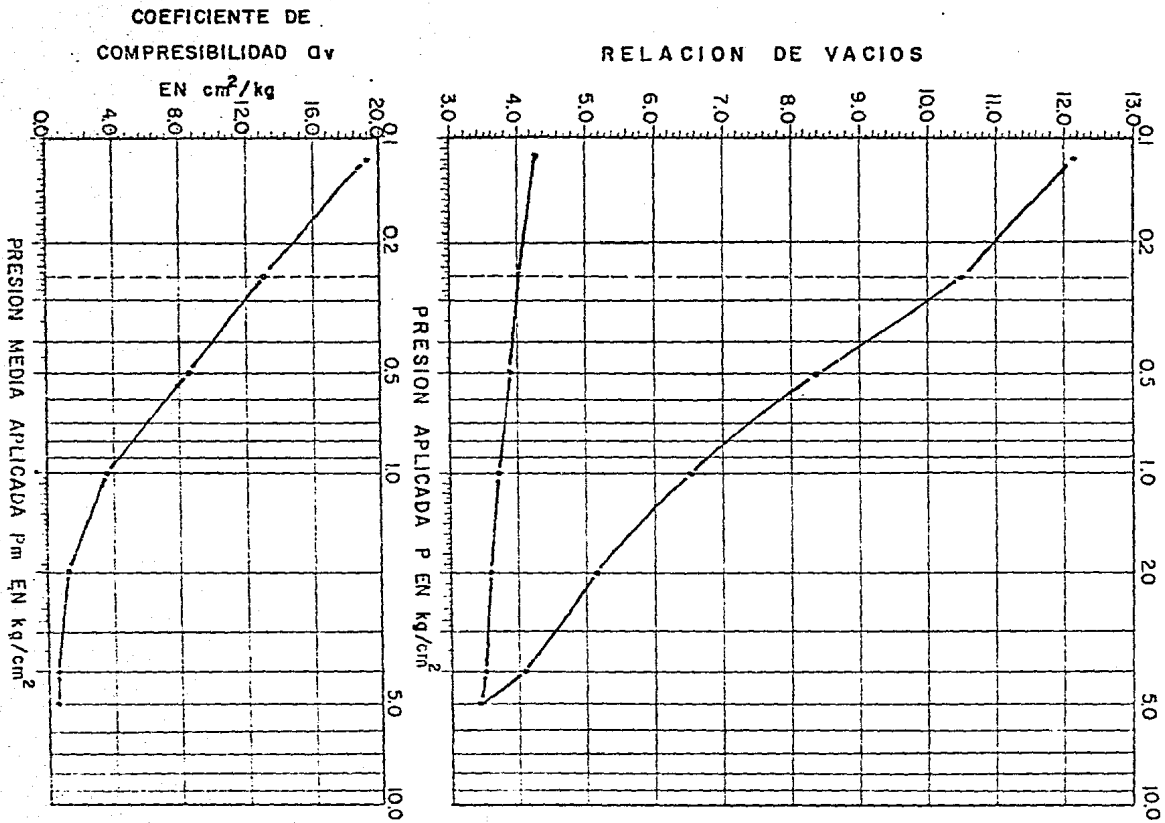


FIGURA 27

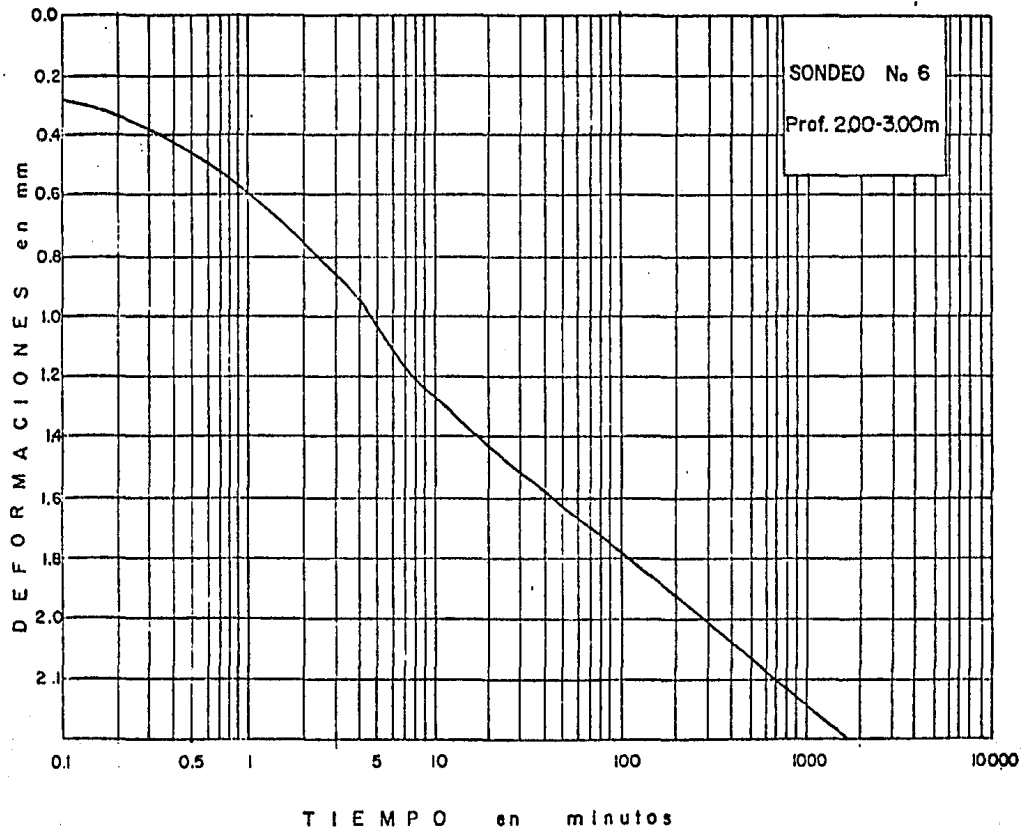
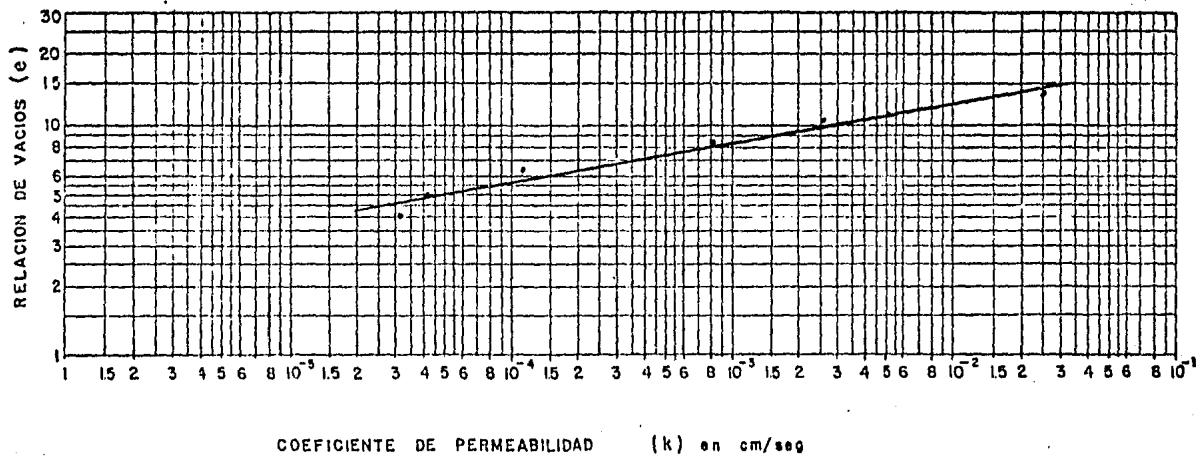


FIGURA 28.



CURVA DE CORRELACION RELACION DE VACIOS-PERMEABILIDAD SONDEO No. 16

FIGURA 29

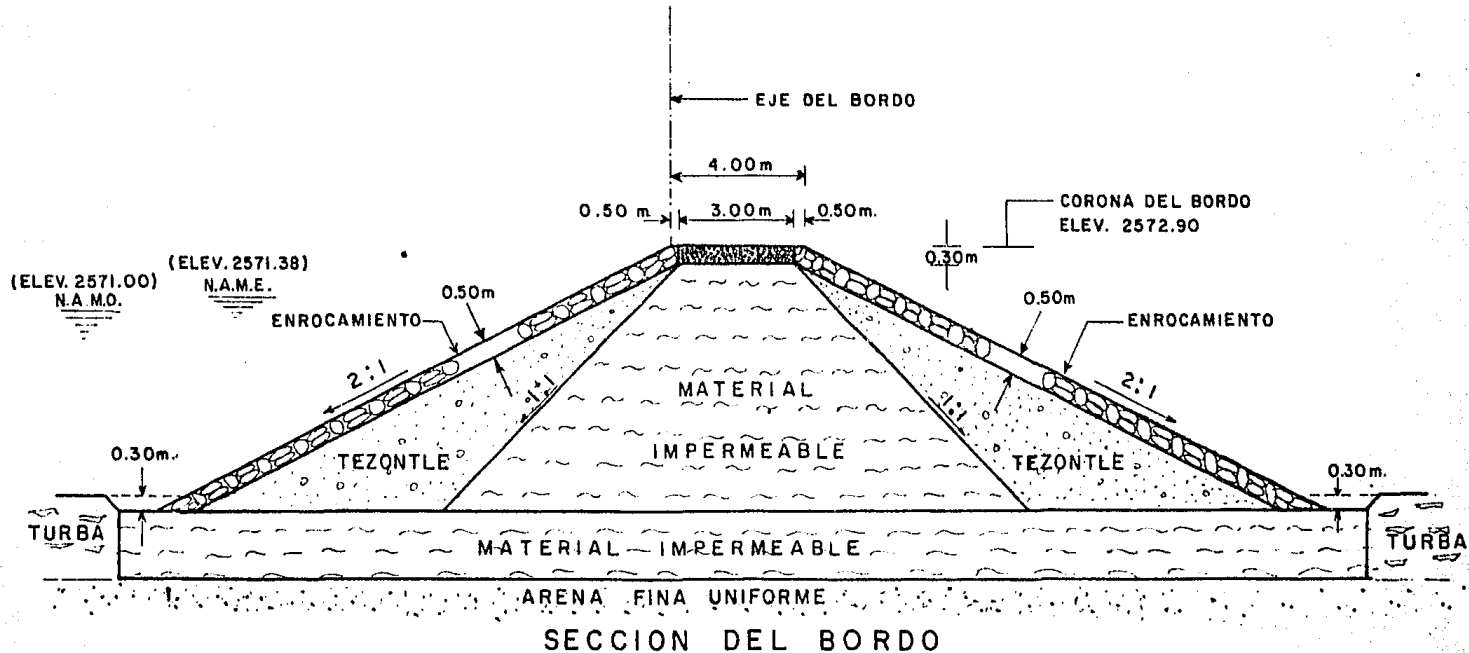
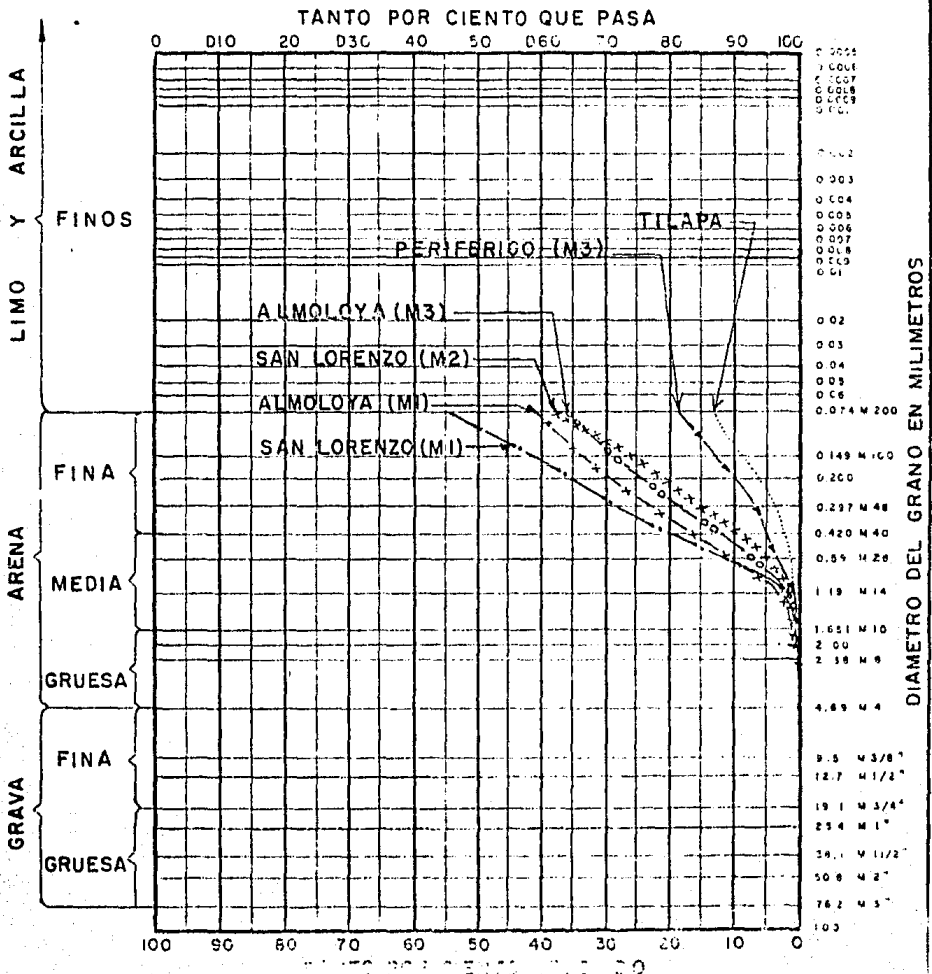


FIGURA 30

GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia: LAGUNA DE ALMOLOYA identificación de Lab.
 Bancos: MATERIAL IMPERMEABLE. Pozo: Profundidad:
 Muestra: Est: Fecha:

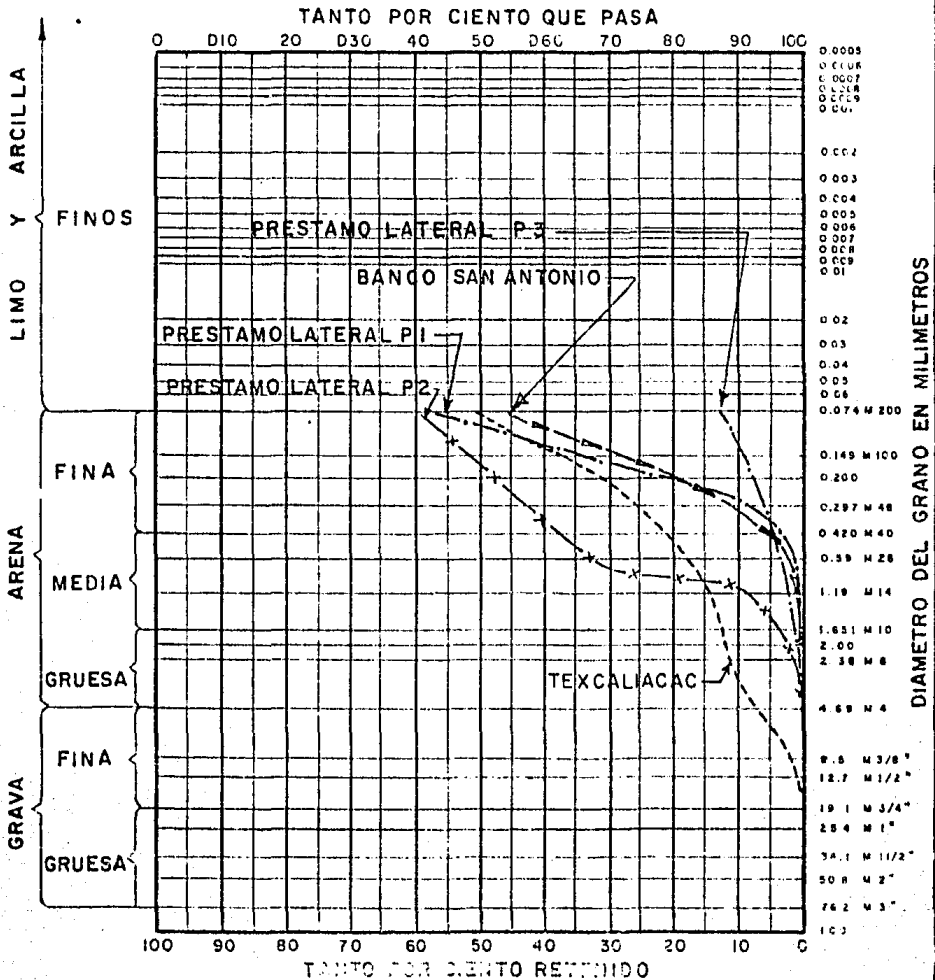


Observaciones:

FIGURA 31

GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia : LAGUNA DE ALMOLOYA identificación de Lab
 Banco : MATERIAL IMPERMEABLE Pozo : Profundidad :
 Muestra : Est Fecha :



TOTAL, % Grava: % Arena: % Finos:

PASA A: %, % Arena: % Finos:

Observaciones:

FIGURA 32

GRAFICA DE PLASTICIDAD

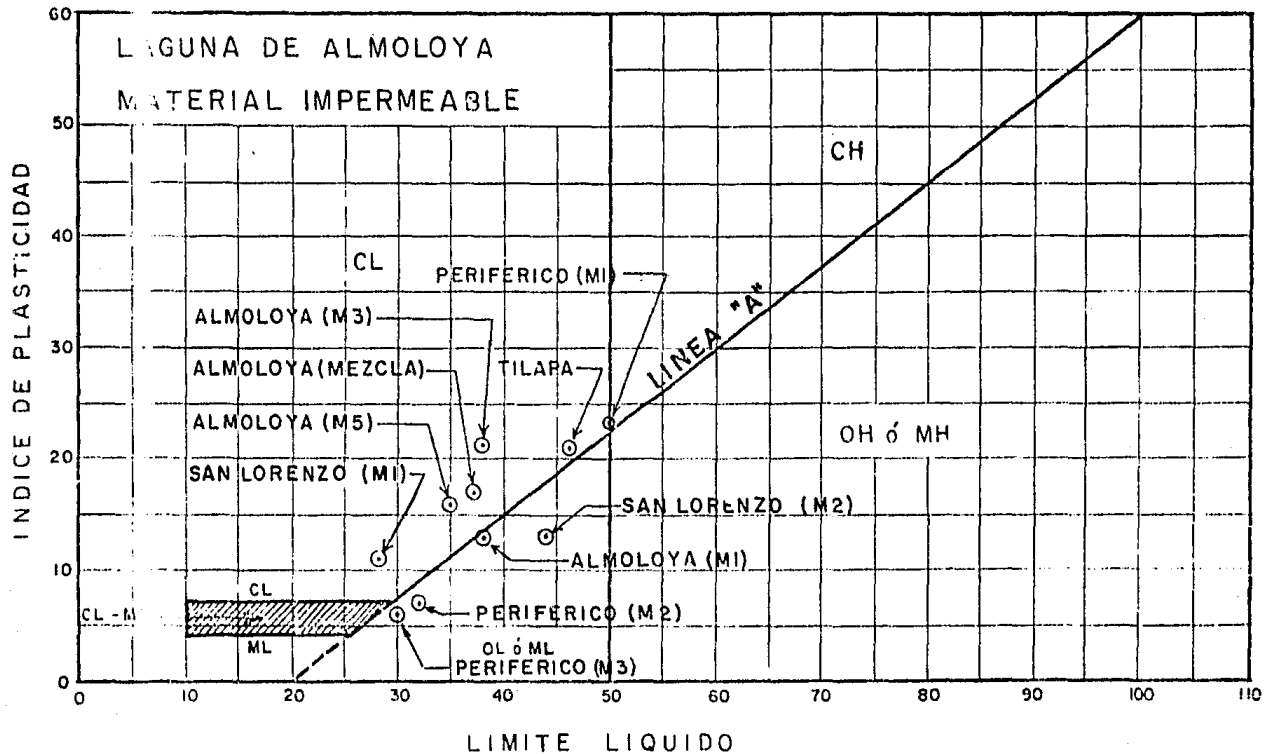


FIGURA 33

GRAFICA DE PLASTICIDAD

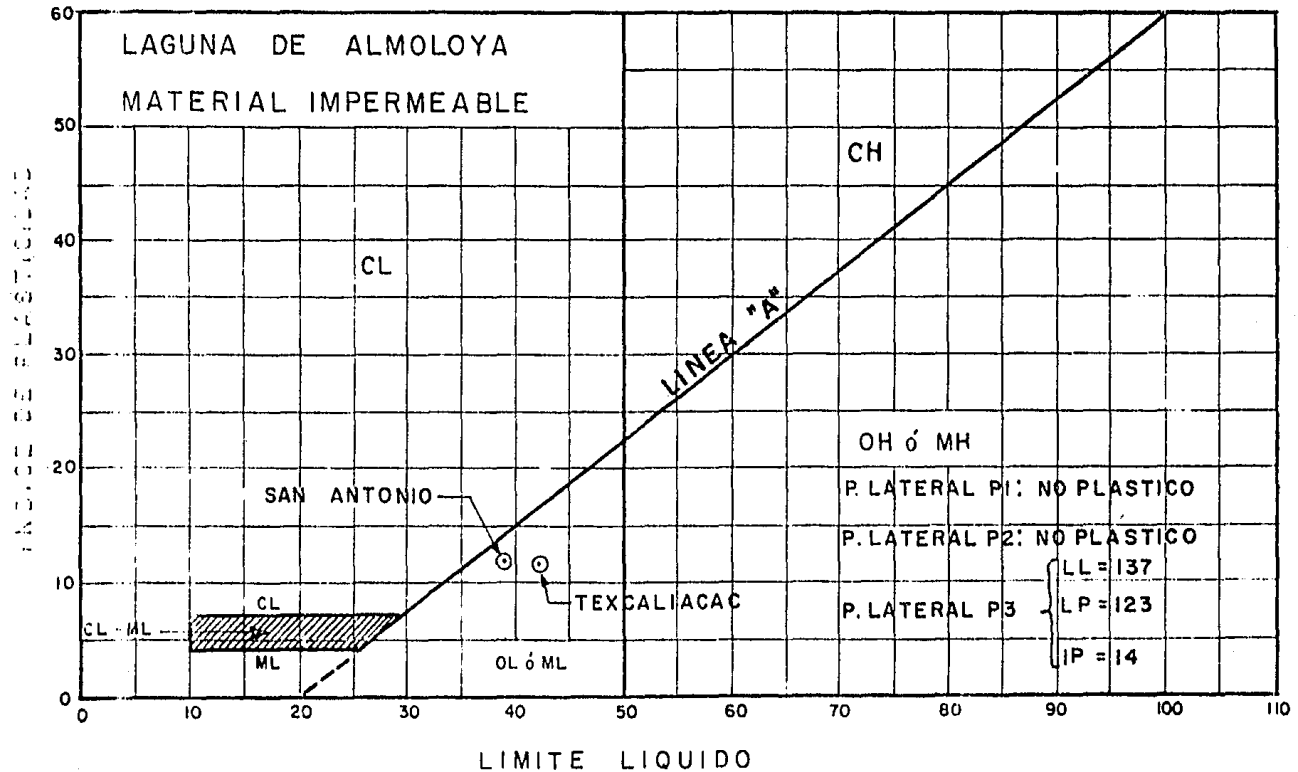
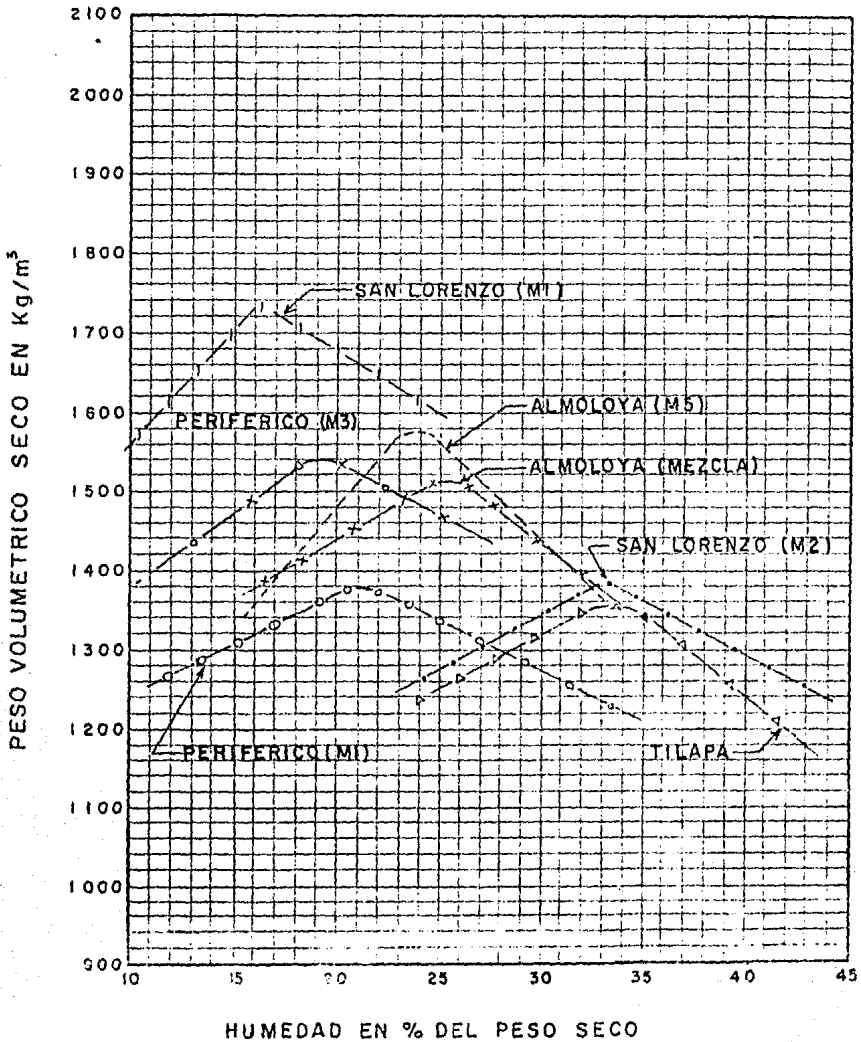


FIGURA 34

COMPACTACION PROCTOR

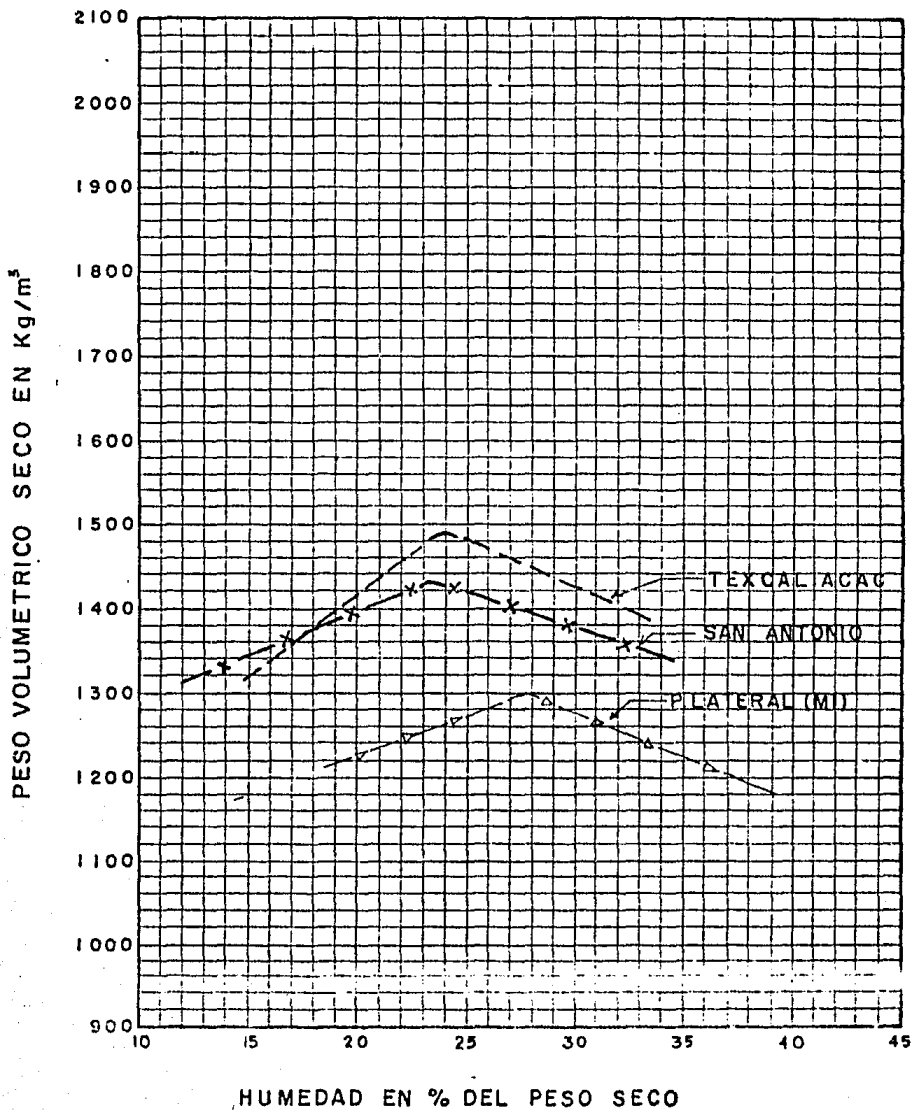


Observaciones: LAGUNA DE ALMOLOYA (MATERIAL IMPERMEABLE)

Operador: Cálculo: Fecha:

FIGURA 35

COMPACTACION PROCTOR



Observaciones : LAGUNA DE ALMOLOYA (MATERIAL IMPERMEABLE)
 Operador: Calculó : Fecha :

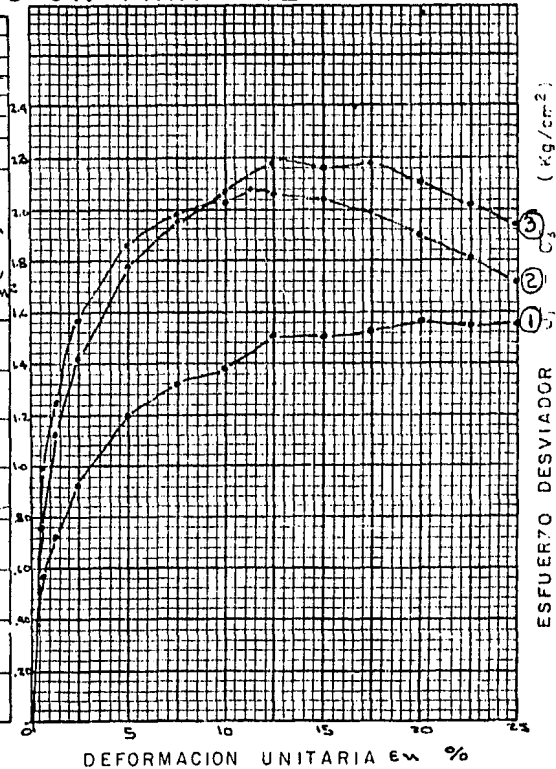
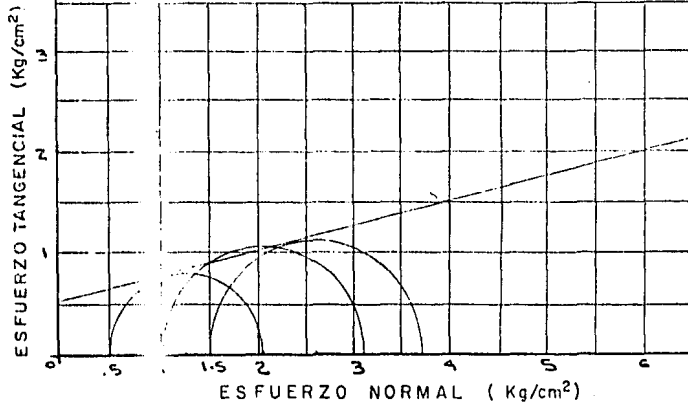
FIGURA 36

MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	ω_1	ω_f	e_i	e_f	G_i	G_f	σ_1	$\sigma_2 - \sigma_3$	e
1	33.00		0.876		99.81		0.500	1.57	
2	33.04		0.877		99.86		1.000	3.08	
3	33.00		0.876		99.81		1.500	3.18	
Presm.	33.01		0.876		99.83				

PRESOR		PESOS VOLUMETRICOS		$\phi = 13^\circ 30'$ $C = 5.27 \text{ ton/m}$
δ	= 1570 kg/m ³	INICIALES	FINALES	
e	= 0.688	δ_s	1413 kg/m ³	
ω	= 26.0 %	δ_{II}	1879 kg/m ³	
ω_g	= 26.0 %	δ_{sat}	1880 kg/m ³	
S_s	= 2.650	%c	90.00	

I.R. T.R.C. T.R.S. T.R.S.C.



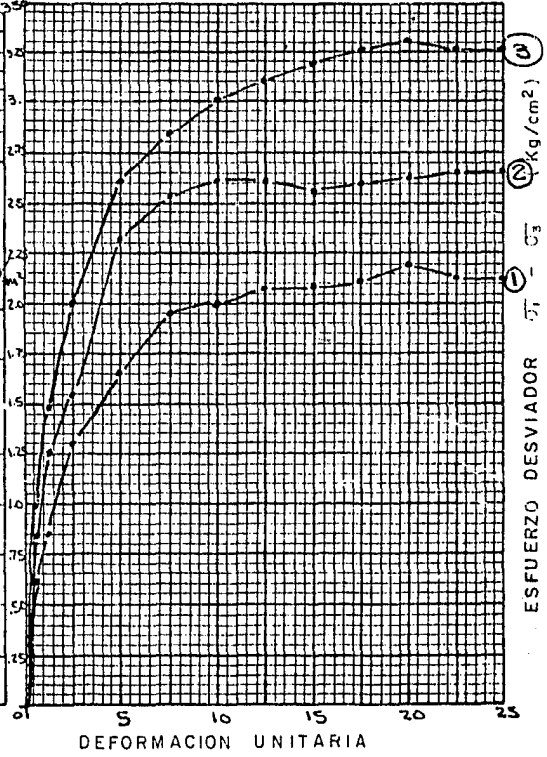
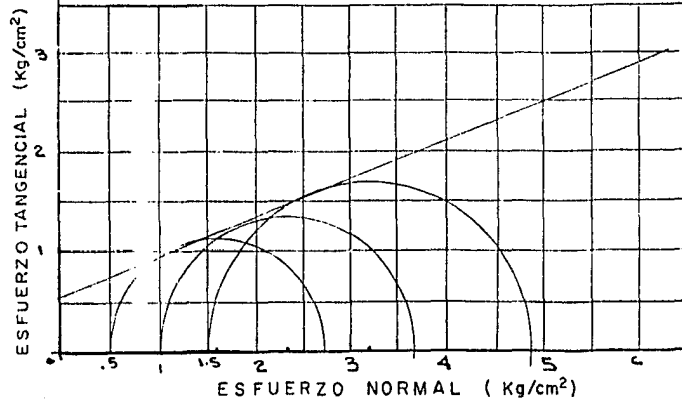
Procedencia: BANCO ALHOLAYA Identificación de Laboratorio Banco: Alholoya
 Pozo: M5 Prof. Muestra: Integral Estación: Cálculo:
 Observaciones: FIGURA 37

MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	w _l	G _l	e _l	e _f	G _s	G _t	σ _v	σ ₁	σ ₃	e
1	36.41		0.982		99.92		0.500	2.20		
2	36.39		0.989		99.61		1.000	2.63		
3	36.39		0.985		99.36		1.500	3.27		
Prom.	36.39		0.982		99.63					

PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS		φ = 21° C = 5.4 / tan	
γ	= kg/m ³	INICIALES	FINALES		
e	=	γ _s	1357		Kg/m ³
(L)	= %	γ _H	1851		Kg/m ³
(U)	= %	γ _{SH}	1853		Kg/m ³
S _s	= 2.690	%C			

○ R. ○ T.R.C. ● T.R.S. ○ T.R.S.C.



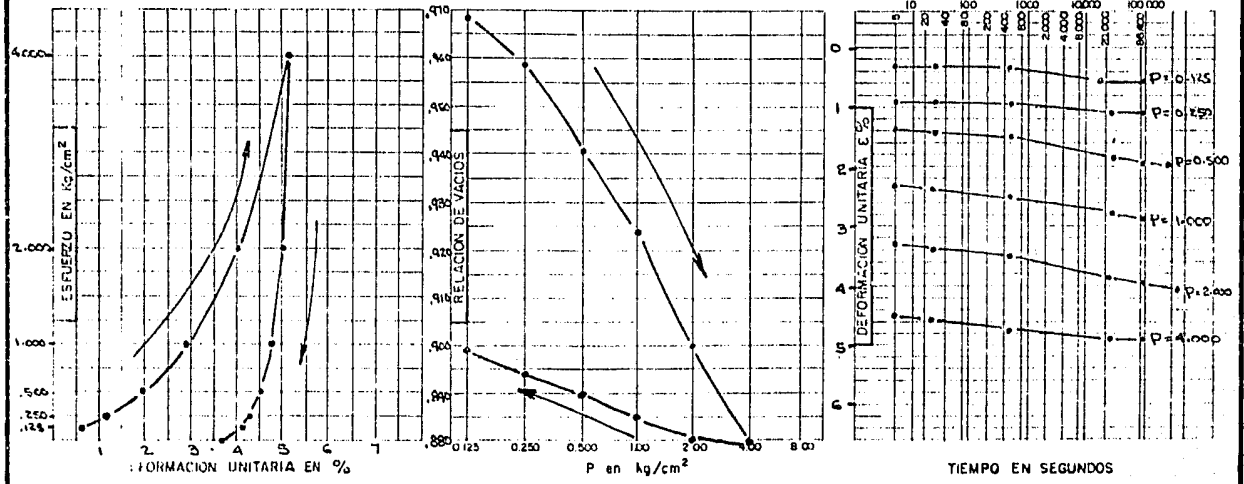
Procedencia: L. Almoloya I Material Impermeable Identificación de Laboratorio: Banco: ALMOLAYA
 Pozo: mazda 1 y 3 Prof.: Muestra: Integral Estación: Cálculo:
 Observaciones: FIGURA 38

MECANICA DE SUELOS

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Procedencia Laguna de Almoloya Identificación de Laboratorio Proceso
 Muestra Mezcla Pozo 1.9.3 Banco "ALMOLOYA" Estación Profundidad m.
 Prueba No. Aparato 2

ω inicial = 25.02 % e inicial = 0.979 Sat. inicial = 48.73 % Compactación = 90.02 %
 ω final = 21.70 % e final = 0.910 Sat. final = 54.78 % $\gamma_s = 1359$ kg/m³



Observaciones

FIGURA 39

BANCO : ALMOLOYA

SONDEO	PROF. (m)	S ₁	W. %	a ₁	G %
MEZCLA 1 y 3	0 - 3.00	2.690	25.02	0.979	68.73

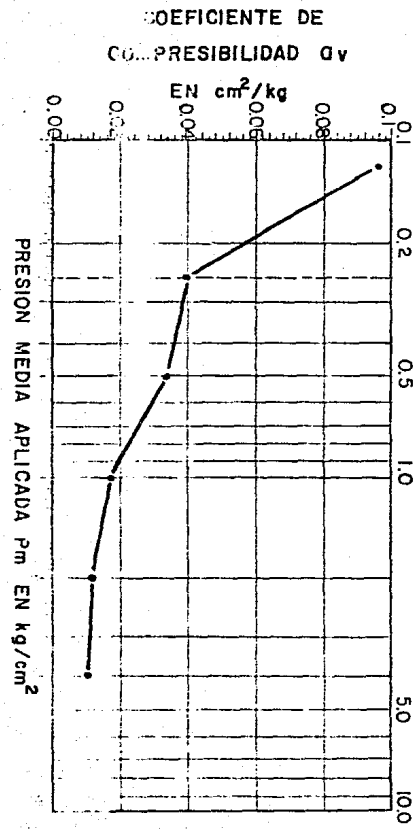
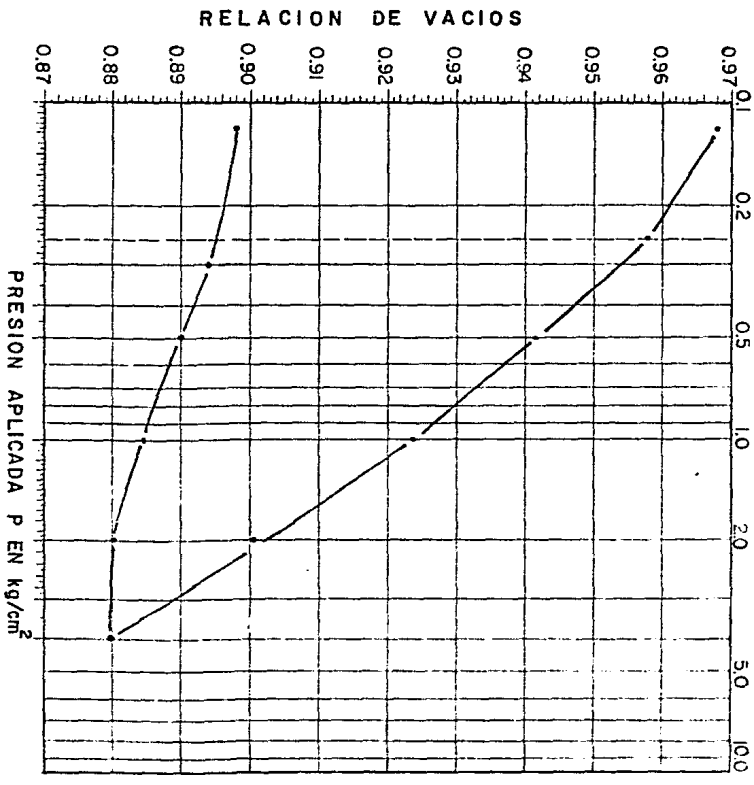
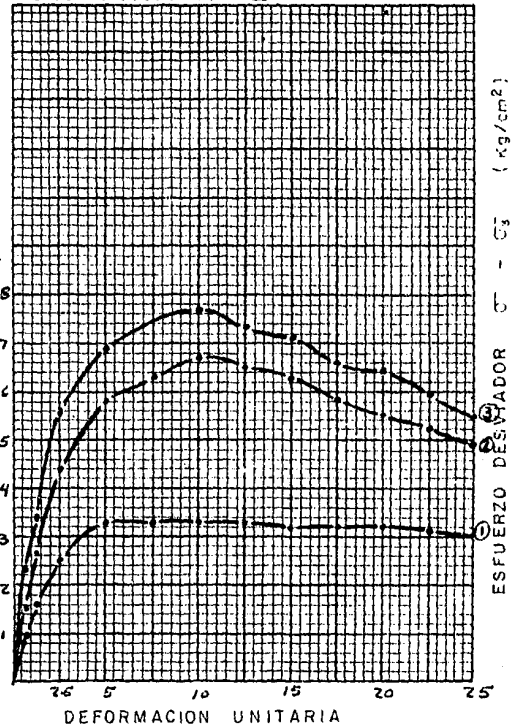
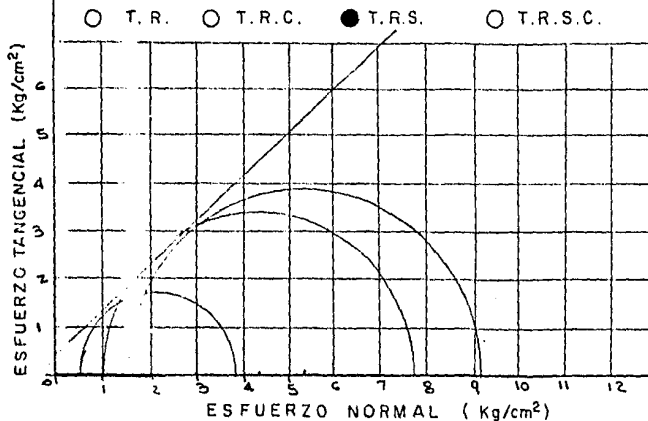


FIGURA 40

MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	W _i	W _f	e _i	e _f	G _i	G _f	G _r	σ ₁ - σ ₃	e
1	26.56		0.754		72.70		0.600	3.38	
2	26.24		0.728		75.36		1.000	6.74	
3	27.43		0.729		76.39		1.500	7.65	
prom.	26.74		0.756		97.08				

PH. FACTOR		PESOS VOLUMETRICOS		φ = 43° C = 9.10/m
γ	kg/m ³	INICIALES	FINALES	
e	0.878	γ _s 1564	kg/m ³	
W	16.2 %	γ _H 1982	kg/m ³	
W _G	21.0 %	γ _{sat} 1994	kg/m ³	
S _s	2.746	%C 89.89		



Procedencia LAGUNA DE ALMOLOYA
 Pozo MUESTRA 2 Prof.

Identificación de Laboratorio
 Muestra REMOLDEADA 2 Estación,

Banco SAN LORENZO
 Cálculo

Observaciones

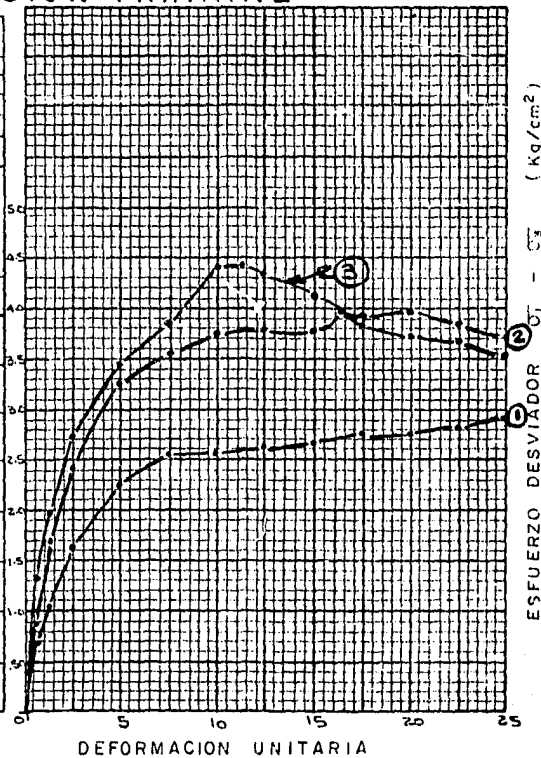
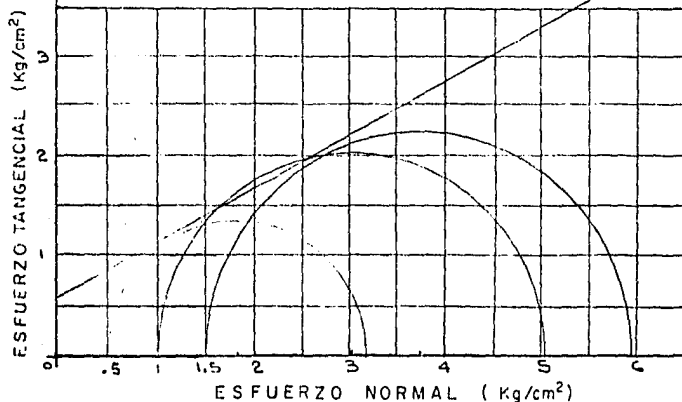
FIGURA 41

MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	σ_1	σ_3	e_1	e_3	G_1	G_3	σ_1	σ_3	e
1	42.98		1.145		100.00		0.500	2.73	
2	45.00		1.144		100.00		1.000	3.98	
3	43.00		1.144				1.500	4.42	
$V_{vol.}$	42.99		1.144		100.00				

FACTORES		PESOS VOLUMETRICOS		$\psi = 290$ $C = c \cdot \tan \psi$
γ	kg/m^3	INICIALES	FINALES	
e	0.931	γ_s	1242 kg/m^3	
W	33.0 %	γ_{sat}	1774 kg/m^3	
W	34.9 %	γ_{sat}	1774 kg/m^3	
S_s	2.465	%C	90.00	

() T.R. (○) T.R.C. (●) T.R.S. (○) T.R.S.C.

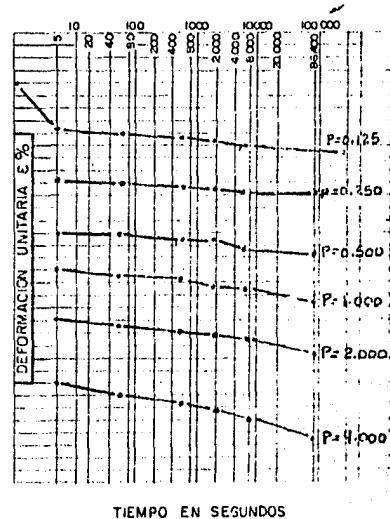
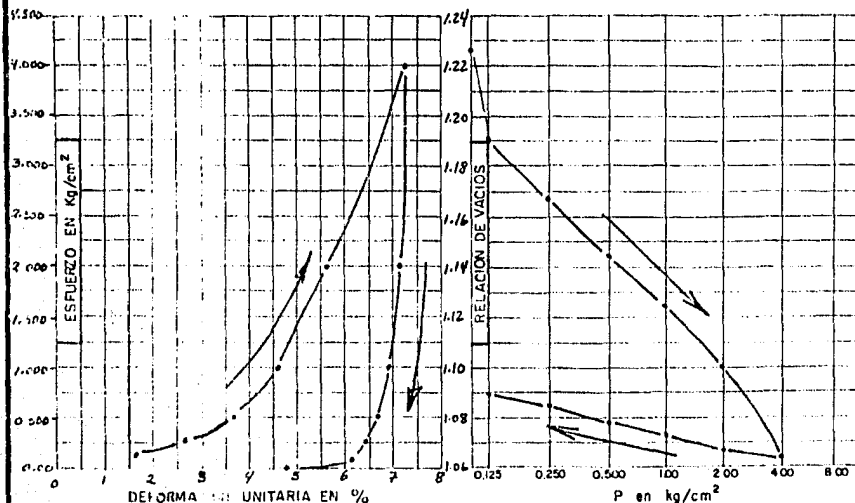


Procedencia: LAGUNA DE ALMOLOYA Identificación de Laboratorio: Banco SAN LORENZO
 Pozo: No. 1 Prof: 0-3.00 Muestra: Nº 2 (REHOLDADO) Estación: Calculó
 Observaciones: FIGURA 42

MECANICA DE SUELOS

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Procedencia: LAGUNA DE ALMOLOYA Identificación de Laboratorio: Proceso:
 Muestra: REMOLDEADA Pozo: No 2 Banco: SAN LORENZO Estación: Profundidad: 0.0-3.00 m.
 Prueba No. Aparato: No 3
 ω inicial = 35.75 % e inicial = 1.226 Sat. inicial = 77.73 % Compactación = 86.75 %
 ω final = 30.10 % e final = 1.114 Sat. final = 72.00 % $\delta_s =$ 119.7 kg/m³



Observaciones

FIGURA 43

BANCO : SAN LORENZO

SONDEO	PROF (m)	S _p	W _l %	e _l	G %
No 2	0.0 - 3.0	2.665	35.75	1.226	77.73

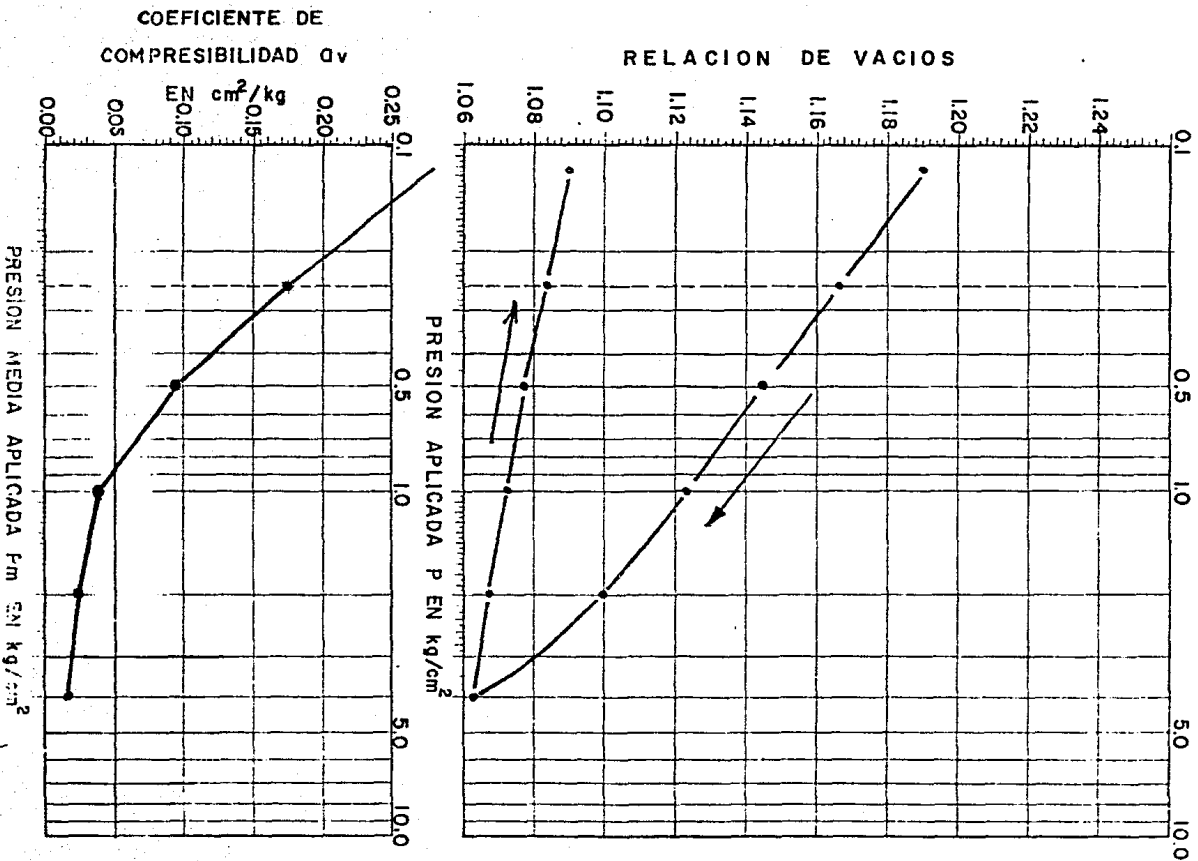


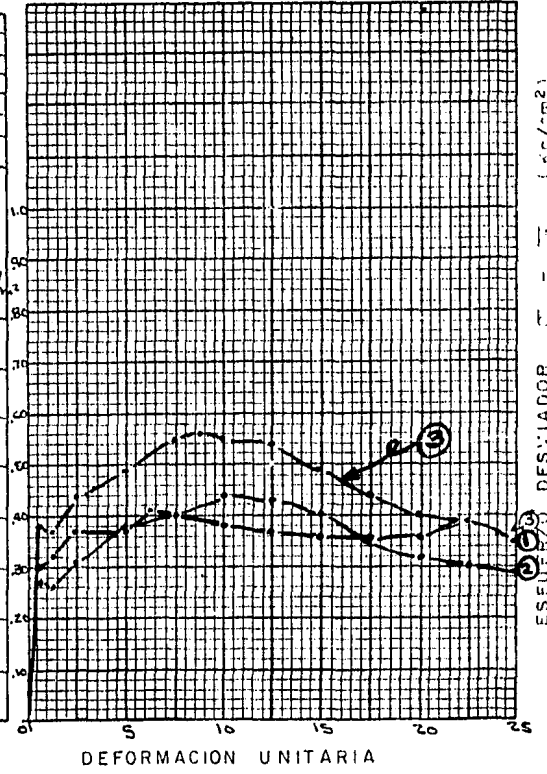
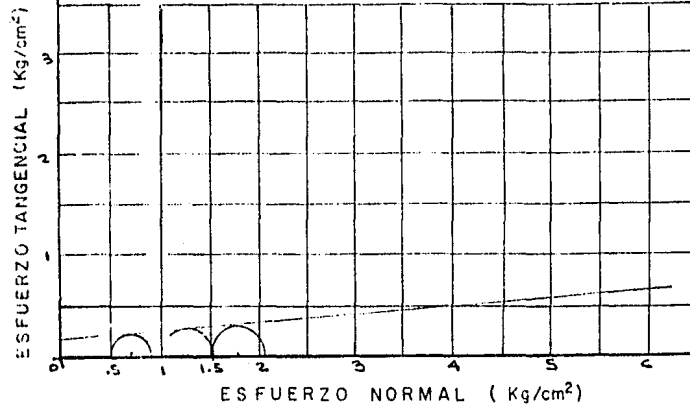
FIGURA 44

MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	ω	e_1	e_2	G_1	G_2	U_1	$U_2 - U_3$	e
1	218.99	4.474		92.26		0.500	0.41	
2	224.87	3.555		93.88		1.000	0.39	
3	190.18	3.777		94.91		1.500	0.56	
Prom.	211.38	4.269		93.42				

PR. C T O R		PESOS VOLUMETRICOS		$\phi = 60^\circ$ $C = 1.710\%$
γ	kg/m ³	INICIALES	FINALES	
u		γ_s 358	kg/m ³	
(x)	%	γ_{11} 1114	kg/m ³	
($11G$)	%	γ_{sol} 1168	kg/m ³	
Ss	PPRS	%c		

T.R.
 T.R.C.
 T.R.S.
 T.R.S.C.



Pro.endencia Laguna de Almoloya Identificación de Laboratorio Banco Préstamo lateral
 Pozo Nº 1 Prof. 1.00-1.20 Muestra Tubo Shelby Estación Cálculo
 Observaciones

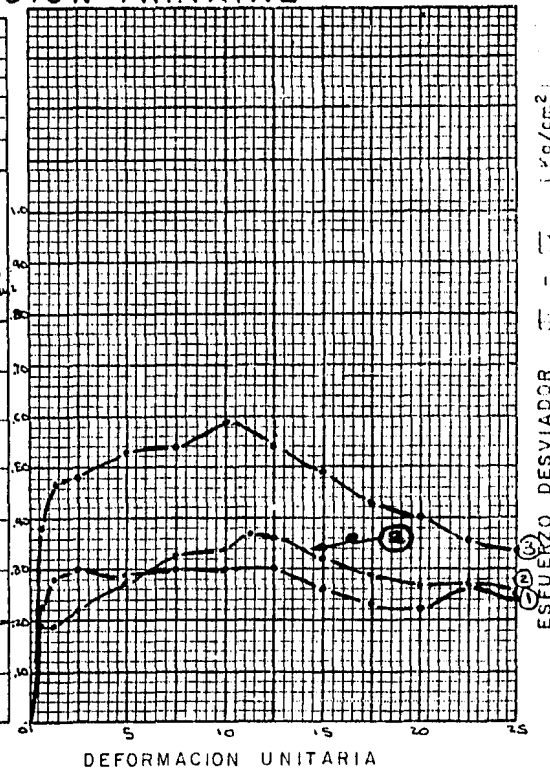
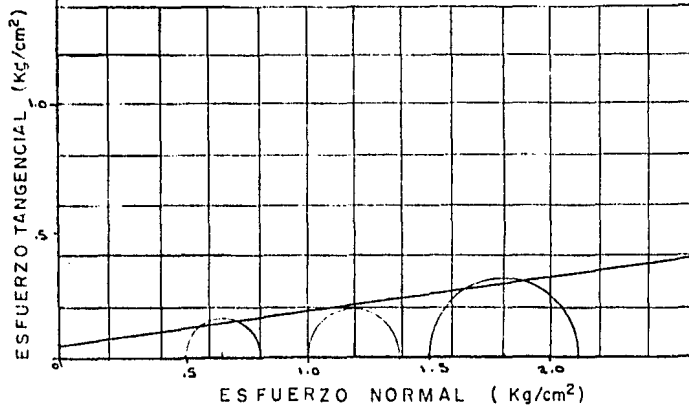
FIGURA 45

MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

DEF.	G ₁	W ₁	e ₁	e _f	G _f	G _f	U _f	U _f - U _s	e
1	871.19		14.444		94.49		0.500	0.30	
2	844.49		13.861		95.27		1.000	0.27	
3	876.54		13.584		95.27		1.500	0.59	
Próm.	847.39		13.963		95.03				

PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS		$\psi = 8^{\circ} 30'$ $C = 0.510\%$	
γ =	kg/m ³	INICIALES	FINALES		
e =		γ_s	105		Kg/m ³
W =	%	γ_{11}	991		Kg/m ³
WG =	%	γ_{sat}	1037		Kg/m ³
S _s =	1.566	%C			

T.R.
 T.R.C.
 T.R.S.¹
 T.R.S.C.



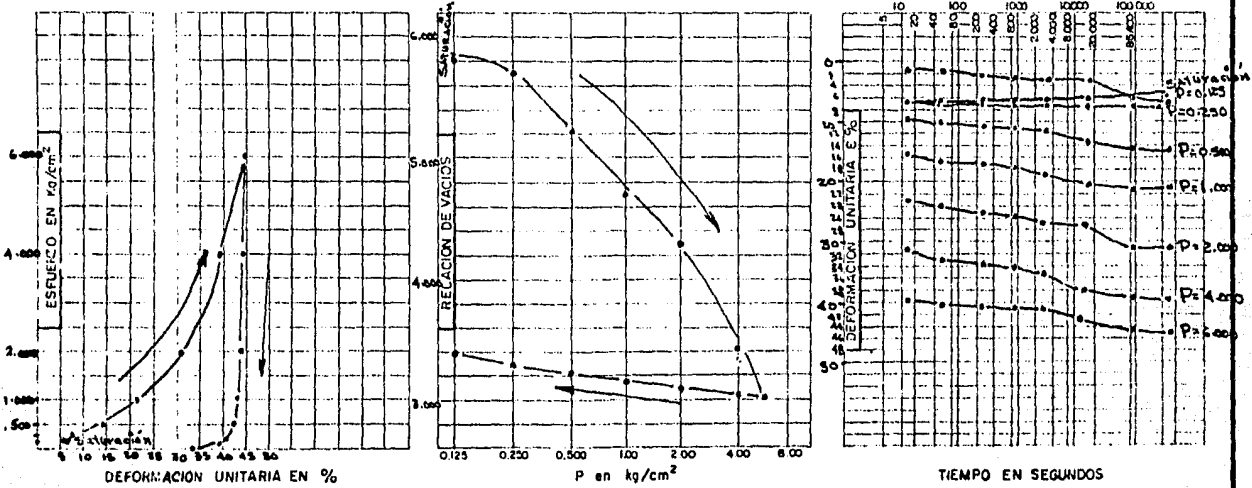
Proceden: Laguna de Almoloya Identificación de Laboratorio Banco Prestamo Lateral.
 Pozo: No 2 Prof. 1: 80-2.00 Muestra tubo Estación Cálculo
 Observaciones

FIGURA 46

MECANICA DE SUELOS

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Procedencia: L. Almoloya Identificación de Laboratorio: Proceso: Húmedo
 Muestra: Pozo: Nº 1 Banco: Pres. T. M. Lateral Estación: Profundidad: 1.00-1.20 m
 Prueba No.: Aparato: Nº 1 Cálculo: Operó:
 w inicial = 330.43 % e inicial = 0.283 Sat. inicial = 99.17 % Compactación = %
 w final = 242.90 % e final = 0.907 Sat. final = 100.00 % $\gamma_s =$ kg/m³



Observaciones

FIGURA 47

BANCO: PRESTAMO LATERAL

SONDEO	PROF (m)	S _a	W _l %	e _l	G %
POZO 1	1.00-1.30	2.294	330.43	6.283	99.12

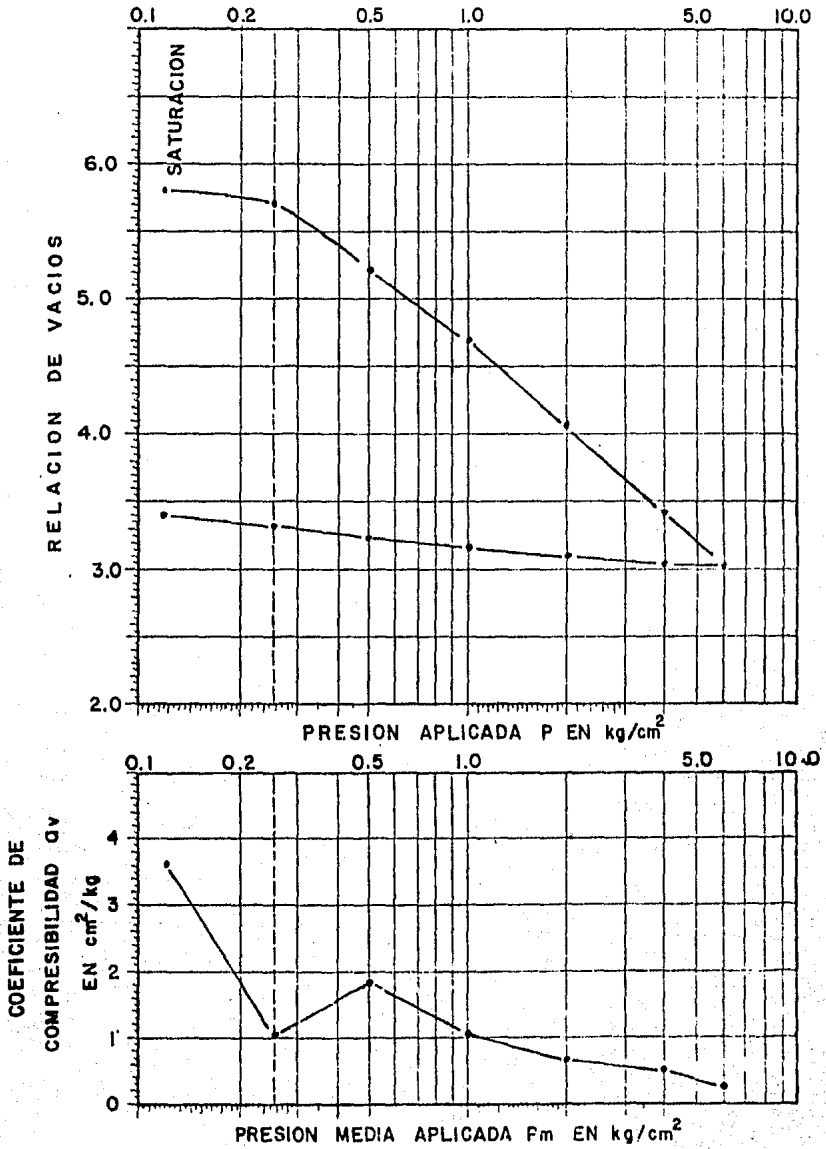
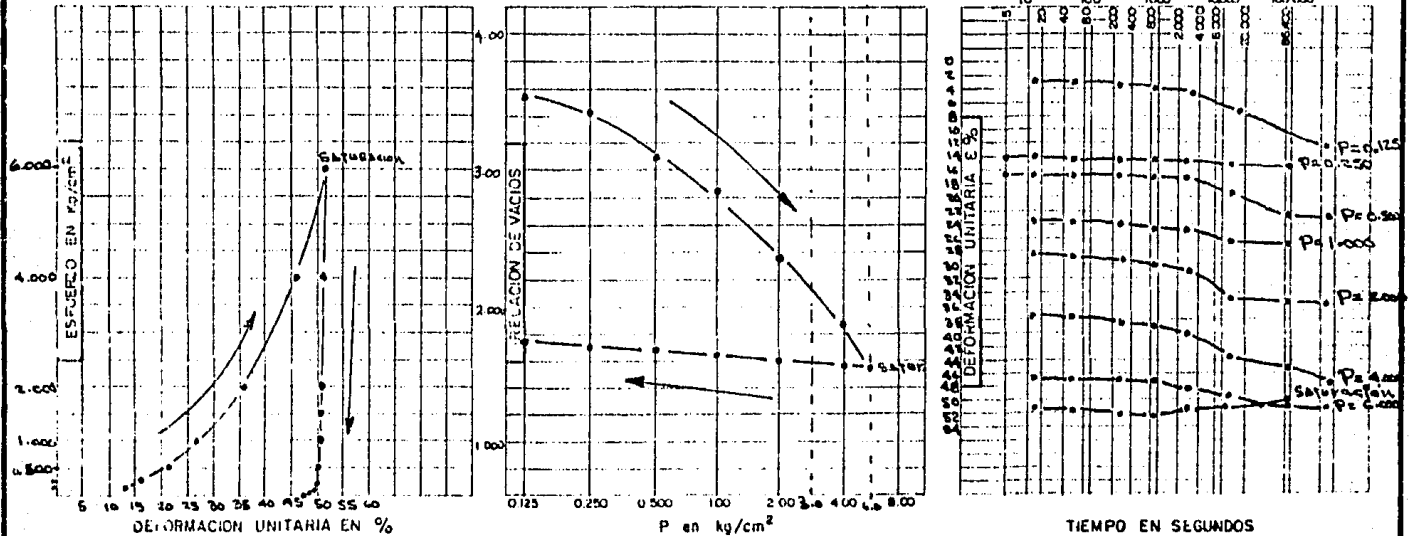


FIGURA 48

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Procedencia: L. Almoloya Identificación de Laboratorio: Proceso: Seco
 Muestra: Pozo: Nº 1 Banco: Peñstame, lateral Estación: Profundidad: 1.00-1.20 m
 Prueba Nº: Aparato: Nº 3 Cálculo: Operó:
 w inicial = 207.12 % e inicial = 4.296 Sat. inicial = 90.89 % Compactación = %
 w final = 155.46 % e final = 1.754 Sat. final = 100.00 % $\gamma_s =$ kg/m³



Observaciones:

BANCO: PRESTAMO LATERAL

SONDEO	PROF (m)	S _s	W _i %	e _i	G %
POZO 1	1.00-1.30	2.294	330.43	6.283	99.12

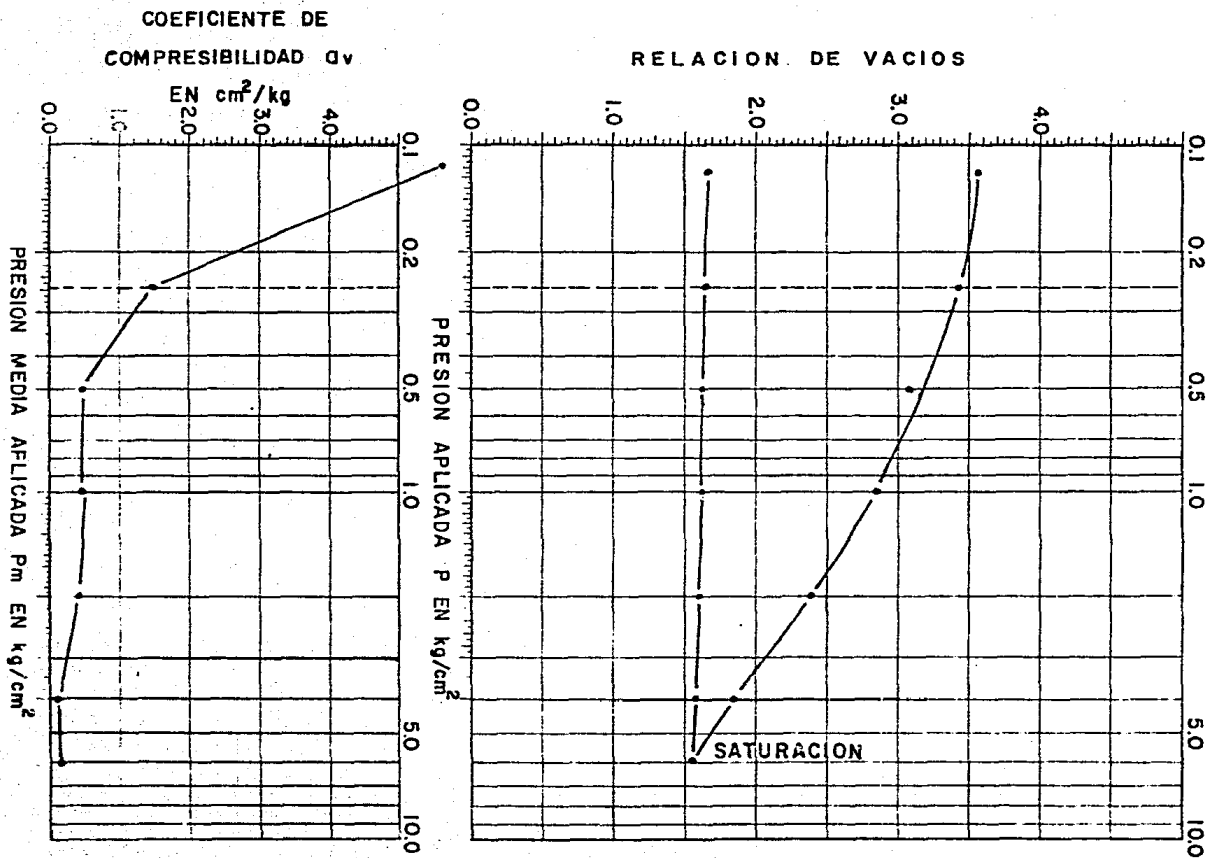


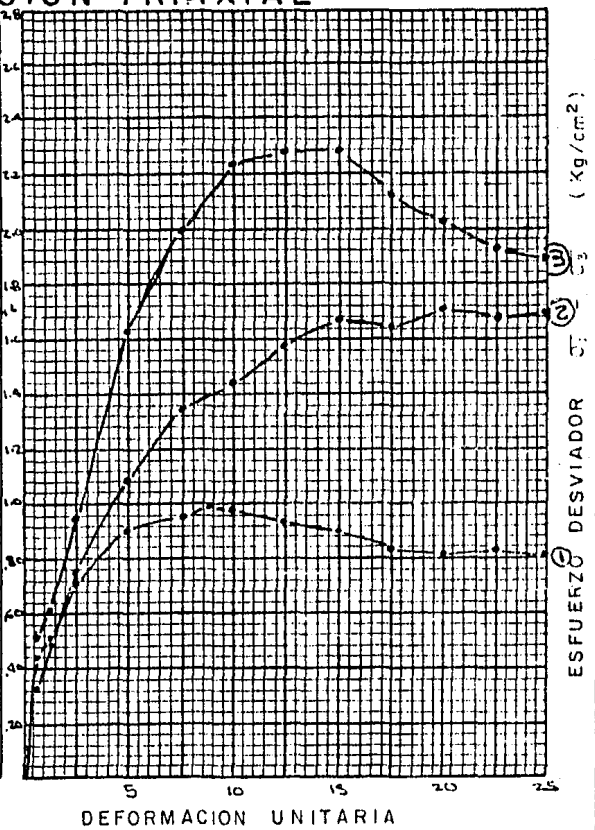
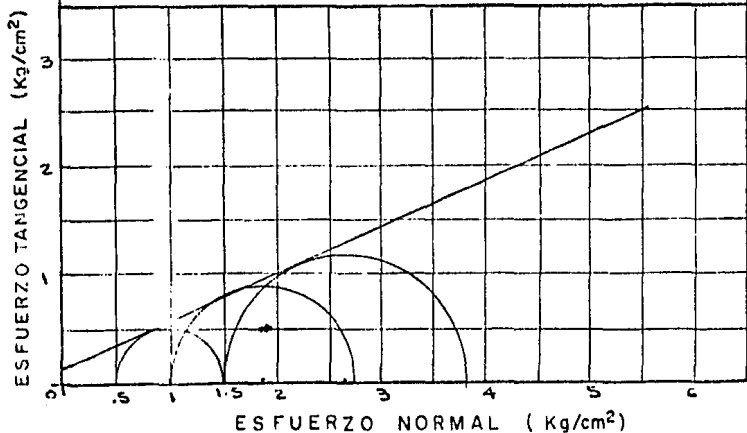
FIGURA 50

MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	W _f	W _t	e _i	e _f	G _i	G _f	σ _v	σ _v - σ ₃	e
1	44.05		1.226		97.51		0.500	0.99	
2	44.20		1.229		97.72		1.000	1.71	
3	44.68		1.226		98.91		1.500	2.28	
Prom.	44.31		1.227		98.05				

PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS		ψ = 23°	C = 1.4104
		INICIALES	FINALES		
δ	= 1350	kg/m ³			
e	= 1.010				
W	= 34.0	%	δ _s	1218	Kg/m ³
WG	= 37.21	%	δ _H	1758	Kg/m ³
Ss	= 2.713	%	δ _{sat}	1769	Kg/m ³
		%	C	90.23	

○ 1.R. ○ T.R.C. ● T.R.S. ○ T.R.S.C.



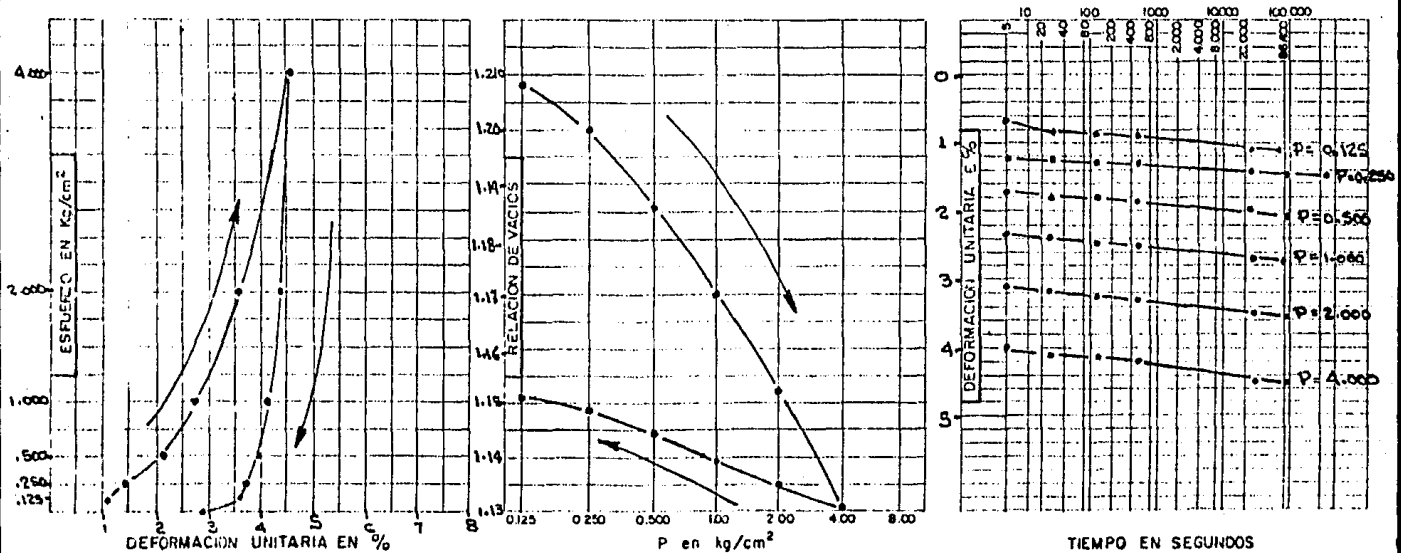
Procedencia LAGUNA DE ALMOLOYA Identificación de Laboratorio Banco Tilapa
 Pozo Prof. Muestra REMOLDEADA Estación Calculo
 Observaciones Este material dreña al compactar

FIGURA 51

MECANICA DE SUELOS

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Procedencia Laguna de Almoloya Identificación de Laboratorio Proceso
 Muestra Rehidratada Pozo Banco Tilapa Estación Profundidad m.
 Prueba No Aparato Nº 2 Cálculo Operó
 w inicial = 34.00 % e inicial = 1.233 $Sat.$ inicial = 74.81 % Compactación = 90.00 %
 w final = 31.80 % e final = 1.166 $Sat.$ final = 73.99 % $\gamma_s = 1215$ kg/m³



Observaciones

FIGURA 52

BANCO: TILAPA

SONDEO	PROF (m)	S _s	W _l %	e _l	G %
MUESTRA - 1	2.50	2.713	34.0	1.233	74.81

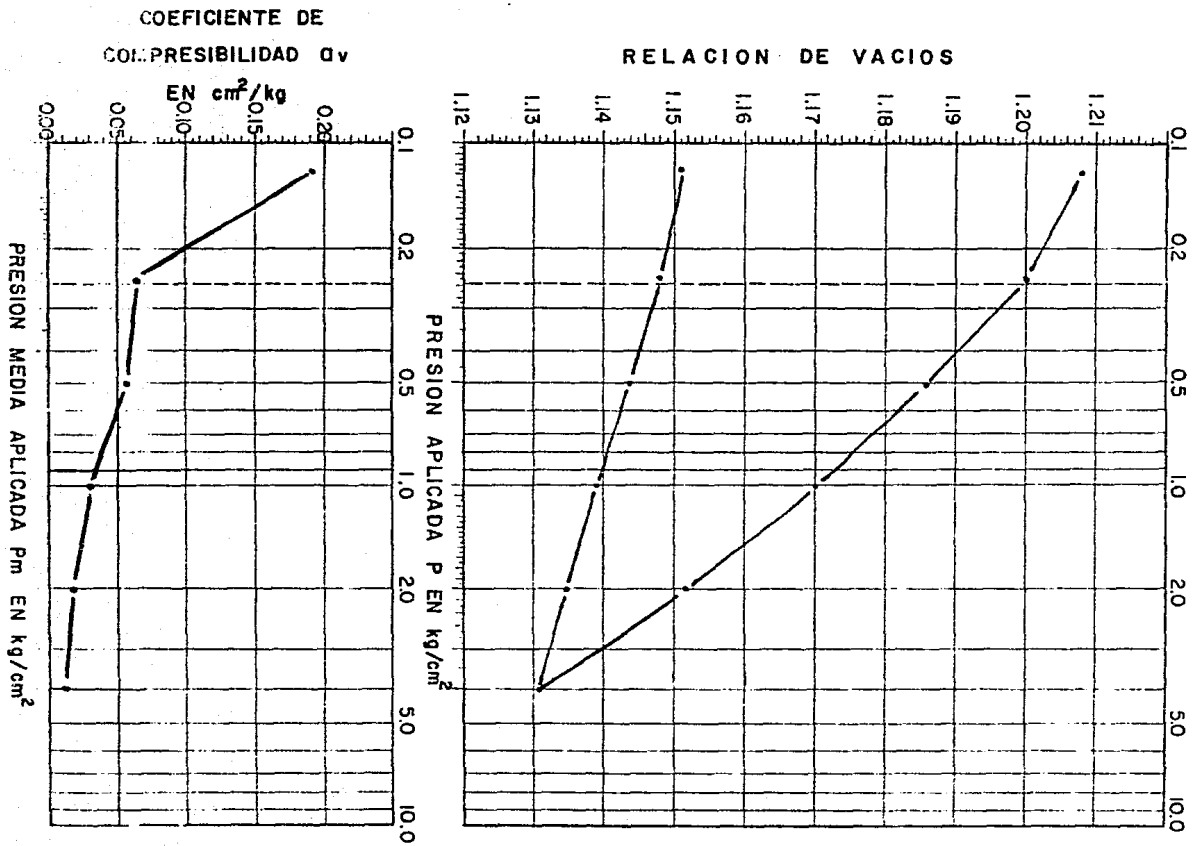
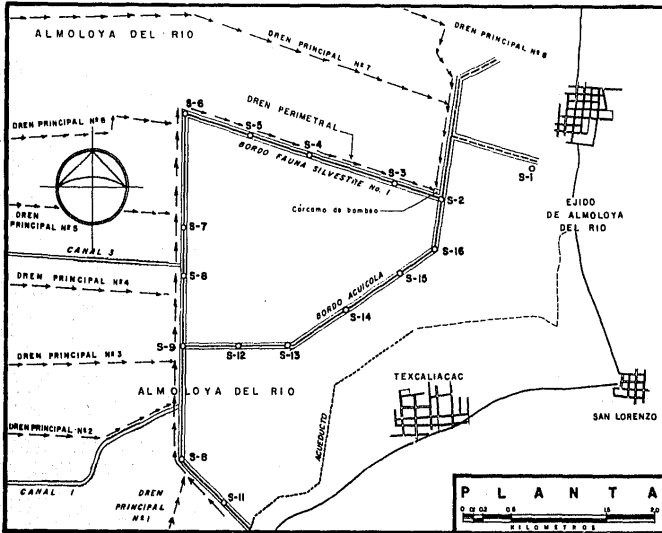
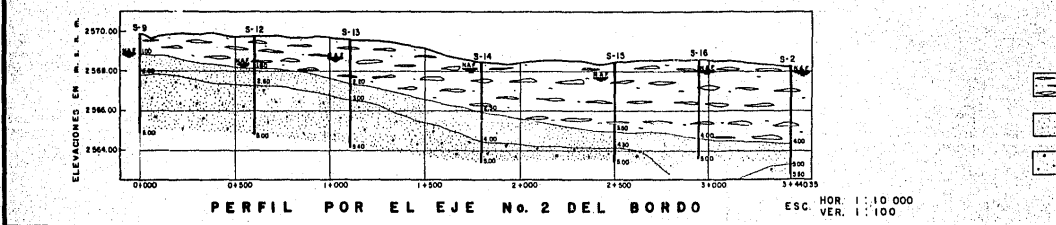
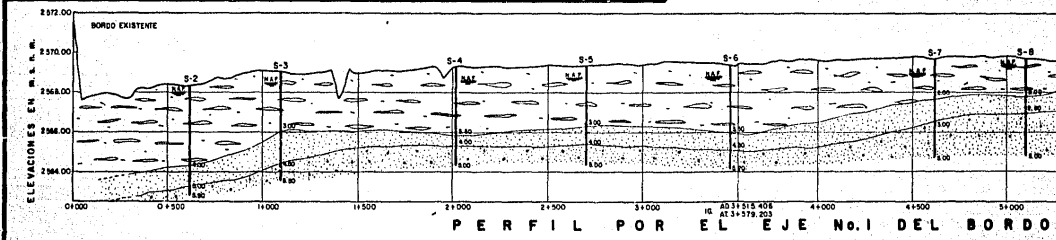
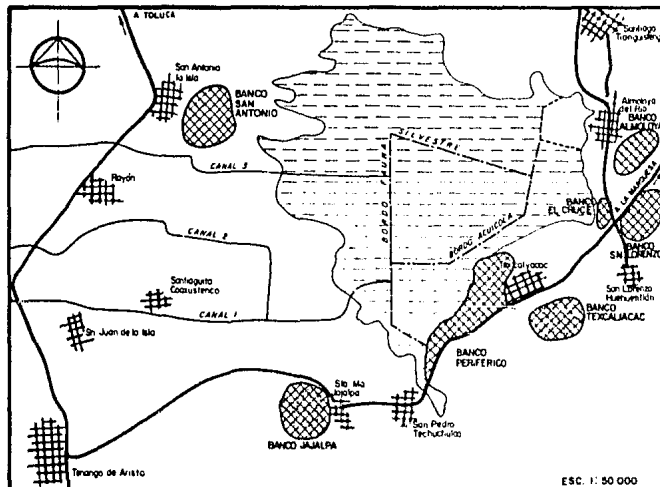


FIGURA 53



- SIMBOLOGIA**
- Poblado _____
 - Acueducto _____
 - Canal _____
 - Cerradero _____
 - Camino de terracería _____
 - Bordo existente _____
 - Bordos en proyecto _____
 - Explotación con máquina _____





DATOS GENERALES DE LOS BANCOS						
BANCO	EMPLEO	REGALIAS	DISTANCIA AL BORDO (Km)	ESPESOR APROXIMABLE	VOLUMEN APROXIMABLE (m ³)	TRATAMIENTO REQUERIDO
ALMOLOYA	Material impermeable	Prop Ejidal	1.4	60	1 700 000	Despalle
SAN LÓRENZO	Material impermeable	Prop Ejidal	2.5	60	2 280 000	Despalle
PERIFÉRICO	Material impermeable	Prop Ejidal	0.6	10	450 000	Despalle
TEXCALIACAC	Material impermeable	Prop Privada	1.7	40	70 000	Despalle
PLATERAL	Material impermeable	Prop Federal	0.05	10	400 000	Despalle y despalle
TILAPA	Material impermeable	Prop Ejidal	9.5	30	1 000 000	Despalle
JAJALPA	Enrocamiento	Prop Ejidal	2.0	15	>1 000 000	Ninguno
TEXCALIACAC	Enrocamiento	Prop Ejidal	1.9	60	>1 000 000	Ninguno
EL CRUCE	Enrocamiento	Prop Ejidal	1.4	20	10 000	Ninguno
TILAPA	Primer de todos revestimiento de cama	Prop Ejidal	9.5	400	>2 000 000	Ninguno

> Mayor de

MATERIAL IMPERMEABLE						
CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	BANCO ALMOLOYA	BANCO ALMOLOYA	BANCO PERIFÉRICO	BANCO TEXCALIACAC	BANCO PLATERAL	BANCO TILAPA
PORCENTO QUE PASA LA MALLA ABERTURA (mm) 0.075 (No. 200)	100	100	100	92.7	100	100
LÍMITE LÍQUIDO %	37	44	32	42	-	16
LÍMITE PLÁSTICO %	20	31	25	30	-	25
PESO VOLUMÉTRICO ÓPTIMO (Kg/m ³)	1570	1580	1580	1490	910	1350
HUMEDAD ÓPTIMA	240	330	208	24.4	110	340
HUMEDAD NATURAL	113	164	157	330	-	182
COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	86x10 ⁻⁸	12x10 ⁻⁵	14x10 ⁻⁵	-	49x10 ⁻⁸	247x10 ⁻⁸

CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	BANCO TEXCALIACAC	BANCO JAJALPA	BANCO EL CRUCE
IDENTIFICACION MEGASCÓPICA	BASALTO	ANDESITA	BASALTO

SIMBOLOGIA

- Poblado
- Carretero
- Canal
- Bordo existente
- Bordo de proyecto
- Banco de material impermeable
- Banco de enrocamiento
- Zona pantanosa

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CIMENTACION DE UN BORDO EN SUELOS BLANDOS

LOCALIZACION DE BANCOS DE MATERIALES

TESIS PROFESIONAL

MANUEL AZCARATE VAZQUEZ

MAYO, 1988 PLANO 2