

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

**"ESTUDIO DE TRES SUELOS SUBNORMALES
EN RELACION CON OBRAS DE INGENIERIA"**

Informe de Proyecto Final
para Graduación

Realizado por

GERARDO PRADA ARROYO

JULIO – 1980

TRIBUNAL:

PROFESOR DE CATEDRA

ING. GASTON LAPORTE

PROFESOR GUIA

ING. OSCAR J. MENDEZ

TERCER MIEMBRO

ING. JUAN L. ARAGON

AGRADECIMIENTO

Por este medio deseo expresar mi más sincero agradecimiento al Ing. Gastón Laporte, al personal del Laboratorio de Materiales del Ministerio de Obras Públicas y Transportes al Ing. Oscar J. Méndez y a todas aquellas personas que en mayor o menor grado colaboraron con la elaboración de este proyecto.

EXTRACTO

El objetivo de este proyecto es el estudio de tres suelos subnormales en relación con obras de Ingeniería.

Se profundiza en la investigación de un suelo haloisítico por ser un material con características muy especiales, poco estudiado y que probablemente se encuentra con frecuencia, en las regiones volcánicas del país.

Los suelos se analizaron por medio de ensayos de laboratorio que permitieron la identificación de sus propiedades físico-mecánicas para, con base en ellas, llegar a determinar el posible comportamiento del suelo como material de cimentación de estructuras, de cimentación vial y/o de préstamo.

Se llegó a conclusiones y recomendaciones acerca de la cimentación de la estructura de una iglesia sobre un suelo haloisítico, de la cimentación de una carretera sobre una arcilla expansiva y, acerca del posible empleo de un material de tajo como base estabilizada con cemento y como capa de soporte de la losa de concreto de un pavimento rígido.

5.2.	Condiciones generales del sitio.....	27
5.3.	Muestreo.....	27
5.4.	Métodos de preparación y ensayos de laboratorio.....	28
5.5.	Análisis de resultados.....	29
5.6.	Comportamiento del suelo.....	50
5.7.	Efectos del secado sobre la humedad y los límites de Atterberg.....	51
6.	SITIO N° 3. PROYECTO : 'TRES RIOS-TARAS'. TAJO MOLINA.....	55
6.1.	Antecedentes.....	55
6.2.	Localización.....	56
6.3.	Muestreo.....	56
6.4.	Métodos de preparación y ensayos de laboratorio.....	56
6.5.	Especificaciones.....	56
6.6.	Análisis de resultados.....	57
6.7.	Comportamiento del material : Aceptación...	65
7.	ANEXOS	
7.1.	Anexo N° 1 Simbología.....	72
7.2.	Anexo N° 2 Ensayos de laboratorio : Designación y año de revisión..	74
73.	Anexo N° 3 Fotografías.....	77
8.	BIBLIOGRAFIA.....	81

1. OBJETIVO Y ALCANCE

1.1. Objetivo

El objetivo de este proyecto es el estudio de tres suelos subnormales en relación con obras de ingeniería.

El estudio cubre los siguientes aspectos:

1. Determinación de las características físicas y mecánicas que definen el comportamiento del suelo.
2. Evaluación de la confiabilidad de los métodos de preparación y ensayo normalmente empleados en el laboratorio para determinar las características de los suelos subnormales analizados.
3. Análisis del comportamiento del suelo para efectos de diseño de obras de ingeniería.

1.2. Alcance

El presente trabajo es un estudio de las características más importantes de tres suelos subnormales en relación con obras de ingeniería construídas, en construcción o en proyecto.

Los suelos estudiados son:

1. Arcilla color gris procedente del proyecto de Circunvalación, Zona Sur de San José.
2. Limo arcilloso localizado en el sitio donde se proyecta construir la nueva iglesia de Capellades, Cartago.
3. Material del "Tajo Molina" que se utilizará como subbase y base estabilizada con cemento en el proyecto Tres Ríos-Taras.

El estudio parte de la identificación de las características físico-mecánicas de los suelos, mediante ensayos de laboratorio, para realizar un análisis de los factores más importantes que determinan su comportamiento como subrasante, préstamo y suelo de cimentación en el caso de Capellades, como cimentación de carreteras en la arcilla de la Zona Sur de San José y como subbase y base estabilizada con cemento en el caso del material del "Tajo Molina".

A pesar de que el trabajo trata los tres suelos apuntados, se profundizó en la investigación del material procedente de Capellades, Cartago, por tratarse de un suelo con características muy especiales.

2. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

2.1. Sitio N° 1. Proyecto : "Circunvalación"

Con base en los análisis de laboratorio, en las experiencias acumuladas por personal del Ministerio de Obras Públicas y Transportes (M.O.P.T.) y en una serie de trabajos previos, se llega a las siguientes conclusiones y recomendaciones, entendiéndose que aunque muchas de ellas se aplican, se hace necesario hacer énfasis en la importancia que tiene el trabajar adecuadamente con este tipo de suelos.

1. El suelo está compuesto por una arcilla inorgánica, color gris, sumamente expansiva y de alta plasticidad.
2. Dado que los efectos del secado en el proceso de preparación son mínimos, se concluye que las características reales del suelo pueden establecerse por los métodos normales de preparación y ensayo.

Se recomienda, para este tipo de suelos, la intensificación del muestreo y de los ensayos de laboratorio, además de la realización de pruebas que evidencien el comportamiento de la arcilla expansiva. Estas pruebas deberán ser las que determinen parámetros tales como la presión de hinchamiento, el hinchamiento libre, el hinchamiento bajo carga, la contracción, etc.

3. El suelo presenta cambios volumétricos como consecuencia directa de los cambios de humedad.
4. Los cambios volumétricos asociados a las presiones generadas

durante el hinchamiento, además de la alta plasticidad, son los fenómenos causantes de la mayor parte de los problemas generados en obras de ingeniería cimentadas sobre arcillas expansivas.

5. Se recomiendan algunas alternativas para controlar el hinchamiento del material.
 - 1) Prevención del acceso de agua al suelo mediante la colocación de una membrana impermeable.
 - 2) Aplicación de una sobrecarga que estabilice las presiones de hinchamiento.
 - 3) Estabilización química para alterar la estructura de la arcilla con el fin de minimizar o prevenir el hinchamiento.
 - 4) Prehumedecimiento del suelo de modo que se agote la capacidad de hinchamiento del mismo. La arcilla se inunda y se protege y mejora estabilizando la superficie.
 - 5) Remoción del suelo expansivo y sustitución por un material no expansivo.

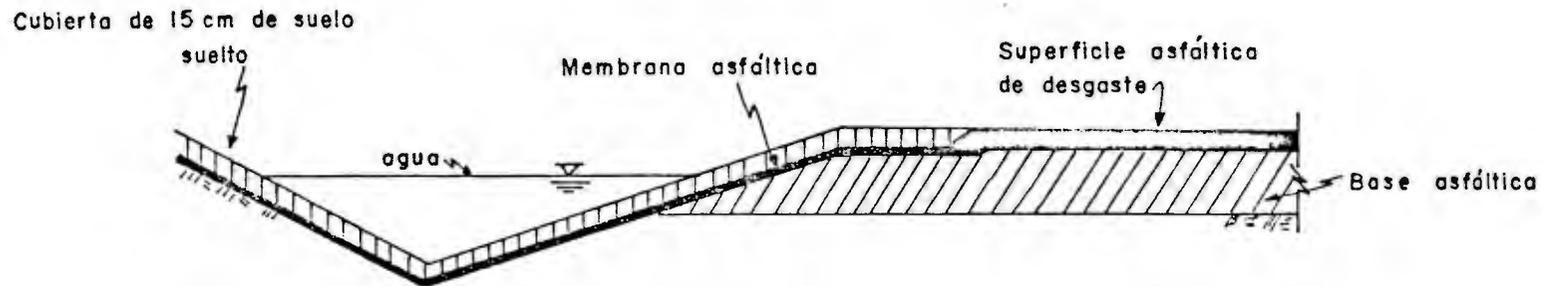
De las alternativas mencionadas, la 1) podrá ser una de las más efectivas. Se han realizado experimentos que demuestran que una barrera

contra el agua constituida por una membrana asfáltica colocada a razón de 4.5 litros/ m² o una base estabilizada con asfalto dan muy buenos resultados. La figura N°. 1 muestra la sección típica de una vía construída con barreras de humedad en Colorado, Estados Unidos de América. Sin embargo, dado los costos del petróleo, aparecen dos soluciones que se consideran las más adecuadas para el medio: la 3 que es una estabilización química usando cal en porcentajes que van del 2 al 6 % en espesores de hasta 1 m dependiendo del suelo y, la 5 que será la mejor en aquellos casos en que el estrato sea poco profundo y se cuente con material adecuado para efectuar la sustitución en una forma económica.

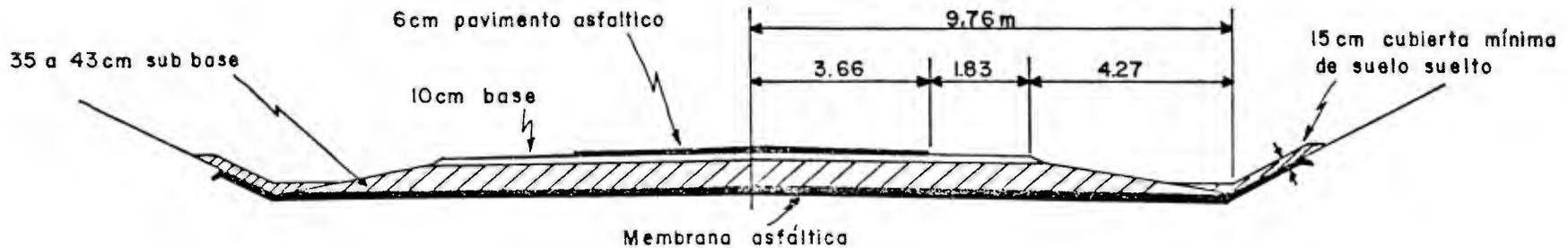
Además de lo anterior, se hace necesario la construcción de drenajes laterales colocados a lo largo de la carretera para obstaculizar el flujo de agua hacia la subrasante.

6. Se recomienda el empleo de métodos de compactación por amasado con bajas energías puesto que con el hinchamiento el suelo bajará la densidad obtenida. Para evitar el desperdicio de energía de compactación, se recomienda que en el campo se llegue a un 90 % de la densidad máxima del próctor normal con un 3 % de humedad en exceso del óptimo.
7. Se recomienda el control estricto del cumplimiento de los requerimientos emitidos por el laboratorio como único medio de garantizar un método constructivo adecuado a las características del suelo.

CONSTRUCCION TIPICA DE BARRERAS DE HUMEDAD



CORTE DE PAVIMENTO ASFALTICO CON ZANJAS LATERALES



MEMBRANA ASFALTICA CONTINUA APLICADA A SUBRASANTE Y A ZANJAS LATERALES

2.2. Sitio N°. 2. Proyecto: "Iglesia de Capellades"

Las conclusiones y recomendaciones, fundamentadas en los resultados de los ensayos de laboratorio obtenidos, son las siguientes:

1. El suelo estudiado presenta características tales como origen, sensibilidad a los efectos del secado sobre la plasticidad, formación de grumos y cambio de estructura que lo clasifican como una arcilla haloisítica del grupo de las caolinitas.
2. Los procedimientos de laboratorio normalmente empleados no son aplicables a estos suelos debido a que desde el proceso de preparación se afecta el comportamiento real del suelo. La temperatura de secado recomendada por la A.A.S.H.T.O., 60°C, modifica el suelo de modo que se obtienen, en el laboratorio, resultados no representativos de la condición real del suelo.

Se recomienda que para aquellos casos de sitios o suelos provenientes de zonas volcánicas, altas y húmedas que favorecen la transformación de las cenizas, se realicen ensayos de laboratorio que muestren los efectos del secado sobre el suelo.

3. Para el caso de Capellades, se encontró que las condiciones climáticas de la zona, además de permitir la formación de suelos haloisíticos, permiten mantener las características naturales del suelo aunque éste se encuentre

expuesto a la intemperie.

4. Como material de préstamo, el suelo de Capellades podría ser aceptado puesto que sus condiciones de capacidad de soporte en estado seco (humedades menores de 50 %) son buenas además de que la pérdida de plasticidad favorecerá su comportamiento. Sin embargo, para lograr las características apuntadas, deberá hacerse que el material pase de una humedad de cerca del 166 %, en la estación seca, a humedades menores del 50 % lo que difícilmente podrá lograrse, a bajo costo, en esta región.

Por lo tanto, aunque el suelo en estado seco presenta características que permiten su aceptación como material de préstamo, las dificultades generadas por el secado hacen que su utilización sea prácticamente imposible.

5. El suelo de Capellades, en caso de que tuviera que usarse como subrasante, presentará los problemas de una arcilla sumamente plástica y con un alto contenido de agua. La compactación del suelo deberá hacerse por amasado, haciendo uso de equipo como el pata de cabro, para lograr los mejores resultados de densidad. Sin embargo, los valores obtenidos serán bajos (ver gráfico N°. 4) por lo que se recomienda colocar un material de préstamo que logre mejorar la subrasante en densidad y capacidad de soporte.

Para efectos de diseño de espesores se recomienda la

realización de ensayos de C.B.R. en sitio como única forma de establecer la capacidad de soporte real del suelo.

6. Para el diseño de cimentaciones en el sitio donde se construirá la nueva iglesia, deberán considerarse dos aspectos básicos: asentamientos y capacidad de carga.

El suelo es preconsolidado, se considera que podrán darse asentamientos altos, debidos a consolidación, en el caso de que se le transmitan cargas que excedan la carga de preconsolidación ($P_c = 1.10 \text{ kgr/cm}^2$) Por lo tanto, de no ser así, los asentamientos esperados serán mínimos.

La capacidad de carga deberá ser calculada por medio de la teoría de Terzaghi, que puede ser empleada para cualquier tipo de suelo, o por medio de la teoría de Skempton que se puede utilizar para cimientos sobre arcillas. La capacidad de carga de este suelo, considerando un factor de seguridad de tres (F.S.=3), es de aproximadamente 0.50 kgr/cm^2 .

Puede verse entonces que para la capacidad de carga estimada que es menor que la carga de preconsolidación, los asentamientos serán mínimos. Por lo tanto, se recomienda ajustar el diseño a dicha capacidad

de carga, esto puede lograrse mediante el empleo de una placa total y el uso de una estructura muy liviana que podría ser metálica. Además, el nivel de cimentación se recomienda tenga como mínimo 1 m. de profundidad.

2.3. Sitio N°. 3. Proyecto: "Tres Ríos - Taras". Tajo Molina

Con base en los resultados de las pruebas de laboratorio y en la experiencia de haberse trabajado con suelos geológicamente semejantes a éste, se llega a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

1. La utilización del material como base estabilizada con cemento podrá ser aceptada siempre que se logre la resistencia mínima a los 7 días establecida en el C.R.-77. Para alcanzar esta resistencia, se recomienda usar un 11 % en peso de cemento que, para un peso unitario de 1.559 kgr/m^3 , equivale aproximadamente a 4 sacos de cemento por metro cúbico de material. Considerando que cantidades que van de 2.5 a 3.5 sacos de cemento por metro cúbico de material se aceptan como económicamente satisfactorias, se determina que para lograr los requisitos mínimos de resistencia la base resulta relativamente cara.

Según se desprende de la experiencia acumulada en el laboratorio, el comportamiento de este material es poco

usual puesto que en otros casos de pesos unitarios de la magnitud del calculado, los porcentajes de cemento son menores que los requeridos para este material.

Se recomienda la verificación de la resistencia de la base estabilizada en el campo mediante la construcción de un tramo de prueba en el proyecto.

2. Con respecto a la posible sustitución de la base estabilizada con cemento del diseño original por una subbase granular, podrá aceptarse. Sin embargo, este material no deberá considerarse como una subbase en el sentido estricto de la palabra sino más bien como una capa de soporte de la losa.

Para su aceptación como capa de soporte de la losa, aparte de las especificaciones establecidas en el C.R.-77, el material que se colocará deberá ser granular y con un porcentaje pasando la malla # 200 no mayor de 15, esto con el fin de evitar el fenómeno de bombeo que llevaría a la losa a trabajar a flexión produciéndose la falla y su consecuente destrucción en forma acelerada. Por lo tanto, dado que el material del Tajo Molina tiene un porcentaje de partículas pasando la malla # 200 de 22 , que es superior al límite establecido, se considera no aconsejable su utilización como capa de soporte de la losa de concreto.

3. Debido a que el material del Tajo Molina procede de la formación Coris al igual que el del Tajo Tirrases, que provocó el levantamiento del pavimento del proyecto Curridabat-Tres Ríos, y a que los materiales de ambos tajos presentan similitud en algunas de sus características (Ver Tabla N°. 24), se dan a continuación las recomendaciones a que se llegó en el caso del material de Tirrases y que, se considera, deben seguirse también para el caso del Tajo Molina.

- 1) El material podrá usarse estabilizado con cemento sin ningún problema.
- 2) Debido a su posible tendencia al hinchamiento deberá evitarse su exposición prolongada a condiciones de saturación, por lo tanto, deberá protegerse con capas impermeabilizantes y no colocarse en zonas muy húmedas.
- 3) Se recomienda su compactación con al menos un 3 % de humedad sobre el óptimo con el fin de disminuir su potencial de hinchamiento.

3. INTRODUCCION

En general, los suelos presentan una serie de características típicas que permiten su reconocimiento mediante ensayos de laboratorio normalizados. Propiedades como humedad natural, granulometría, plasticidad, razón de vacíos, saturación y resistencia al corte hacen posible la determinación del comportamiento real del suelo. Sin embargo, existen algunos materiales cuyas características reales no se establecen fácilmente por medio de los procedimientos normales de laboratorio vigentes ya que presentan propiedades que definen un comportamiento fuera de lo normal. Estos suelos serán llamados, para efectos de este proyecto, "suelos subnormales".

Los sitios escogidos para este trabajo están localizados en proyectos cuyos suelos han presentado características o comportamientos que los hacen aparecer como suelos subnormales. Ellos son:

1. SITIO N°. 1

Arcilla color gris procedente del proyecto de Circunvalación, zona Sur de San José.

2. SITIO N°. 2

Este sitio está localizado en las inmediaciones de la actual Iglesia de Capellades, Cartago, lugar en donde se proyecta construir una nueva iglesia. El suelo es un limo arcilloso color café claro.

3. SITIO N°. 3

Corresponde al material del "Tajo Molina" que será

empleado en el proyecto "Tres Ríos-Taras".

4. SITIO N°. 1

PROYECTO "CIRCUNVALACION"

4.1. Localización del sitio

El muestreo correspondiente a este sitio se hizo cerca de la estación 2 + 185, sobre la línea centro del proyecto de "Circunvalación" en las inmediaciones de San Sebastián, al Sur de San José.

4.2. Condiciones generales del sitio

El sitio de muestreo carece de capa vegetal, presenta una superficie color gris claro totalmente agrietada y tiene una gran resistencia en su estado seco.

El sitio se encuentra en una zona de pendiente suave, entre los ríos Tiribí al Sur, y María Aguilar al Norte.

4.3. Muestreo

Se tomaron dos tipos de muestras:

1. Las muestras inalteradas

Empleadas en la realización de ensayos muy específicos, se tomaron mediante tubos de pared delgada hincados por medio de presión hidráulica.

El muestreo se efectuó a una profundidad de 0,5 a 1.0 m.

2. Muestras alteradas

La toma de muestras alteradas se hizo mediante

muestreo a cielo abierto con pico y pala a una profundidad de 0.5 a 1.0 m.

4.4. Métodos de preparación y ensayos de laboratorio

Con el fin de obtener una muestra trabajable y adecuada para la realización de los ensayos de laboratorio, los materiales muestreados deben prepararse siguiendo un proceso de secado y molido.

Con el fin de acelerar el proceso de preparación, el material usualmente se seca en hornos que se calibran a temperaturas de 60°C. Para efectos de este proyecto, se consideró como una segunda alternativa el secado al ambiente.

Los ensayos de laboratorio usados se ajustaron a los métodos establecidos por la American Association of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.) de los Estados Unidos de Norteamérica. En el Anexo N°. 2, se da una lista de los ensayos realizados, su designación y año de revisión.

4.5. Análisis de resultados

Los ensayos realizados al material perturbado permitieron obtener los parámetros característicos del suelo. Estos parámetros se analizarán seguidamente.

1. Humedad natural

La humedad natural del suelo fue de 47.6 % medida en la estación seca. Este resultado es el promedio de cuatro pruebas realizadas.

Puede verse, en el ensayo de próctor, Tabla N°. 4, que las humedades óptimas son menores que la humedad natural del suelo en la estación seca. En consecuencia, el suelo deberá secarse para llegar a la densidad máxima del próctor normal.

2. Granulometría

De los análisis granulométricos se obtuvo que el material tiene un 93 % de partículas que pasan la malla # 200 y un 75 % con tamaños menores de 0.002 mm (2 micrones), lo que permite indicar que el material es un suelo fino con un alto porcentaje de partículas de arcilla.

No fue posible determinar índices tales como el Coeficiente de Uniformidad, C_u , o el Coeficiente de Curvatura, C_c , puesto que los porcentajes necesarios para su cálculo no se definen en las curvas granulométricas de este material.

3. Límites de Atterberg

Se establecieron los límites de Atterberg con el material secado al horno, secado a temperatura

ambiente y en su condición de humedad natural. Los resultados mostrados en la Tabla N°. 1 muestran la influencia del método de secado en la plasticidad del suelo.

TABLA N°1

<u>METODO DE SECADO</u>	<u>L.L.</u>	<u>L.P.</u>	<u>I.P.</u>
Secado al horno a 60°C	94	31	63
Secado a temperatura ambiente	100	37	63
Condición de humedad natural	104	34	70

Los resultados demuestran que el secado no afecta los límites en una forma determinante. El comportamiento es clásico de una arcilla inorgánica.

4. Contracción lineal

El ensayo de contracción lineal estableció que el suelo tiene un porcentaje de contracción promedio de 21 % lo que demuestra que el material presenta grandes cambios volumétricos como consecuencia de los cambios de humedad.

Clasificación

Con base en los resultados de los análisis granulométricos y de los límites de Atterberg obtenidos para el suelo en sus diferentes condiciones de preparación, se clasificó el material. Los resultados

fueron los siguientes:

TABLA N°2

<u>CLASIFICACION</u>	<u>SECADO AL HORNO</u>	<u>SECADO A TEMPERATURA AMBIENTE</u>
S.U.C.S.*	CH	CH
A.A.S.H.T.O.**	A-7 - 5	A-7 - 5

* Clasificación de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

** Clasificación con base en el método de la A.A.S.H.T.O.

De la Tabla N°. 2 se observa que el método de secado no afecta la clasificación y, que tanto por medio del método del S.U.C.S. como por medio del método de A.A.S.H.T.O., el suelo clasifica como una arcilla inorgánica de alta plasticidad y de alta compresibilidad.

Actividad

Considerándose que el suelo en estudio es una arcilla típica, se procedió a su clasificación por actividad (Ver "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones" ,Sowers)

$$\Delta = \frac{I. P.}{(\% < 0.002 \text{ mm})}$$

En la Tabla N° 3, pueden verse los resultados:

TABLA N° 3

<u>CARACTERISTICAS</u>	<u>SECADO AL HORNO</u>	<u>SECADO A TEMPERATURA AMBIENTE</u>
I.P.	63	63
% < 0.002 mm	75	75
Δ	0.84	0.84

La clasificación coincide para ambos métodos de secado determinándose que la arcilla es de actividad normal.

Una vez identificado el suelo, se procedió a realizar los ensayos generales:

1. Próctor normal

Se hicieron ensayos de próctor normal para el material secado al ambiente y para el material secado al horno a 60°C.

Los resultados obtenidos se dan en la Tabla N°. 4.

TABLA N° 4

<u>METODO DE SECADO</u>	<u>γ^1_{MAX} (Kgr/m³)</u>	<u>ω_0(%)</u>
Secado al horno	1288	33
Secado a temperatura Ambiente	1250	36

Es evidente que el método de secado influye en la

magnitud de los resultados obtenidos, sin embargo, lo hace en una forma mínima. La densidad máxima varía aproximadamente en un 3 % mientras que la humedad óptima lo hace en un 8 % aproximadamente. Estos porcentajes se hacen menos significativos si se considera que ellos no sólo se deben a los efectos del secado, sino que también se da la influencia del experimentador y del equipo. Ver gráfico N° 1.

2. Valor relativo de soporte (C.B.R.)

El valor del C.B.R. es una medida de la capacidad de soporte del suelo bajo condiciones controladas de humedad y de densidad. Para una densidad del 95 % del máximo obtenido en el ensayo de próctor normal y, para el contenido óptimo de humedad de la misma prueba, los resultados fueron los siguientes:

TABLA N° 5

<u>METODO DE SECADO</u>	<u>C.B.R.</u>	<u>% HINCHAMIENTO</u>
Secado al horno	1.4	7.68
Secado a temperatura ambiente	2.0	6.86

Los valores de C.B.R. son bajos pero son resultados esperables para arcillas sumamente plásticas.

Dado que el suelo se presenta como una arcilla típica, se realizaron los siguientes ensayos con el fin de completar el estudio.

3. Hinchamiento libre

El ensayo de hinchamiento libre estableció un hinchamiento del 85 %. El resultado demuestra claramente la tendencia del suelo a la expansión.

4. Presión de hinchamiento

La presión de hinchamiento es la máxima presión vertical desarrollada por un espécimen de suelo sumergido y confinado. Las probetas de suelo empleadas en este ensayo se moldearon de acuerdo al ensayo próctor normal para diferentes densidades y contenidos de humedad.

Fundamentado en los resultados de este ensayo puede determinarse la presión necesaria para controlar el hinchamiento de un suelo cuya densidad y contenido de humedad sean conocidos.

TABLA N° 6

<u>ENSAYO</u>	<u>w(%)</u>	<u>ρ_d (Kgr/m³)</u>	<u>Presión (Kgr/cm²)</u>
1	30	1257	1.24
2	38	1260	1.00
3	41	1224	0.80
4	44	1187	0.55
5	50	1112	0.28

Tabla tomada del Proyecto Final de Manuel Gutiérrez Greñas "Suelos del Sur de San José".

Ver Gráfico No. 1.

De la Tabla N°6 y del Gráfico N° 1 puede verse como a menor humedad, y mayor densidad, mayor presión de hinchamiento, es decir, entre más se compacta el suelo mayor será la presión de hinchamiento que es capaz de desarrollar.

Ensayos con muestras inalteradas

Se hicieron ensayos de compresión inconfiada tanto con las muestras inalteradas como con las remoldeadas para determinar la sensibilidad de la arcilla analizada.

Los resultados aparecen a continuación

$$q_u \text{ (inalterada)} = 1.12 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$q_u \text{ (remoldeada)} = 1.36 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$St = \frac{q_u \text{ (inalterada)}}{q_u \text{ (remoldeada)}} = 0.82$$

PRESION DE HINCHAMIENTO - % HUMEDAD - DENSIDAD SECA

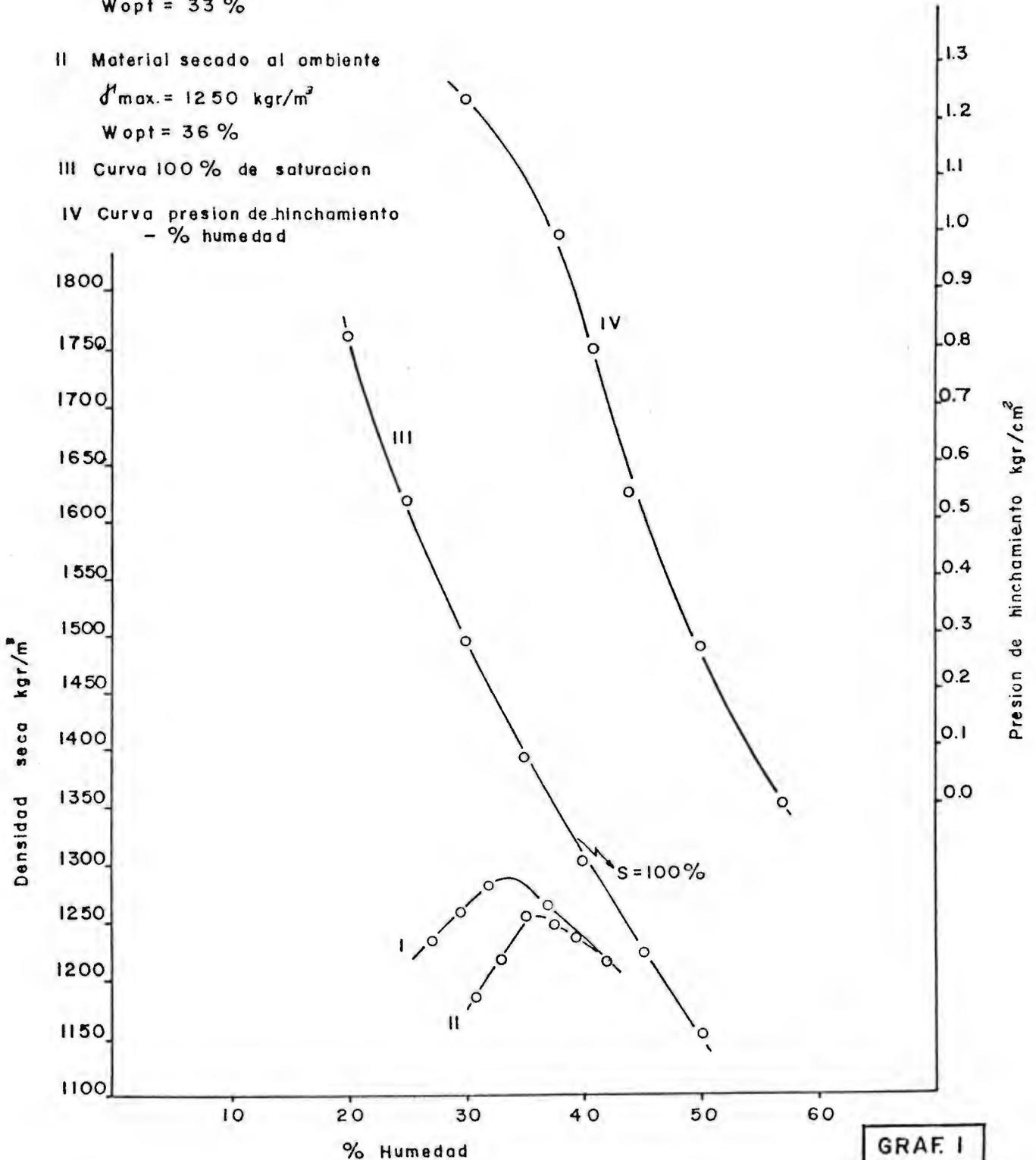
NOTA:

I Material secado al horno
 $d'_{max} = 1288 \text{ kgr/m}^3$
 $W_{opt} = 33 \%$

II Material secado al ambiente
 $d'_{max} = 1250 \text{ kgr/m}^3$
 $W_{opt} = 36 \%$

III Curva 100 % de saturacion

IV Curva presion de hinchamiento
 - % humedad



GRAF I

Con base en los resultados, puede notarse que la muestra estaba fisurada. El valor de la sensibilidad menor de uno indica, generalmente, que la arcilla tiene fisuras que hacen que la muestra inalterada se encuentre parcialmente fallada.

Además de la sensibilidad, se obtuvieron algunos valores característicos del material, los que aparecen en la Tabla N°. 7.

TABLA N° 7

<u>CARACTERISTICA</u>	<u>VALOR</u>
Razón de vacíos (e)	1.27
Saturación (S)	98.10 %
Gravedad específica de los sólidos (Gs)	2.72
Peso unitario húmedo (ρ_t')	1.75 Gr/Cm ³

De la Tabla N° 7 tenemos que la arcilla presenta una razón de vacíos, gravedad específica, peso unitario y saturación normales en suelos arcillosos.

4.6. Comportamiento del suelo

Después del análisis de los resultados obtenidos con base a ensayos de laboratorio, puede definirse este suelo como una arcilla inorgánica, muy plástica y de alta compresibilidad. Es una arcilla expansiva con un hinchamiento libre del 85 %

y un 21 % de contracción lineal lo cual demuestra que el suelo es muy inestable en presencia de agua generándose en él algunos cambios de importancia como consecuencia de los cambios de humedad:

1. Cambios volumétricos, tanto de contracción como de expansión o hinchamiento, dependiendo de si el contenido de agua disminuye o aumenta.
2. Presiones de hinchamiento que son generadas por la expansión de la arcilla. Estas presiones son verticales si el suelo se encuentra confinado lateralmente como en el caso de las carreteras.
3. Disminución de la densidad del suelo al aumentar el volumen lo que lleva a una disminución en la capacidad de soporte.

Estas características de las arcillas expansivas se manifiestan en el comportamiento del pavimento y de las obras de ingeniería cimentadas sobre ellas. En general, el pavimento puede presentar, debido a estas arcillas, problemas como:

1. Formación de grietas longitudinales en el pavimento.
2. Formación de grietas transversales en el pavimento.
3. Irregularidades en la superficie de ruedo en forma de protuberancias, hundimientos y ondulaciones,

Todos estos efectos se traducen en un rápido deterioro del

pavimento.

Las presiones debidas al hinchamiento de la arcilla provocan también una serie de problemas en las estructuras. Se dan fallas en muros de retención, en losas de concreto, paredes, aceras y pistas de acceso para vehículos.

En las fotografías, 1, 2, 3 y 4 del Anexo N° 3, pueden verse algunos de los efectos mencionados anteriormente.

4.7. Causas de los cambios volumétricos

Los minerales de arcilla, eléctricamente inestables, atraen hacia ellos los cationes y las moléculas dipolares del agua buscando la forma de llegar a un estado de equilibrio. Las moléculas de agua atraídas hacia el mineral forman una capa de agua adsorbida que se manifiesta en forma de hinchamiento. Al perder humedad el suelo, las fuerzas de atracción permiten a los cristales de arcilla unirse fuertemente por lo que presentan una gran cohesión en estado seco y una disminución apreciable en el volumen del suelo. Con base en la inestabilidad en presencia del agua que presentan los minerales arcillosos, se han clasificado los mismos en tres grupos:

- Las montmorillonitas que son los más inestables,
- Las caolinitas las más estables, y
- Las illitas que tienen un grado intermedio de estabilidad.

La arcilla en análisis posee un alto contenido de montmorillonita lo que es evidente dado su comportamiento.

5. SITIO N° 2

PROYECTO "IGLESIA DE CAPELLADES"

5.1. Localización del sitio

El sitio se encuentra en los jardines de la actual iglesia de Capellades en Capellades, Provincia de Cartago.

El pueblo se localiza al noreste de la Ciudad de Cartago en las faldas del Volcán Irazú, Cordillera Central. Sus coordenadas son: 560.0 - 211.8.

5.2. Condiciones generales del sitio

El sitio de muestreo presenta una capa vegetal de unos 40 cm de espesor, el suelo es de color café claro y tiene un alto contenido de agua.

La región de Capellades es montañosa y muy húmeda, sus suelos son de origen volcánico.

5.3. Muestreo

En el jardín noroeste de la actual iglesia de Capellades se procedió a excavar para la toma de dos clases de muestras:

1. La muestra alterada

En cantidad necesaria se obtuvo de una trinchera de

1 m de ancho por 2 m de largo, con una profundidad de 1 m. La trinchera se excavó con pico y pala.

El nivel de toma se estableció a 1 m de profundidad llegándose a una profundidad máxima de 1.5 m. Las muestras se empacaron en bolsas plásticas que a su vez fueron colocadas en sacos de yute para ser luego trasladadas al laboratorio.

2. Las muestras inalteradas

Fueron tomadas con tubos de pared delgada de 5 cm de diámetro hincados por medio de presión hidráulica.

En total se hincaron 3 tubos a una profundidad de 1 a 1.5 m.

Los tubos se cerraron y sellaron con cinta adhesiva para su traslado al laboratorio.

5.4. Métodos de preparación y ensayos de Laboratorio

El material para los ensayos generales se preparó de tres formas:

1. Secado al horno a 60° C durante 48 horas
2. Secado a temperatura ambiente hasta diferentes humedades.
3. Sin secar. El material se mantuvo en cámara húmeda con su humedad de campo.

Los ensayos realizados a este suelo se basaron, salvo que

se aclare lo contrario, en lo designado por la A.A.S.H.T.O. Ver Anexo No. 2, para la designación de los ensayos correspondientes.

5.5. Análisis de resultados

1. Humedad natural

El suelo tiene en la estación seca, una humedad natural de 166 %; este valor no es frecuente en los suelos de nuestro país que, por lo general tienen humedades que varían en un rango de 30 a 60 %.

En la estación lluviosa el contenido de agua del suelo probablemente aumentará de acuerdo a las características de drenaje de cada sitio.

2. Granulometría

Los ensayos granulométricos se hicieron para el suelo secado al horno a 60 ° C durante 48 horas, secado a temperatura ambiente hasta llegar aproximadamente a un 42 % de humedad y en estado natural. Los resultados se dan en la Tabla N° 8.

TABLA N° 8

<u>METODO DE PREPARACION</u>	<u>% PAS. # 200</u>	<u>% < 0.002 mm*</u>
Secado al horno a 60° C	62	27
Secado a Temperatura ambiente**	51	34
Estado natural	96	70

* Porcentaje de partículas menores de 0.002 mm (2 micrones).

** Hasta una humedad de 42 %.

Como puede notarse en la Tabla N° 8 y en el Gráfico N° 2 el suelo, al secarse, presenta grandes variaciones en su granulometría. Esto se debe a que al darse el proceso de secado las partículas se unen para formar grumos que alteran el tamaño natural de los granos del suelo, lo anterior se hace evidente al comparar el porcentaje pasando la malla # 200 y el porcentaje de partículas coloidales dados en la tabla.

3. Límites de Atterberg

Los resultados de los ensayos correspondientes a los límites de Atterberg se presentan en la siguiente tabla:

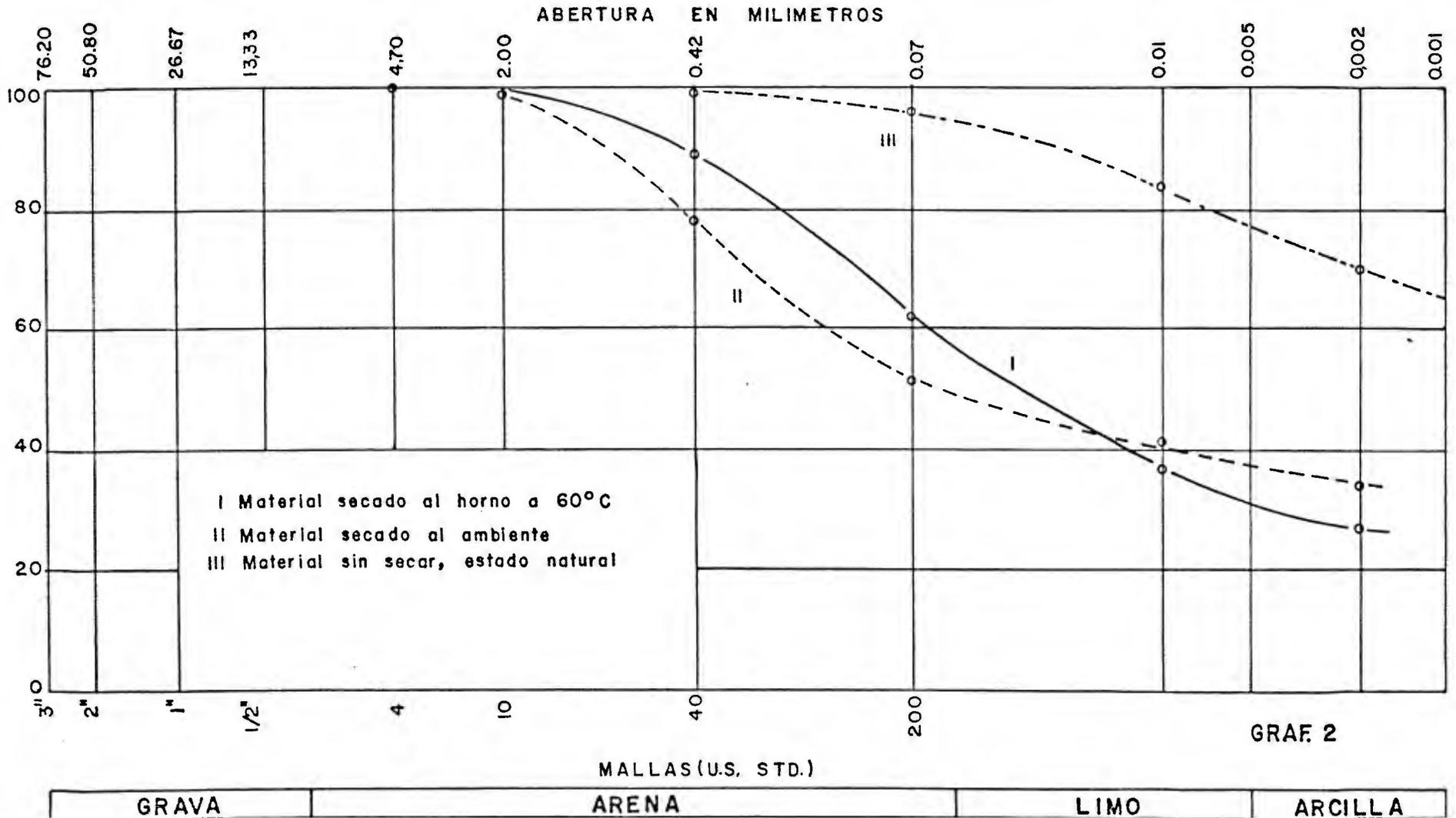
TABLA N° 9

<u>METODO DE PREPARACION</u>	<u>L.L.</u>	<u>L.P.</u>	<u>I.P.</u>	<u>$\omega(\%)$ *</u>
Secado al horno a 60° C	-	-	N.P.	34
Secado a temperatura ambiente	-	-	N.P.	42
Estado natural	187	112	75	166

* Humedad al comenzar la prueba

De la tabla anterior puede verse cómo varían los valores de los límites dependiendo del método de preparación. Dado lo anterior, se procedió a realizar ensayos que

CURVAS GRANULOMETRICAS



permitieron establecer la variación de los límites al darse la pérdida de humedad del suelo debido al proceso de secado. En el gráfico N° 3 puede verse cómo al disminuir la humedad inicial disminuyen los límites de Atterberg hasta llegar a pasar de un estado de alta plasticidad, para humedades iniciales altas, a uno de plasticidad nula una vez que se seca el suelo. Las líneas a puntos determinan la zona en que el material se comporta como no plástico.

Debido al comportamiento del suelo, se procedió a realizar más ensayos. Se remoldeó el material durante un período de tiempo muy superior al que comúnmente se acostumbra en el laboratorio, los resultados son mostrados en la Tabla N° 10.

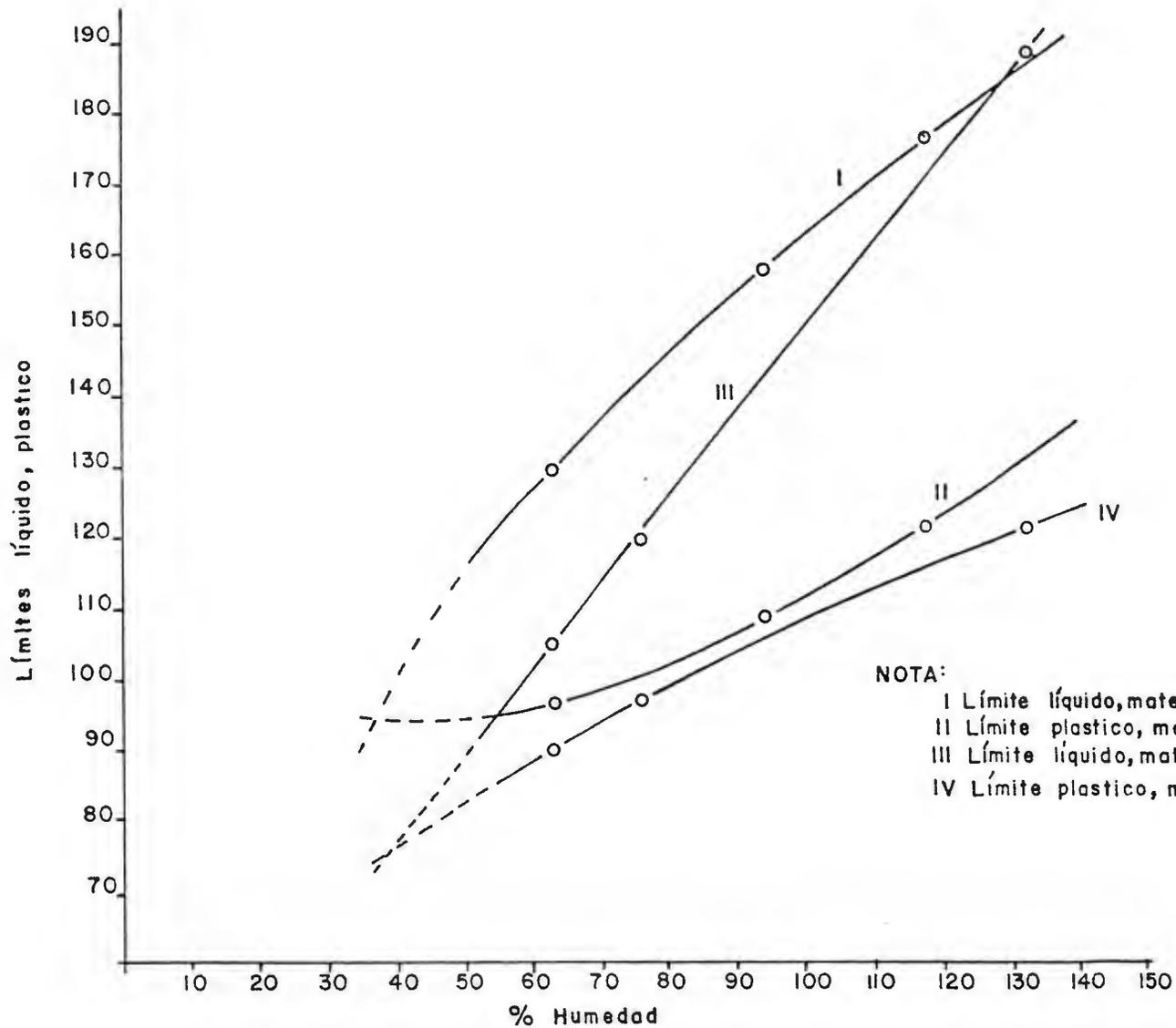
TABLA N° 10

<u>METODO DE PREPARACION</u>	<u>L.L.</u>	<u>L.P.</u>	<u>I.P.</u>	<u>T.R.**</u>
Secado al horno a 60°C	-	-	N.P.	75
Secado al horno a 60°C	-	-	N.P.	120
Secado a temperatura ambiente*	73	69	4	45
Secado a temperatura ambiente*	75	72	3	90

* Secado hasta una humedad de 42 %

** T.R. = Tiempo de remoldeo para obtener el primer punto, minutos.

LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO - HUMEDAD



El remoldeo excesivo permite obtener alguna plasticidad del material secado a temperatura ambiente, sin embargo, este suelo tiene un índice plástico muy bajo. El suelo secado al horno a 60°C no presentó plasticidad con el remoldeo.

4. Límite de contracción lineal

Este ensayo se hizo para el suelo secado al horno a 60°C y para el suelo secado a temperatura ambiente. En ninguno de los dos casos se obtuvieron lecturas de contracción debido al comportamiento arenoso del suelo seco.

Clasificación

La clasificación del suelo se hizo con base en el método Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.). Se clasificó el material en sus tres condiciones:

- ° Secado al horno a 60°C.
- ° Secado a temperatura ambiente, y
- ° para el suelo en estado natural

los resultados se dan seguidamente

TABLA N° 11

<u>METODO DE PREPARACION</u>	<u>CLASIFICACION</u>
Secado al horno a 60° C	ML
Secado al horno a 60° C *	ML
Secado a temperatura ambiente	ML
Secado a temperatura ambiente*	MI
Estado natural	MI

* Se clasificó considerando los resultados de los límites de Atterberg obtenidos para un remoldeo excesivo.

Los resultados indican cómo varía la clasificación del suelo dependiendo del método de preparación. El material en estado natural clasifica como un suelo limoso de plasticidad alta mientras que el material que ha sufrido el proceso de secado clasifica como un suelo limoso de baja plasticidad. Lo anterior permite establecer que este suelo se ve afectado en sus propiedades reales como consecuencia de la pérdida de humedad que produce el proceso de secado.

Debe aclararse que aunque el suelo secado al horno a 60°C y el secado a temperatura ambiente clasifican como ML, sus finos son no plásticos, el suelo tiende a comportarse como una arena. Lo anterior se corrobora con los resultados de los ensayos de próctor. (Ver gráfico N° 4).

Una vez realizados los ensayos generales de identificación del suelo se procedió a examinar algunos parámetros característicos del suelo que determinan su comportamiento como material de cimentación vial. Los ensayos de próctor normal y valor relativo de soporte

(C.B.R.) se analizan a continuación:

1. Próctor normal

El ensayo se hizo para el material secado al horno a 60°C y para el material secado a temperatura ambiente. Se obtuvieron además las curvas de humedad-densidad para el suelo parcialmente seco.

Los resultados se dan en la tabla N° 12.

TABLA N° 12

<u>METODO DE PREPARACION</u>	<u>ω_i (%)**</u>	<u>f_{Max}^{***}</u>	<u>ω_o (%)</u>
Secado al horno a 60°C	34.0	924	59
Secado a temperatura ambiente	42.0	822	70
Secado a temperatura ambiente *	74.5	670	98
Secado a temperatura ambiente *	116.0	560	124

* Material parcialmente seco

** Humedad del suelo al inicio del ensayo

*** Densidad seca máxima en Kgr/m³

El gráfico N° 4 muestra los resultados de los ensayos. De ellos puede verse como el material sufre una transición en su comportamiento: pasa de una curva típica de un suelo arcilloso, cuando se ha secado parcialmente, a una curva típica de un material no plástico como un limo o una arena, cuando se ha secado al horno a 60°C.

Los valores de densidad seca máxima son bajos para el material secado al horno y, en consecuencia, también lo son para los restantes casos.

Las humedades óptimas aunque son altas están muy por debajo de la humedad natural del suelo en la estación seca. Por lo tanto, el suelo deberá perder más del 100 % de humedad para poder llegar a obtener una densidad apenas aceptable, esto se hace prácticamente imposible si se consideran las condiciones climatológicas de la zona.

2. Valor relativo de soporte (C.B.R.)

Para el valor relativo de soporte se moldearon los especímenes para el material secado al horno y para el material secado a temperatura ambiente. Los resultados se dan en la Tabla N° 13.

TABLA N° 13

<u>METODO DE PREPARACION</u>	<u>C.B.R.*</u>	<u>% HINCHAMIENTO</u>
Secado al horno a 60°C	18.9	0.92
Secado a temperatura ambiente	13.0	3.74

* Valores de C.B.R. para el 95 % de la densidad máxima.

Los resultados del C.B.R. son valores altos para un material de subrasante sin embargo, para este caso esto se logró con una humedad óptima del 59 % en el

caso del suelo secado al horno y del 70 % para el material secado al ambiente lo que equivale a tener que hacer que el suelo pierda cerca de un 100 % de su humedad natural, esto será más crítico en la estación lluviosa cuando la humedad natural del suelo probablemente sea mayor.

3. Análisis del estrato superficial

Con el fin de establecer el efecto del ambiente sobre ciertas características como la plasticidad, granulometría y humedad natural del suelo, se analizó el suelo expuesto a la intemperie. Se escogió para el análisis un camino reciente y un corte antiguo. Se obtuvieron además, muestras a profundidades variables para establecer hasta dónde llegan los efectos de la exposición al medio ambiente, la Tabla N° 14 muestra los resultados.

TABLA N° 14

<u>LOCALI-</u> <u>ZACION*</u>	<u>A**</u>	<u>B***</u>	<u>L.L.</u>	<u>L.P.</u>	<u>I.P.</u>	<u>$\bar{\omega}_n$ (%)</u>
Corte	0.0 a 0.2	94	160	108	52	111
Camino	0.0 a 0.2	92	159	98	61	124
Camino	0.3 a 0.5	89	171	99	72	148
Camino	0.7 a 0.9	95	189	110	79	168

* El corte es antiguo mientras que el camino es reciente.

** A = profundidad en metros

*** B = porcentaje pasando la malla # 200.

De la Tabla anterior puede verse que los efectos del medio ambiente sobre el material son despreciables en cuanto a granulometría y plasticidad. La humedad natural está un poco baja aunque no lo suficiente para afectar en gran medida las características reales del suelo. Puede decirse que el suelo de la zona no sufre mayor secado por efecto de su exposición al medio ambiente, esto, probablemente debido a las características climatológicas propias de la zona.

Además de los ensayos realizados, se hicieron otros con muestras inalteradas con el fin de establecer parámetros que, junto con las pruebas generales de identificación, permitan analizar el comportamiento del suelo como suelo de cimentación de estructuras. El análisis de los resultados se presenta seguidamente.

1. Sensibilidad

Los valores obtenidos en las pruebas de compresión inconfiada, tanto para la muestra inalterada como para la muestra alterada son los siguientes:

$$q_u \text{ (inalterada)} = 0.40 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$\omega_i = 158 \%$$

$$q_u \text{ (alterada)} = 0.18 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$\omega_i = 156 \%$$

$$S_t = 2.2$$

Este valor de sensibilidad es propio de suelos arcillosos normalmente consolidados o preconsolidados. La sensibilidad es de media a baja.

Del mismo ensayo se obtuvieron otros parámetros del suelo en su condición inalterada. La Tabla N° 15 muestra los resultados.

TABLA N° 15

<u>CARACTERISTICA</u>		<u>VALOR</u>
Razón de vacíos	(e)	3.6
Saturación	(S)	99.5 %
Peso unitario total	(γ'_t)	1.27 gr/cm ³
Cohesión	(c)	0.20 Kgr/cm ²

La razón de vacíos (e) es alta, el suelo presenta un volumen de vacíos muy alto lo que indica que es un suelo muy compresible.

El porcentaje de saturación (99.5 %) es de esperar en la zona puesto que es un lugar húmedo y lluvioso con pocas posibilidades de pérdida de

humedad por secado (Ver Tabla N° 14).

La cohesión que se obtuvo en este ensayo es propia de arcillas de consistencia suave ($q_u < 0.54$ Kgr/cm²).

Como investigación complementaria, se ensayaron dos muestras remoldeadas más. El material se secó a temperatura ambiente en forma parcial con el fin de determinar los valores de resistencia a la compresión inconfiada una vez que se lograra obtener las condiciones de la muestra inalterada. Los resultados se dan a continuación:

Ensayo N° 1

$$\omega_i = 116 \%$$

$$q_u \text{ (remoldeada)} = 0.24 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$S_t = 1.6$$

Ensayo N° 2

$$\omega_i = 73.5 \%$$

q_u (remoldeada), no fue posible remoldear la probeta con las mismas condiciones que la inalterada. Se remoldeó con una humedad de 116 %, q_u (remoldeada) = 0.84 Kgr/cm².

El material pierde humedad debido al proceso de secado lo que lo lleva a una pérdida gradual de

sus características de suelo plástico. En el Ensayo N° 1, aumentó la resistencia a la compresión inconfiada, lo mismo que en el Ensayo N° 2 esto como consecuencia del aumento en la fricción de los granos.

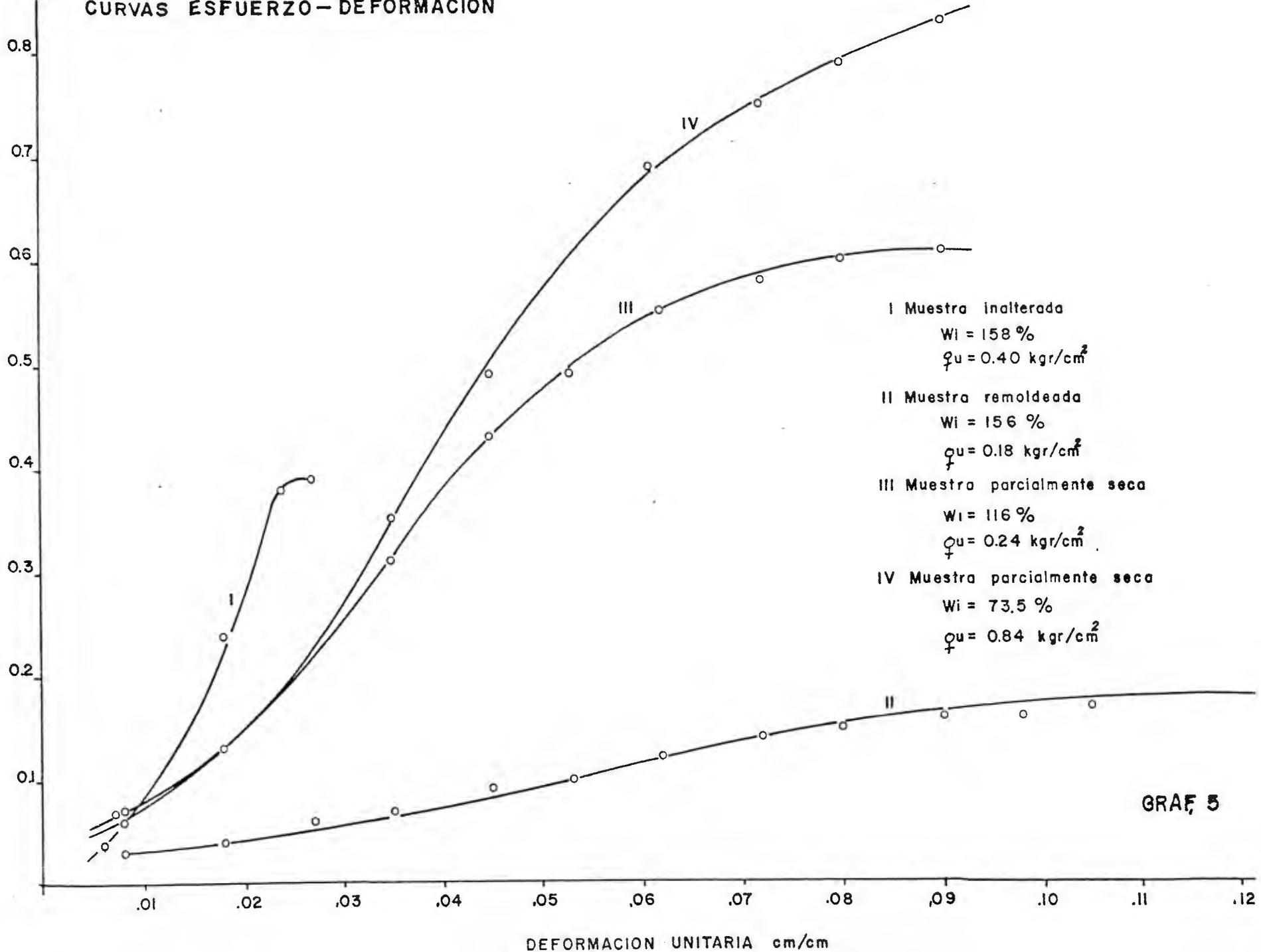
Debe hacerse notar que en el Ensayo N° 2 no fue posible hacer que el suelo llegara a la humedad que tiene en su estado natural, lo que indica que le es imposible recuperar la humedad perdida en el secado.

En el Gráfico N° 5 se dan las curvas de esfuerzo-deformación para las pruebas de compresión inconfiada.

2. Consolidación

Los resultados del Ensayo de Consolidación, para la muestra inalterada, se presentan en la Tabla N° 16.

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION



- I Muestra inalterada
 $W_i = 158 \%$
 $\sigma_u = 0.40 \text{ kgf/cm}^2$
- II Muestra remoldeada
 $W_i = 156 \%$
 $\sigma_u = 0.18 \text{ kgf/cm}^2$
- III Muestra parcialmente seca
 $W_i = 116 \%$
 $\sigma_u = 0.24 \text{ kgf/cm}^2$
- IV Muestra parcialmente seca
 $W_i = 73.5 \%$
 $\sigma_u = 0.84 \text{ kgf/cm}^2$

GRAF 5

TABLA N° 16

<u>ESFUERZO APLICADO</u> <u>(Kgr/cm²)</u>	<u>RAZON DE VACIOS</u> <u>(e)</u>
0.5	3.39
1.0	3.25
2.0	3.06
4.0	2.80
8.0	2.51
4.0	2.48
2.0	2.50

Humedad natural de la muestra (ω_n) = 160 %

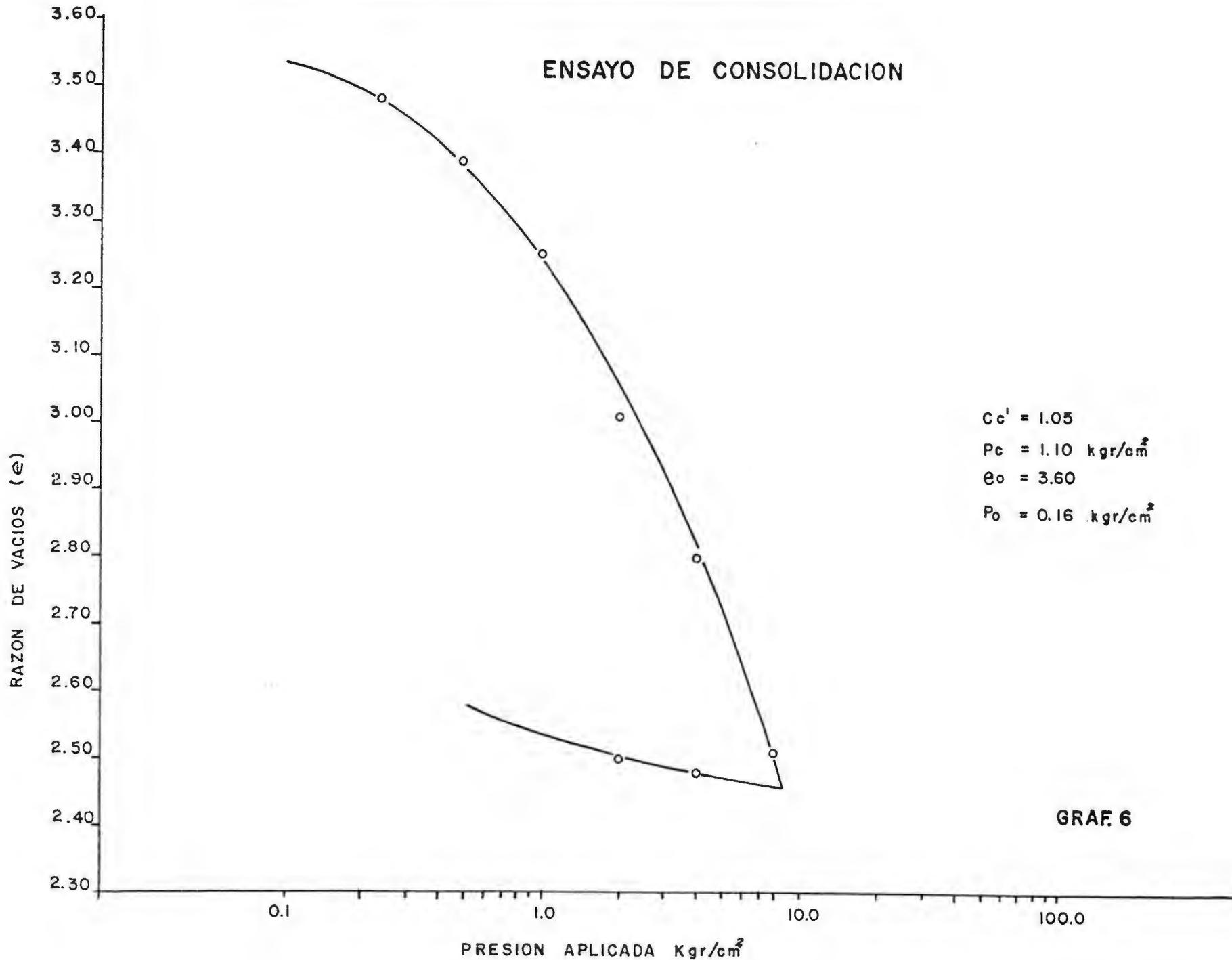
Carga de preconsolidación (P_c) = 1.1 Kgr/cm²

Indice de compresibilidad (C'_c) = 1.05

La curva de compresibilidad se da en el Gráfico N° 6.

De los resultados de este ensayo, se determina que el suelo es preconsolidado puesto que en su historia ha soportado cargas mayores que la que tiene actualmente. Debido al alto valor del índice de compresibilidad puede verse que el suelo es altamente compresible para cargas que excedan la carga de preconsolidación, por lo tanto, las condiciones no son favorables para la cimentación de estructuras muy pesadas dados los

ENSAYO DE CONSOLIDACION



GRAF. 6

grandes asentamientos posibles.

3. Triaxial rápida U.U.

El Ensayo Triaxial se realizó en muestras saturadas en condición no consolidada no drenada. Los resultados se dan en la Tabla N° 17 y en los Gráficos 7 y 8 se muestran las curvas correspondientes.

TABLA N° 17

<u>ENSAYO</u>	<u>σ_3</u>	<u>τ</u>	<u>σ_1</u>	<u>%S</u>	<u>Gs</u>	<u>e</u>	<u>$\bar{\omega}$(%)</u>
1	0.6	0.52	1.12	100	2.34	3.48	1.51
2	1.2	0.55	1.75	100	2.34	3.50	1.51

donde:

σ_3 Esfuerzo de confinamiento, Kgr/cm²

τ Esfuerzo desviador, Kgr/cm²

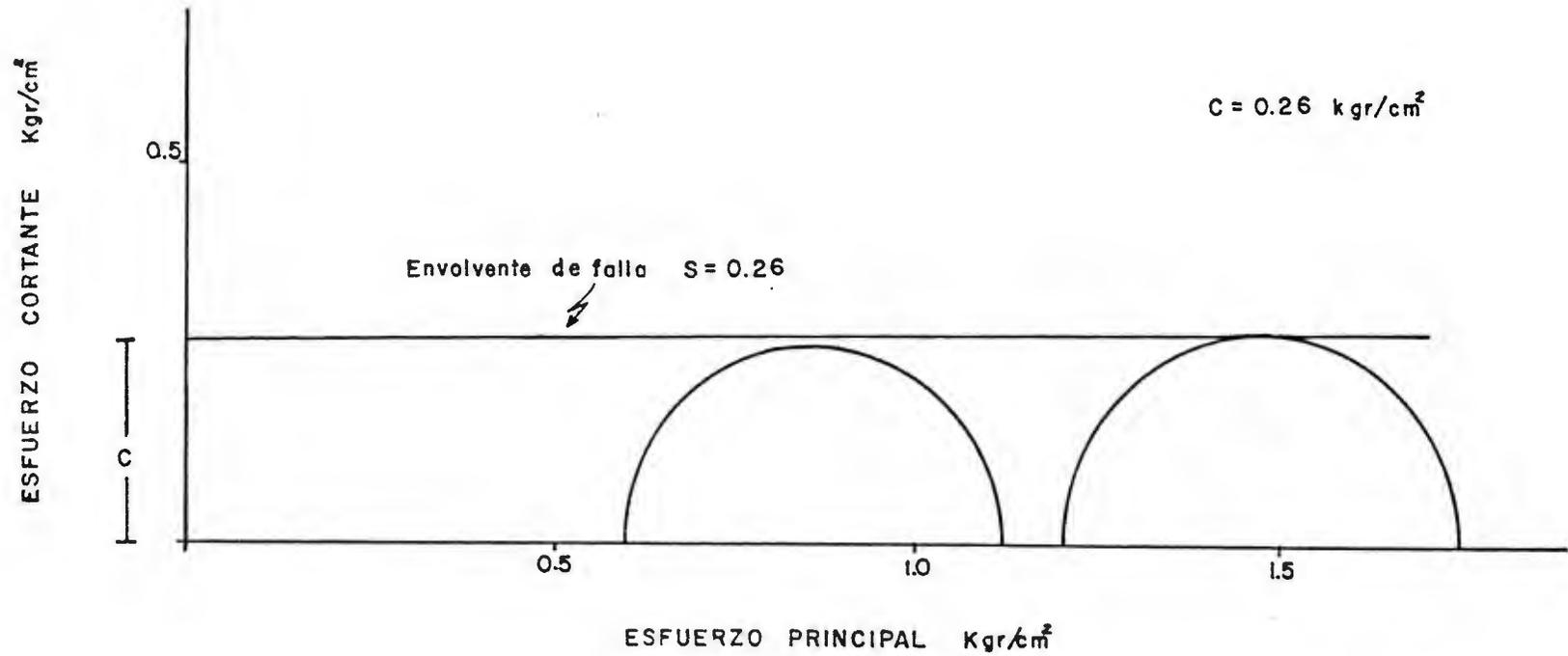
σ_1 Esfuerzo principal mayor, Kgr/cm²

Se obtuvo un valor de cohesión de 0.26 Kgr/cm² que comparado en el resultado obtenido para el Ensayo de Compresión Inconfinada se ve que se asemeja bastante.

La resistencia al esfuerzo cortante obtenida es baja, típica en suelos de consistencia suave, lo que hará que la capacidad de carga del suelo también sea baja.

ENSAYO TRIAXIAL U.U.

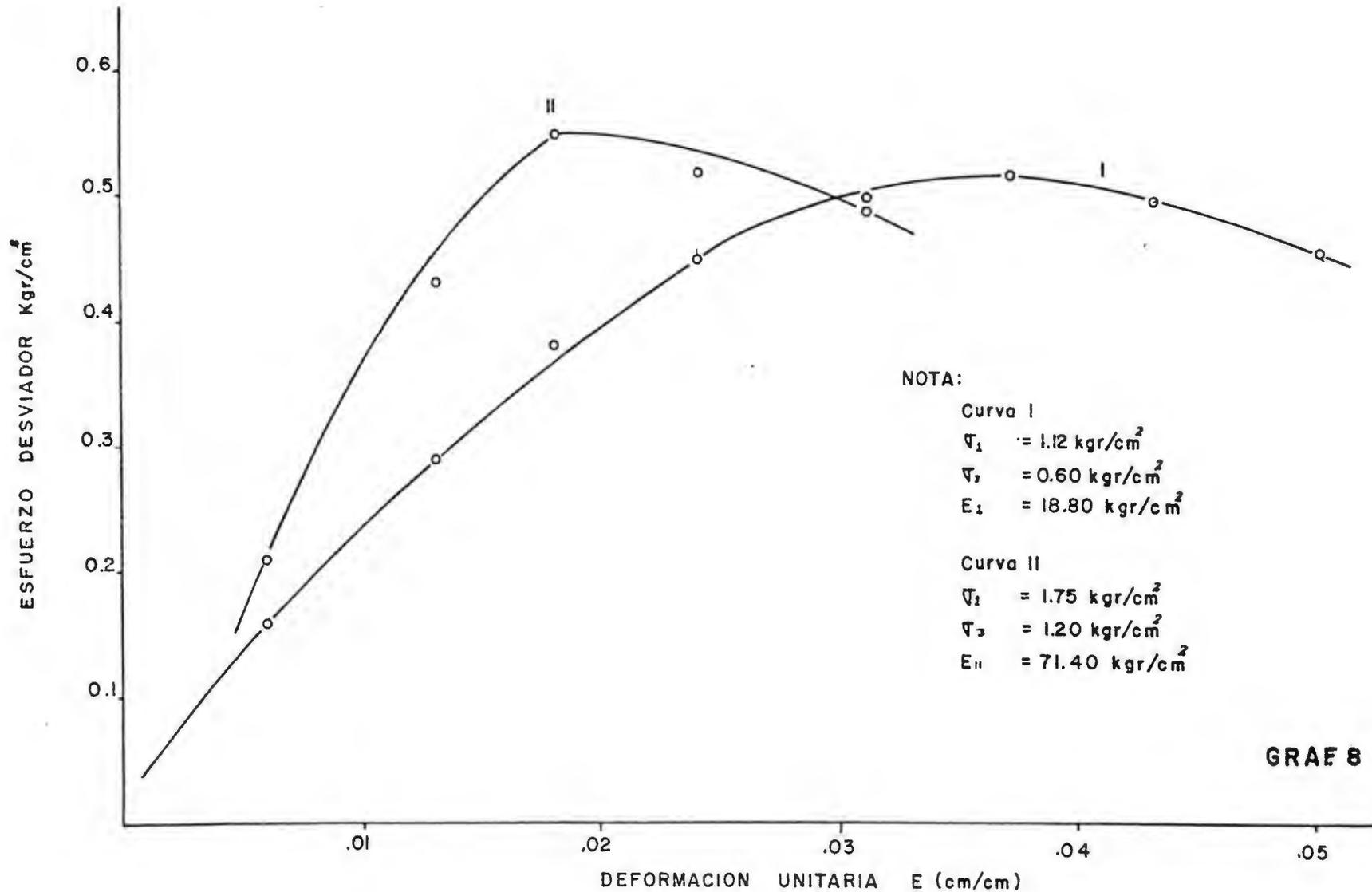
ENVOLVENTE DE FALLA



GRAF. 7

ENSAYO TRIAXIAL U.U.

CURVAS ESFUERZO - DEFORMACION



GRAF 8

5.6. Comportamiento del suelo

Este suelo mereció su clasificación como "subnormal" por los cambios que en él produce el cambio de humedad debido al proceso de secado empleado comunmente en laboratorio. Presenta altos valores de plasticidad en su estado natural, I.P. = 75, alto contenido de agua, $\omega_n = 166 \%$, una cohesión de 0.26 Kgr/cm^2 , su hinchamiento libre es del 20 %, no tiene plasticidad en estado seco. Posee una razón de vacíos de 3.6 y un peso unitario total de 1.27 gr/cm^3 . Es un suelo de origen volcánico con el nivel freático a 2 m. de profundidad.

Las características mencionadas permiten llegar a dos conclusiones:

- 1°) Un material de este tipo no puede ser examinado de acuerdo a los métodos normalizados de laboratorio puesto que la A.A. S.H.T.O. propone el secado al horno a 60°C como forma de preparación del material y como se ha demostrado, esto hace que las características reales que presenta el suelo se transformen o desaparezcan en forma irreversible. Los resultados de laboratorio estarán fuera de la realidad por lo que se hace necesario reconocer estos suelos y trabajarlos adecuadamente.
- 2°) La alta razón de vacíos lo mismo que los resultados de los ensayos de consolidación demuestran que el material es excesivamente compresible por lo que deberán tomarse especiales precauciones para el diseño de cimentaciones, en caso de que se transmitan al suelo cargas superiores a la carga de

preconsolidación de 1.1 Kgr/cm^2 , de no ser así, los asentamientos posibles serán mínimos.

5.7. Efectos del secado sobre la humedad y los límites de Atterberg

Como se explicó anteriormente, este suelo es altamente sensible a los efectos del secado, puede verse en el Gráfico N° 3 la variación de los límites de Atterberg, como consecuencia de la pérdida de humedad provocada por el secado.

Se sabe de la existencia de suelos que presentan un comportamiento semejante a éste. Son suelos producto de la descomposición de cenizas volcánicas, tienen humedades naturales y razones de vacíos altos, 166 % y 3.6 respectivamente para este caso. Se encuentran en zonas lluviosas que permiten mantener estos altos porcentajes de humedad. Estos suelos poseen un alto porcentaje de minerales haloisíticos y/o alófanos.

Las haloisitas son un miembro del grupo de las caolinitas, diferenciándose de ellas por tener una lámina de agua entre las placas básicas de arcilla. La haloisita puede encontrarse de dos formas:

la hidratada : $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$

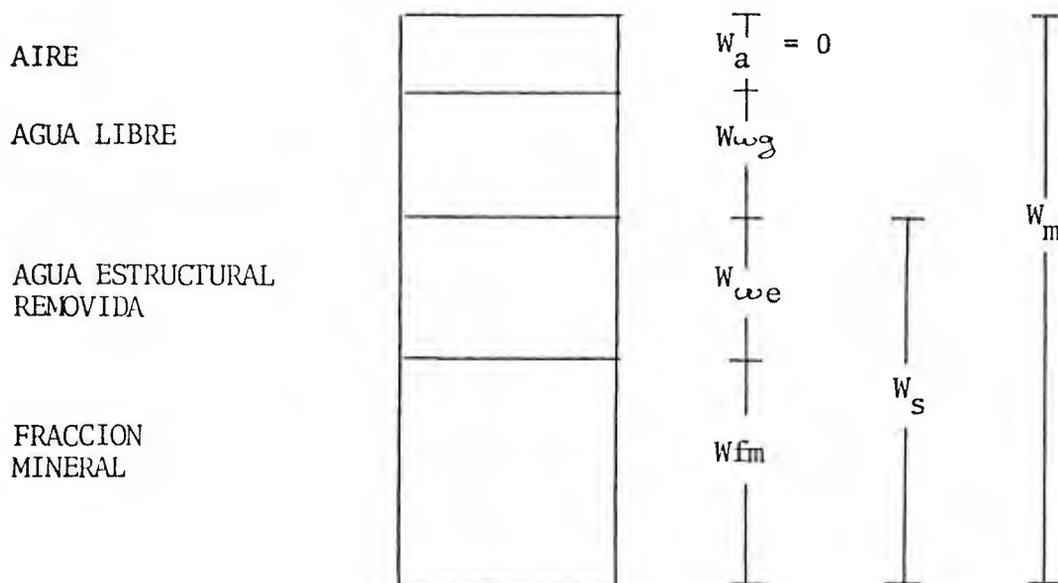
la deshidratada o metahaloisita : $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$

La haloisita hidratada presenta unidades tubulares, láminas enrolladas del tipo de la caolinita, cuyos estratos se encuentran separados por capas monomoleculares de agua. Al deshidratarse, los tubos sufren colapsos, rompimientos o desenrollamientos, esta deshidratación se da al perder los estratos de moléculas de agua.

En los minerales arcillosos en general, el hidroxilo del agua es tructural se pierde a temperaturas que van de 400 a 700 °C, la haloisita llega a deshidratarse a temperaturas de hasta 60°C , temperatura de secado de la muestra según la A.A.S.H.T.O., dándose un cambio estructural irreversible.

Esta investigación no llega a definir con precisión el contenido de haloisita o metahaloisita del suelo de Capellades, dado que en el país se carece de medios para su determinación. Sin embargo, este suelo posee una serie de características que permiten tener al menos algunos elementos de juicio que indican la posible presencia de este tipo de suelo.

El Ing. José Mendoza, Profesor Investigador de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., en su trabajo: "Estudio Geotécnico de los materiales de la presa el Chamizo-Ecuador", 1975, presenta una hipótesis acerca de los efectos del secado en suelos haloisíticos. Se considera como punto de partida el hecho de que el agua que pierde la haloisita está ligada a las superficies minera les por lo tanto, no es agua libre y, en consecuencia, deberá considerarse como agua estructural y entonces, como parte del pe so seco (LAMBE).



Sean:

ω_n = Contenido natural de agua obtenido según ensayo común.

ω_r = Contenido real de agua

Del esquema de suelo anterior se tiene:

$$\omega_n = \frac{W_{wg} + W_{we}}{W_s - W_{we}} = \frac{W_{wg} + W_{we}}{W_{fm}}$$

$$\omega_r = \frac{W_{wg}}{W_s} = \frac{W_{wg}}{W_{fm} + W_{we}}$$

Siendo, para la haloisita $W_{we} \geq 0$, se concluye que el verdadero contenido natural de agua es siempre menor o a lo sumo igual al determinado por los métodos normales de laboratorio.

Se demuestra además que:

$$(L.L.)_n \geq (L.L.)_r$$

$$(I.P.)_n \geq (I.P.)_r$$

Donde:

$(L.L.)_n$ = límite líquido obtenido según práctica normal de laboratorio.

$(L.L.)_r$ = límite líquido real.

$(I.P.)_n$ = Índice plástico de acuerdo a práctica común de laboratorio.

$(I.P.)_r$ = Índice plástico real.

En el estudio del Ing. Mendoza, se concluye que

$$\omega_n \cong R\omega_r$$

En donde R es 0.162 para el caso de un suelo 100 % haloisítico que se lleva a una deshidratación total.

Una vez que seca el material al horno, se pierde en su totalidad el agua estructural, dándose una destrucción parcial de las unidades de sílice y de alúmina que provocan el rompimiento y desenrollamiento de las formas tubulares originales de la haloisita, se da entonces una reducción considerable de su superficie específica y, en consecuencia, se reduce su capacidad de rehidratación.

Debido a lo anterior, se hace necesaria la identificación visual del suelo para poder establecer los métodos de preparación a seguir de modo que se obtengan las características reales del mismo. La localización del material en zonas volcánicas, altas y húmedas cuyas condiciones ambientales favorecen la formación de suelos haloisíticos deberá ser el punto de partida para la identificación de estos suelos.

6. SITIO N°. 3

PROYECTO "TRES RIOS - TARAS". TAJO MOLINA

6.1. Antecedentes

El proyecto Tres Ríos-Taras se sacó a licitación en el año 1979 considerando la reconstrucción de la vía actual a Taras y, la construcción de una nueva vía paralela. Para la reconstrucción se colocará una carpeta asfáltica cuyo diseño se basa en los resultados de ensayos con la viga Benkelman. En la nueva vía se colocaría, según el diseño, un pavimento constituido por una base estabilizada con cemento y por una losa de concreto.

Con el avance de la construcción, se pensó en la posibilidad de sustituir la base estabilizada con cemento por una subbase granular sin estabilizar.

Para obtener el material necesario para la base estabilizada y para la subbase granular, se estudió la zona y los tajos existentes. Se procedió a investigar las características del material de un tajo llamado "Tajo Molina" con el fin de establecer su calidad y posible aceptación. Se sabe que este tajo cuenta con un volumen de explotación adecuado para suplir las necesidades de material del proyecto.

Nota:

Para los efectos de este proyecto y en lo que concierne al material del Tajo Molina, se entenderá que el término "subbase" se utiliza como sinónimo de "capa de soporte" de la losa puesto

que en el proyecto a construir no existe una subbase en el sentido estricto de la palabra.

6.2. Localización

El tajo se encuentra en la provincia de Cartago, en las estribaciones de los cerros de la Carpintera, aproximadamente a 1 km. al oeste del centro turístico "Los Molinos". Sus coordenadas son, aproximadamente, 542.5 - 207.5.

El tajo está constituido por areniscas de la formación Coris.

En el Anexo N° 3, pueden verse fotografías del Tajo Molina.

6.3. Muestreo

El muestreo se realizó en diferentes apilamientos de material al pie del tajo, siguiendo lo establecido por A.A.S.H.T.O. T-2.

El material muestreado se consideró procesado y listo para ser transportado al proyecto para su uso.

6.4. Métodos de Preparación y Ensayos de Laboratorio

Tanto los métodos de preparación como los ensayos de laboratorio se ajustaron a los patrones dados por la A.A.S.H.T.O. (Ver Anexo N° 2).

6.5. Especificaciones

Las especificaciones usadas para aceptar el material estudiado serán las "Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Carreteras y Puentes", publicadas por la Dirección General de Vialidad del M.O.P.T. en el año 1978. Estas

especificaciones son conocidas, y se conocerán, para efectos de este proyecto, como las normas "C.R.-77". Dichas especificaciones regulan todos los proyectos viales que se construyen en Costa Rica.

6.6. Análisis de Resultados

Los ensayos de laboratorio se hicieron con el fin de establecer:

1. La calidad y aceptación del material como subbase.
2. La calidad y aceptación del material como base estabilizada con cemento.

Los resultados obtenidos en las pruebas generales se dan a continuación:

1. Análisis granulométrico

De los ensayos granulométricos se obtuvo que el material tiene un 22 % de partículas pasando la malla # 200 y, un 10 % de partículas menores de 0.002 mm (2 micrones).

El suelo presenta un alto coeficiente de uniformidad, C_u , lo que indica que no es uniforme. Su curva granulométrica presenta una pendiente suave con una gran variedad de tamaños.

2. Límites de Atterberg

Los ensayos para determinar los límites de consistencia del material dieron como resultado lo siguiente:

L.L. = 23
L.P. = 16
I.P. = 7

Los resultados muestran que el material es poco plástico, aunque se encuentra en el límite del valor máximo aceptable, para subbase. (Ver Tabla N° 22).

Los límites obtenidos contrastan con lo que se observa en el campo. En el sitio el material presenta, en apariencia, una alta plasticidad. Sin embargo, el análisis de laboratorio indica lo contrario.

Clasificación

El material se clasificó tanto por medio del método de la A.A.S.H.T.O. como por el S.U.C.S. Los resultados se dan a continuación:

TABLA N° 18

<u>METODO DE CLASIFICACION</u>	<u>CLASIFICACION</u>
A.A.S.H.T.O.	A - 1 - b
S.U.C.S.	GM - GS

Los resultados de la clasificación indican que se trata de un material formado por partículas de grava y arena cuya fracción fina es limo-arcillosa. Los dos criterios de clasificación coinciden.

Aunque la clasificación no es criterio suficiente para establecer la calidad de los suelos, puede decirse a priori que el material estudiado presenta características de comcompactación adecuadas.

Actividad

Debido a que la fracción pasando la malla # 200 es relativamente alta, se determinó el grado de actividad de la fracción coloidal. La actividad dio 0.7 (A=0.7) lo que indica que la fracción arcillosa es inactiva.

Una vez que fueron realizados los ensayos generales de i-
dentificación, se hicieron las pruebas correspondientes, al análisis del material como subbase. (Capa de soporte de la losa).

1. Próctor Modificado

La prueba de compactación, correspondiente al ensayo A.A.S.H.T.O. T-180, dio los siguientes resultados:

$$\sigma_{MAX} = 2080 \text{ Kgr/m}^3$$

$$W_o = 8 \%$$

En general, los materiales de la zona tienen densidades que oscilan entre 1600 y 1800 kgr/m³. Por lo tanto, los resultados obtenidos se consideran más altos de lo esperado.

2. Valor relativo de soporte (C.B.R.)

El ensayo de C.B.R. se realizó en dos condiciones:

1. Sometiendo al material a saturación con un peso que representa el peso de las capas superiores.
2. Sometiendo al material a saturación sin peso adicional.

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla N° 19.

TABLA N° 19

<u>ENSAYO</u>	<u>CONDICION DE CARGA</u>	<u>C.B.R.*</u>	<u>% HINCH**</u>
1	Con Peso	38	0.81
2	Sin Peso	36	1.28

* C.B.R. al 95 % de la densidad máxima del próctor modificado.

** Porcentaje de hinchamiento.

Dado que el mínimo C.B.R. permitido por el C.R.-77 es de un 30 %, puede verse que el material cumple aunque está muy cerca del límite. (Ver Tabla N° 22)

El porcentaje de hinchamiento es bajo, aún en el caso del ensayo sin pesas el material escasamente excede el 1 %.

La experiencia en el laboratorio indica que es fuera de lo normal el que un material con una densidad tan alta y con una curva granulométrica como la comentada presente una capacidad de soporte tan baja.

Como se indicó anteriormente, se investigó la posibilidad de utilizar el material como base estabilizada con cemento, se hicieron los ensayos necesarios para establecer su calidad y su posible aceptación. Los resultados se dan seguidamente:

1. Límites de Atterberg

Se realizaron los ensayos agregando un 3 % de cemento, en peso, al material. Se obtuvieron los siguientes resultados:

L.L. = 27

L.P. = 18

I.P. = 9

2. Próctor Normal

El ensayo de compactación para bases estabilizadas con cemento se hace con el fin de establecer la humedad a usar en la base. La prueba se rige por el ensayo A.A.S.H.T.O. T-134.

Para este próctor se obtuvo lo siguiente:

$$\sigma_{MAX} = 1962 \text{ Kgr/m}^3$$

$$W_o = 10.9 \%$$

3. Resistencia a la Compresión

Se moldearon probetas para diferentes porcentajes de cemento con el fin de establecer una curva de resistencia contra porcentaje de cemento por peso.

Las probetas se moldearon de acuerdo a lo indicado en las normas de ensayo, con contenidos de cemento que van del 5 al 11 % y curaron durante siete días en la cámara húmeda lo que garantiza una condición de curado sumamente controlada.

Los resultados obtenidos se dan en la Tabla N° 20.

TABLA N° 20

<u>ENSAYO</u>	<u>% DE CEMENTO</u>	<u>RESISTENCIA (KGR/CM²)</u>
1	7	21.6
2	9	30.5
3	11	39.2

Se obtuvieron los siguientes valores de resistencia a la compresión (Ver Tabla N° 21) con probetas moldeadas en el campo con condiciones de homogenización menos controladas.

TABLA N° 21

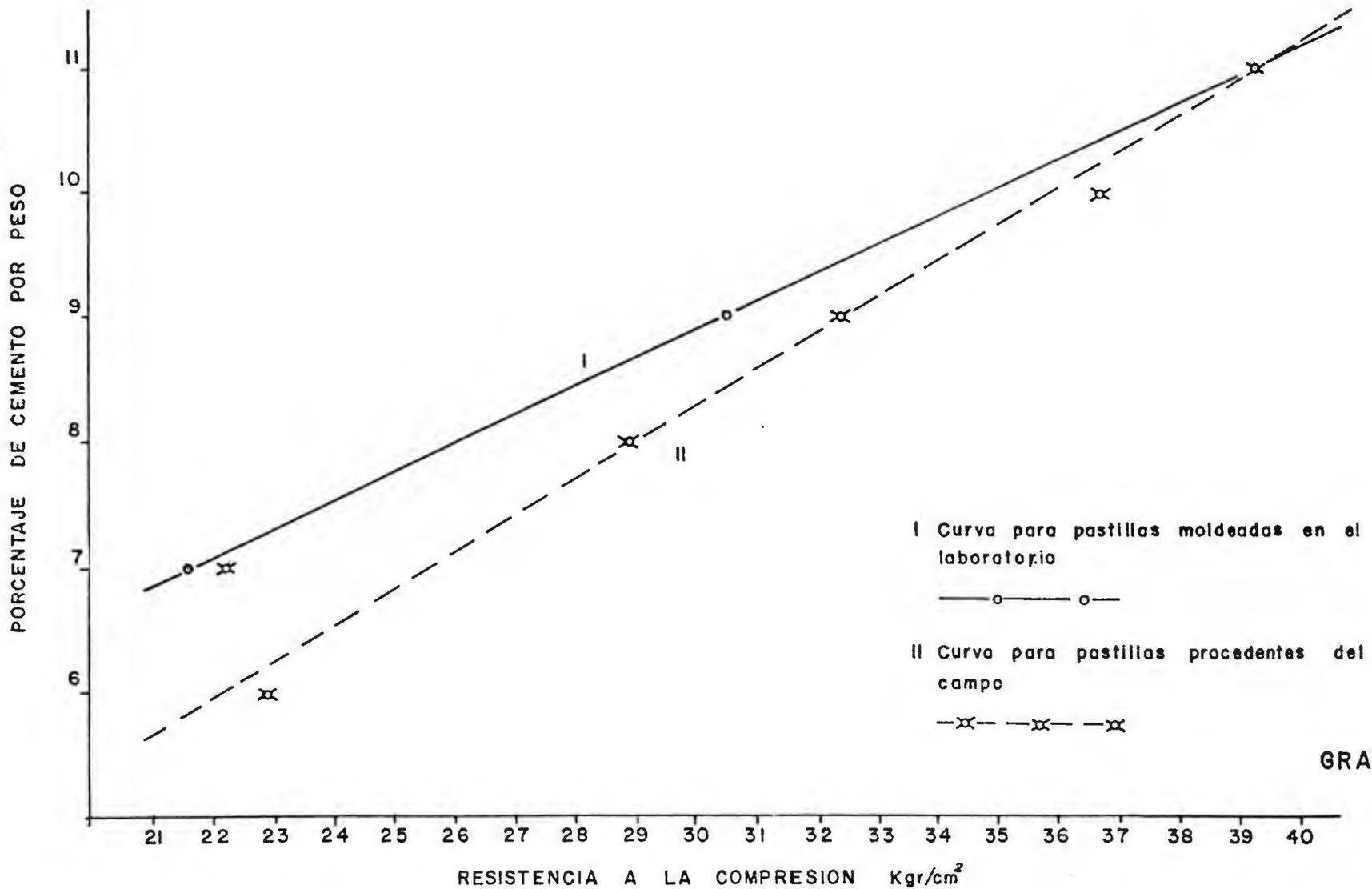
<u>GRUPO DE PROBETAS</u>	<u>% DE CEMENTO</u>	<u>RESISTENCIA* (KGR/CM²)</u>
1	6	22.9
2	7	22.2
3	8	28.9
4	9	32.4
5	10	36.7
6	11	39.2

* Resistencia promedio obtenida a partir de los resultados de tres probetas.

En el Gráfico N° 9, se dan las curvas correspondientes a los resultados obtenidos y dados en las Tablas N° 20 y N° 21.

Con base en los resultados obtenidos, puede verse que para lograr una resistencia promedio de 40 Kgr/cm² a los 7 días, que es la establecida como mínimo en el C.R. - 77 para una base BE-35, es necesario estabilizar el material con un mínimo de un 11 % de cemento por peso seco. Para este material que tiene un peso unitario de 1559 Kgr/m³, el 11 % de cemento equivale a unos 4 sacos de cemento por metro cúbico de material. Por lo tanto, el porcentaje de cemento requerido para

PORCENTAJE DE CEMENTO - RESISTENCIA A LA COMPRESION



GRAF. 9

obtener la resistencia mínima especificada en el C.R. -77, es demasiado alta.

El Gráfico N° 9, muestra que las resistencias obtenidas en las probetas moldeadas en el campo son menores que las de las probetas moldeadas en el laboratorio. Esto como consecuencia del mejor control sobre la dosificación y la homogenización que puede lograrse en el laboratorio.

6.7. Comportamiento del Material : Aceptación

En las Tablas N° 22 y N° 23, se dan, en forma de resumen, los resultados obtenidos en los ensayos de calidad efectuados al material tanto para su aceptación como capa de soporte de la losa de concreto como para base estabilizada con cemento.

La Tabla N° 22, compara los resultados de los ensayos de laboratorio y las especificaciones para subbase dadas en el C.R.-77. El material cumple con todos los requisitos de calidad establecidos.

Sin embargo, para su posible aceptación como capa de soporte de la losa deberán considerarse, además, los efectos del bombeo. Este fenómeno se da como consecuencia de la entrada y salida del agua por las juntas de la losa de concreto, el agua al salir arrastra material lo que produce una socavación que pone a la losa a trabajar a flexión. Los finos son las partículas que

TABLA N° 22

SUB BASE

CARACTERISTICAS	RESULTADOS DE LABORATORIO	ESPECIFICACIONES C.R. - 77
DENSIDAD MAXIMA	2080 KGR/M ³	----
HUMEDAD OPTIMA	8.0 %	----
C.B.R. a 95 %	36.0 %	30 MINIMO
LIMITE LIQUIDO	23	30 MAXIMO
INDICE PLASTICO	7	7 MAXIMO
CLASIFICACION	A - 1 - b (A.A.S.H.T.O.)	----
	GM - GS (S.U.C.S.)	
GRADUACION, % PAS.	% PASANDO	% PASANDO
7.62 cm	100	100
3.81 cm	98	----
2.54 cm	84	----
N° 4	50	40 - 100
N° 40	30	10 - 70
N° 200	22	5 - 35

TABLA N° 23

BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO

CARACTERISTICAS	RESULTADOS DE LABORATORIO	ESPECIFICACIONES C.R. - 77
DENSIDAD MAXIMA	1962 Kgr/m ³	----
HUMEDAD OPTIMA	10.9 %	----
LIMITE LIQUIDO	23	40 MAXIMO
INDICE PLASTICO	7	8 MAXIMO
GRADUACION % PAS.	% PASANDO	% PASANDO
5.08 cm	100	100
N° 4	50	50 - 100
N° 40	30	20 - 70
N° 200	22	5 - 35
RESISTENCIA A LA COMPRESION	21.6 Kgr/cm ² (7 %)*	40 Kgr/cm ² **
	30.5 Kgr/cm ² (9 %)*	40 Kgr/cm ² **
	39.2 Kgr/cm ² (11 %)*	40 Kgr/cm ² **

* Porcentaje de cemento por peso agregado al material.

** Resistencia mínima a la compresión después de 7 días de curado.

arrastra el agua con mayor facilidad por lo tanto, para la aceptación del material como capa de soporte de la losa deberá considerarse su alto contenido de finos.

La Tabla N° 23 compara los resultados de los ensayos de laboratorio con las especificaciones dadas en el C.R.-77 para bases estabilizadas con cemento. Se concluye que el material cumple para cerca de un 11 % de cemento que, como se apuntó anteriormente, equivale a unos 4 sacos de cemento por metro cúbico de material que es una cantidad alta.

A pesar de que los resultados de laboratorio y las especificaciones establecidas en el C.R.-77 indican que el material podría ser aceptado como capa de soporte de la losa y como base estabilizada con cemento, se plantean dos interrogantes con respecto a su posible comportamiento:

1. El Tajo Molina se encuentra en una zona que, geológicamente, es la misma que aquella donde se localiza el Tajo Tirrases. El material procedente de este tajo fue el que se colocó en el Proyecto Curridabat-Tres Ríos, parece que este material, una vez expuesto a condiciones de carga y saturación, perdió notablemente su estabilidad, se hinchó y provocó el levantamiento del pavimento.

La Tabla N° 24 presenta una comparación entre los análisis de los materiales de ambos tajos:

TABLA N° 24

<u>CARACTERISTICA</u>	<u>TAJO MOLINA</u>	<u>TAJO TIRRASES</u>
DENSIDAD MAXIMA	2080 Kgr/m ³	1510 Kgr/m ³
HUMEDAD OPTIMA	8.0 %	21.5 %
C.B.R. a 95 %	36.0 %	38.0 %
LIMITE LIQUIDO	23	39
INDICE PLASTICO	7	6
GRADUACION % PAS	% PASANDO	% PASANDO
7.62 cm	100	100
3.81 cm	98	100
2.54 cm	84	100
N° 4	50	100
N° 40	30	99
N° 200	22	73

La Tabla anterior muestra que los materiales se asemejan en cuanto a su valor relativo de soporte y en cuanto a su plasticidad, las granulometrías difieren totalmente. Debe destacarse el hecho de que el material del Tajo Molina teniendo una densidad mayor que la de Tirrases, presenta un C.B.R. menor para la misma energía de compactación.

2. La apariencia del material fundamenta la incertidumbre que envuelve su comportamiento puesto que aparenta una

plasticidad mucho mayor que la obtenida en los ensayos de laboratorio.

Debido a lo anterior y fundamentado en los resultados de laboratorio y en la experiencia de expertos en materiales, se consideraron las conclusiones y recomendaciones acerca del empleo del material del Tajo Molina.

A N E X O S

A N E X O S

7. ANEXOS

7.1. ANEXO N° 1

SIMBOLOGIA

A	Actividad
C	Cohesión, Kgr/cm^2
C.B.R.	Valor relativo de soporte (California Bearing Ratio)
Cc	Coefficiente de curvatura de la granulometría del suelo
Cc'	Índice de compresibilidad
Cu	Coefficiente de uniformidad del suelo
e	Razón de vacíos
E	Módulo de elasticidad
Gs	Gravedad específica de sólidos
I.G.	Índice de grupo
I.P.	Índice de plasticidad
(I.P.)n	Índice plástico obtenido según práctica normal de laboratorio.
(I.P.)r	Índice plástico real
L.L.	Límite líquido
(L.L.)n	Límite líquido obtenido según práctica normal de laboratorio
(L.L.)r	Límite líquido real.
(L.P.)	Límite plástico
N.P.	No plástico

7. ANEXOS

7.1. ANEXO N° 1

SIMBOLOGIA

A	Actividad
C	Cohesión, Kgr/cm^2
C.B.R.	Valor relativo de soporte (California Bearing Ratio)
Cc	Coefficiente de curvatura de la granulometría del suelo
Cc'	Índice de compresibilidad
Cu	Coefficiente de uniformidad del suelo
e	Razón de vacíos
E	Módulo de elasticidad
Gs	Gravedad específica de sólidos
I.G.	Índice de grupo
I.P.	Índice de plasticidad
(I.P.)n	Índice plástico obtenido según práctica normal de laboratorio.
(I.P.)r	Índice plástico real
L.L.	Límite líquido
(L.L.)n	Límite líquido obtenido según práctica normal de laboratorio
(L.L.)r	Límite líquido real.
(L.P.)	Límite plástico
N.P.	No plástico

Pc	Carga de pre consolidación
qu	Resistencia a la compresión inconfiada, Kgr/cm ²
S	Saturación, %
St	Sensibilidad
t	Esfuerzo cortante, Kgr/cm ²
T.R.	Tiempo de remoldeo para obtener el primer punto.
W	Porcentaje de humedad
W _{fm}	Peso de fracción mineral
W _m	Peso total del suelo
W _n	Contenido natural de agua obtenido según práctica normal de laboratorio
\bar{W}_n	Contenido natural de agua, valor promedio
W _o	Humedad óptima
W _r	Contenido real de agua
W _s	Peso seco del suelo
W _{we}	Peso del agua estructural
W _{wg}	Peso del agua libre
$\rho_{\text{máx}}$	Densidad seca máxima, Kgr/m ³
ρ_d	Densidad seca, Kgr/m ³
ρ_t	Peso unitario, grs/cm ³
σ	Esfuerzo desviador, triaxial U.U., Kgr/cm ²
σ_1	Esfuerzo principal mayor, Kgr/cm ²
σ_3	Esfuerzo principal menor, esfuerzo de confinamiento, triaxial U.U., Kgr/cm ²
ϕ	Angulo de fricción interna.

7.2. ANEXO N° 2

ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos empleados en los análisis de los suelos estudiados en este proyecto, siguen los métodos normalizados de laboratorio establecidos por la A.A.S.H.T.O.

Los ensayos, su designación y año de revisión se dan seguidamente:

1. Muestreo de piedra, grava, arena y bloques de piedra para su uso como material de carretera.

A.A.S.H.T.O. T 2-74

2. Cantidad de material más fino que la malla de 0.075 mm (número 200)

A.A.S.H.T.O. T 11-74

3. Análisis del tamaño de partículas del suelo

A.A.S.H.T.O. T 88-72

4. Determinación del límite líquido del suelo

A.A.S.H.T.O. T 89-72

5. Determinación del límite plástico e índice de plasticidad del suelo.

A.A.S.H.T.O. T 90-70

6. Relaciones humedad-densidad de suelos usando un mazo de 2.5 kgr. y con una caída de 305 mm.

A.A.S.H.T.O. T 99-74

7. Gravedad específica de suelos

A.A.S.H.T.O. T 100-74

8. Relaciones de humedad-densidad para mezclas de suelo-cemento

A.A.S.H.T.O. T 134-70

9. Relaciones de humedad-densidad de suelos usando el mazo de 4.54 Kgr y con una caída de 457 mm.

A.A.S.H.T.O. T 180-74

10. Valor relativo de soporte (C.B.R.)

A.A.S.H.T.O. T 193-72

11. Resistencia a la compresión inconfiada de suelos cohesivos

A.A.S.H.T.O. T 280-70

12. Consolidación unidimensional del suelo

A.A.S.H.T.O. T 216-74

13. Parámetros de resistencia del suelo por compresión triaxial.

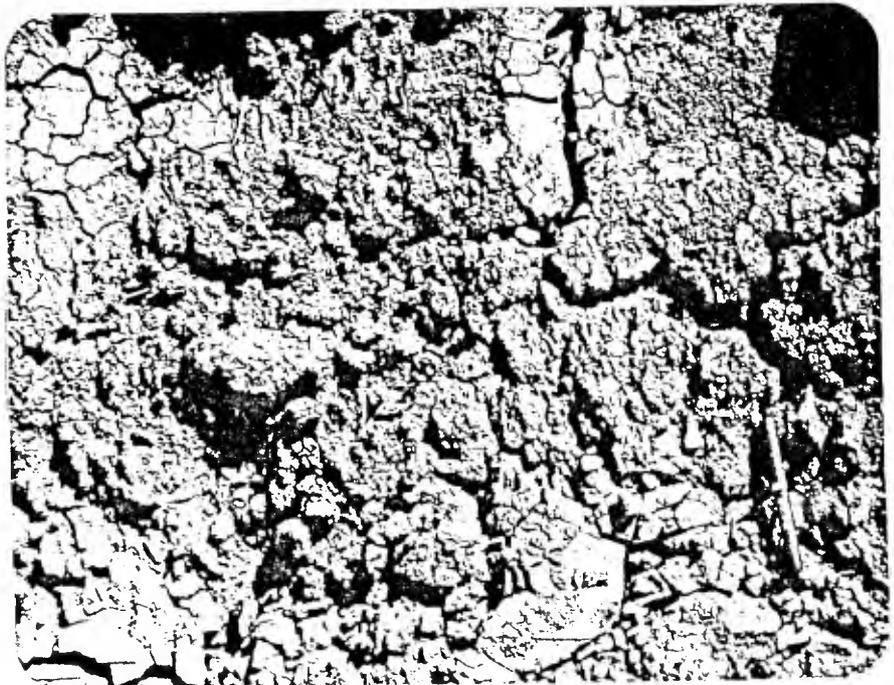
A.A.S.H.T.O. T 234-70

7.3. ANEXO N° 3

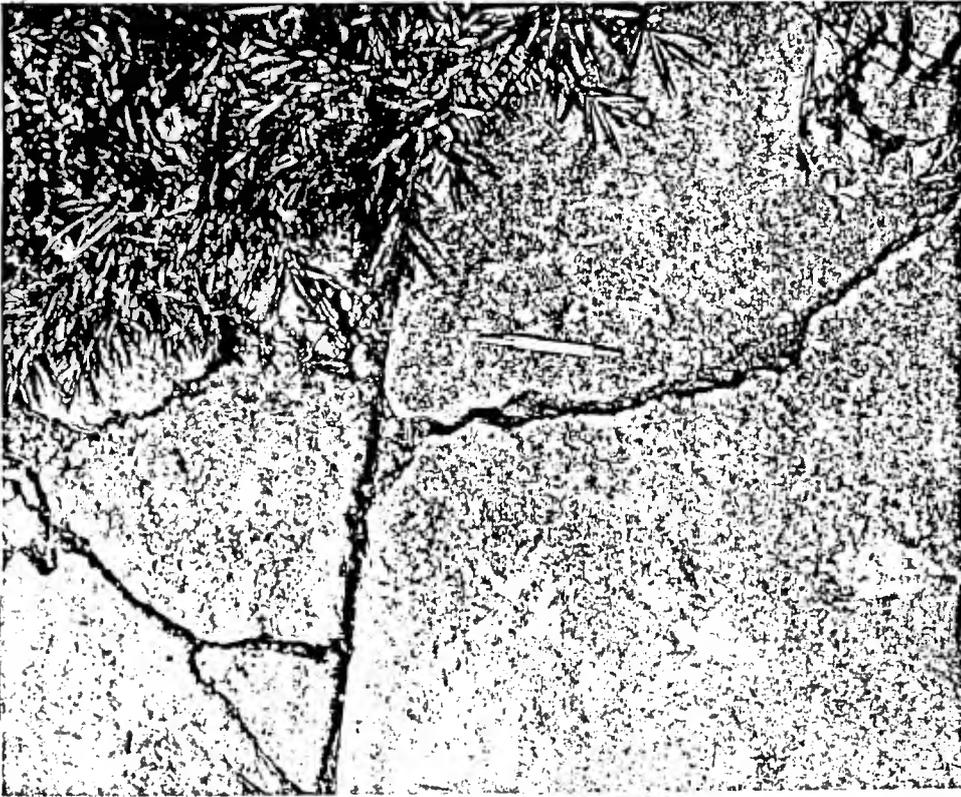
FOTOGRAFIAS



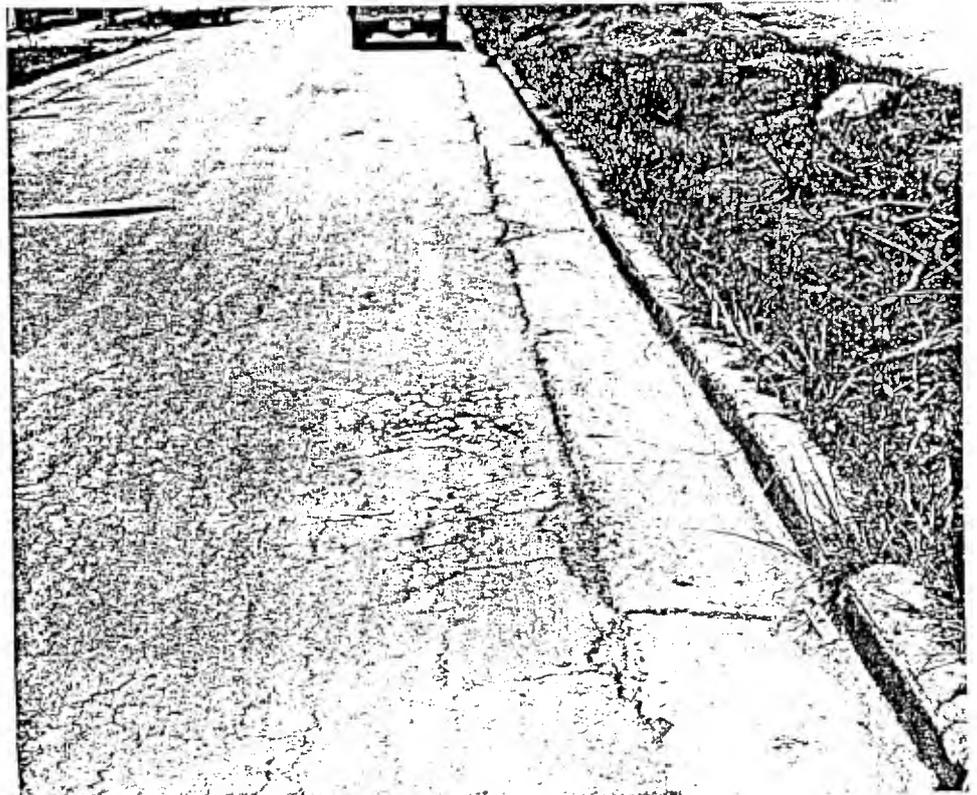
Fot. N° 1
Arcilla
Gris
"Circun-
valación"



Fot. N° 2
Arcilla Gris
"Circunvala-
ción".



Fot. N° 3
Grietas en la
acera.
San Sebastián,
"Circunvalación"

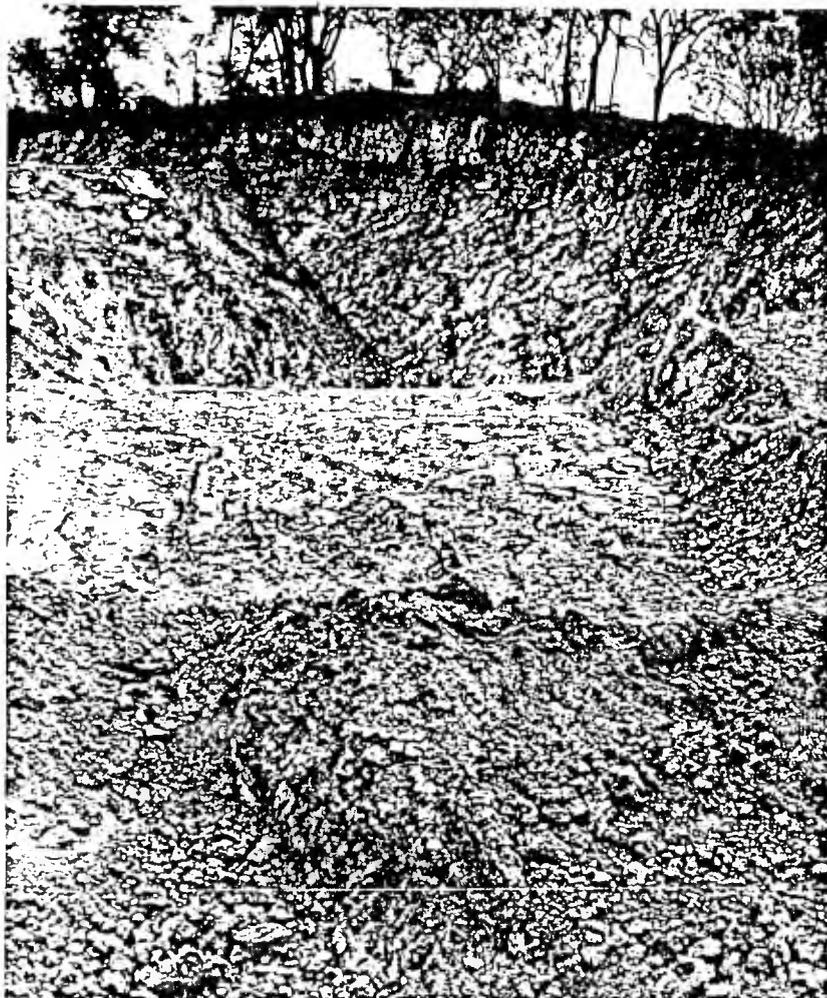


Fot. N° 4
Levantamiento del
pavimento y del
cordón del caño,
"Circunvalación"



Fot. N° 5

Sitio N° 2. Iglesia de Capellades



Fot. N° 6
Sitio N° 3
Tajo Molina



Fot. N° 7
Sitio N° 3
Tajo Molina

8. BIBLIOGRAFIA

1. A.A.S.H.T.O. Standar Specifications for transportation materials methods of sampling and testing, 1974.
2. M.O.P.T. Especificaciones generales para la construcción de caminos, carreteras y puentes, 1978.
3. Gutiérrez Greñas Manuel. Suelos del Sur de San José, Tesis, 1975.
4. Rodríguez Vargas Mario A. Pavimentos sobre arcillas expansivas. 1974.
5. Juárez Badillo Eulario y Alfonso Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos, Editorial Limusa, 1978.
6. Sowers George B., y George F. Sowers. Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Editorial Limusa, 1976.
7. Snethen Donald R. y Otros. A Review of Engineering experiencies with expansive soils in highway subgrades, Federal Highway Administration, 1976.
8. Mendoza Manuel J. Estudio Geotécnico de los Materiales de la Presa El Chamizo-Ecuador, 1975.