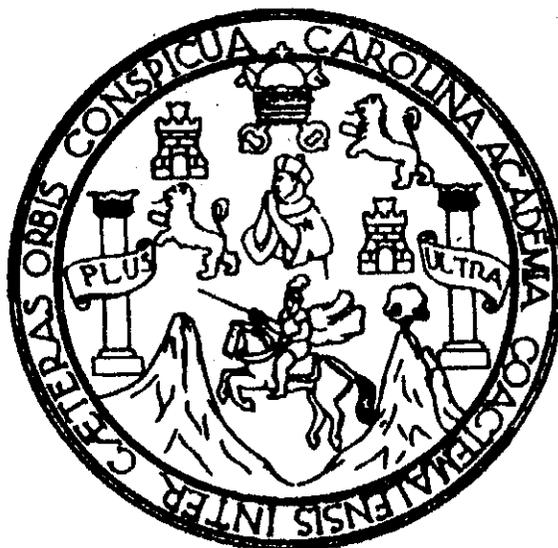


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**UTILIZACIÓN DEL PENETRÓMETRO DINÁMICO DE CONO PARA
LA EVALUACIÓN DE SUELOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE
CARRETERAS**

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JORGE ARMANDO YELA ORTÍZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

Guatemala, Octubre de 1999



HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

UTILIZACIÓN DEL PENETRÓMETRO DINÁMICO DE CONO PARA LA EVALUACIÓN DE SUELOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 2 de junio de 1,998

JORGE ARMANDO YELA ORTÍZ

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO :	Ing. Herbert René Miranda Barrios
VOCAL PRIMERO :	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL SEGUNDO :	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez
VOCAL TERCERO :	Ing. Jorge Benjamín Gutiérrez Quintana
VOCAL CUARTO :	Br. Oscar Stuardo Chinchilla Guzmán
VOCAL QUINTO :	Br. Mauricio Alberto Grajeda Mariscal
SECRETARIA :	Inga. Gilda Marina Castellanos Baiza de Illescas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXÁMEN GENERAL PRIVADO

DECANO :	Ing. Herbert René Miranda Barrios
EXAMINADOR :	Ing. Enrique René González Carrera
EXAMINADOR :	Ing. Carlos Enrique Barrios Chavez
EXAMINADOR :	Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
SECRETARIA :	Inga. Gilda Marina Castellanos Baiza de Illescas

Mario Alberto Aldana Santizo
Ingeniero Civil
Módulo 5, Dirección General de Caminos
Finca Nacional La Aurora, Zona 13.
Tels. 440-0780/1 y 440-0774

Guatemala, 17 de Agosto de 1999

Ingeniero
Augusto René Pérez Méndez
Jefe Area de Transportes
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos
Guatemala, Ciudad.

Estimado Ingeniero Pérez Méndez:

Habiendo revisado el trabajo de tesis titulado: UTILIZACION DEL PENETROMETRO DINAMICO DE CONO PARA LA EVALUACION DE SUELOS EN LA CONSTRUCCION DE CARRETERAS, del estudiante universitario JORGE ARMANDO YELA ORTIZ, manifiesto a usted que dicho trabajo de tesis ha llenado los requerimientos y expectativas del programa y propuesta de desarrollo presentada ante el Señor Director de la Escuela de Ingeniería Civil.

Por la importancia de su aplicación en la INGENIERIA VIAL y por contribuir al mejor uso de los recursos del país en la inversión de los proyectos carreteros doy por APROBADO dicho trabajo de tesis.

Ambos somos responsables por el contenido conclusiones y recomendaciones de la misma.

Aprovecho la presente para saludarle.

Atentamente,


Ing. Mario Alberto Aldana Santizo
Colegiado No. 1,812
ASESOR

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 1 de Septiembre de 1,999

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
DIRECTOR ESCUELA INGENIERIA CIVIL
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Señor Director:

Por este medio me dirijo a usted para informarle, que he revisado el trabajo de tesis titulado " **UTILIZACIÓN DEL PENETRÓMETRO DINÁMICO DE CONO PARA LA EVALUACIÓN DE SUELOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS** ", desarrollado por el estudiante **Jorge Armando Yela Ortiz**, quien contó con la asesoría del Ingeniero Mario Alberto Aldana Santizo.

Considerando que el trabajo en mención fue realizado de acuerdo a los requisitos exigidos y es de utilidad para el ejercicio profesional, me permito recomendar la aprobación correspondiente.

Atentamente,

Ingeniero Augusto René Pérez Méndez
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES
Escuela de Ingeniería Civil

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Alberto Aldana Santizo y del Jefe del Departamento de Transporte Ing. Augusto René Pérez Méndez, del trabajo de tesis del estudiante Jorge Armando Yela Ortiz, titulado UTILIZACION DEL PENETROMETRO DINAMICO DE CONO PARA LA EVALUACION DE SUELOS EN LA CONSTRUCCION DE CARRETERAS, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Sydney Alexander Samuels Wilson



Guatemala, septiembre de 1,999

/bbdeb.

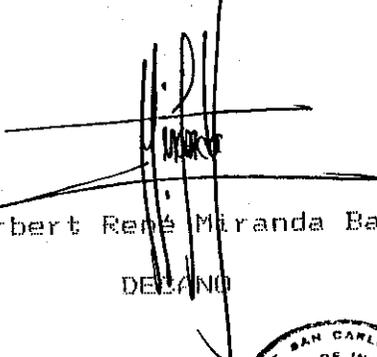
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Sydney Alexander Samuels Milson, al trabajo de tesis UTILIZACION DEL PENETROMETRO DINAMICO DE CONO PARA LA EVALUACION DE SUELOS EN LA CONSTRUCCION DE CARRETERAS, del estudiante Jorge Armando Yela Ortiz, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:


Ing. Herbert René Miranda Barrios

DECANO



Guatemala, septiembre de 1,999

AGRADECIMIENTOS A:

**DIOS TODO PODEROSO POR HABER PERMITIDO EL TRIUNFO
ALCANZADO**

Ingenieros **GABRIEL DARÍO BERDITCHEVSKY, MARIO ALBERTO ALDANA** y **TONNIO MICHELE BONATTO MÉRIDA**, por la asesoría en este trabajo de tesis.

RECONOCIMIENTOS A:

Ingeniero **Byron René Paiz Morales**, por la colaboración prestada para que este trabajo de tesis se realizara.

Ingeniero **Mario Hernández Montenegro**, por su apoyo moral y espiritual

La División de Supervisión de Construcciones

La Dirección General de Caminos

Mis compañeros que colaboraron en la elaboración de la tesis.

La Facultad de Ingeniería

La Universidad de San Carlos de Guatemala

ACTO QUE DEDICO A:

MIS PADRES

**ROBERTO YELA RODAS (Q.E.P.D)
TERESA DE JESÚS ORTÍZ ESTRADA
(Q.E.P.D)**

MI ESPOSA

**ZOILA O. QUIJADA FOLGAR, POR SU APOYO
INCONDICIONAL**

MIS HIJOS

**JORGE ROBERTO YELA QUIJADA,
LUIS JAVIER YELA QUIJADA, CON TODO EL
AMOR DEL MUNDO**

MIS HERMANOS

**CARMEN, ROBERTO Y ANA ELIZABETH
YELA ORTÍZ**

MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS

Y A USTED EN ESPECIAL

ÍNDICE

Glosario	Página i
Introducción	iii
Objetivos	iv

CAPÍTULO I

1.	Propiedades de los Suelos	
	Identificación de Suelos	1
	Generalidades	1
1.1	Definición de Suelo	1
1.2	Rocas	3
	1.2.1 Rocas Ígneas	3
	1.2.2 Rocas Sedimentarias	3
	1.2.3 Rocas Metamórficas	3
1.3	Suelos	4
	1.4.1 Suelos Residuales	4
	1.4.2 Suelos Transportados	4
1.5	Clasificación de los Suelos	4
	1.5.1 Identificación de Suelos Gruesos en Campo	8
	1.5.2 Identificación de Suelos Finos en Campo	9
	1.5.3 Dilatancia	9
	1.5.4 Tenacidad	9
	1.5.5 Resistencia en Estado Seco	10
	1.5.6 Color	10
	1.5.7 Olor	10
1.6	El Ensayo de Tamaño de Partículas	10
1.7	El Estado del Suelo	11
	1.7.1 La Consistencia	12

28	Ensayos de Laboratorio	28
28	Determinación del Peso Unitario o Densidad Máxima y Humedad	28
28	Óptima (Prueba de Proctor) (AASHTO T-99 y T-180)	28
29	2.1.1 Pruebas Dinámicas	29
29	2.1.1.1 Proctor Estandar	29
29	2.1.1.2 Proctor Modificado	29
29	2.1.2 Pruebas Estáticas	29
29	2.1.3 Pruebas por Amasado	29
30	2.1.4 Pruebas por Vibración	30
30	2.2 Ensayo de California Bearing Ratio (CBR) o Relación de	30
30	Soprote de California	30
30	2.2.1 Ensayo de CBR en Laboratorio	30
31	2.2.2 Antecedentes	31
31	2.2.3 Consideraciones del Ensayo	31
MÉTODOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO Y DE CAMPO MÁS UTILIZADOS PARA EL CONTROL DE LA COMPACTACIÓN Y LA RESISTENCIA DE SUELOS EN CARRETERAS		
28		28

CAPÍTULO II

13	1.7.1.1 Limite Líquido	13
13	1.7.1.2 Limite Plástico	13
14	1.7.1.3 Índice Plástico	14
14	1.8 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Sucs)	14
19	1.8.1 Suelos Gruesos	19
20	1.8.2 Suelos Finos	20
21	1.9 Sistema de Clasificación AASHTO	21
21	1.9.1 Clasificación	21

2.2.4	Metodología Propuesta para Determinar el CBR de Laboratorio	36
2.2.5	CBR in situ	39
2.2.6	Pruebas de Campo	40
2.2.6.1	Compactación	40
2.2.6.1.1	Método del Cono de Arena	41
2.2.6.1.2	Densímetro Nuclear	43
2.2.6.2	Resistencia	43
2.2.6.2.1	Deflectometría	44
2.2.6.2.1.1	Viga Benkelman	45
2.2.6.2.1.2	Deflectómetro de Caída de Carga (Falling Weight Deflectometer FWD).	47
2.2.6.2.2	Métodos de Penetración	50

CAPÍTULO III

	APLICACIONES DE LOS MÉTODOS DE ENSAYOS PARA DIFERENTES CAPAS DE ESTRUCTURAS DE UN PAVIMENTO	57
3.1	Especificaciones Generales para el Control de Calidad de Suelos y Capas Compactadas	57
3.1.1	Control de Calidad de las Capas Compactadas	57
3.1.2	Sub-Rasante	57
3.1.3	Sub- Base	58
3.1.4	Base Granular Triturada	58
3.2	La Experiencia Investigada	59
3.2.1	Penetración del Suelo con el PDC	60
3.2.2	Muestreo y Ensayos de Campo	60
3.2.3	Resultados	61

CAPÍTULO IV

EL PENETRÓMETRO DINÁMICO DE CONO PARA LA DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DE RESISTENCIA Y CONDICIÓN DE COMPACTACIÓN EN

CAMPO

66	4.1 Instrucciones Generales de Operación
68	4.2 Recolección de datos en Campo

68	4.2.1 Carretera
----	-----------------

68	4.2.2 Código
----	--------------

68	4.2.3 Fecha
----	-------------

68	4.2.4 Kilómetro
----	-----------------

69	4.2.5 Lado
----	------------

69	4.2.6 Perforación
----	-------------------

69	4.2.7 Pozo de Ensayo
----	----------------------

69	4.2.8 Tipo de Sección Transversal
----	-----------------------------------

69	4.2.9 Nivel de Referencia
----	---------------------------

69	4.2.10 Posición de la Capa
----	----------------------------

70	4.2.11 Tipo de Suelo
----	----------------------

70	4.2.12 Penetración
----	--------------------

CONCLUSIONES

V

RECOMENDACIONES

VI

BIBLIOGRAFIA

VII

ANEXO

ENSAYOS DE LABORATORIO

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

No.	Título	Página
1	El origen de los suelos y clasificación de las rocas	2
2	Clasificación de los suelos	7
3	Consistencia de los suelos	15
4	Ensayo de tamaño de partículas	16
5	Los índices de consistencia del suelo	18
6	Cuadro del índice de grupo	23
7	Relación carga contra penetración	34
8	Determinación del CBR según ASTM D-1883	35
9	Metodología propuesta para determinar el CBR de un suelo	37
10	Métodos utilizados para determinar densidad de campo	42
11	Viga Benkelman	46
12	Deflectómetro de impacto dinámico	48
13	Curvas de correlación de PDC con CBR	55
14	Penetrómetro dinámico de cono	71
15	Utilización del penetrómetro dinámico de cono	72

No.	Título	Página
I	Influencia de la forma de transporte sobre las características de los sedimentos	6
II	Designación de las partículas según su tamaño (SUCS)	8
III	Número de mallas de mas uso y diámetro de partículas (mm)	17
IV	Propiedades ingenieriles de los suelos	24
V	Clasificación de suelos y mezclas de suelos agregados	25
VI	Algunas propiedades de suelos de acuerdo a la clasificación AASHTO	26
VII	Comparación entre la clasificación de suelos SUCS Y AASHTO	27
VIII	Energía de compactación (kg-cm/cm ³)	36
IX	Tiempo de inmersión aproximado	38
X	Calculo del CBR a través de ensayos no destructivos	49
XI	CBR en función del resultado del penetrómetro dinámico de cono	52
XII	Calculo del CBR a través de ensayos con el SPT	54
XIII	Calculo del CBR según resultados del PDC	56
XIV	Resultados de ensayos de PDC en campo	64
XV	Continuación del resultado de ensayos con PDC	65

TABLAS

GLOSARIO

AASHTO	Asociación Americana de Vías Estatales y Oficiales de Transporte.
AASHO	Asociación Americana de Vías Estatales y Oficiales.
Abrasión	Acción y efecto de desgastar por fricción.
ASTM	Asociación Americana para Pruebas de materiales.
Auscultación	Explorar los sonidos y penetración en las cavidades hechas con el penetrómetro.
Capas	Diferentes tipos de suelo sobre la corteza terrestre.
Cementación	Proceso por el cual un agente cementante se precipita en los espacios existentes entre las partículas individuales de un depósito sin consolidar. Los agentes cementantes más comunes son la calcita, la dolomita y el cuarzo.
Compactación	Acción de llegar a su estado original el suelo por medio de máquinas o equipo pesado con vibración.
Cristalización	Proceso mediante el cual un fluido viscoso o en estado disperso se separa en cristales.
Fundición	Solución líquida de iones de minerales formadores de rocas.
G.I	Índice de Grupo.
G.P	Grava Pobremente Graduada.
G.W	Grava Bien Graduada.
I.P	Índice Plástico.
Intemperismo	Acción de la segregación de la roca por medio de los cambios de temperatura del ambiente.
L.L	Límite Líquido.

Magma	Silicatos fundidos que se presentan en forma natural que pueden tener cristales de silicato en suspensión o gases disueltos o ambos. Estas condiciones se pueden encontrar en general en una mezcla que contenga hasta 15% de cristales, pero no más de 11% de gases disueltos.
Metamorfismo	Es el cambio físico y químico que sufren las rocas con el tiempo.
Meteorizada	Es la destrucción que sufren las rocas por el desgaste del aire y agua.
S.U.C.S	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
Sedimento	Es el proceso general por el que se asienta el material que forma las rocas y material orgánico y mineral.
S.P	Arena Pobremente Graduada.
Suelo Orgánico	Es el material de la corteza terrestre que proviene de la descomposición de los vegetales y animales.
Suelo Inorgánico	Es el material de la corteza terrestre que proviene de la descomposición de los minerales.
S.W	Arena bien graduada.
SW-SM	Arena de Buena Graduación con considerable cantidad de finos.
Turba	Material en proceso de descomposición.

INTRODUCCIÓN

El gobierno de Guatemala ha invertido anualmente en rehabilitación, mejoramiento y mantenimiento de la red vial durante los últimos 3 años, montos superiores a los Q. 1,800 millones de Quetzales. Esto ha implicado la demanda de servicios de supervisión para el control de calidad, tanto de los materiales como de los trabajos de ejecución que se realizan en las carreteras.

Por la demanda tan alta de recursos que se requieren para efectuar pruebas y ensayos de laboratorio y campo que sirvan de parámetros de control a la calidad de los suelos y materiales, los laboratorios y especialistas locales en geotecnia, se han visto en la necesidad de buscar alternativas prácticas y económicas que agilicen la obtención de parámetros y favorezca la toma de decisiones.

Como una contribución para efectuar estos controles de calidad a corto plazo, se presenta la siguiente investigación de tesis basada en el empleo del PENETRÓMETRO DINÁMICO DE CONO (PDC), cuyos resultados permiten obtener parámetros indicativos de la resistencia y el estado de compactación de los suelos en campo y de las diferentes capas de la estructura de los pavimentos.

Esperando que este trabajo aporte al mejoramiento de la calidad de los trabajos que se realizan en el campo vial, el cual tiene como objetivo presentar una metodología de uso común a nivel mundial, pero que es de poco conocimiento y utilización en el medio. Cabe destacar, que el costo de la misma la coloca al alcance de todos los que requieran este tipo de trabajo.

OBJETIVOS

GENERALES

1. Mostrar la metodología para la implementación de la utilización del Penetrómetro Dinámico de Cono en la actividad vial de Guatemala.
2. Demostrar la confiabilidad en los resultados de las pruebas de campo, resistencia y compactación, efectuados con el Penetrómetro Dinámico de Cono y dejar lineamientos para el establecimiento de curvas de correlación que permitan elevar los resultados del PDC con las pruebas tradicionales de laboratorio.

ESPECÍFICOS

- 1.- Disminuir los tiempos para la evaluación de los suelos en campo, en estudios y en el desarrollo del control de calidad.
- 2.- Minimizar el uso del equipo de laboratorio.
- 3.- Hacer eficiente el tiempo de los especialistas y técnicos en suelos.
- 4.- Reducir la cantidad de mano de obra para efectuar las pruebas de suelos en campo.
- 5.- Reducir la cantidad de pruebas en laboratorio, evitando así incrementar la cantidad de muestreos y por ende reducir tiempos de evaluación y aprobación de las diferentes capas de terreno que forman la estructura del pavimento.

Adicionalmente, se define el Índice Plástico (IP) como la diferencia entre el Límite Líquido y el Límite Plástico, correspondiendo este valor al rango de humedad donde el suelo se encuentra en estado plástico.

Para evaluaciones adecuadas de los suelos el uso del Límite Líquido e Índice Plástico es apropiado. Suelos con elevados valores de Límite Líquido son arcillas con pobres propiedades ingenieriles y altamente compresibles y representan, en general, suelos débiles.

Suelos con elevados valores de Índice Plástico generalmente indican suelos altamente susceptibles de expandirse. Suelos con bajo Índice Plástico indican un suelo granular con poca o ninguna cohesión y plasticidad, las propiedades de consistencia mencionadas se establecen a través de ensayos estándar, los cuales se describen a continuación:

1.7.1.1 Límite Líquido (L.L) (AASHTO T-89)

La definición arbitraria "Standard" que se ha dado para el Límite Líquido es la siguiente: El contenido de agua de un suelo (expresado en porcentaje de peso seco) que posee una consistencia tal que una muestra a la que se le ha practicado una ranura, al sujetarse al impacto de varios golpes, se cierra sin que el suelo resbale sobre su apoyo. Este ensayo es poco significativo en arena y en aquellos suelos que tienen Límite Líquido bajo.

1.7.1.2 Límite Plástico (L.P) (AASHTO T-90)

La identificación arbitraria "Standard" que se ha dado para el Límite Plástico es la siguiente: Es el contenido de agua (expresado en porcentaje del peso seco) con el cual se agrieta un cilindro de material de 3 mm (1/8") de diámetro al rodarse con la palma de la mano sobre una superficie lisa. Un cambio muy importante en la capacidad de soportar cargas tiene lugar en el Límite Plástico. La capacidad de

soportar cargas aumenta rápidamente cuando el contenido de humedad disminuye por debajo del Límite Plástico y disminuye rápidamente, cuando el contenido de humedad sobre pasa el Límite Plástico.

1.7.1.3 Índice Plástico (I.P) (AASHTO T-91)

El índice plástico, es el más importante de los índices que se derivan de los resultados de los límites de Atterberg, se define como la diferencia numérica entre límite líquido (L.L) y el límite plástico (L.P).

1.8 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

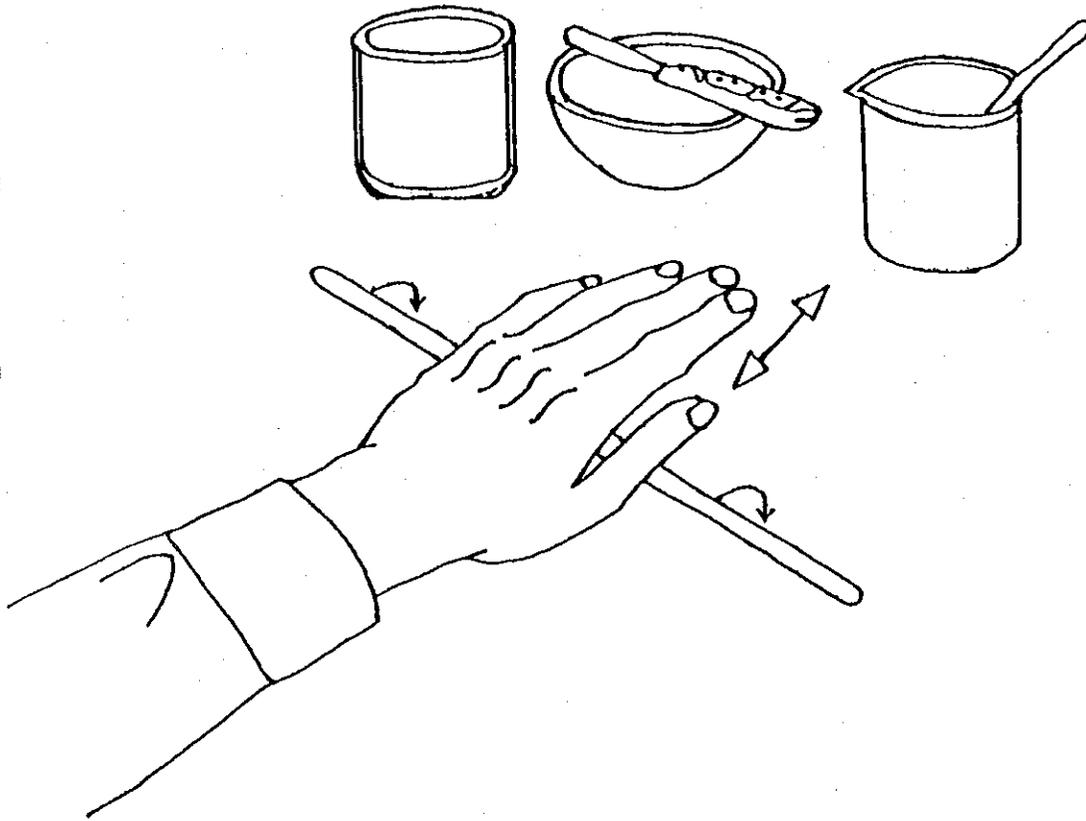
En la actualidad el sistema más popular de clasificación de suelos es el propuesto por Arturo Casagrande y conocido con el nombre de Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

El sistema clasifica a los suelos finos principalmente basándose en sus características de plasticidad, cuya correlación con las propiedades mecánicas básicas es consistente y confiable. Los suelos gruesos se clasifican en función de su tamaño, el que caracteriza generalmente su comportamiento. Bajo ciertas condiciones, una simple clasificación de los suelos provee adecuada información para el diseño y construcción, en cambio en otras circunstancias datos más detallados deben ser analizados.

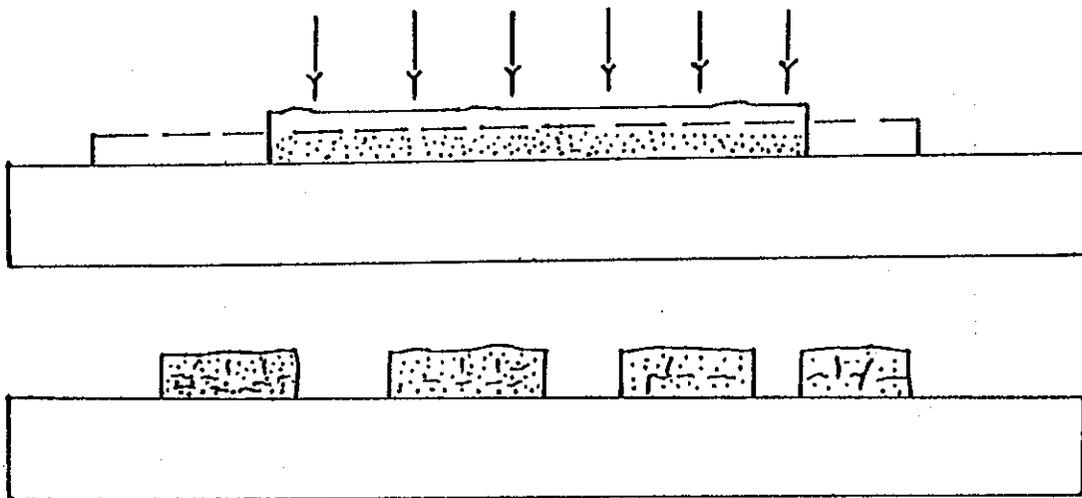
A continuación se describirán los distintos tipos de suelos clasificados dentro del Sistema.

Figura 3

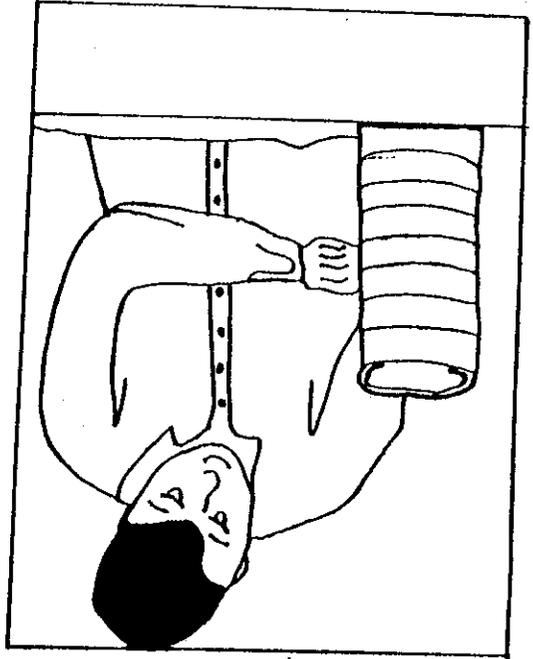
Consistencia de los Suelos



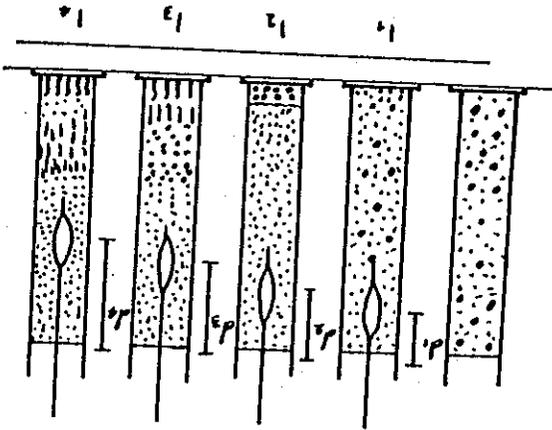
Efecto del Rolado



Procedimiento de Tamizado



Inicio Incremento del Tiempo Procedimiento De Sedimentación



Ensayo de tamaño de partículas

Figura 4

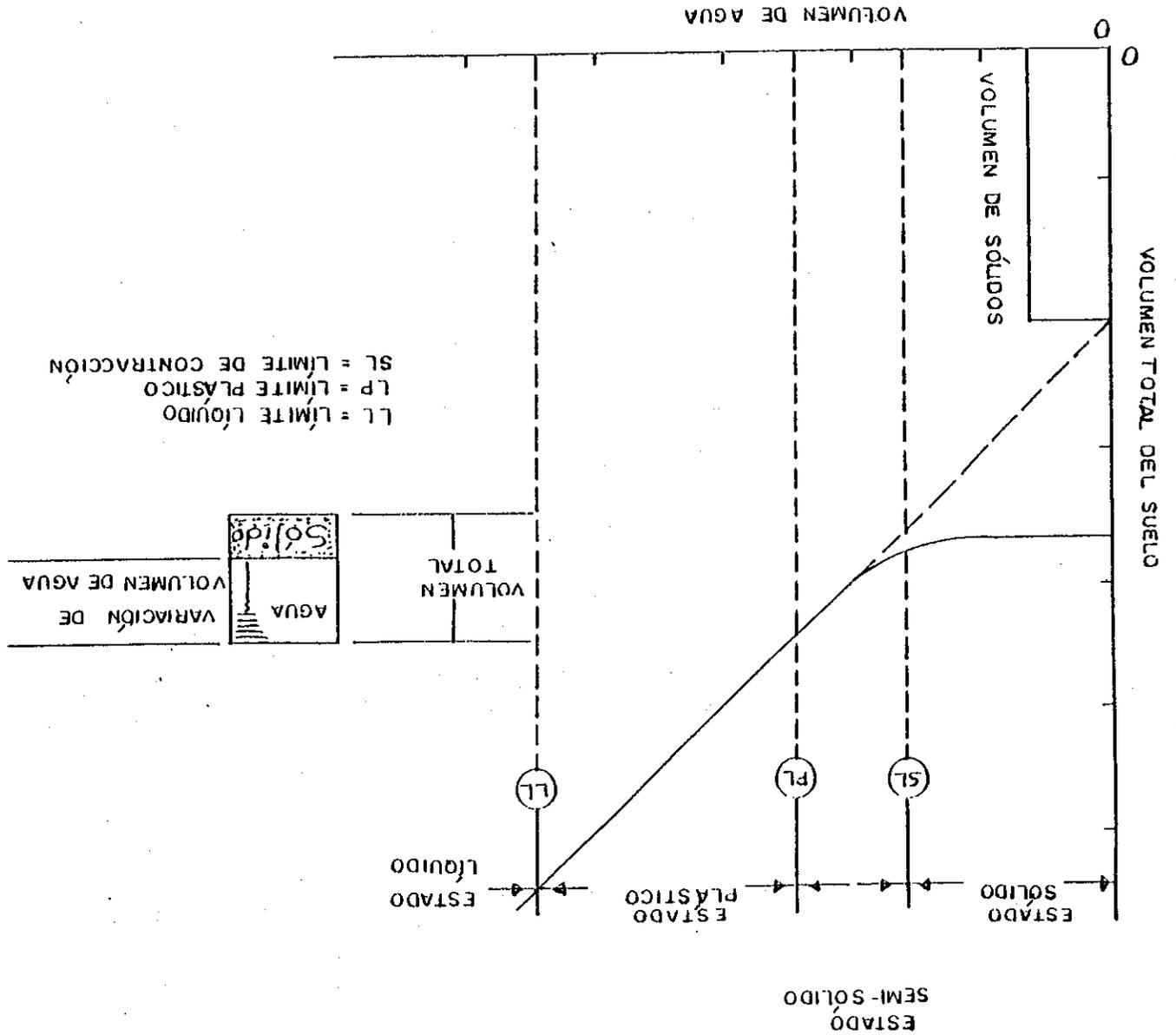
Tabla III

NÚMERO DE MALLAS DE MÁS USO Y DIÁMETRO DE PARTICULAS (mm)

MALLA #	DIÁMETRO
4"	100.00
3"	75.00
2 ½"	63.00
2"	50.00
1 ½"	37.50
1"	25.00
¾"	19.00
½"	12.50
3/8"	9.50
# 4	4.75
# 8	2.36
# 10	2.00
# 16	1.18
# 20	0.84
# 30	0.60
# 40	0.425
# 50	0.300
# 60	0.250
# 100	0.147
# 200	0.074
POR	0.025
ENSAYO	0.010
DE	0.005
HIDROMETRÍA	0.002

Los Índices de Consistencia del Suelo

Figura 5



1.8.1 Suelos Gruesos

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica a continuación:

Gravas y suelos en que predominan aquellas. Símbolo genérico G (gravel que significa grava en inglés).

Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S (Sand, que significa arena en inglés).

Las gravas y las arenas se separan por la malla No.4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla No. 4, y es del grupo genérico S, en el caso que del 50% de su porción gruesa se encuentre entre el tamiz No. 4 y el No. 200. Para los 2 casos, el 50% del peso total de la muestra debe retenerse en el tamiz No. 200.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos, de acuerdo a su tamaño y al porcentaje de suelos finos que contienen, como sigue:

- 1) Material prácticamente limpio de finos, bien graduados, (curva granulométrica "inclinada") se representan con el símbolo W (Well graded = bien graduada en inglés). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
- 2) Material prácticamente limpio de finos, mal graduado, (curva granulométrica "parada") se representa por el símbolo P (Poorly graded=mal graduada en inglés). En combinación con los símbolos genéricos da lugar a los grupos GP y SP.

Los suelos finos se caracterizan, por presentar propiedades de plasticidad o consistencia sobre la base de la cual se agrupan las divisiones anteriores. Estas propiedades asignan al suelo características de comportamiento, por ejemplo, resistencia y compresibilidad, entre otros, las cuales son de importancia para la ingeniería. Los suelos finos clasificados anteriormente de acuerdo a su tamaño se subdividen en dos grupos, según su límite líquido. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (Low compressibility = baja compresibilidad en inglés), y por esta combinación se obtienen los grupos ML, CL, y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50% o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (High compressibility = alta compresibilidad), y así se obtienen los grupos MH, CH y OH.

Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del suco mo y mjala), de dimensiones entre 0.074 a 0.002 mm. Arcilla inorgánica, de símbolo C (Clay, que significa arcilla en inglés), de dimensiones menores a 0.002 mm. Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (Organic, que significa orgánico en inglés).

El sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo con dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, lo que da lugar a las siguientes divisiones:

1.8.2 Suelos Finos

- 3) Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Se representa por el símbolo M (del suco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.
- 4) Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Representado por el símbolo C (Clay=arcilla en inglés). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

Debe notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e IP), mientras que en el caso actual solo intervienen el valor del límite líquido. Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente comprensibles, forman un grupo independiente de símbolos Pt (del inglés Peat, turba). Como ejemplo práctico de esta clasificación para ser usado por el ingeniero, se presenta la tabla IV donde se describen las características ingenieriles de los suelos con relación a su clasificación.

1.9 SISTEMA DE CLASIFICACIÓN AASHTO

El sistema de clasificación de suelos de la Asociación Americana de Vías Estatales y Oficiales de Transporte (AASHTO por sus siglas en inglés) se basa en el comportamiento observado en campo de suelos de subrasante bajo los pavimentos viales.

El sistema original fue diseñado por el Ministerio de Vías Publicas de los Estados Unidos, en 1,928, el cual ha sido revisado varias veces hasta la forma presente (ver tabla V). En este Sistema, suelos que tienen generalmente las mismas propiedades de resistencia y de servicio son agrupados para formar siete grupos básicos designados como A-1 a A-7. En general, los suelos con las mejores propiedades ingenieriles son los A-1, empeorando a medida que se acerca a A-7. La excepción es A-3 que es un suelo de mejor propiedad ingenieril que uno de tipo A-2. Un grupo adicional A-8, es designado a los suelos orgánicos.

1.9.1 Clasificación

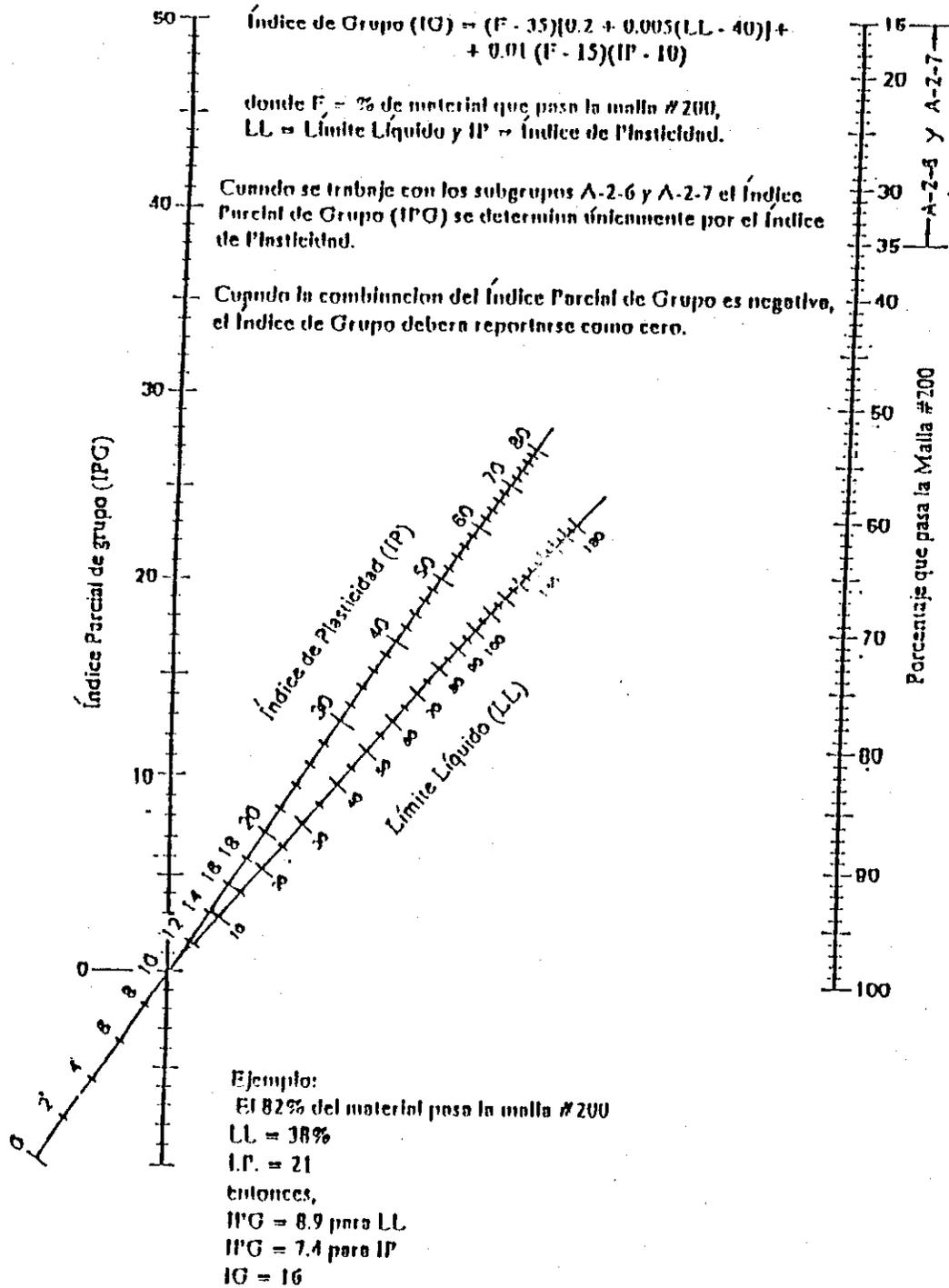
El procedimiento para la clasificación de suelos en siete grupos básicos (A-1 a A-7), y luego subdividirlos en doce categorías (A-1 a A-7-6), se basa en el desarrollo de pruebas de laboratorio sobre las muestras de suelos, que incluyen ensayos granulométrico y la determinación del Límite Líquido e Índice Plástico. Los suelos

altamente orgánicos (como la Turba) son clasificados como A-8. Su clasificación es generalmente a través de una inspección visual, efectuándose en campo, aunque en laboratorio se certifica a través del conocimiento del porcentaje de materia orgánica que tiene. Estos se caracterizan por su color, olor y textura.

La evaluación de los suelos en cada grupo se realiza en función de un "Índice de Grupo" que es un valor calculado de una fórmula empírica. El grupo, subgrupo y el índice de grupo es de mucho uso para determinar la calidad relativa del suelo para ser usado en estructuras de tierra (particularmente terraplenes), suelos de subrasante, subbase, base y material de superficie. Esta calidad se relaciona con las características plásticas del suelo. De todos modos, para el diseño detallado de estructuras de importancia, más información relacionada a la resistencia y características de comportamiento en condiciones de campo, son necesarias. La definición del índice de grupo se muestra en la figura 6. En la tabla VI se presentan algunas propiedades de los suelos, de acuerdo a la clasificación AASHTO, y en la tabla VII se muestra la comparación apropiada entre la clasificación de suelos del SUCS y de la AASHTO.

Figura 6

Cuadro del Índice de Grupo



NOTA: (1) Cuando está saturado
(2) El valor menor es el más apropiado

SIMBOLO	CARACTERISTICAS DE DRENAME	RESISTENCIA AL CORTE (1)	EFECTO EROSION	ESPONJAMIENTO	TRABAJABILIDAD COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION	POSIBLE USO (2)	
						RELLENO	CAPA DE RODADURA
GW	BUENO	MUY BUENO	BAJA	BAJA	MUY BUENO	1	5
GP	MUY BUENO	BUENO	BAJA	BAJA	BUENO A REGULAR	3	7
GM	REGULAR A MALO	BUENO	REGULAR	BAJA A REGULAR	BUENO A REGULAR	4	3
GC	MALO	BUENA	REGULAR A ALTO	BAJA A REGULAR	BUENO A REGULAR	5	1
SW	BUENO	MUY BUENO	REGULAR	BAJA	MUY BUENO	2	8
SP	BUENO	BUENO	BAJA	BAJA	BUENO	6	..
SM	REGULAR A MALO	BUENO	ALTA	BAJA A REGULAR	REGULAR	8	4
SC	MALO	BUENA	REGULAR A ALTA	BAJA A REGULAR	BUENO A REGULAR	7	2
ML	REGULAR A MALO	REGULAR	ALTA	REGULAR	REGULAR A MALO	10	..
CL	MALO	REGULAR	REGULAR A ALTA	REGULAR	REGULAR A MALO	9	8
OL	MALO	MALO	REGULAR A ALTA	REGULAR	REGULAR A MALO	11	..
MH	MALO	REGULAR A MALO	ALTA	ALTA	MALO	12	..
CH	MUY MALO	MUY MALO	REGULAR	ALTA	MALO	13	..
OH	MUY MALO	MUY MALO	REGULAR	ALTA	MALO	14	..

PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS SUELOS

Tabla IV

Tabla V

CLASIFICACIÓN DE SUELOS Y MEZCLAS DE SUELO AGREGADO (CON SUBGRUPOS SUGERIDOS)

AASHTO

Clasificación General	Material Granular (35% o menos pasan No. 200)				Materiales limo arcilloso (Más que el 35% pasan No.200)			
	A-1	A-3	A-2		A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación de Grupo	A-1-a A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7		A-7-5 A-7-6
Análisis Granulométrico que pasa								
No. 10	50 Máx.	51 Min						
No. 40	30 Máx.	10 Máx.	35 Máx.	35 Máx.	35 Máx.	35 Máx.	36 Min.	36 Min.
No. 200	15 Máx.	25 Máx.	35 Máx.	35 Máx.	35 Máx.	35 Máx.	36 Min.	36 Min.
Características de fracción que pasan								
No. 40								
Límite líquido								
Índice plástico	6 Máx.	N.P.	10 Máx.	10 Máx.	11 Min.	11 Min.	10 Máx.	10 Máx.
Índice de grupo	0	0	0	0	4 Máx.	4 Máx.	8 Máx.	12 Máx.
Tipos comunes de Materiales constructivos	Fragmentos de Roca Grava y Arena	Arena Fina	Grava o Arena Limosa a Arcillosa		Suelos Limosos	Suelos Arcillosos		
Calificación como material de Subrasante	Excelente a Bueno				Regular a pobre			

El Índice Plástico del subgrupo A-7-5 es igual o menor que la diferencia entre el Límite Líquido y 30

A-7-6 es mayor que LL-30.

El Índice de grupo debiera ser indicado cercano al número entero y se ubica luego de el Símbolo del grupo (A-2-6(3), A-4(5), etc).

Clasificación AASHTO	Margen de Densidad	Densidad Máxima (t/m ³)	Margen de CBR (%)	Peso Relativo
A-1	1.9	2.3	30	2.7
A-2	1.8	2.1	10 a 30	*
A-3	1.4	1.8	5 a 15	2.65
A-4	1.7	2.0	5 a 15	2.65
A-5	1.4	1.7	2 a 10	2.7
A-6	1.6	2.0	2 a 10	2.75
A-7	1.4	1.9	2 a 6	2.8

* Cambia en función de los finos de A-4, etc. Por ejemplo para A-2-4 el peso relativo es 2.65 y para A-2-7 es 2.8

Algunas Propiedades de Suelos de Acuerdo a la Clasificación AASHTO

Tabla VI

Tabla VII

Comparación entre la Clasificación de Suelos SUCS y AASHTO

AASHTO	SUCS
A-1-a	GW,GP,GM
A-1-b	SW,SM
A-2-4	GM,SM
A-2-5	GM,SM
A-2-6	GC,SC
A-2-7	GC,SC
A-3	SP
A-4	ML,OL
A-5	MH
A-6	CL
A-7-5	CL,OL
A-7-6	CH,OH

CAPÍTULO II

MÉTODOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO Y DE CAMPO MÁS UTILIZADOS PARA EL CONTROL DE LA COMPACTACIÓN Y LA RESISTENCIA DE SUELOS EN CARRETERAS

ENSAYOS DE LABORATORIO

2.1 DETERMINACIÓN DEL PESO UNITARIO O DENSIDAD MÁXIMA Y HUMEDAD ÓPTIMA (PRUEBA DE PROCTOR) (AASHTO T-99 Y T-180)

Con relación a los ensayos de compactación, se puede decir que actualmente se hacen dos pruebas de compactación de laboratorio. Primero, se compactan los suelos para obtener datos de resistencia, deformabilidad, permeabilidad, susceptibilidad al agrietamiento, etc. La idea es obtener una representatividad de la muestra, en el sentido que se reproduzca en el laboratorio un suelo con las mismas propiedades mecánicas que después se obtendrán al compactar los materiales en el campo. Segundo, los ensayos de compactación que en ellos se basan las operaciones de control de calidad. En este caso, las pruebas funcionarán fundamentalmente como un índice comparativo del peso volumétrico de laboratorio y de campo. Lo esencial de un índice de comparación es que sea siempre el mismo.

Fue Proctor quien en 1,933 desarrolló el primer ensayo estándar de compactación. Históricamente han ido apareciendo otros ensayos, los que se pueden clasificar de acuerdo a sus procedimientos de compactación, de la siguiente forma:

2.1.1 Pruebas Dinámicas

Todas las pruebas dinámicas tienen las siguientes características:

El suelo se compacta por capas en el interior de un molde metálico cilíndrico, variando de una prueba a otra, el tamaño del molde y el espesor de la capa. Por ejemplo:

2.1.1.1 Proctor Estandar: (ASTM D-698, AASHTO T-99 BRITISH STANDARD 1377; 1,948), veinticinco o cincuenta y seis golpes con un pistón que pesa 5.5 libras, cayendo de una altura de 12" (pulgadas), en cada una de las tres capas de material de espesor similar colocado en un molde cilíndrico de 4" o 6" (pulgadas) de diámetro y 4.58" de altura.

2.1.1.2 Proctor Modificado: (ASTM D-1557, AASHTO T-180 MODIFICADA). Veinticinco o cincuenta y seis golpes con un pistón que pesa 10 libras, cayendo de una altura de 18" (pulgadas), en cada una de las cinco capas de material de espesor similar colocado en un molde cilíndrico de 4" o 6" de diámetro y 4.54" de alto.

2.1.2 Pruebas Estáticas

La compactación se logra utilizando una máquina pesada, cuyo peso comprime las partículas del suelo sin necesidad de movimiento vibratorio. Por ejemplo mediante la utilización del rodillo estático.

2.1.3 Pruebas por Amasado

Amasar es un proceso por el cual se hace que las masas de suelo se pulvericen debido a presiones elevadísimas, logrando bajar la relación de vacíos. Debido al confinamiento lateral de las partículas se mezclan de una mejor manera las partículas gruesas con las finas. El proceso de amasado exige que la energía sea aplicada en un área pequeña, a efecto de producir presiones estáticas muy grandes.

2.1.4 Pruebas por Vibración

La compactación se logra aplicando al suelo vibraciones de alta frecuencia. Por ejemplo, mediante el uso de una plancha vibratoria.

En continuidad con las pruebas de compactación, se buscó la forma de valorar la resistencia de un suelo, bajo condiciones de compactación y humedad conocidas. Entre los ensayos estándar de mayor empleo, a escala mundial, se destaca el ensayo de CBR, el cual se detalla a continuación:

2.2 ENSAYO DE CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R) O RELACIÓN DE SOPORTE DE CALIFORNIA

El ensayo de CBR (California Bearing Ratio), a veces conocido como Valor Relativo de Soporte, es un índice de resistencia al esfuerzo cortante, en condiciones de humedad y compactación conocidas, y su expresión se define como la relación entre la carga necesaria para introducir un pistón de sección circular en una muestra ensayada de un suelo, y el esfuerzo requerido para hacer penetrar el mismo pistón hasta la misma profundidad de una muestra patrón de piedra triturada bien graduada.

El ensayo se ha desarrollado para ser ejecutado en laboratorio como en campo. Primeramente se describirá el ensayo de laboratorio, el cual se presenta a continuación.

2.2.1 Ensayo de CBR en Laboratorio

El CBR en laboratorio es una prueba que mide la resistencia de los suelos, la prueba es relativamente simple y existen una serie de consideraciones a tomarse en cuenta para definir el CBR. El valor del CBR de un suelo es muchas veces determinado siguiendo patrones que no corresponden a las condiciones a esperarse durante la puesta en servicio de los pavimentos, obteniéndose valores de CBR por

debajo o por encima de los reales, lo que influye grandemente en el diseño de pavimentos y conlleva a una dudosa utilización o el descarte de materiales para conformar terrapienes y capas de pavimentos.

A continuación basados en experiencias y la documentación técnica disponibles se propone una metodología para la ejecución del ensayo y determinación racional del CBR de los suelos, estimando que serán de gran utilidad para los profesionales que laboran en proyectos viales.

2.2.2 Antecedentes

En el año de 1,930 la División de Carreteras de California, desarrolló un método de ensayo que lo denominó CBR (California Bearing Ratio), el mismo permitía determinar el índice de la resistencia al esfuerzo cortante por punzonamiento de los suelos. El ensayo en cuestión, a pesar de ser muy discutido, por su facilidad de ejecución, fue adoptado y también modificado por muchos estados de los Estados Unidos de Norteamérica, el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de Norteamérica (1940) y muchos países alrededor del mundo.

El procedimiento del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de Norteamérica fue el más empleado hasta el año de 1,961, cuando ASTM adopta el método y lo estandariza bajo el código ASTM D1883. Este método en cierta manera difiere del procedimiento original del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de Norteamérica, pero es similar al método AASHTO T193.

2.2.3 Consideraciones del Ensayo

A continuación se describen brevemente las características del ensayo, según la norma ASTM D-1883 o AASHTO T-193, en lo referente a la elaboración de los especímenes de prueba y las consideraciones a tener en cuenta para las condiciones de carga del espécimen.

La Norma de ensayo ASTM D-1883 describe las consideraciones básicas en los siguientes aspectos:

- Fabricación del espécimen de prueba.
- Características de la sobrecarga.
- Determinación de la expansión del espécimen luego de 96 horas de inmersión en agua.
- Penetración del espécimen con el pistón de carga.
- Cálculo del CBR, del espécimen ensayado.

Cabe señalar que la normativa indica que el CBR debe ser determinado para las condiciones de humedad y densidad seca a esperarse en obra, no indicando la metodología de análisis (figura 7). Es decir, la norma permite definir el valor del CBR para una condición de humedad y densidad seca (del espécimen analizado), más no del CBR del suelo para fines de diseño y control de calidad, para lo cual se requiere más de una condición de humedad y densidad seca, como se tratará más adelante.

A continuación se analizan los principales factores que pueden influir en la determinación del CBR de un espécimen cualquiera, así como las recomendaciones del caso:

- a. Durante la fabricación del espécimen, en suelos con material retenido en los tamices $\frac{3}{4}$ " y No. 4, luego de la compactación, la cara superior es enrasada, quedando oquedades que son rellenadas con material fino, procedimiento que origina que el valor de CBR obtenido al penetrar la cara superior, sea generalmente menor a aquel obtenido en la cara inferior. El volumen del molde debe ser verificado para aplicar el adecuado número de golpes para la energía de compactación dinámica deseada. Es de señalar que el ensayo se limita a suelos de los que retenido en peso en el tamiz de $\frac{3}{4}$ " es menor de 30%.
- b. En lo referente a la sobrecarga del espécimen, la norma estipula colocar cargas equivalentes al peso del material que recubrirá la capa de suelo bajo análisis y

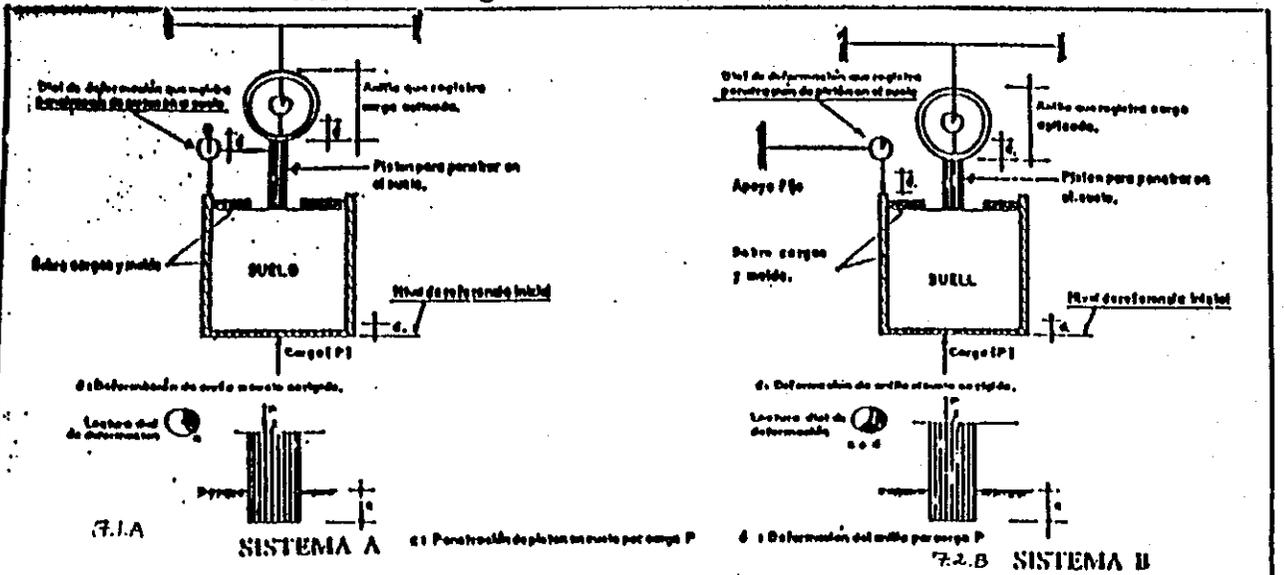
d. Para la penetración del espécimen con el pistón de carga, dado que la norma estipula el registro de cargas para la penetración del pistón en el suelo, se deberá adoptar la disposición mostrada en la figura 7.1.A, caso contrario se podrá usar la disposición mostrada en la figura 7.1.B, pero corrigiéndose la penetración del pistón en el suelo, por la deformación del anillo de carga. El no llevar a cabo esta corrección conlleva a valores de CBR por debajo del valor real, en una magnitud que depende del tipo de suelo (figura 7.2). Las figuras 7.3 y 8, presenta un caso real, empleando ambos métodos en un material gravoso, donde se observan diferencias de aproximadamente 100%.

c. En cuanto al tiempo de inmersión en agua para determinar la expansión la normativa permite reducir el tiempo de 96 horas, si el suelo es friccionante (no plástico) y el ensayo demuestra que no se afecta el resultado final. Al respecto, se considera que este aspecto está íntimamente ligado a las condiciones locales donde se encuentra ubicado el suelo, las mismas que serán discutidas más adelante.

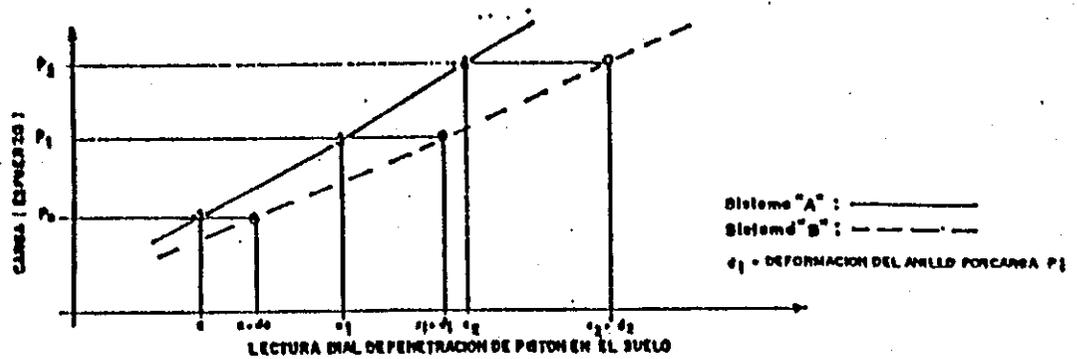
PROFUNDIDAD (cm)	SOBRECARGA Kg. (lb)	USUALMENTE CAPA DE
Menos de 22.5	4.54 (10)	Base
De 22.5 a 30	6.81 (15)	Sub-base/Subrasante
Más de 30	9.08 (20)	Subrasante

como mínimo 4.54 Kg. (10 lb.). Teniendo en cuenta que aproximadamente 15 cm de diámetro de suelo con 7.5 cm de espesor, equivale a 2.27 Kg. (5 lb.), se puede establecer la sobrecarga requerida, según la ubicación de la capa en cuestión bajo la cota de rasante:

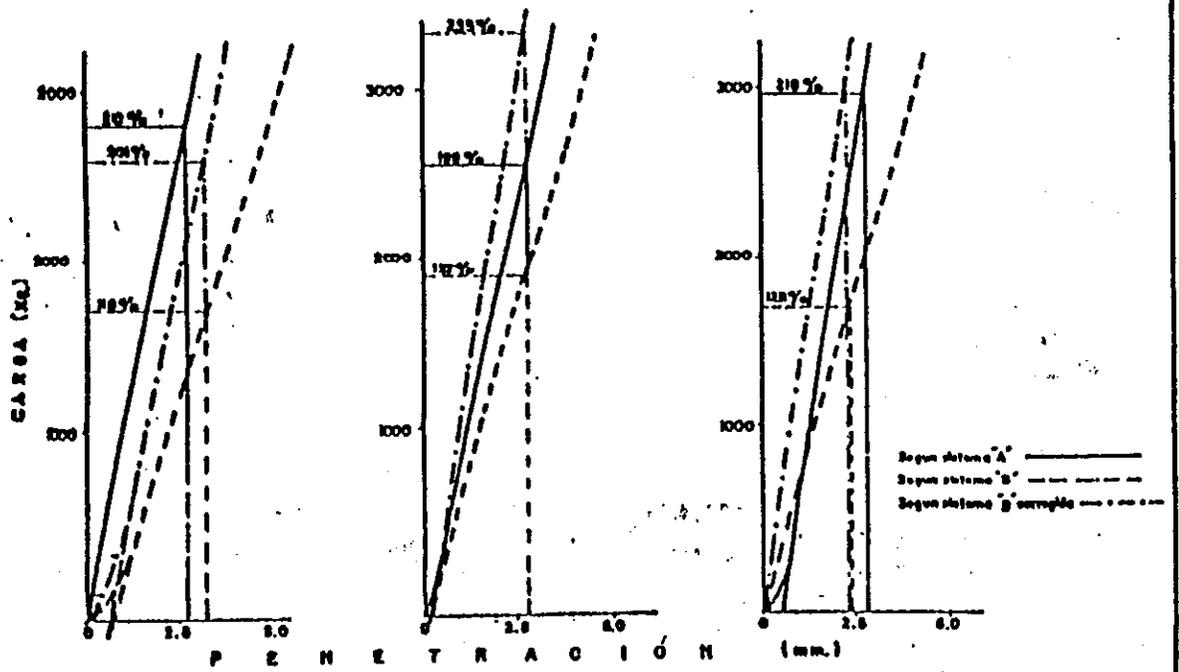
Figura 7
Relación Carga contra Penetración (verificación)



PENETRACIÓN DEL PISTÓN DE CARGA EN EL SUELO



7.2 RELACIÓN CARGA (ESFUERZO) VS. PENETRACIÓN (TEÓRICO)



7.3

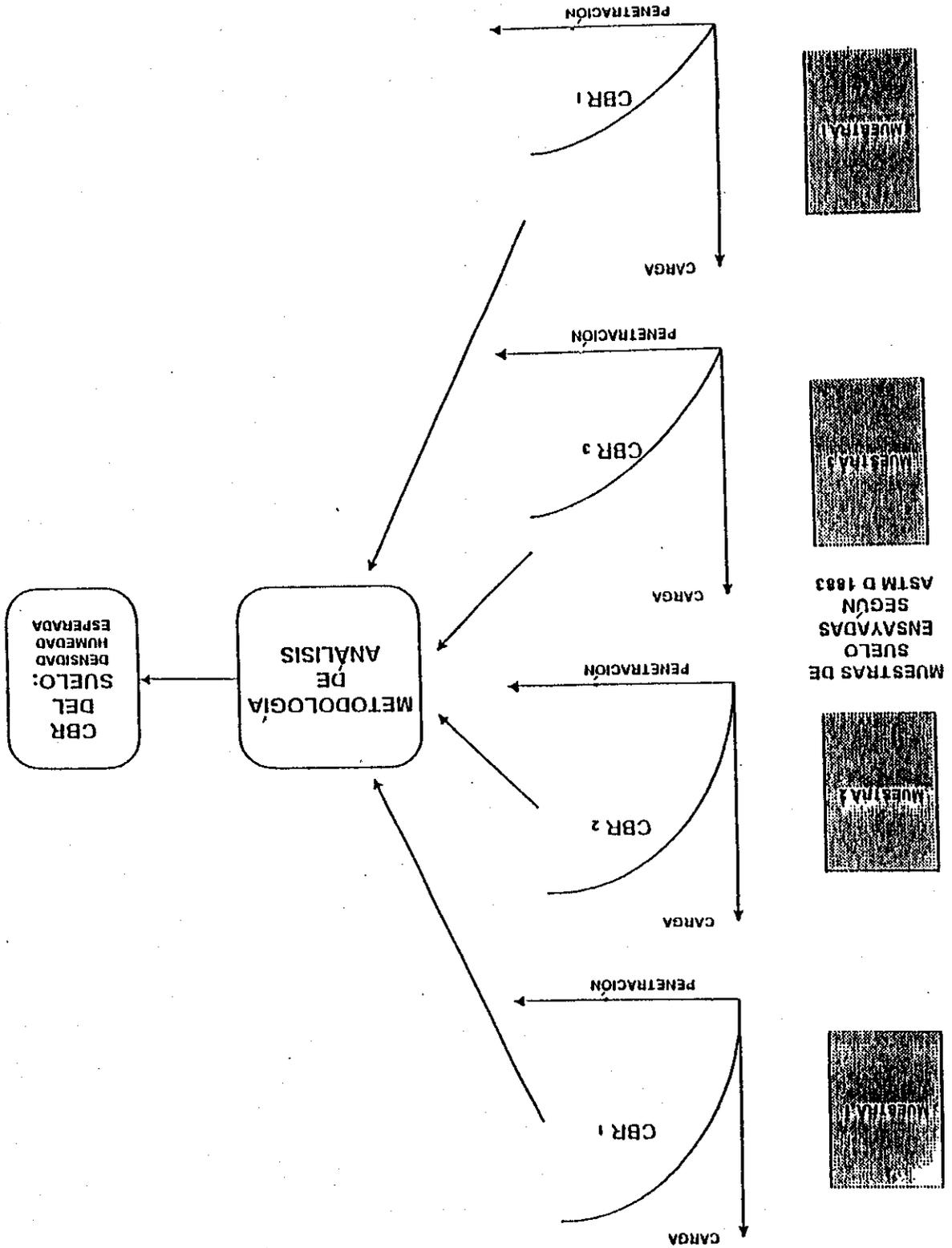


Figura 8
Determinación del CBR según ASTM D-1883

2.2.4 Metodología Propuesta para Determinar el CBR de Laboratorio

La presente metodología se basa en las especificaciones y la experiencia a nivel internacional, consistiendo básicamente en lo siguiente (figura 9):

- a. Adoptar tres energías de compactación dinámica, recomendándose para ello:

Tabla VIII
Energía de compactación (kg-cm/cm³)

TIPO DE SUELO	STANDARD	INTERMEDIA	MODIFICADA
NO PLÁSTICO	12.2	27.4	34.2
COHESIVO	6	12.4	27.4
NÚMERO DE GOLPES	10	25	55

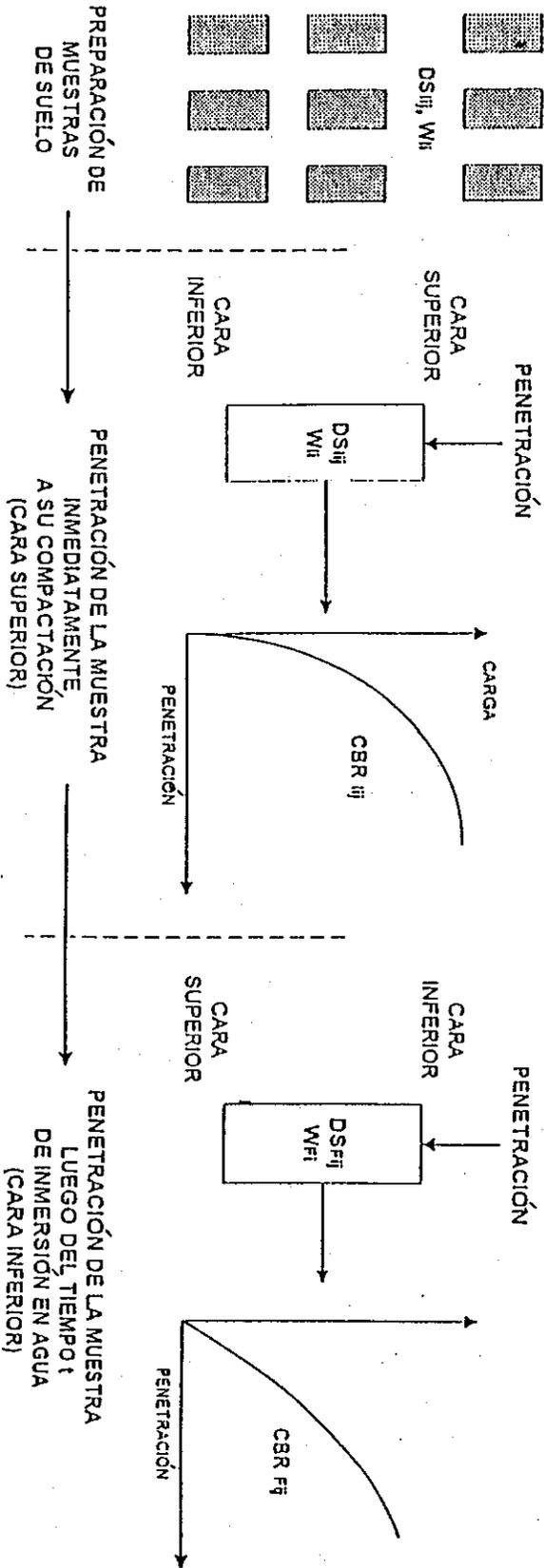
- b. Se preparan como mínimos cuatro (recomendados) especímenes en los moldes de CBR para cada energía de compactación dinámica adoptada (total 12 especímenes), y para un rango de humedades variables; que permitan definir el óptimo contenido de humedad para obtener la máxima densidad seca del suelo (para la energía de compactación standard o modificada), así como las humedades a esperarse o existentes en campo (humedad de equilibrio). Para cada espécimen se debe determinar la humedad y densidad seca inicial previo a la inmersión en agua (DS_{lij} , W_{ii}).
- c. Se colocan las sobrecargas correspondientes sobre la cara inferior del espécimen, empleando el criterio expuesto en 7.1.b.
- d. Se penetran los especímenes y se determinan los valores de CBR de cada espécimen antes de la inmersión en agua.

Figura 9

Metodología Propuesta para Determinar el CBR de un Suelo Trabajos en Laboratorio

ENERGÍA DE COMPACTACIÓN
 ES EI EM

DS_{ij}: Densidad seca inicial al contenido de humedad i y energía de compactación adoptada
 WI_i: Contenido de humedad inicial
 CBR_{ij}: CBR inmediato al contenido de humedad inicial i y energía de compactación adoptada
 DS_{fi}: Densidad seca final al contenido de humedad i y energía de compactación adoptada
 WF_i: Contenido de humedad final



e. De desearse la inmersión de los especímenes en agua, colocar luego del paso d., las sobrecargas sobre la cara inferior del espécimen. El tiempo de inmersión en agua puede ser estimado, de acuerdo a lo especificado o en forma alternativa de la siguiente forma:

- Capas del pavimento así como de aquellos suelos que son afectados sólo por aguas de origen pluvial.

Tabla IX

Tiempo de inmersión aproximado

PRECIPITACIÓN ANUAL (mm)	TIEMPO DE INMERSIÓN (Horas)
Menos de 250	0 a 24
250 a 1000	24 a 48
1000 a 2000	48 a 72
2000 a 3000	72 a 96
Más de 3000	96

f. Determinése la expansión, la densidad seca y la humedad (de la cara inferior) de cada espécimen luego de la inmersión en agua. (DS_{Fij} , W_{Fij}).

NOTA.- Los suelos que presentan cementantes o aglomerantes hidráulicos y que se encuentren en zonas áridas, previa a su inmersión, deberán ser colocadas en horno a 45 ± 1 °C y humedades de 30% a 40% por 4 días.

g. En el caso de densidades secas mínimas especificadas (porcentaje de compactación), el CBR deberá obtenerse para dicha densidad seca y dentro de los rangos de humedad establecidos, generalmente del OCH (óptimo contenido de humedad) a OCH + 1.5 a 2%.

Para el caso de suelos expansivos, basados en límites de expansión y valores mínimos de CBR, se determinarán los rangos de humedad y densidad secas a obtenerse en campo.

El ensayo de CBR puede ser efectuado in situ (campo) con el apoyo de un vehículo que soporta la carga transmitida al suelo, normalmente un volquete o un pickup cuando el suelo es débil. El procedimiento de ensayo es muy similar al de laboratorio, aunque el grado de confinamiento del suelo en campo es diferente al de laboratorio, originando una variación en la distribución de esfuerzos bajo el pistón de penetración, y por lo tanto, en las curvas carga-penetración. El confinamiento de los suelos en los moldes hace que los resultados en laboratorio tiendan a ser mayores que aquellos obtenidos in situ para la misma densidad y contenido de humedad.

2.2.5 CBR in situ

No está por demás señalar, que por las particularidades en la determinación del CBR de un suelo, se deberán reportar las consideraciones adoptadas en el ensayo así como los criterios para su determinación.

La práctica común en Guatemala, es de efectuar el C.B.R., simplificado sobre una muestra compactada y la densidad máxima de 95% y humedad óptima, procedimiento que es adecuado únicamente para suelos granulares, con poca sensibilidad a cambios de humedad. No obstante, los suelos de Guatemala no reportan este comportamiento del material.

Los resultados permitirán obtener curvas de igual humedad que correlacionen con los valores de la densidad seca y del C.B.R obtenido correspondiente. Obteniendo la densidad seca y la humedad "in situ", se podrá obtener fácilmente el valor de C.B.R., condiciones de densidad y humedad in situ.

Para el caso de suelos que no puedan o no sean compactados (por ejemplo: suelos bajo la capa de subrasante en zonas de corte), el CBR se determinará para sus

Para arcillas medianamente plásticas a muy plásticas, con porcentajes de vacíos de aire mayores del 5%, los resultados del CBR "in situ" son ligeramente menores que los valores en laboratorio, o prácticamente no hay diferencia. En cambio, para suelos menos plásticos, con bajos contenidos de aire, la diferencia puede ser grande; y mayor cuando los suelos son granulares.

Debido al tiempo que demanda la ejecución del CBR "in situ", aunado a la dificultad en muchos casos de acceder fácilmente a la zona del proyecto, actualmente se viene empleando frecuentemente a nivel internacional, diversos equipos como son el Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC) y el Ensayo de Penetración Estándar (SPT por sus siglas en inglés). Los mismos permiten conocer rápidamente la resistencia de los suelos, existiendo una serie de correlaciones de los resultados obtenidos con el CBR "in situ" específicamente.

2.2.6 Pruebas de Campo

2.2.6.1 Compactación

Este ensayo tiene por objeto determinar la densidad y humedad del suelo en campo de su estado natural o luego de ser compactado. A través del resultado, se verifican por una parte los requerimientos de compactación, los cuales expresan, en cierta medida, la resistencia del suelo compactado y por otra, se revisan las condiciones "in situ" para efectos de diseño, control de calidad, etc.

Adicionalmente, puede ser usado para definir los porcentajes de esponjamiento o contracción de suelos provenientes de bancos al ser transportados o compactados. El método mayormente empleado para conocer la densidad del suelo, es aquel donde se hace uso del cono de arena, el cual puede ser utilizado en la mayor parte de los suelos, aunque con dificultad en las arenas finas, ya que éste no permite mantener un área de apoyo uniforme. Cuando el suelo presenta gran cantidad de gravas los

resultados obtenidos deben ser correlacionados adecuadamente con los resultados obtenidos en el ensayo Proctor.

Con los procesos constructivos, es deseable que la prueba de densidad de campo se lleve a cabo lo antes posible luego de ser compactada una capa, de modo de posibilitar la colocación de la siguiente capa. De transcurrir varios días, luego de ser compactada la capa, se recomienda llevar a cabo nuevamente las pruebas para efectos de control de calidad y realizarlos en la zona de menor concentración de carga.

Los ensayos para determinar el contenido de agua de los suelos acompaña al ensayo de densidad y se efectúa en forma inmediata al mismo. Este se puede efectuar por medio del secado de la muestra en horno, o métodos modernos por medio de procesos químicos o de radiación. Estos últimos presentan cierto grado de error que debe ser conocido por el ingeniero que los utiliza. No obstante esto, presentan la ventaja de ser rápidos con relación al tiempo de ejecución del primero.

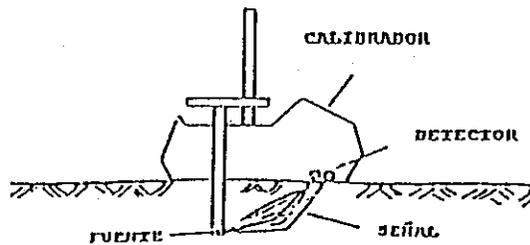
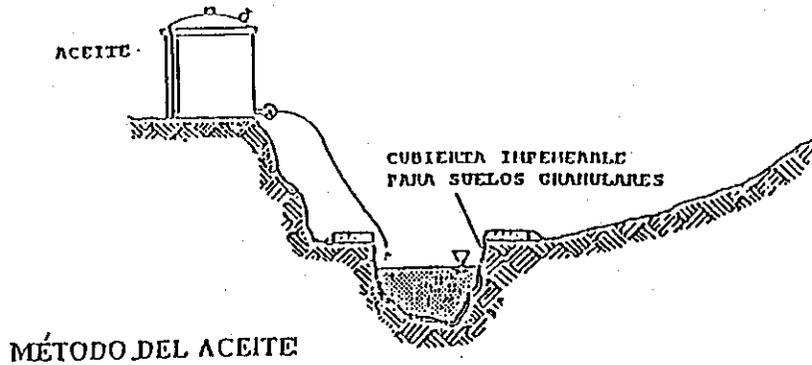
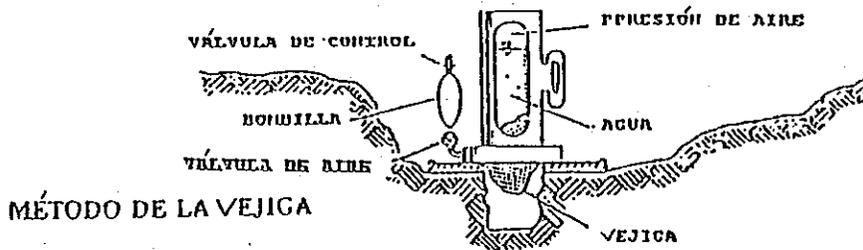
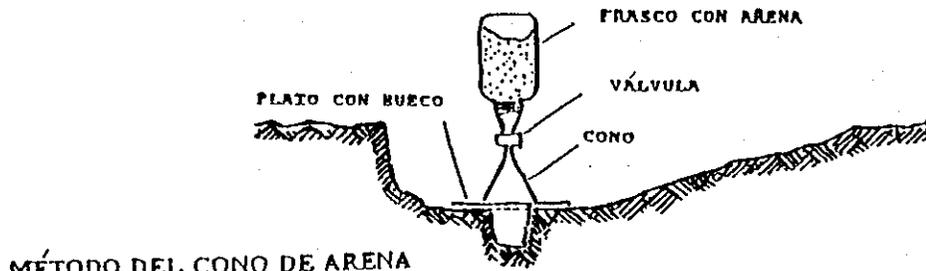
La figura 10 ilustra algunos de los métodos utilizados para determinar la densidad de campo. La mayoría de éstos, se basa en la medición del volumen de material de la muestra y la evaluación del peso del material seco. La diferencia entre el peso del material natural y el material seco da la cantidad de agua que posee la muestra. La diferencia del peso del material seco y el volumen, reporta la densidad seca.

Los ensayos de campo de mayor utilización para definir el grado de compactación de los suelos se presentan a continuación:

2.2.6.1.1 Método del Cono de Arena

Este método es el más usado en nuestro medio, y se puede tomar como referencia o comparación cuando se utilicen otros métodos. Esto debido a la experiencia en el uso y la confiabilidad de sus resultados.

Figura 10
Métodos Utilizados para Determinar Densidad de Campo



Entre las pruebas de campo para conocer la resistencia de los suelos, se emplean entre otros, el CBR in situ, la placa de carga, medida de deflexiones, el penetrometro dinámico de cono (PDC) y el ensayo de penetración estándar (SPT). El

2.2.6.2 Resistencia

De igual manera, el equipo puede estimar la cantidad de agua, expresada en humedad que posee el suelo. El densímetro nuclear, debido a su exactitud y rapidez, ha adquirido popularidad, ya que los resultados de la prueba se obtienen en 3 minutos sin perturbar en forma significativa el suelo que evalúa.

Los rayos gamma reflejados son tomados en el registro del contador, y esa lectura del contador se compara con los datos obtenidos de un cuadro que indica la densidad del suelo en kilos por metro cúbico. Esta densidad se compara con la densidad máxima de una prueba de Proctor y se obtiene la densidad relativa de Proctor.

El indicador nuclear se apoya directamente sobre el suelo que se va a estudiar, conectándolo para que funcione. En el suelo penetran los rayos gamma de una fuente radioactiva y dependiendo de la cantidad de vacíos de aire que existan, una cantidad de rayos se refleja y vuelven a la superficie.

El método de la densidad/humedad nuclear opera según el tipo de suelo, absorbiendo los suelos más densos más radiación que los suelos fluidos.

2.2.6.1.2 Densímetro Nuclear

El método Cono de Arena ha sido empleado por mucho tiempo, y cada aparato de cono de arena se calibra para utilizar un solo tipo de arena.

La densidad que se obtiene se compara con la densidad máxima de una prueba de Proctor, obteniéndose la densidad Proctor Relativa.

gran beneficio de estos métodos es poder contar con datos de la condición " in situ" del suelo que se tiene, el cual es apropiado para definir las propiedades ingenieriles de los suelos para efectos de diseño y control de calidad. Una desventaja de estas pruebas en el caso de nueva construcción es que no permiten evaluar otras condiciones de humedad-densidad a las existentes en el momento de efectuar el ensayo.

Con la finalidad de poder conocer rápidamente la resistencia de los suelos, se viene empleando en los últimos 20 años, con bastante aceptación, un equipo denominado Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC), cuyo peso total es menor de 20 Kg., por lo tanto, muy práctico para su utilización en campo. El ensayo normalmente tiene una duración de 5 a 15 minutos, lo que permite evaluar con una mejor rapidez relativa una determinada área a costos razonables. Mediante este ensayo se puede obtener la resistencia "in situ" y determinar el espesor de las capas de suelo en la profundidad bajo estudio, sin necesidad de excavaciones profundas.

Brevemente se detallan a continuación algunos métodos de la resistencia del suelo, y para evaluar de uso masivo en carreteras.

2.2.6.2.1 Deflectometría

El deflectómetro, es usado para medir deflexiones en estructuras de pavimento, para fines de evaluar la capacidad de carga de soporte de las capas de la estructura y de la subrasantes.

Los métodos de más uso a nivel mundial son la Viga Benkelman, por su facilidad de manejo y su economía de costo, y en los últimos años el deflectómetro de caída de carga (FWD por sus sigla en inglés), el cual representa de la forma más cercana la condición de comportamiento de la estructura del pavimento bajo la acción de una carga real.

A continuación se presenta una descripción de los mismos:

2.2.6.2.1.1 Viga Benkelman

La Viga Benkelman es un aparato portátil y liviano que consiste en una varilla larga de 12 pies, que actúa como palanca con el punto de apoyo a 8 pies de un extremo, ésta se apoya en el punto (cualquiera) donde se desea controlar la deflexión, con el extremo del brazo largo, y el otro extremo (brazo corto) hace funcionar un micrómetro que proporciona generalmente la lectura con una aproximación de 0.001 de pulgada (ver figura 11).

También es posible definir el CBR "in situ" a través de la medida de deflexiones del pavimento ante la acción de una carga, mediante la siguiente expresión desarrollada por la AASHTO:

$$CBR = \frac{0.24 * P}{1500 * \frac{D}{d} * \frac{2.54}{2540}}$$

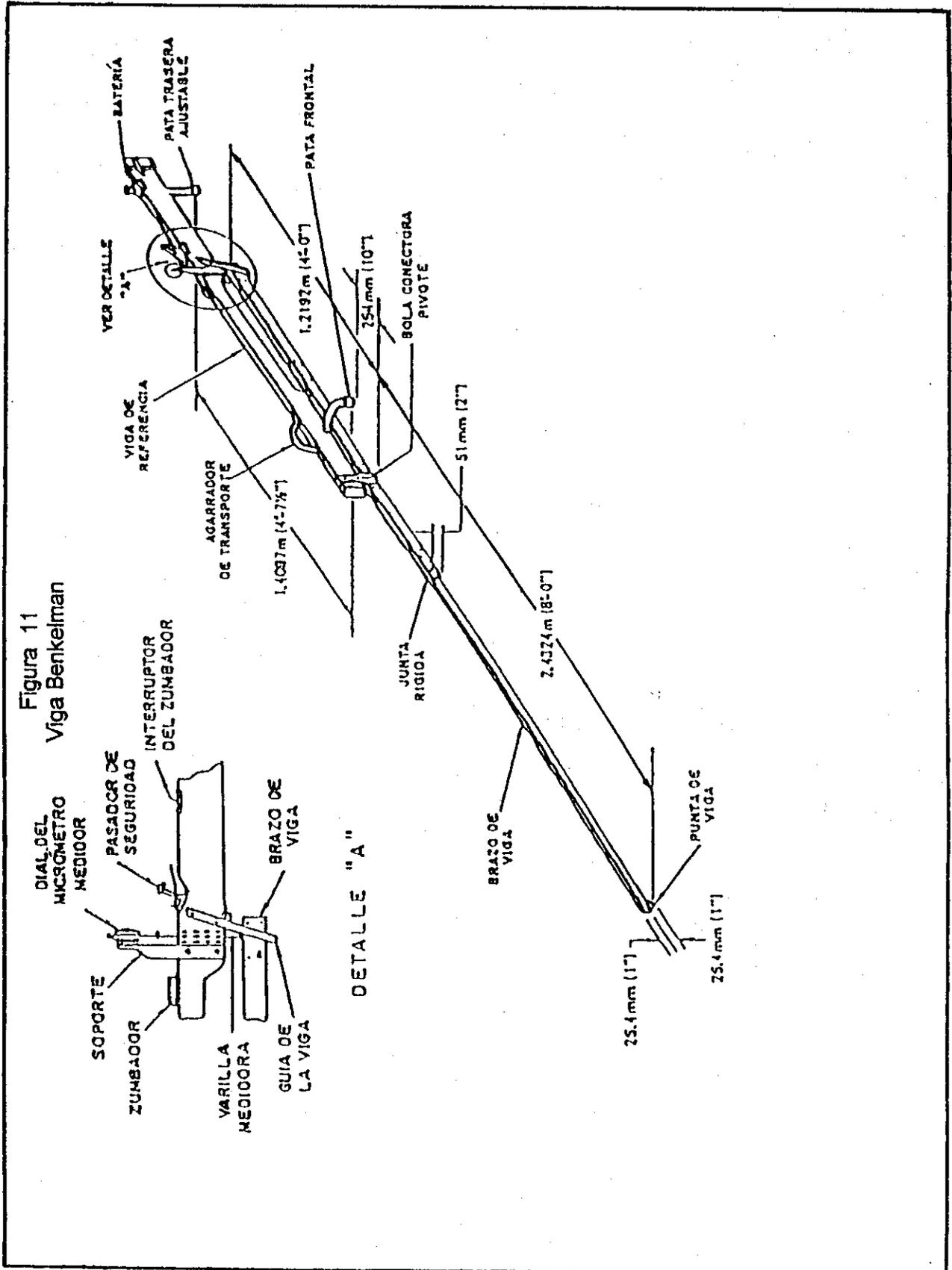
Donde:

CBR = El CBR para las condiciones in situ (%).

P = Carga, libras

D = Distancia del centro de carga al punto de lectura de la deflexión, cm.

d = Deflexión a la distancia D, 1/100 mm.



2.2.6.2.1.2 Deflectómetro de Caída de Carga (Falling Weight Deflectometer, FWD).

El sistema FWD, es usado para medir deflexiones en estructuras de pavimento, para fines de evaluar las capacidades de cargas de soporte de la estructura y de la subrasante. Estas mediciones consisten en aplicar una carga dinámica en el pavimento (el rango de carga varía y es aplicado en kilogramos), causada por la caída de una masa sobre un plato circular, cuya superficie de contacto se asemeja a la de una rueda de camión.

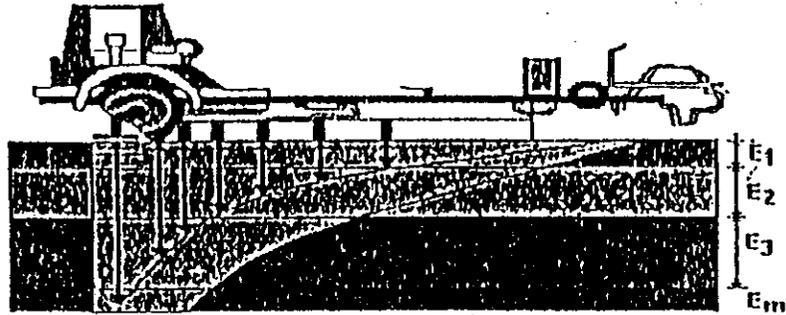
Las deflexiones producidas son medidas por medio de un grupo de geófonos (sensores), ubicados a una distancia de: 0, 30, 60, 90, 120, 150 y 180 cm., del centro de disco de carga, de diámetro 30 cm., y registrados automáticamente en un computador portátil presente en el vehículo que arrastra y controla el remolque de medición.

Las ventajas de este método son, entre otras, la facilidad de aplicación de una carga comparable con la aplicada al pavimento por el eje de un camión pesado en tráfico representativo, la exactitud en el registro de los resultados, la toma de toda la curva de deflexión y la mayor velocidad de medición en sitio en comparación con otros métodos existentes basados en principios similares de deflexión (ver figura 12).

La tabla X presenta una planilla que permite la definición de los CBR de subrasante en función de las deflexiones obtenidas con ensayos no destructivos. Mientras mayor es la distancia de lectura de la deflexión mayor precisión se obtiene para definir el CBR de la subrasante, puesto que se considera que a mayor distancia la deflexión es debida solamente a la subrasante.

Figura 12
Deflectómetro de Impacto Dinámico

ESQUEMA GENERAL DEL TRAILER DE MEDICIÓN



* MAYOR DISTANCIA CUANDO LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ES MAYOR

ESTACION	LADO	DISTANCIA	DEFLEXION	M (psi)	CBR
0.000	D	120	23	5049	3.4
0.100	D	120	12	9677	6.5
0.200	D	120	7	16590	11.1
0.300	D	120	15	7742	5.2
0.400	D	120	27	4301	2.9
0.500	D	120	23	5049	3.4
0.600	D	120	23	5049	3.4
0.700	D	120	12	9677	6.5
0.800	D	120	6	19355	12.9
0.900	D	120	7	16590	11.1
1.000	D	120	22	5279	3.5
1.100	D	120	13	8933	6.0
1.200	D	120	23	5049	3.4
1.300	D	120	34	3416	2.3
1.400	D	120	12	9677	6.5
1.500	D	120	11	10557	7.0
1.600	D	120	7	16590	11.1
1.700	D	120	9	14516	9.7
1.800	D	120	9	12903	8.6
1.900	D	120	5	20226	15.5
2.000	D	120	8	19355	12.9
2.100	D	120	16	7742	5.2
2.200	D	120	16	7268	4.8
2.300	D	120	17	6631	4.6
2.400	D	120	15	7742	5.2
2.500	D	120	14	6295	5.5
2.600	D	120	18	6452	4.3
2.700	D	120	21	5530	3.7
2.800	D	120	20	5806	3.9
2.900	D	120	23	5049	3.4
3.000	D	120	5	20226	15.5
3.100	D	120	7	16590	11.1
3.200	D	120	8	14516	9.7
3.300	D	120	4	28032	19.4
3.400	D	120	5	20226	15.5
3.500	D	120	6	19355	12.9
3.600	D	120	5	20226	15.5
3.700	D	120	8	14516	9.7
3.800	D	120	6	19355	12.9
3.900	D	120	23	5049	3.4
4.000	D	120	23	5049	3.4
4.100	D	120	26	4466	3
4.200	D	120	34	3416	2.3
4.300	D	120	28	4147	2.8
4.400	D	120	35	3318	2.2
4.500	D	120	26	4466	3
4.600	D	120	30	3871	2.8
4.700	D	120	25	4645	3.1
4.800	D	120	34	3416	2.3
4.900	D	120	23	5049	3.4

CARGA EN RUEDA DUAL
 9000 LIBRAS
 "DISTANCIA": PUNTO DE MEDIDA DE DEFLEXION (ENTRE 100 Y 150 cm)
 DEFLEXION A "DISTANCIA" DEFINIDA (1/100 mm)

$$CBR = [0.24 \cdot Carga] / [Fc \cdot Distancia / 2.54 \cdot Deflexion / 2540]$$

ASHTO-1991
 Cálculo del CBR a Tráves de Ensayos no Destructivos

Tabla X

2.2.6.2.2 Métodos de Penetración

Se han venido empleando con éxito, en el ámbito internacional, diversos equipos sencillos y seguros de penetración, como son, el Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC) y el Ensayo de Penetración Estándar (SPT por sus siglas en inglés).

La ventaja de estos métodos radica en que permiten conocer sus resultados de resistencia del suelo rápidamente, existiendo una serie de correlaciones de los resultados obtenidos con el CBR o con la densidad de compactación.

- a. Para el caso de la Prueba de Penetración Estándar (SPT) se emplea generalmente para efectuar las correlaciones entre el número de golpes y el C.B.R., la expresión desarrollada en Israel, como sigue:

$$CBR = \frac{1.5 * NG_{spt}}{1.4 * 1 + P * \frac{D}{10,000}}$$

Donde:

CBR = El CBR para las condiciones in situ (%)

NG_{SPT} = Número de golpes del SPT para penetrar los últimos 305 mm.

P = Profundidad donde se efectúa el ensayo de SPT (m)

D = Densidad del suelo en la profundidad de ensayo (Kg/m³). Este valor se puede introducir en forma aproximada si no se cuenta con el dato exacto.

La tabla XII presenta una planilla para calcular el CBR en función de los ensayos de SPT.

Un ejemplo de los resultados que se obtienen con las tres ecuaciones se presenta en la tabla XI y en la figura 13. Tomando en cuenta suelos de resistencia blanda a moderada (hasta 10 mm de penetración por golpe), la primera ecuación conlleva a resultados de CBR "in situ" menores en un 20% a un 30% en relación a la ecuación (3). Esta diferencia va en aumento a medida que la resistencia del suelo se incrementa a un nivel alto a muy alto, con penetraciones menores de 10mm/golpe (por ejemplo, para capas de subbase, base granular triturada y suelos de roca).

PDC = penetración en la profundidad estudiada en mm/golpe.

CBR = valor de CBR en % en la profundidad de penetración del penetrómetro.

Donde:

$$\text{Log CBR} = 2,81 - 1,32 \times (\text{Log PDC}) \quad \text{Harrison (3)}$$

$$\text{Log CBR} = 2,20 - 0,71 \times (\text{Log PDC})^{1,5} \quad \text{Livneh (2)}$$

ecuaciones son las siguientes:

Livneh (1,989) y Harrison (1,987), propusieron dos ecuaciones para correlacionar los valores de CBR. El primero definió su correlación en función de un PDC con un ángulo de cono de 30°, mientras que el segundo efectuó sus ensayos de correlación en base a un cono de 60° (similar al utilizado en Sudáfrica). Las

PDC = La pendiente de cada recta (mm/golpe)

CBR = El CBR para las condiciones in situ (%)

Donde:

$$\text{CBR} = 398,11 \times \text{PDC}^{-1,26} \quad (1)$$

Para el caso del Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC), es de uso común la expresión desarrollada en Sud Africa, la cual se presenta a continuación:

Las ecuaciones (2) y (3) presentan valores similares, siendo la ecuación de Harrison (cono de 60°) la que estima valores de CBR menores en un nivel del 7 al 12% para suelos de resistencia baja a moderada, de acuerdo a lo definido anteriormente. Estos valores se obtienen, generalmente, en evaluaciones de suelos de subrasante para efectos de diseño. Sin embargo, para suelos de resistencia alta a muy alta (CBR mayores de 30%), la ecuación (3) presenta valores muy por encima de la ecuación (2), diferencia que va en aumento con el aumento de la resistencia. Estos valores se generan especialmente en actividades de control de calidad de las capas granulares de los pavimentos y en la evaluación de subrasantes rocosas para fines de diseño. La definición empleada de blanda a alta, se refiere especialmente a suelos, por esa razón se expresa la resistencia de materiales de subbase y base como de resistencia alta a muy alta al igual que suelos roca.

Tabla XI
C.B.R en función del Resultado de P.D.C

PDC (mm/golpe)	CBR en % de acuerdo con la ecuación No.:		
	(1)	(2)	(3)
100	1.2	1.6	1.5
50	2.9	4.2	3.7
25	6.9	10.6	9.2
15	13.1	19.7	18.1
10	21.9	30.9	30.9
5	52.4	61.0	77.2
1	398.1	158.5	645.7

La figura XIII presenta un ejemplo de resultados obtenidos con el PDC en campo, una planilla que permite calcular los CBR en la profundidad ensayada con relación al número de golpes que se obtenga (en función de la ecuación 1). Ésta se obtiene a través de la ecuación (4), en la se define un CBR REPRESENTATIVO (CBR_r), el que trata de tomar en consideración la variabilidad del CBR en función de la profundidad para definir el CBR en un punto intermedio de investigación. El CBR_r

puede determinarse a través de la siguiente ecuación, la misma que se recomienda aplicar cuando no existan grandes variaciones de profundidad:

$$CBR_i = \left\{ \sum h_i \times (CBR)_{i3} / \sum h_i \right\}^3 \quad (4)$$

Donde:

CBR_i = EL CBR para las condiciones in situ de la capa i (%)

h_i = El espesor de la capa i , cm.

Para efectos del estudio se investigará la correlación obtenida por el uso de las ecuaciones (1) y (3).

Tabla XII

Cálculo del CBR a Través de Ensayos con el SPT

LIVNEH - 1987

$$\text{CBR in situ} = [1.5 \cdot \text{NG SPT}] / [1.4 \cdot (1 + \text{PRPF} \cdot \text{DENSIDAD})]$$

PROFUNDIDAD: PROFUNDIDAD DONDE SE EFECTÚA EL ENSAYO DE SPT (m)

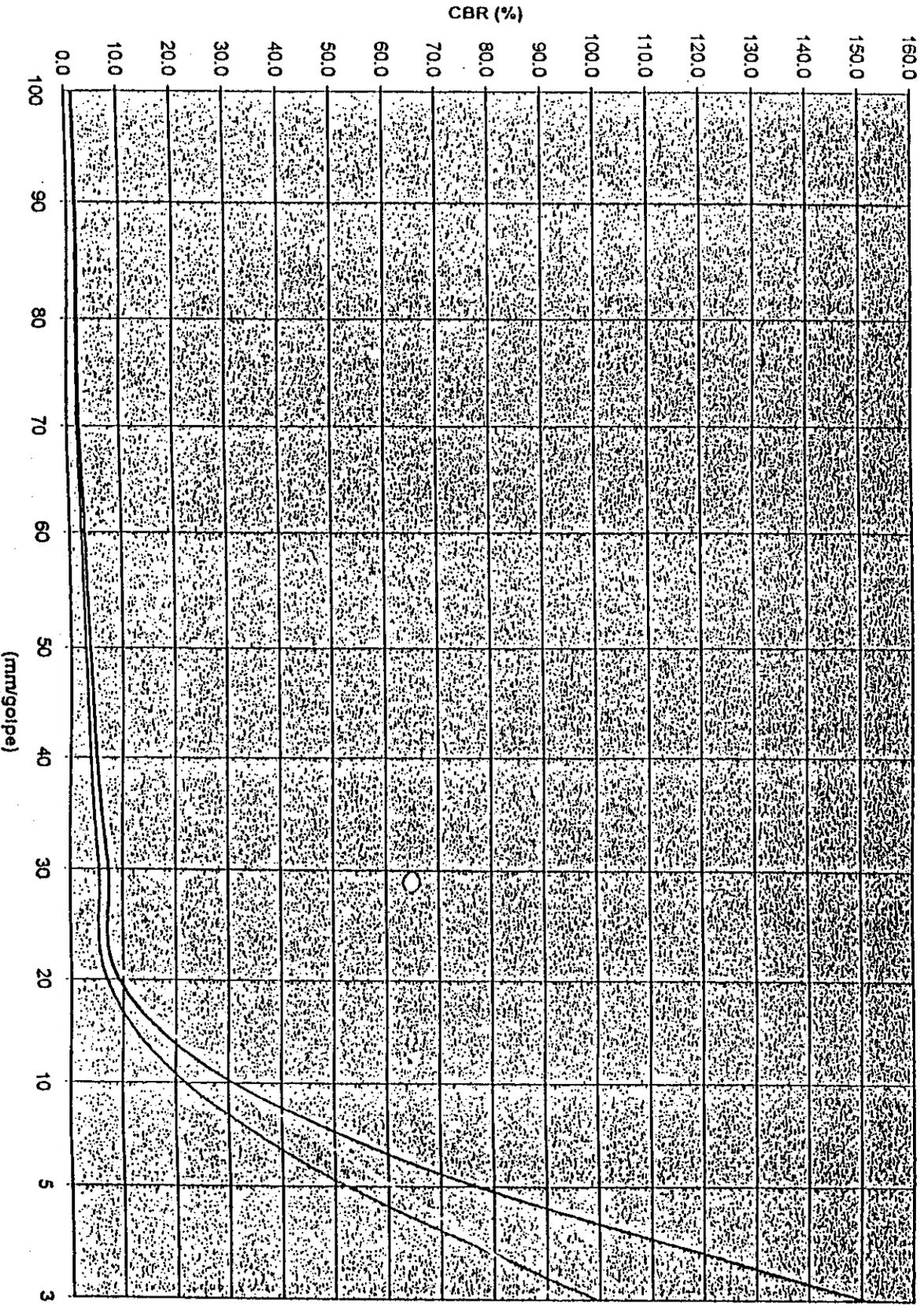
DENSIDAD: DENSIDAD APROXIMADA DEL SUELO SOBRE LA PROFUNDIDAD DEL ENSAYO (kg/m³)

NG SPT: NÚMERO DE GOLPES DEL SPT PARA PENETRAR 305 mm

CBR DETERMINADO CORRESPONDE A UN VALOR DE "CBR IN-SITU"

ESTACIÓN	LADO	PROFUNDIDAD	DENSIDAD	NG SPT	CBR IN- SITU
0.000	D	1.00	1890	12	10.8
		1.50	1890	10	8.3
		2.00	1890	8	6.2
		2.50	1700	6	4.5
		3.00	1700	4	2.8
		3.50	1700	4	2.7
0.500	E	1.00	1860	5	4.5
		1.50	1750	8	6.8
		2.00	1750	7	5.6
		2.50	1600	7	5.4
		3.00	1600	6	4.3
		3.50	1600	4	2.7
1.000	I	1.00	1950	15	13.4
		1.50	1900	12	10.0
		2.00	1850	15	11.7
		2.50	1900	11	8.0
		3.00	1800	10	7.0
		3.50	1900	6	4.0
		4.00	1750	4	2.6
		4.50	1700	4	2.4

Figura 13
Curvas de Correlación de PDC con CBR



— Ecuación (1) Ecuación (2) — Ecuación (3)

Tabla XIII

CÁLCULO DEL CBR SEGÚN RESULTADOS DEL PDC

	CAMBIO DE PENDIENTE ADOPTADO (i)				1 RECOMENDADO	
	NÚMERO DE GOLPES PARA LECTURA (NG)				5	
	NG	PEN.	NGA	m	PEN.	NGA
1	0	10	0	4	10	0
2	5	30	5	4		
3	5	50	10	4		
4	5	70	15	4		
5	5	90	20	4		
6	5	110	25	4		
7	5	130	30	4		
8	5	150	35	4		
9	5	180	40	6	150	35
10	5	210	45	6		
11	5	240	50	6		
12	5	290	55	10	240	50
13	5	340	60	10		
14	5	390	65	10		
15	5	440	70	10		
16	5	490	75	10		
17	5	560	80	14	490	75
18	5	630	85	14		
19	5	700	90	14		
20	5	800	95	20	700	90
	5	850	100	10	800	95

	ESPESOR CAPA	mm/golpe	CBR DE CAPA	CBR REPRESENTATIVO
	140	4.00	69	25
	90	6.00	42	
	250	10.00	22	CBR
	210	14.00	14	ADOPTADO
	100	20.00	9	25

ASIGNAR "CBR DE CAPA =0" CUANDO NO DESEE CONSIDERAR UNA CAPA PARA DEFINIR EL "CBR ADOPTADO"

KILÓMETRO	
LADO (D,C,I)	D
TIPO DE SECCIÓN (C,R,C-R/C/R)	C-R/R
PERFORACIÓN No.	4
POZO DE ENSAYO No.	
NIVEL DE REFERENCIA (m)	50
POSICIÓN DE CAPA (1,2,3,...)	3

NOTA: EL CBR SE REFIERE A UN VALOR DE "CBR IN SITU"

CAPÍTULO III

APLICACIONES DE LOS MÉTODOS DE ENSAYO PARA DIFERENTES CAPAS DE ESTRUCTURAS DE UN PAVIMENTO

3.1 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE SUELOS Y CAPAS COMPACTADAS

Las especificaciones para determinar la calidad del suelo dependen del tipo de proyecto a efectuarse, y así serán los ensayos adecuados a efectuar.

3.1.1 Control de Calidad de las Capas Compactadas

Según las Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes, del Ministerio de Comunicaciones, Transporte, Obras Públicas y Vivienda, Dirección General de Caminos, Guatemala, (1975), son las siguientes:

3.1.2 Sub-rasante

Es la capa de terreno de una carretera, que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad en que no le afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto. La Sub-rasante debe ser compactada en su totalidad, y Tener el 95% de compactación con respecto a la Máxima Densidad Seca, AASHTO T-180. La compactación en el campo se acostumbra comprobar de acuerdo al Método de Cono de Arena (AASHTO T-191), aunque en los últimos años los sistemas nucleares se han ido incorporando (AASHTO T-238). Se acepta una tolerancia en menos del 2%, respecto al porcentaje de compactación especificada.

Es la capa formada por la combinación de piedra o grava, con arena y suelo, en su estado natural, clasificados o con trituración parcial para constituir una base integrante de un pavimento. Se debe lograr el 100% de la Máxima Densidad Seca (determinada por el método AASHTO T-180), con una tolerancia en menos del 3% respecto al porcentaje de compactación especificado.

3.1.4 Base Granular Triturada

Los valores de deflexión máxima requeridos por las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes, son elevados. En las cargas actuales se solicita, una deflexión máxima de 1.3 mm medidos con Viga Benkelman, ó 0.9 mm si la medición se hace por medio del FWD.

El valor máximo de la deflexión aceptable para la superficie de capa de Sub-base no debe ser mayor de 0.2 pulgadas (5 mm), respecto a un punto dado, a una distancia no mayor de 12 pies (3.68 m) en cualquier dirección, cuando sea medida por medio de la Viga Benkelman, método del MS-17 (1,969), Instituto del Asfalto.

Es la capa de la estructura del pavimento, destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas del tránsito, de tal manera que el suelo de sub-rasante las pueda soportar; absorbiendo las variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar a la base. Se debe lograr el 100% de la Máxima Densidad Seca (determinada por el método AASHTO T-180), con una tolerancia en menos del 3% respecto al porcentaje de compactación especificado. El CBR requerido en las especificaciones debe superar el 30%, en una muestra saturada y compactada al 95% del ensayo AASHTO T-180.

3.1.3 Sub-base

El CBR (AASHTO T-193) requerido para el material de Base Triturada debe superar el 90%, cuando se pruebe en una muestra saturada y compactada al 95% (AASHTO T-180).

El valor máximo de la deflexión aceptable para la superficie de capa de Sub-base no debe ser mayor de 0.2 pulgadas (5 mm), respecto a un punto dado, a una distancia no mayor de 12 pies (3.68 m) en cualquier dirección, cuando sea medida por medio de la Viga Benkelman, método del MS-17 (1,969), Instituto del Asfalto.

Los valores de deflexión máxima requeridos por las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes, son elevados. En las cargas actuales se solicita, una deflexión máxima de 1.3 mm medidos con Viga Benkelman, ó 0.9 mm si la medición se hace por medio del FWD.

3.2 LA EXPERIENCIA INVESTIGADA

La investigación consistió en efectuar ensayos de PDC en un proyecto de rehabilitación, y en forma paralela, realizar ensayos de laboratorio y campo sobre el material ensayado por el PDC y comprobar los resultados obtenidos con las curvas y ecuaciones de correlación existentes. Esto con el objeto de mostrar la metodología y de poder conocer, aunque sea en forma somera, la utilización de esas curvas en el medio.

Los ensayos, se efectuaron en la Ruta CA-1, tramo: San Lucas - Chimaltenango, con una longitud de 23 kilómetros, iniciando en el San Lucas, en la estación 30+000. El procedimiento empleado para la aplicación del Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC) fue el siguiente:

Para efectuar las excavaciones de los materiales que se ensayaron en el laboratorio se utilizaron 3 personas, uno que excavó, otro que sacó el material con pala del pozo y el otro que llenó los costales, de aproximadamente entre 42 y 45 kilogramos de suelo, para efectuar ensayos de granulometría, límites de Atterberg, proctor y CBR.

3.2.2 Muestreo y Ensayos de Campo

Con respecto a la cantidad de golpes que se le debe aplicar al Penetrómetro para que la punta penetre al suelo, esto depende del tipo de material con que se cuente. En la tabla XIII se da una breve explicación de la forma en que se procedió a obtener los resultados con el Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC), detallándose en el mismo la estación donde se practicó el ensayo; el lugar, es decir si fue del lado derecho o lado izquierdo; el estrato si es Sub-Base o Sub-Rasante; el espesor del estrato; la penetración en centímetros por cada golpe; la clase de material encontrado en cada estación donde se practicó el ensayo; y los CBRs estimados de acuerdo a las ecuaciones (1) y (3) y algunas observaciones.

La cantidad de personas para efectuar estas pruebas fueron 2, uno sostenía el PDC y lo accionaba y la otra persona anotaba los resultados correspondientes.

Se hicieron perforaciones a cielo abierto sobre la plataforma en construcción. Inicialmente se hizo una limpieza superficial, eliminando la capa del suelo orgánico que cubre la parte de la estructura del pavimento a ensayar, luego se colocó el PDC, sobre el suelo de la Subbase y se procedió a accionar el martillo del PDC para que penetrara el suelo, bajo una cierta cantidad de golpes, anotando la penetración por medio de una regla graduada. Esta es la lectura de la primera capa del suelo de la estructura del pavimento. Se procedió a retirar la Subbase, hasta encontrar la siguiente capa correspondiente a la subrasante y se colocó nuevamente el PDC, accionando el martillo para que la punta penetrara esa capa y se anotó un segundo grupo de lecturas.

3.2.1 Penetración del Suelo con el PDC

Las muestras del material a ensayar fueron llevadas al laboratorio, debidamente marcadas para una mejor ubicación del material encontrado en cada estación.

Cuando se realizaron las pruebas con el PDC, se utilizó el SPEDDY para obtener la humedad del suelo "in situ", y el Cono de Arena para sacar las densidades de campo "in situ", de las diferentes capas del suelo, que forman la estructura del pavimento.

En Laboratorio, se realizaron pruebas de CBR completas, la que incluyó la compactación de 4 especímenes por cada nivel de energía (10, 35 y 65 golpes) y a diferentes niveles de humedad.

Esto para poder definir la densidad y humedad óptima y para poder conocer el grado de densidad y resistencia (CBR) para los distintos niveles de relación densidad – humedad y de esa manera poder correlacionar los resultados de laboratorio con los resultados obtenidos con la utilización del PDC en campo.

3.2.3 Resultados

El material de subrasante estudiado es un suelo areno-limoso no plástico, definido como A-2-4 de acuerdo a la clasificación AASHTO y SM en función del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

El material de subbase es un suelo areno limoso de baja plasticidad, con un 23% de grava, que responde a la clasificación AASHTO como A-2-6, y como SM de acuerdo al Sistema Unificado. El material posee un límite líquido de aproximadamente 21.7 %, mientras que su Índice Plástico es de 17.0 %.

Con base en el estudio de laboratorio, el valor de CBR para las condiciones de campo de la capa de subrasante se estimó con base en la densidad y humedad de

Con respecto a la subbase, la ecuación (1) muestra los valores promedio que se encuentran en la franja de 40-80%, observándose valores entre los 50-90 en los 10 cms superiores. Esto último, puede ser consecuencia de la mejor compactación del

Tomando en cuenta los valores de CBR que se obtienen de las ecuaciones (1) y (3) (ver tabla XIV), se puede observar que para la capa de subrasante se obtienen valores con la ecuación (2) entre 20 y 40%, mientras que con la ecuación (3) estos valores son más elevados, llegando a 25-50%. La primera ecuación tiene una concordancia mayor con los resultados obtenidos en laboratorio.

Los valores evaluados para la subrasante se encuentran en un nivel elevado en relación a los valores que generalmente se obtiene para ese tipo de material. Por el contrario, los valores obtenidos para la capa de subbase reflejan el contenido de grava del material, que sin ello su capacidad portante se vería disminuida.

Es importante mencionar que los rangos estimados para cada material son aceptables para esos niveles de CBR. Niveles más bajos de CBR son más sensibles a la respuesta de la resistencia a nivel de soporte que se espera de los materiales.

Por el contrario, el valor de CBR de la capa de Sub-Base, se pudo estimar con una mayor certeza, ya que la humedad y la densidad de campo son similares a las ensayadas en el laboratorio. En función de esto, el valor de CBR de la capa estudiada se encuentra entre 65-80%.

evaluó en campo.

Debido a que en el laboratorio se asumió una humedad de campo cercana a la óptima para efectuar los ensayos de CBR, a efectos de evaluar la posible condición "in situ", se estimó la ubicación de la curva correspondiente a la humedad de campo encontrada. En función de esto, el valor de CBR de la subrasante se encontraría entre los 25 a 35%. Estos valores son aceptables para este tipo de suelo en un estado de condición "seco", con un contenido de humedad similar al que se

estrato superior de la capa, o la presencia de gravas en el paso del penetrómetro. La ecuación (3) da valores promedio entre 45-80%, alcanzado en el estrato superior valores mayores del 100%. En este caso también cabe el comentario mencionado anteriormente.

Tabla XIV
Resultados de Ensayos de PDC en Campo

Proyecto: SAN LUCAS - CHIMALTENANGO
Estación: 45+450

Lugar:

Fecha: Jun-99
L.D.

No de Muestra:

Altura del Martillo Antes del Golpe (cm)	No. De Golpes	Penetración (cm)	Penetración Acumulada	Penetración Unitaria (mm/golpe)	CBR de acuerdo a PDC (%) (1)	CBR de acuerdo a PDC (%) (2)	Capa Estudiada/ Tipo de Material
74.9	0	0	0	0			Subbase
71.7	5	25	25	5.00	0.4	0.4	
68.7	5	15	40	4.00	0.7	0.9	Grava con
65.6	5	20	60	4.00	0.5	0.6	Arena
63.1	5	23	83	4.15	0.4	0.5	Limosa
60.4	5	22	105	4.20	0.4	0.5	Beige
56.3	5	29	134	4.47	0.3	0.4	
52.5	5	32	166	4.74	0.3	0.3	
49.8	5	29	195	4.88	0.3	0.4	
47.2	5	38	233	5.18	0.2	0.3	
44.3	5	29	262	5.24	0.3	0.4	
40.5	5	26	288	5.24	0.4	0.4	
37.6	5	27	315	5.25	0.3	0.4	
34.4	5	38	353	5.43	0.2	0.3	
31.5	5	41	394	5.63	0.2	0.2	
29.3	5	27	421	5.61	0.3	0.4	
27.0	5	25	446	5.58	0.4	0.4	
25.0	5	31	477	5.61	0.3	0.3	
23.5	5	30	507	5.63	0.3	0.3	
21.0	5	32	539	5.67	0.3	0.3	

CAPÍTULO IV

EL PENETRÓMETRO DINÁMICO DE CONO PARA LA DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DE RESISTENCIA Y CONDICIÓN DE COMPACTACIÓN EN CAMPO

4.1 INSTRUCCIONES GENERALES DE OPERACIÓN

- a.- Localizar el lugar donde se efectuará el ensayo con el Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC). Si bien el ensayo puede ser ejecutado en cualquier lugar, normalmente éste se realiza donde se desarrolla una perforación o pozo de ensayo. Téngase en cuenta que el ensayo se efectúa en suelos levemente cementados y preferentemente en aquellos cuyo tamaño máximo de partículas es predominantemente menor de 50 mm.
- b.- Una vez localizado el lugar, el ensayo puede efectuarse a cualquier profundidad, dependiendo ésta de los objetivos buscados. Normalmente si se desea efectuar el ensayo a profundidades mayores a 10 cm será necesario eliminar la capa superior, de modo que el equipo pueda colocarse adecuadamente.
- c.- Verificar que el equipo se encuentre limpio y en buenas condiciones. Evítese que el martillo presente algún roce con la guía de caída vertical. Las características del PDC son mostradas en la figura 14.
- d.- El ensayo se realiza con la participación de tres personas: un Ingeniero o técnico y dos peones. Una persona mantiene el PDC verticalmente en la posición seleccionada, otro procede a operar el martillo y un tercero registra las lecturas de penetración para el número de golpes seleccionado (figura 15a.) Normalmente se pueden tomar las lecturas de penetración para 1 y 5 golpes en suelos predominantes de grano grueso y fino respectivamente. La idea es contar con un mínimo de dos a tres valores que permitan definir una recta.

- e.- Una vez establecido el lugar a ensayar y el equipo de trabajo, se procede a colocar el PDC en posición vertical, para lo cual una persona sostiene por el mango al PDC. El cono de penetración debe encontrarse en una posición estable.
- f.- La persona encargada de la lectura y registro de las penetraciones, colocará la varilla de medida de penetraciones en posición vertical y en forma paralela al eje del PDC, apoyando la punta en un lugar estable. El anillo de lectura definirá (en la regla milimétrica) la lectura de referencia inicial.
- g.- Una vez instalado el PDC, el operador del martillo procede a levantar éste hasta alcanzar la parte superior de la guía deslizando, teniendo cuidado de no golpear el soporte superior. Al alcanzar tal posición deja caer libremente el martillo y repite esta acción en forma continua hasta alcanzar la penetración de la varilla interior del PDC. Durante el ensayo evitese las detenciones excesivas para la lectura así como la posible desviación vertical. Para cada número de golpes preestablecido, registre la lectura de penetración (figura 15b).
- h.- Si la penetración es menor de un milímetro por golpe se recomienda parar el ensayo, ya que se puede dañar el PDC o en todo caso porque la verticalidad de la penetración se verá afectada. Esta situación normalmente se produce cuando se encuentran fragmentos grandes de piedra o cuando el material está altamente cementado.
- i.- Sacar el PDC, para lo cual se procede a golpear con el martillo el soporte superior de la guía de deslizamiento. Obsérvese la varilla inferior del PDC. Si esta caliente indica la presencia de suelos de grano grueso con baja humedad, si está muy húmeda indica la presencia de agua libre, asimismo los suelos de grano fino tienden a pegarse a la varilla.

- j.- Haciendo uso de la figura 15 (figura 15c), proceder a trazar rectas representativas, definiéndose la pendiente de cada una de ellas, expresada en milímetros por golpe. Normalmente la lectura obtenida por el primer golpe no es del todo representativa.
- k.- La resistencia de los suelos puede ser obtenida a través de la siguiente expresión:

$$\text{C.B.R} = 398.11 * P^{-1.26}$$

Donde:

CBR = El CBR para las condiciones in situ (%).

P = La pendiente de cada recta (mm/golpe).

4.2 RECOLECCIÓN DE DATOS EN CAMPO

Con la finalidad de uniformizar la recolección de la información de campo, se presenta el sistema propuesto para tal fin, cuyo contenido se detalla a continuación:

4.2.1 CARRETERA: Indica el nombre del proyecto bajo estudio.

4.2.2 CÓDIGO: Reportar el (los) códigos(s) de la vía, según su clasificación geométrica funcional.

4.2.3 FECHA: Reportar la fecha de ejecución del ensayo.

4.2.4 KILÓMETRO: Reportarse la estación kilométrica donde se efectúa la perforación, pozo de ensayo o punto particular.

4.2.5 LADO: Siguiendo el sentido ascendente del kilometraje, reportarse el sitio

Donde se efectúa el ensayo:

- Derecha.....D
- Centro.....C
- Izquierda.....I

4.2.6 PERFORACIÓN: Reportar el número de la perforación donde se efectúa el ensayo con el PDC. Aquel de ancho promedio menor de 30 metros.

4.2.7 POZO DE ENSAYO: Reporte el número del pozo de ensayo donde se efectúa el ensayo con el PDC. Aquel de ancho promedio mayor de 30 metros.

4.2.8 TIPO DE SECCIÓN TRANSVERSAL : Reportar el tipo de la sección transversal donde se efectúa la perforación o pozo de ensayo:

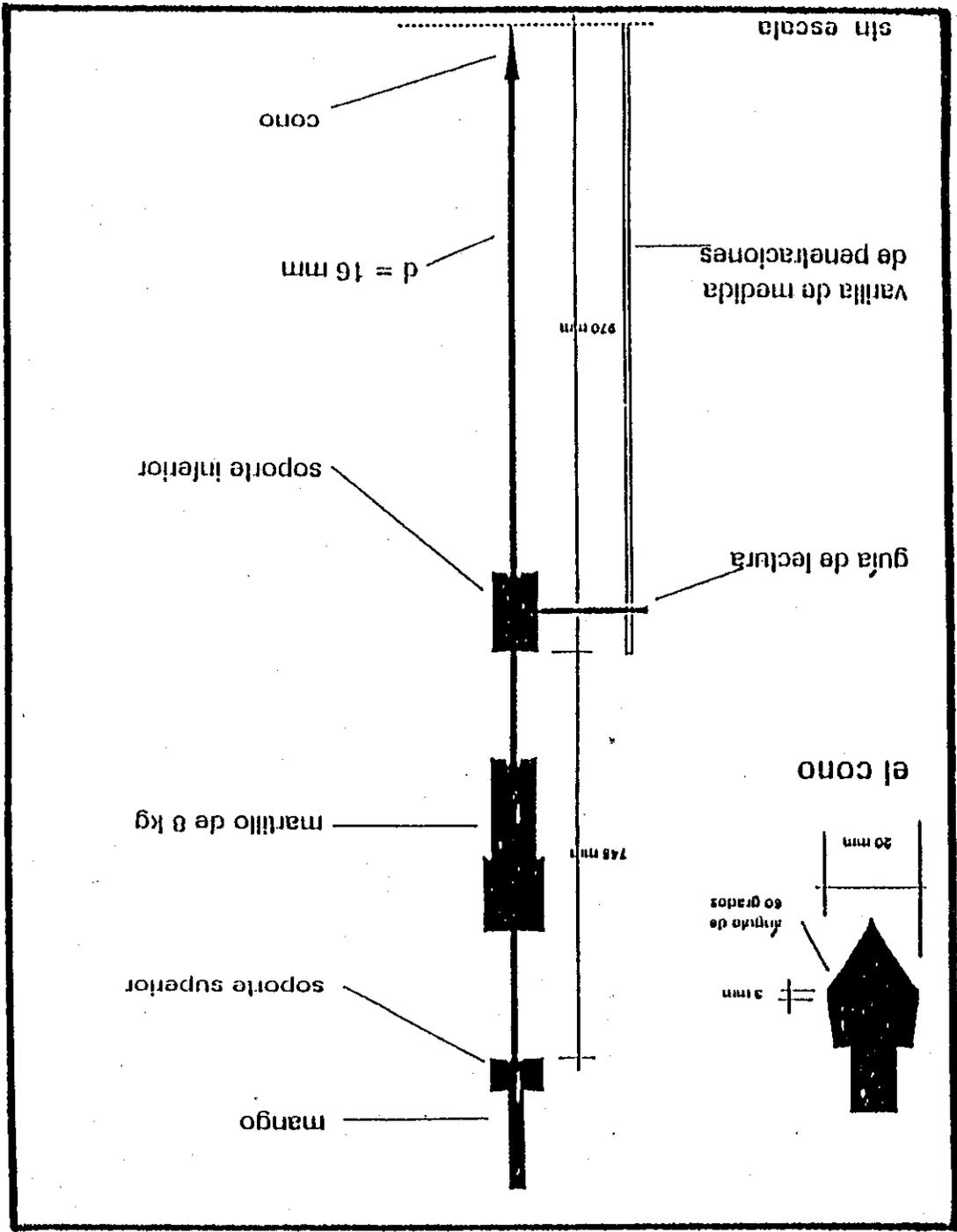
- Sección en corte.....C
- Sección en relleno.....R
- Sección a media ladera en el corte.....C-R/C
- Sección a media ladera en el relleno... C-R/R

4.2.9 NIVEL DE REFERENCIA: Indicar la profundidad donde se apoya el cono de penetración. Considerar como "cero", la superficie original del terreno, previo a cualquier excavación.

4.2.10 POSICIÓN DE LA CAPA: Indicar la posición de la capa donde se apoya el cono de penetración antes de proceder con la penetración. Codificar las capas según se vayan presentando en forma ascendente como 1,2,3,etc.

4.2.11 TIPO DE SUELO: Obsérvese la varilla de penetración luego del ensayo y repórtese el tipo de suelo representativo, en la profundidad de auscultación, como de grano grueso (G) o fino (F).

4.2.12 PENETRACIÓN: Repórtese de derecha a izquierda y en forma descendente las lecturas de penetración correspondientes al número de golpes adaptado. Las lecturas serán expresadas con aproximación al milímetro.



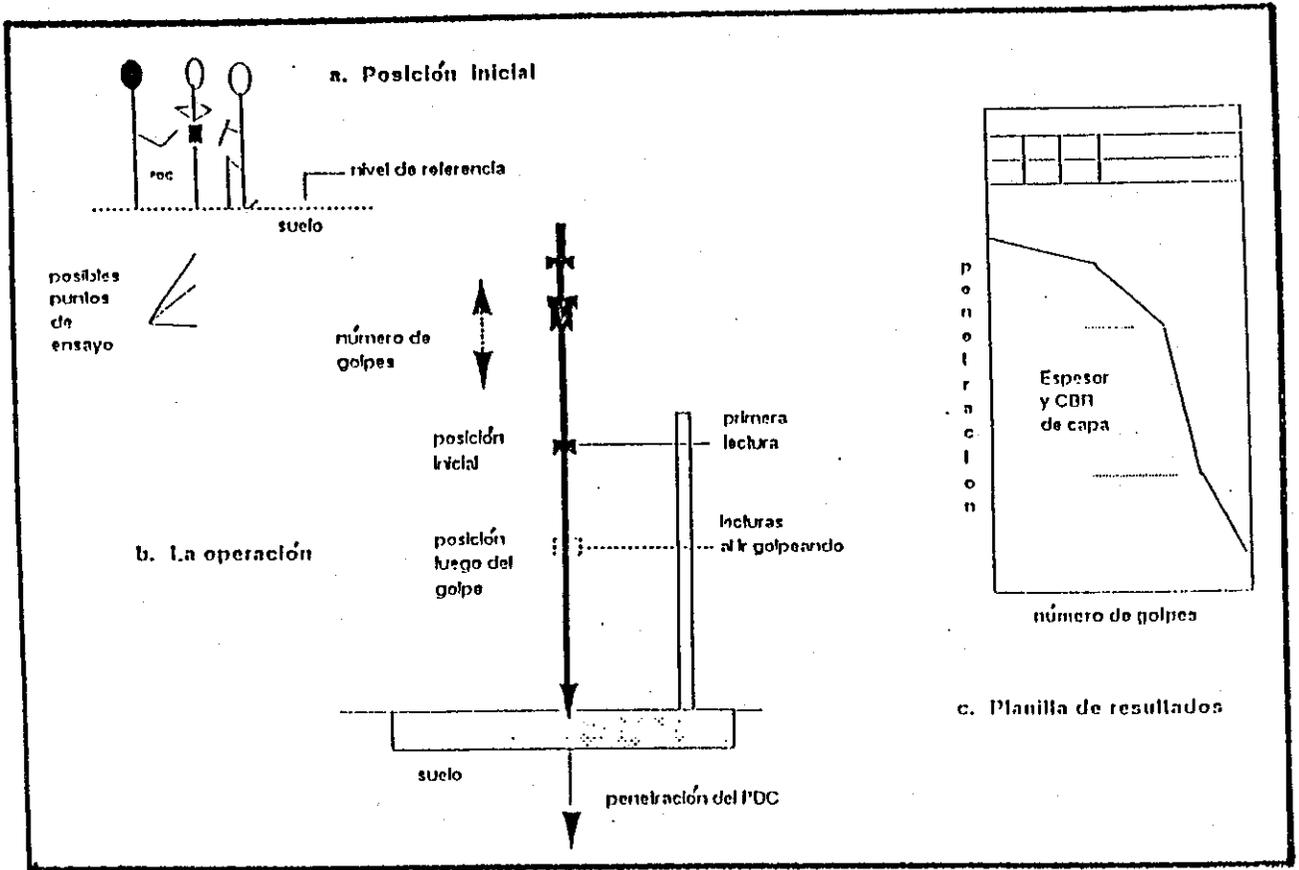
Penetrómetro Dinámico de Cono

Figura 14



Figura 15

Utilización del Penetrómetro Dinámico de Cono



Conclusiones

1. La utilización de herramientas evaluativas como el Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC), permite acceder en forma fácil y rápida a una apreciación de las propiedades constructivas de los suelos de subrasante y de las capas del pavimento como: humedad y C.B.R de campo.
2. Los resultados obtenidos en laboratorio se asemejan a los resultados de campo mediante el uso del Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC).
3. El uso del Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC), comparado con el método de Cono de Arena, es ventajoso debido al corto tiempo y frecuencia de comparación, con los ensayos de laboratorio.
4. Las ecuaciones que presenta la literatura se pueden adaptar a las ecuaciones para correlacionar los valores de CBR, a los distintos tipos de suelo que existen en el país.
5. Para los suelos finos que cubren gran parte del país, la realización de CBR en forma completa es necesaria para comprender el comportamiento de los suelos bajo cambios de humedad, los cuales ocurren en forma continua en su estado natural y en forma acentuada durante los procesos constructivos. El CBR en forma simplificada de utilización masiva en el país, es un método aceptable para suelos granulares, con poca sensibilidad a cambios de humedad.

Recomendaciones

1. La utilización de métodos de penetración para la evaluación de suelos es utilizado constantemente a nivel internacional. La implementación de esta metodología en Guatemala permitirá minimizar los tiempos de evaluación de los distintos procesos de diseño y control de calidad.
2. En procesos constructivos, el control de calidad por medio de este método permite una mayor agilidad en la aprobación de las capas del pavimento, siendo un medio eficaz para ser utilizado tanto por el contratista en el control de calidad como por el supervisor en el aseguramiento de la misma.
3. Para poder utilizar en forma unificada las ecuaciones correspondientes, de acuerdo al tipo de suelo, se deberán efectuar estudios más exhaustivos que posibiliten una mejor apreciación de las propiedades de los mismos, basados en resultados estadísticos. La implementación del uso del aparato permitirá ajustes que mejorarán las correlaciones correspondientes.
4. Es conveniente efectuar cada 8 pruebas del Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC), una de Cono de Arena, cuando el material es uniforme; y efectuar cada 3 pruebas por una de Cono de Arena, cuando el material es variable.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alfonso Rico y Hermilo del Castillo. LA INGENIERÍA DE SUELOS EN LAS VÍAS TERRESTRES. VOL.I. Editorial Limusa, grupo Noriega Editores, 1er. Edición. México, 1,974.
2. Rudi Edelmiro, Porón Alinán. PROCESOS DE COMPACTACIÓN EN LA INGENIERÍA VIAL. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1,997.
3. Manuales AASHTO. STANDARD SPECIFICATIONS FOR TRANSPORTATION MATERIALS AND METHODS OF SAMPLING AND TESTING, Parte II 17ta. Edición Test 1,995.
4. FP-96, STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONSTRUCTION OF ROADS AND BRIDGES ON FEDERAL HIGHWAY PROJECTS U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 1,996.
5. M. Livneh. IN-SITU CBR TESTING BY INDIRECT METHODS, XII ICSMFE, Río de Janeiro 1,989.
6. Ing. Gabriel D. Berditchevsky. MANUAL DE PROCEDIMIENTOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO, Louis Berger International, INC. San Salvador, Agosto de 1,995.
7. M. Livneh and Ilan Ishai. THE RELATION SHIP BETWEEN IN – SITU CBR TEST Y VARIOUS PENETRATION TESTS, Tobe presented at the First International Symposium on Penetration Testing – Isopt – 1, Orlando, Florida, March 1,988.
8. M. Livneh and I.Ishai. IN - SITU SPTUS. CBR FOR SUBGRADES AND PAVEMENTS IN ARID ZONES ARC, Kyoto, Japan, 1,987.

9. G. Wiseman and G. Zellen. A COMPARISON BETWEEN THE CBR AND THE SHEAR STRENGTH METHODS IN THE DESIGN OF FLEXIBLE PAVEMENTS, ICSMFE, Vol II, Paris 1,963.
10. Ing. Hector Alberto García López. PRINCIPIOS BÁSICOS DEL DISEÑO DE PAVIMENTOS, Asistencia Técnica en Mantenimiento de la Red de Carreteras Primarias y Especiales, San Salvador, Febrero de 1,995.
11. STANDARD METHOD OF TEST FOR THE CALIFORNIA BEARING RATIO AASHTO DESIGNATION T 193-93

ANEXO

ENSAYOS DE LABORATORIO

ENSAYO DE PROCTOR

TIPO DE SUELO: Grava con Arena Limosa
Beige

PROYECTO: San Lucas Chimaltenango
Estacionamiento 45+450

LOCALIZACIÓN: 30% 10+500 , 70% Río Pixcayá

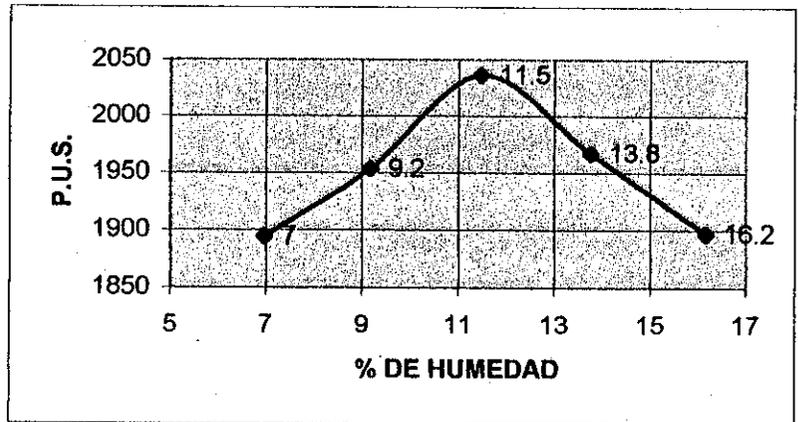
MEZCLA: SUB-BASE

P.B.	TARA	P.N.	P.U.H	Tarro	Tara	% H.	Prom	P.U.S
6240	4328	1912	2027				7	1894
6340		2010	2133				9.2	1953
6470		2142	2270				11.5	2036
6440		2112	2239				13.8	1967
6408		2080	2205				16.2	1897

P.U.S. Max: 2036 Kg/M³

126.9 LB/Pie³

% Óptimo de Humedad: 11.5



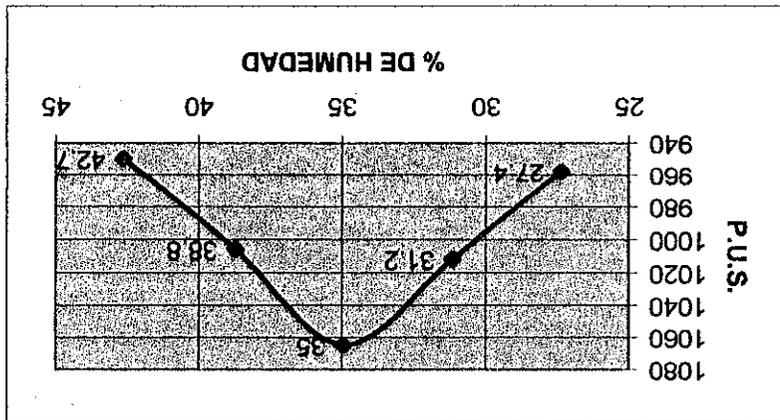
ENSAYO DE PROCTOR

TIPO DE SUELO: Arena Pomez Gruesa Beige
 LOCALIZACIÓN: 45+450
 MEZCLA: SUB-RASANTE

PROYECTO: San Lucas Chimaltenango
 Estacionamiento 45+450

P.B.	TARA	P.N.	P.U.H	Tarro	Tara	% H.	Prom	P.U.S
5361	4210	1151	1220				27.4	958
5463		1253	1328				31.2	1012
5567		1357	1438				35	1065
5527		1357	1396				38.8	1006
5489		1279	1356				42.7	950

P.U.S. Max: 1065.0 Kg/M³
 66.4 LB/Pie³
 % Optimo de Humedad: 35.0



PROYECTO: San Lucas Chimaltenango
 Estacionamiento 45+450

TIPO DE SUELO: Arena Pomez Gruesa Beige
 con poco Limo
 LOCALIZACIÓN:
 MEZCLA: SUB-RASANTE

No. DE GOLPES 30% DENSIDAD:		869
% Compactación		81.59
C.B.R = 28		

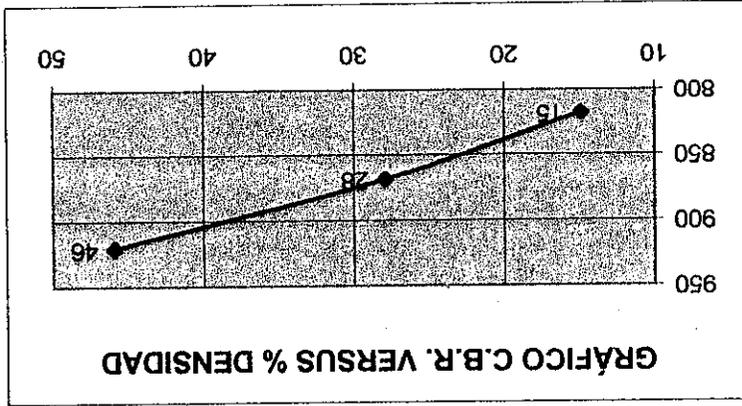
No. DE GOLPES 65% DENSIDAD:		921
% Compactación		86
C.B.R = 46		

RESUMEN

C.B.R. AL 95 % COMPACTACIÓN	40.0
AASHTO	Y AASHTO T - 193

5° pto.	% H. 43.0
818	15
869	28
921	46

No. DE GOLPES 10% DENSIDAD:		818
% Compactación		76.8
C.B.R = 15		



GRANULOMETRÍA

TIPO DE SUELO: Grava con Arena Limosa
Beige

PROYECTO: San Lucas Chimaltenango
Estacionamiento 45+450

LOCALIZACIÓN: 30% 10+500 , 70% Río Pixcayá
MEZCLA: SUB-BASE

TAMIZ	P.N.	% R.	% PASA	% T.P.
2½"				
2"	24.5	3.1	96.9	
1½"	34.5	4.3	95.7	
1"	880	11.1	88.9	
¾"	2,245	28.3	71.7	
⅜"	4,085	51.4	48.6	

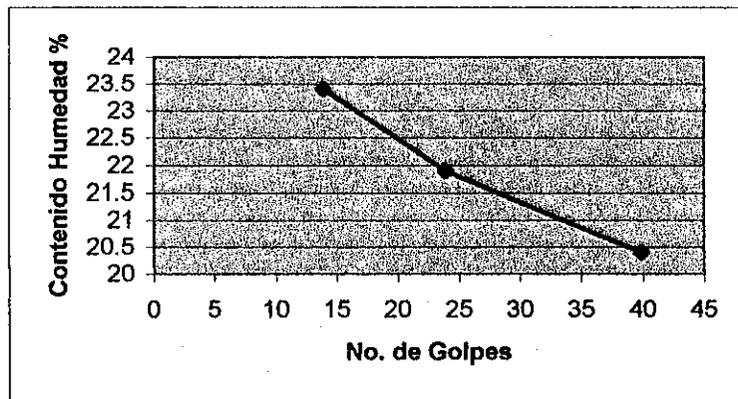
GRANULOMETRÍA GRUESA	
P.B.	
TARA	
P.N.	7,940 grms
GRANULOMETRÍA FINA	
P.B.S.	
TARA	
P.N.S.	300 grms

No. 4	67.6	22.5	77.5	37.7
No. 10	118.2	39.4	60.6	29.5
No. 40	170.9	57	43	20.9
No. 100	203.2	67.7	32.3	15.7
No. 200	221.4	73.8	26.2	12.7

Límite Líquido (L.L.)	21.8
Límite Plástico (L.P.)	17.2
Índice Plástico (I.P.)	4.6
Índice de Grupo (I.G.)	
Clasificación:	A-1-01
Humedad Natural (H.N.)	13.60%
% Equiva. Arena (% E.A.)	

LÍMITE PLÁSTICO		
Determinac No.	1	2
Tarro No.	A-9	Z
P.B.H.	49.81	48.79
P.B.S.	46.83	45.94
TARA	29.7	29.2
P.N.S.	17.13	16.74
Diferencia	2.98	2.85
% Humedad	17.4	17
% Promedio	17.2	

LÍMITE LÍQUIDO			
Determinac No.	1	2	3
Tarro No.	Y	B-3	25
P.B.H.	49.9	51.9	50.4
P.B.S.	46.36	47.7	46.5
TARA	29	28.5	29.8
P.N.S.	17.36	19.2	16.7
Diferencia	3.54	4.2	3.9
% Humedad	20.4	21.9	23.4
No. De golpes	40	24	14



GRANULOMETRIA

TIPO DE SUELO: Arena Pomez Gruesa Beige con poco Limo
 PROYECTO: San Lucas Chimaltenango
 LOCALIZACIÓN: 45+450
 ESTACIONAMIENTO 45+450

MEZCLA: SUB-RASANTE

TAMIZ	P.N.	% R.	% PASA	% T.P.
2 1/2"				
2"				
1 1/2"				
1"				
3/4"	13	6.6	93.4	
3/8"	18	9	91	

No. 4	35.7	17.9	82.1
No. 10	78.9	39.5	60.5
No. 40	146.8	73.4	26.6
No. 100	166.7	83.4	16.6
No. 200	172.5	86.3	13.7

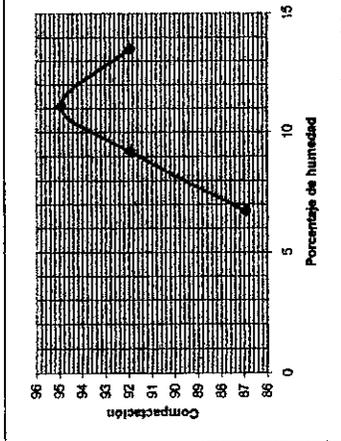
GRANULOMETRIA GRUESA	
P.B.	
TARA	
P.N.	
GRANULOMETRIA FINA	
P.B.S.	
TARA	
P.N.S.	200 grms

Limite Liquido (L.L.)	
Limite Plastico (L.P.)	
Indice Plastico (I.P.)	
Indice de Grupo (I.G.)	
Clasificación:	A-2-4
Humedad Natural (H.N.)	53.70%
% Equiva. Arena (% E.A.)	

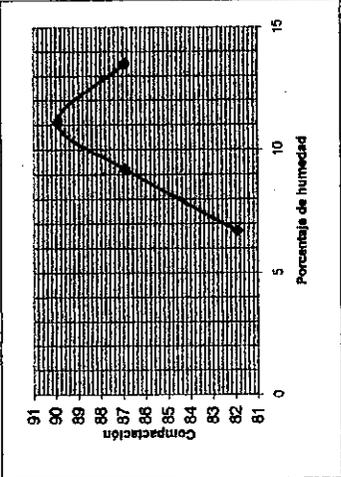
LIMITE PLASTICO	
Determinac No.	1
Tarro No.	
P.B.H.	
P.B.S.	
TARA	
P.N.S.	
Diferencia	
% Humedad	
% Promedio	

LIMITE LIQUIDO	
Determinac No.	1
Tarro No.	
P.B.H.	
P.B.S.	
TARA	
P.N.S.	
Diferencia	
% Humedad	
No. De golpes	3

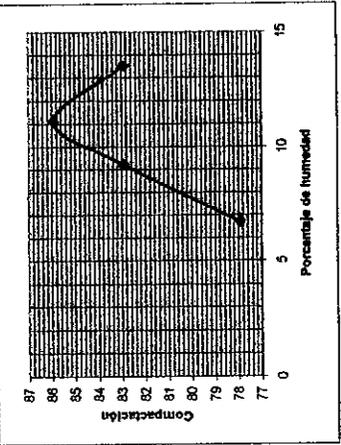
65 golpes	
% humedad	compactación
6.7	87
9.2	92
11.1	96
13.5	92



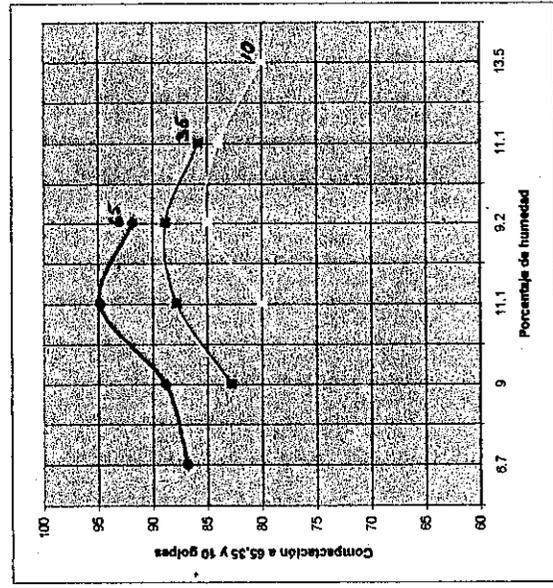
35 golpes	
% humedad	compactación
6.7	82
9.2	87
11.1	90
13.5	87



10 golpes	
% humedad	compactación
6.7	78
9.2	83
11.1	86
13.5	83

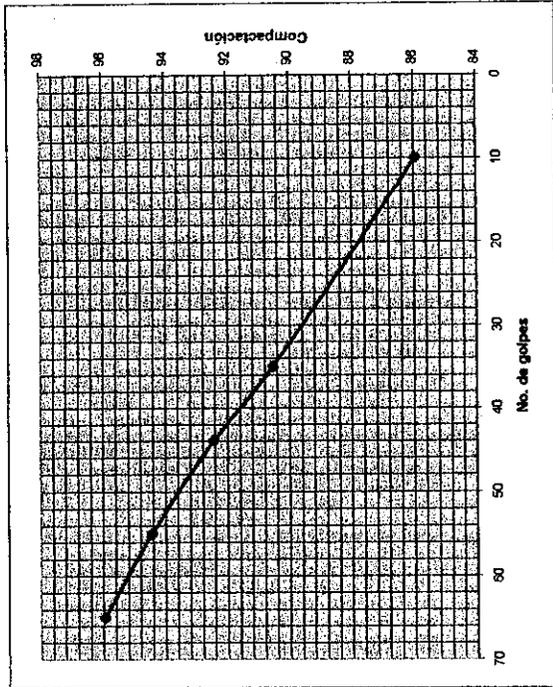


65 golpes		35 golpes		10 golpes	
% humedad	compactación	% humedad	compactación	% humedad	compactación
6.7	87	6.7	82	6.7	78
9.2	92	9.2	87	9.2	83
11.1	96	11.1	90	11.1	86
13.5	92	13.5	87	13.5	83

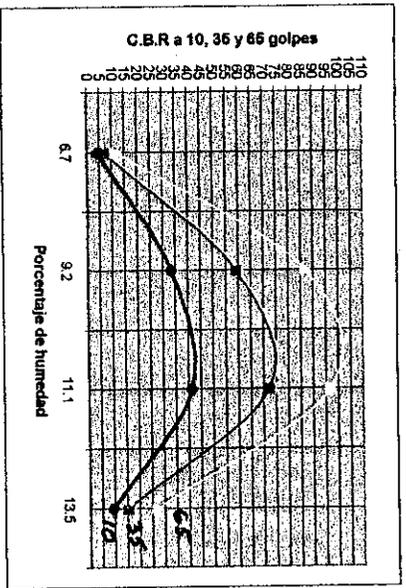


No. Golpes	Máxima Compactación
65	96
35	94.5
44	92.5
35	90.0
10	86

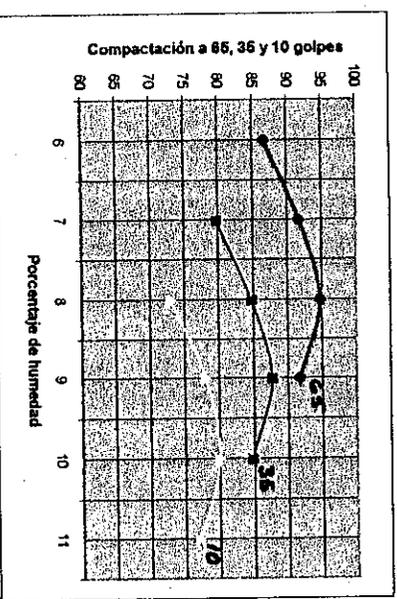
SUB-BASE
SAN LUCAS - CHIMALTENANGO
ESTACIÓN 45 + 450



Sub-Base estación 45 + 450			
Humedad	CBR 10 gol.	CBR 35 gol.	CBR
6.7	5	8	12
9.2	34	60	87
11.1	42	73	97
13.5	10	16	27

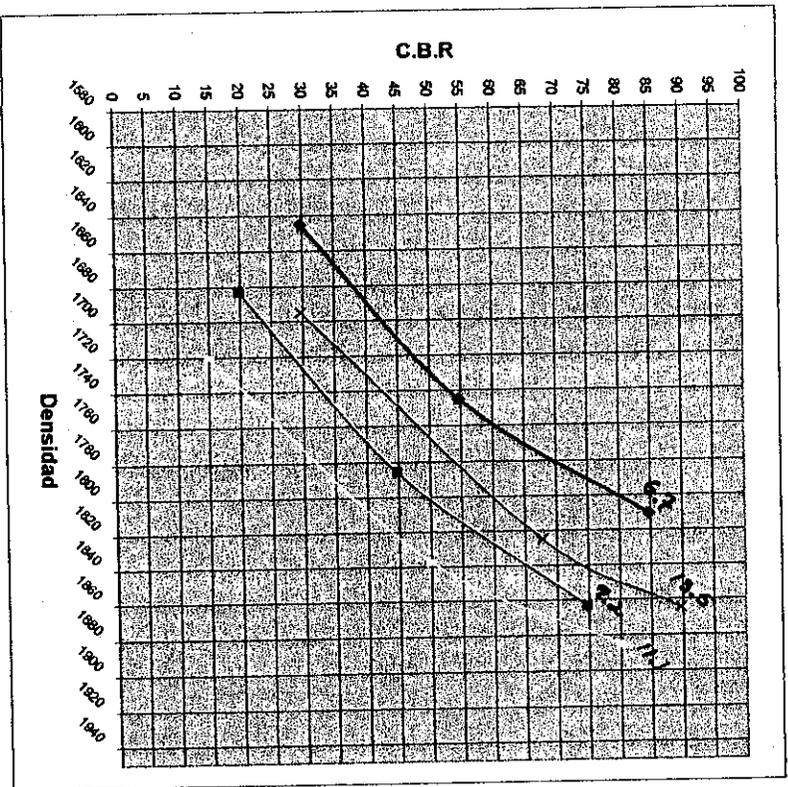


% humedad	65 golpes compactación	35 golpes compactación	10 golpes compactación
6	87	92	80
7	92	95	85
8	95	98	78
9	92	88	80
10	85	85	80
11	77		

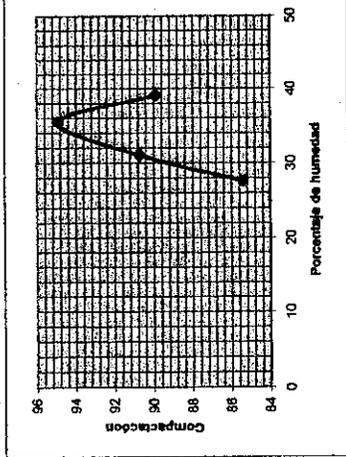


SUB-BASE
SAN LUCAS - CHIMALTENANGO
ESTACION 45 + 450

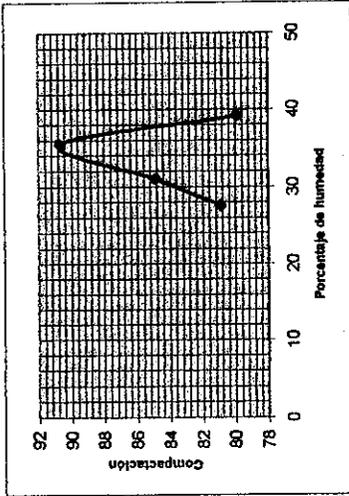
Sub-Base estación 45 + 450							
densidad	CBR 6.7 % h.	densidad	CBR 9.2 % h.	densidad	CBR 11.1	densidad	CBR 13.5% h.
1845	30	1892	20	1720	15	1895	30
1745	55	1795	45	1837	50	1825	68
1810	85	1863	75	1895	90	1895	90



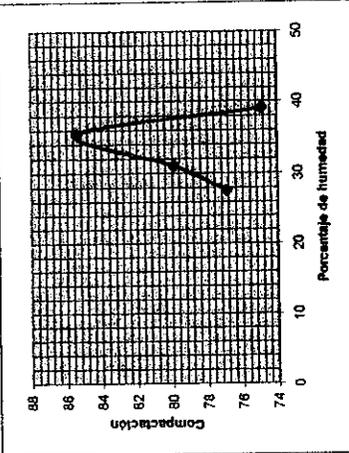
65 golpes	35 golpes	10 golpes
% humedad	27.6	27.6
compactación	85.5	77
	31	31
	90.8	80
	35.5	35.5
	95	85.5
	39.1	39.1
	90	75



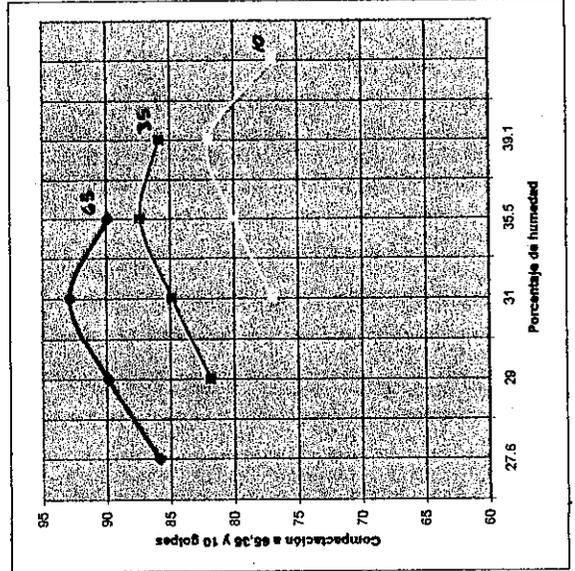
35 golpes	10 golpes
% humedad	27.6
compactación	81
	31
	85
	35.5
	90.8
	39.1
	80



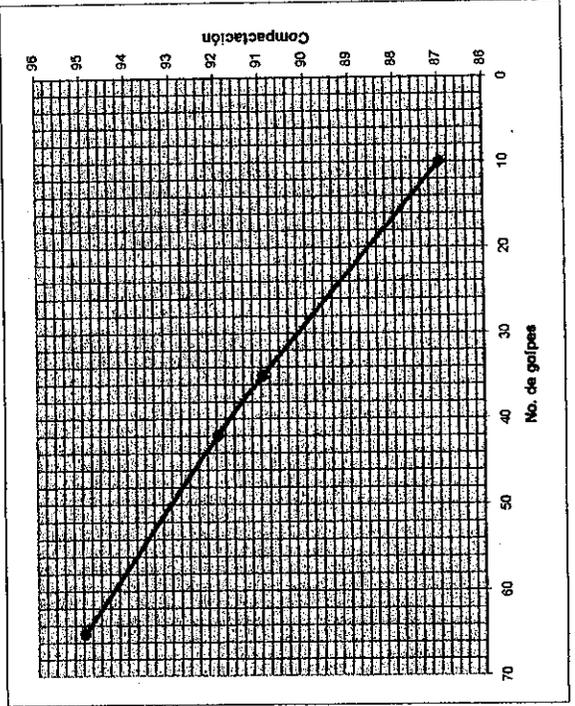
10 golpes	35 golpes
% humedad	27.6
compactación	77
	31
	80
	35.5
	85.5
	39.1
	75



% humedad	65 golpes	35 golpes	10 golpes
27.6	86	88	82
31	90	90	85
35.5	93	93	87
39.1	90	87.5	80
	96	82	77

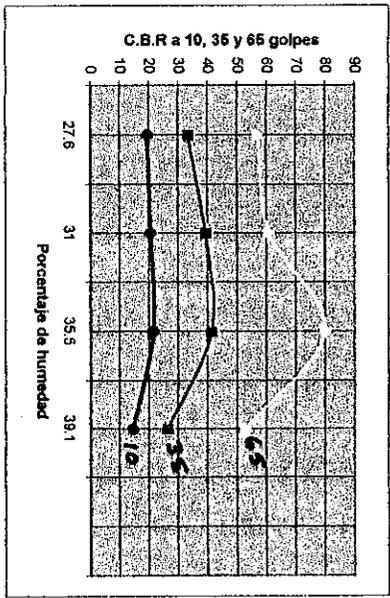


No. Golpes	Máxima Compaction
65	96
42	92
35	91
10	87

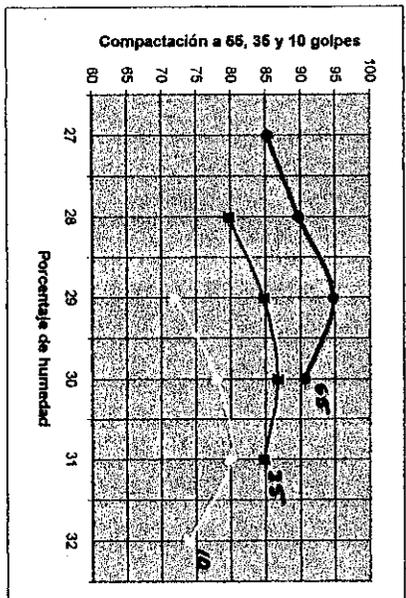


SUB-RASANTE
SAN LUCAS - CHIMALTENANGO
ESTACIÓN 45 + 450

Sub-Rasante estación 45 + 450				
Humedad	CBR 10 gol.	CBR 35 gol.	CBR	
27.6	20	34	57	
31	21	40	61	
35.5	22	42	80	
39.1	15	27	53	



Sub-Rasante estación 45 + 450				
% humedad	compactación	compactación	compactación	compactación
27	85.5	90	80	72
28	90	95	85	78
29	90.8	87	80	80
31	85	85	80	74
32				



SUB-RASANTE
SAN LUCAS - CHIMALTENANGO
ESTACION 45 + 450

Sub-Rasante estación 45 + 450									
densidad	CBR 27.6 % h	densidad	CBR 31	% h	densidad	CBR 35.5	densidad	CBR 39.1 % h	densidad
817	20	857	21	911	22	804	15		
864	34	925	40	987	42	860	27		
911	57	987	61	1018	80	955	85		

