



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
ACATLAN

ESTABILIZACION DE SUELOS PARA OBRAS DE INGENIERIA CIVIL



T E S A C I T L A N S
Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N

Arturo Zúñiga Caballero 7238892-7

Joaquín Rodríguez Guerrero 7237870-4



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA.

CI/182/

SRS. JOAQUIN RODRIGUEZ GUERRERO
ARTURO ZUÑIGA CABALLERO
ESTUDIANTES DE LA CARRERA DE
INGENIERIA CIVIL.
P r e s e n t e.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 29, de julio de 1980, me complace notificarles que esta Coordinación tuvo a bien asignarles el siguiente tema de tesis: "ESTABILIZACION DE SUELOS PARA OBRAS DE INGENIERIA CIVIL", el cual se desarrollará como sigue:

- I. Introducción.
- II. Físico Química de los suelos.
- III. Métodos para estabilizar el suelo.
- IV. Identificación de suelos para fines de estabilización.
- V. Estabilización con cemento.
- VI. Estabilización de suelos con cal.
- VII. Estabilización de suelos por consolidación acelerada.
- VIII. Aplicaciones.
- IX. Conclusiones.

Asimismo fué designado como Asesor de Tesis el señor profesor de esta Escuela Ing. MIGUEL QUINTERO MARES.

Ruego a ustedes tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.



entamente
POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., 1 de julio de 1983
ENEP - ACATLAN
COORDINACION DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA EJANDRO RAMIREZ SECENA.
Coordinador del Programa de
Ingeniería.

A mis padres, que me han guiado por un buen camino y que han dedicado su esfuerzo por mi superación, doy las gracias y les presento este trabajo que es la prueba de que he cumplido con una de nuestras metas.

A mis hermanos, Juan, Angel, Raúl y Ma. Elena; por toda su ayuda y a quienes entrego el orgullo y felicidad de haber alcanzado una meta y para que el esfuerzo que juntos realizamos nos estimule a seguir siempre adelante.

Con respeto para mi escuela que abrió las puertas del conocimiento ante mí, con admiración para mis maestros que han contribuido en mi formación profesional.

Arturo Zúñiga Caballero.

A la memoria de mi madre;
quién con abnegación y cariño
supo señalarme el camino de
la superación.

A mi escuela que supo reci-
birme como madre amorosa con - -
todas mis deficiencias.

A mis maestros, quienes con
sus enseñanzas y consejos hicie-
ron posible mi formación profe-
sional.

Joaquín Rodríguez Guerrero.

TÍTULO: ESTABILIZACION DE SUELOS PARA OBRAS DE INGENIERIA CIVIL

I N D I C E

I.- INTRODUCCION	9
I.1.- DEFINICION DE ESTABILIZACION DE SUELOS	10
I.2.- VENTAJAS OBTENIDAS AL ESTABILIZAR UN SUELO	11
I.3.- PROPIEDADES DE LOS SUELOS QUE SE PRETENDE MODIFICAR AL ESTABILIZARLO	11
I.4.- CLASIFICACION DE LOS PROCESOS DE ESTABILIZACION	13
II.- FISICO-QUIMICA DE LOS SUELOS	15
II.1.- DEFINICION DE SUELOS	15
II.2.- DESCRIPCION DE LOS SUELOS	16
II.3.- GRANULOMETRIA	17
II.4.- CLASIFICACION GRANULOMETRICA DE LOS SUELOS	20
II.5.- LIMITES DE CONSISTENCIA <i>Límite Superior, Límite Líquido, Límite Plástico y Límite de Contracción.</i>	23
II.6.- PRUEBAS DE CLASIFICACION DE CAMPO <i>Movilidad del Agua, Resistencia en estado seco y Tenacidad.</i>	26
II.7.- ESTRUCTURACION DE LAS PARTICULAS MINERALES DE LOS SUELOS	28
II.8.- DETERMINACION DEL PH DE UN SUELO Y CONTENIDO DE MATERIA ORGANICA	32
II.9.- CONTENIDO DE SULFATOS	34
III.- METODOS PARA ESTABILIZAR EL SUELO	37
III.1.- INTRODUCCION	37
III.2.- ESTABILIZACION POR COMPACTACION	37

III.3.- ESTABILIZACION POR CONSOLIDACION ACELERADA Precarga, drenes verticales de arena y bombeo.	39
III.4.- VIBROFLOTACION	41
III.5.- ESTABILIZACION CON ADICION DE CEMENTO	47
III.6.- ESTABILIZACION CON ADICION DE CAL	47
III.7.- ESTABILIZACION CON ADICION DE ASFALTO	48
III.8.- OTROS ESTABILIZANTES QUIMICOS Cloruro de Sodio, Sulfato de Calcio, Resinas y Polímeros e Hidróxido de Sodio.	49
III.9.- ESTABILIZACION POR CALCINACION	63
III.10.- ESTABILIZACION POR CONGELAMIENTO	65
III.11.- ESTABILIZACION POR ELECTROSMOTICA	66
IV.- IDENTIFICACION DE SUELOS PARA FINES DE ESTABILIZACION	67
IV.1.- INTRODUCCION	67
IV.2.- CLASIFICACION DE SUELOS S.U.C.S.	68
IV.3.- COMPARACION DE LOS GRUPOS DE SUELOS DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA INGENIERIA	71
IV.4.- INFORMACION COMPLEMENTARIA PARA FINES DE ESTABILIZACION	74
V.- ESTABILIZACION DE SUELOS CON CEMENTO	84
V.1.- INTRODUCCION	84
V.2.- CARACTERISTICAS DEL SUELO PARA SER ESTABILIZADO CON CEMENTO	86
V.3.- CARACTERISTICAS DEL CEMENTO	91
V.4.- CARACTERISTICAS DEL AGUA A EMPLEAR EN LA MEZCLA	92
V.5.- DOSIFICACION DE LA MEZCLA	93
V.6.- PRUEBAS EN ESPECIMENES DE SUELO-CEMENTO	111
VI.- ESTABILIZACION DE SUELOS CON CAL	116

VI.1.- INTRODUCCION	116
VI.2.- CARACTERISTICAS DEL SUELO PARA SER ESTABILIZADO CON CAL	116
VI.3.- CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES PARA PRODUCIR EL ESTABILIZANTE	117
VI.4.- CARACTERISTICAS DEL AGUA A EMPLEAR EN LA ESTABILIZACION	119
VI.5.- REACCIONES DE LA CAL AL CONTACTO CON LA ARCILLA	119
VI.6.- ADITIVOS EN LA MEZCLA SUELO-CAL	121
VI.7.- DOSIFICACION DE LA MEZCLA	122
VI.8.- PRUEBAS EN ESPECIMENES DE SUELO-CAL	125
VII.- ESTABILIZACION DE SUELOS POR CONSOLIDACION ACELERADA	128
VII.1.- INTRODUCCION	128
VII.2.- CONSOLIDACION POR PRECARGA	130
VII.3.- CONSOLIDACION POR DRENES VERTICALES DE ARENA	136
VII.4.- CONSOLIDACION POR BOMBEO	145
VII.5.- CONSOLIDACION POR BOMBEO ELECTROSMOTICO	158
VII.6.- CONSOLIDACION POR PROCEDIMIENTOS COMBINADOS	172
VIII.- APLICACIONES	176
VIII.1.- USO DE LA ESTABILIZACION DE SUELOS EN LA CONSTRUCCION DE CAMINOS	176
VIII.2.- LA ESTABILIZACION DE SUELOS EN LA CONSTRUCCION DE PRESAS Y EXCAVACIONES	177
VIII.3.- ALGUNAS APLICACIONES DE LA PRECARGA EN LA CIMENTACION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO	179
VIII.4.- LA ESTABILIZACION DE SUELOS Y EL FENOMENO DE LICUACION	181
IX.- CONCLUSIONES	186

I.- INTRODUCCION

*El suelo es el material de construcción más abundante del mundo y en muchas zonas constituye el único material disponible localmente. Desde el período neolítico el suelo ha sido utilizado para la construcción de monumentos, tumbas, viviendas, vías de comunicación y estructuras para retención de agua.*¹

*Actualmente con el crecimiento de las ciudades, la modernización de los medios de transporte, -cada vez más pesado- las necesidades de construir grandes almacenamientos de agua, etc., el ingeniero civil ha de enfrentarse con gran variedad de problemas planteados por el terreno, pues generalmente éste no es ideal desde el punto de vista de la ingeniería de suelos y en tal caso se adoptará una de las decisiones siguientes.*²

a).- *Utilizar el material en su estado original considerando razonablemente sus desventajas al elaborar un proyecto.*

b).- *Reemplazar el material por otro cuyas características satisfagan los requerimientos del proyecto.*

c).- *Modificar las características del suelo original mediante algún tratamiento adecuado.*

d).- *Una última opción, es la de cambiar definitivamente la localización de la obra; cosa que no siempre es posible, pues suele suceder que tal localización se debe a otros factores diferentes a las condiciones de cimentación.*³

La decisión final respecto a las alternativas arriba presentadas, dependerá del criterio del ingeniero, quién deberá tener en mente - el grado de factibilidad que ofrezca cada una de ellas; pero, independientemente de lo anterior, la tercera alternativa es la que da origen a las técnicas de estabilización de suelos que se definirán en los párrafos

siguientes.

I.1.- DEFINICION DE ESTABILIZACION DE SUELOS

Cuando un suelo cualquiera presenta resistencia suficiente para no sufrir deformaciones ni desgaste inadmisibles por la acción del uso o de los agentes atmosféricos y conserva además esta condición bajo los efectos climáticos, se dice que el suelo es estable. Sin embargo es frecuente que éstos tipos de suelos no sean los más favorecidos para soportar las sollicitaciones de una obra determinada, debido a condiciones previamente establecidas, siendo la principal -como ya se mencionó anteriormente- su localización. Al ser así el ingeniero tendrá que resolver los problemas que el suelo le plantee, derivados de sus características inapropiadas para cumplir satisfactoriamente los requerimientos de la obra; cuando esto se presenta se dice que el suelo es inestable y por lo tanto susceptible de mejorar alguna o algunas de sus propiedades, dando con ello lugar a lo que comúnmente se denomina, estabilizar un suelo.

Tal vez una definición mas completa y rigurosa sea la siguiente:

Estabilización de suelos, es el mejoramiento o modificación de cualquier propiedad del suelo para tratar de optimizar su comportamiento ingenieril.³ En esta definición se contemplan todas las diferentes facetas que se pueda uno encontrar al estar en contacto con un problema específico, pues al hablar de "mejoramiento o modificación de cualquier propiedad del suelo" se generaliza, abarcando toda la gama de características que pueda acumular intrinsecamente dicho suelo. La frase "optimizar su comportamiento ingenieril" nos hace pensar en un suelo que ha sido tratado mediante alguna técnica y cuyo resultado ha sido en alto grado satisfactorio.

I.2.- VENTAJAS OBTENIDAS AL ESTABILIZAR UN SUELO

En las obras de ingeniería civil, de cualquier naturaleza, pero principalmente en las vías terrestres, resulta de gran importancia poder utilizar el suelo que se encuentra "in situ" como material de construcción o éste mismo material usarlo con algún tratamiento de estabilización, con lo cual estamos eliminando el tener que buscar y encontrar algún banco de préstamo, que nos reúna determinadas características.

Otra ventaja muy común que se logra mediante los procesos de estabilización es la gran trabajabilidad que se puede obtener; porque ésta, en muchos casos es de relevante importancia, ya que con ella se puede lograr una continuidad en el avance de determinada obra.

A despecho de lo anterior, desde un principio tiene que reconocerse que la estabilización no es una herramienta ventajosa en todos los casos; por consiguiente, habrá que guardar muy claramente en la mente, la propiedad o el conjunto de éstas que se desee mejorar y la relación entre lo que se logrará al mejorarlas y el esfuerzo y dinero que en ello haya de invertirse. Solo balanceando cuidadosamente éstos factores podrá llegarse a un correcto empleo de la estabilización de suelos.²

I.3.- PROPIEDADES DE LOS SUELOS QUE SE PRETENDEN MODIFICAR AL ESTABILIZARLOS

De acuerdo con las características particulares de cada obra a realizar se definirán las necesidades que deban de satisfacerse en cuanto a condiciones de cimentación, para que la misma cumpla las funciones para las cuales ha sido concebida, trátase de un terraplén,

un puente, un edificio, etc., por lo que a la estabilización pueden asociarse los siguientes fines:

*Mejoramiento de las características del suelo en cuanto a: estabilidad volumétrica, resistencia, permeabilidad, compresibilidad y durabilidad.*²

— *Estabilidad volumétrica:* El problema de variaciones de volumen se presenta en suelos expansivos, por fluctuaciones de su contenido de humedad, efecto derivado de los cambios estacionales a que están expuestos los suelos.

— *Resistencia:* Siendo ésta propiedad mecánica de los suelos una de las más importantes para fines de cimentación y también una de las mejor estudiadas, se infiere que deben existir numerosos procedimientos para el mejoramiento de tal propiedad y de hecho esto es lo que sucede pudiéndose citar los siguientes métodos que por ahora sólo se mencionarán: Compactación, vibroflotación, precarga, drenaje, etc.

— *Permeabilidad:* Esta característica no es menos importante que las citadas anteriormente y puede decirse que los métodos para mejorar la resistencia son también eficaces para disminuir la permeabilidad de un suelo. Las inyecciones de diferentes soluciones pueden ser el medio adecuado en determinados casos para hacer bajar la permeabilidad de un material, sin embargo se debe ser muy cuidadoso al seleccionar tal solución pues no son pocos los casos en que la disminución de la permeabilidad trae consigo un abatimiento de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.²

— *Compresibilidad:* Para conseguir que un suelo se comporte adecuadamente respecto a disminución de volumen por efecto de las necesidades externas, se recurre a los métodos que se emplean en el

mejoramiento de la resistencia, entre los cuales destaca la compactación por ser de los más comunes.

— *Durabilidad*: Este es uno de los conceptos peor estudiados ya que se asocia a agentes tan aleatorios como la temperatura, condiciones hidráulicas, intemperismo, abrasión por tráfico, etc.

I.4.- CLASIFICACION DE LOS PROCESOS DE ESTABILIZACION

Son muchos los procedimientos que se pueden seguir para lograr la mejora de las propiedades de los suelos con el fin de hacerlos apropiados para algún uso específico; por lo tanto se da la siguiente clasificación.²

— *ESTABILIZACION MECANICA*: Dentro de ésta clasificación caen todos los métodos cuyo principio de funcionamiento está basado en medios mecánicos; la compactación, es un caso típico por ser de los más conocidos y la vibroflotación, de escasos antecedentes en nuestro país.

— *ESTABILIZACION POR DRENAJE*: Encuentra su principal aplicación en la etapa de excavación al construir una cimentación superficial en suelos saturados. Funciona en base al drenaje por gravedad.

— *ESTABILIZACION POR MEDIOS ELECTROSMOTICOS*: La electrósmosis y la utilización de pilotes electrometálicos, son los más conocidos. Funciona en base a drenaje forzado, utilizando energía eléctrica.

— *ESTABILIZACION TERMICA*: Los métodos típicos son la estabilización por calcinación y estabilización por congelamiento.

— *ESTABILIZACION QUIMICA: Se logra mediante la adición a los suelos, de agentes estabilizadores tales como: cemento, cal, asfalto u otros aditivos químicos.*

En capítulos posteriores se tratarán los métodos de estabilización haciendo alusión a la clasificación aquí dada, así como a los casos en que se aplica cada uno de ellos.

II.- FISICO-QUIMICA DE LOS SUELOS

II.1.- DEFINICION DE LOS SUELOS

Los suelos se pueden definir en función de su utilización o concepto que se pueda tener de él. Así tenemos que para el -- ingeniero agrícola será la capa superficial que da vida a los vegetales directamente; para el geólogo el suelo es todo material intemperizado en el lugar en que ahora se encuentra y con contenido de materia orgánica - cerca de la superficie.⁴ Para el ingeniero civil el suelo tiene un significado mucho más amplio, ya que interesa desde su formación, composición mineralógica y sus propiedades.

A continuación mencionaremos algunas definiciones dadas por diferentes autores: "El suelo son los materiales granulares o pulverulentos producto de la desintegración de las rocas que forman sobre ellas un espesor variable"¹, otra definición es la siguiente: "El -- suelo en ingeniería es cualquier material no consolidado compuesto de -- distintas partículas sólidas con gases y/o líquidos incluidos"⁵, otra de finición: "Los suelos representan todo tipo de material terroso desde un relleno de desperdicio, hasta arenizas parcialmente cementadas o luti--tas suaves"⁴. Una definición más completa -creemos- es la siguiente: Suelo es el conjunto de partículas -consolidadas o no-, macroscópicas y mi--croscópicas originadas a partir de la desintegración de las rocas que en combinación con agua y/o aire forman un todo.

Independientemente de la definición, los suelos se clasifican en residuales y transportados:

Suelos residuales: Son aquellos producto del ata--que del intemperismo que permanecen sobre la roca de la cual se derivan.

Suelos transportados: Son los suelos que han sido removidos de su lugar de origen y depositados formando estratos que sobreyacen a otros sin que tengan relación directa entre ellos.

Existen en la naturaleza, numerosos agentes de transporte de los cuales pueden citarse como principales: los glaciares, el viento, los ríos y corrientes de agua superficial, los mares y las fuerzas de gravedad.

II. 2.- DESCRIPCION DE LOS SUELOS

La clasificación de los suelos que proporciona el S.U.C.S., indica suelos típicos; sin embargo hay características importantes que no pueden designarse por medio de símbolos y que son fácilmente descubiertas, es por esto necesario que el que clasifica, haga uso de una descripción cualitativa adicional, además de colocarlo en el grupo que corresponda. Según el propósito a que se destine, el estudio de los suelos puede dividirse en dos categorías:⁶

— *Materiales para la construcción de terraplenes o rellenos procedentes del banco de préstamo: En éste caso se exigen estudios no muy rigurosos y en general éstos se practican con muestras alteradas.*

— *Materiales para cimentaciones de estructuras: Debido al carácter permanente de los suelos de cimentación es necesario que cumplan con determinadas características de resistencia, permeabilidad, compresibilidad, etc. Para determinar tales características, habrán de practicarse ensayos en muestras alteradas e inalteradas.*

En éste punto, la estabilización de suelos juega un papel muy importante, pues en caso de que nuestro material de terra-

plén o cimentación no cumpla con los requerimientos del proyecto, existe la posibilidad de aplicarle algún tratamiento para hacerlo apto.

La importancia de las diversas características descriptivas depende de la categoría que interese estudiar. En muchos casos deben excavarse grandes cantidades de suelo para alcanzar el material -- adecuado para cimentar y por este motivo debe aprovecharse el máximo uso posible de éste material, para construir terraplenes o rellenos.

La tabla II.2.1 enumera los datos que son necesarios para describir los suelos, para bancos de préstamo y cimentaciones. Bajo cada una de éstas categorías, la información requerida para el suelo está indicada con X. No siempre se necesitan todos éstos datos descriptivos, por lo que según el criterio se incluirá la información pertinente y se eliminarán repeticiones. Las partidas indicadas con XX deben describirse siempre.⁶

II.3.- GRANULOMETRIA.

Las características más importantes de las partículas de un suelo en mecánica de suelos, son su forma, tamaño y mineralogía, pues ellas determinan las propiedades mecánicas de la masa de suelo, como lo son la permeabilidad, la compresibilidad, la resistencia, las relaciones esfuerzo-deformación y las propiedades dinámicas.⁷

La determinación de las dimensiones de las partículas y de su distribución por tamaños, constituye la técnica de la granulometría, según que los tantos porcientos en peso de los diferentes grupos de partículas, guarden o no relación adecuada.

Para ordenar las partículas por tamaños, se sigue el procedimiento de cribar el suelo a través de mallas cuya abertura en-

DATOS DESCRIPTIVOS	PRÉSTAMO		CIMENTACION		PRUEBA
	Suelos Gruesos	Suelos Finos	Suelos Gruesos	Suelos Finos	
Nombre Típico.	X X	X X	X X	X X	
Porcentaje aprox. de grava y arena.	X		X		Granulometría
Tamaño máximo de partículas.	X X		X		"
Forma de granos gruesos (Angulosidad)	X		X		Examen visual
Condiciones superficiales de granos gruesos.	X				" "
Dureza de los suelos gruesos (Posib. de fraccionamiento)	X		X		Prueba de desgaste.
Color.	X	X	X	X	Exámen visual
Condiciones de humedad y drenaje.	X X	X X	X X	X X	De permeabilidad.
Contenido orgánico.	X	X	X	X	Determ. mat. orgánico.
Plasticidad.	X	X X	X	X X	Límites de consistencia.
Estructura (Estratificación, Colocación y arreglo)			X X	X X	Sondeos y clasificación.
Grado de compactad.			X X	X X	Penetración standar.
Consistencia en estado inalterado y remoldeado.				X X	
Nombre local y geológico.	X	X	X	X	
Símbolo de grupo.	X X	X X	X X	X X	

TABLA. II. 2. 1 (Ref. 6)

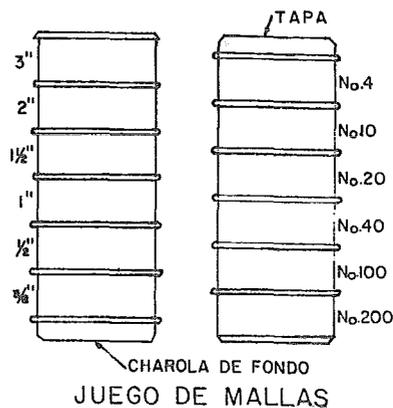
tre los puntos medios de los lados opuestos, sirve para designar la malla correspondiente.

Las dimensiones de las mallas deben adaptarse al material y al objetivo de la prueba, las más usuales se presentan en la tabla II.3.1

TABLA II.3.1

MALLA	ABERTURA	MALLA	ABERTURA
3"	76.2	No. 4	4.760
2"	50.8	No. 10	2.000
1 1/2"	38.1	No. 20	0.840
1"	25.4	No. 40	0.420
1/2"	12.7	No. 100	0.149
3/8"	9.5	No. 200	0.074

Si se hace pasar un suelo por una sucesión de mallas ordenadas por su luz de mayor a menor, en cada una será retenida una porción y se habrá obtenido la granulometría del material.



II. 4.- CLASIFICACION GRANULOMETRICA DE LOS SUELOS

La granulometría ofrece un medio sencillo y evidente para clasificar los suelos. Basta dividir un suelo en sus fracciones granulométricas para tenerlo "clasificado", si previamente se conviene en dar una denominación particular a las distintas fracciones, según que den comprendidas en una determinada gama de tamaño.

Una primera clasificación de los suelos -muy elemental- es la siguiente: Suelos macroscópicos y suelos microscópicos; - los primeros son aquellos cuyos granos o partículas pueden ser distinguidos entre sí a simple vista; lo contrario sucede con los suelos microscópicos. Esta clasificación peca de simplista; sin embargo de ella pudo haberse derivado una más concreta que consiste en dividir el suelo en dos grandes grupos; el de granos gruesos y el de granos finos. Los primeros son los retenidos en la malla No. 200 y su clasificación es la siguiente:

GRAVA: Incluye las partículas cuyo tamaño varía entre 76.2 mm. y el tamaño de la malla No. 4 (4.76 mm.). A su vez éste grupo se divide en grava gruesa y grava fina.

- a).- Grava gruesa; de 76.2 mm. a 19.1 mm. (3" a 3/4").
- b).- Grava fina; de 19.1 mm. a 4.76 mm. (3/4" al tamaño de la malla No. 4).

ARENA: Incluye las partículas cuyo tamaño varía de 4.76 mm. y el tamaño de la malla No. 200 (0.074 mm.). También en éste caso existen otros subgrupos:

- a).- Arena gruesa; de 4.76 mm. a 2.0 mm. (malla No. 10).
- b).- Arena media; de 2.0 mm. a 0.420 mm. (malla No. 40).
- c).- Arena fina; de 0.420 mm. a 0.074 mm. (malla No. 200).

Los granos finos del suelo, son aquellas partículas menores de 0.074 mm., en éste caso no se hace distinción por tamaños, tales partículas son los limos y las arcillas y se diferencian por su comportamiento.

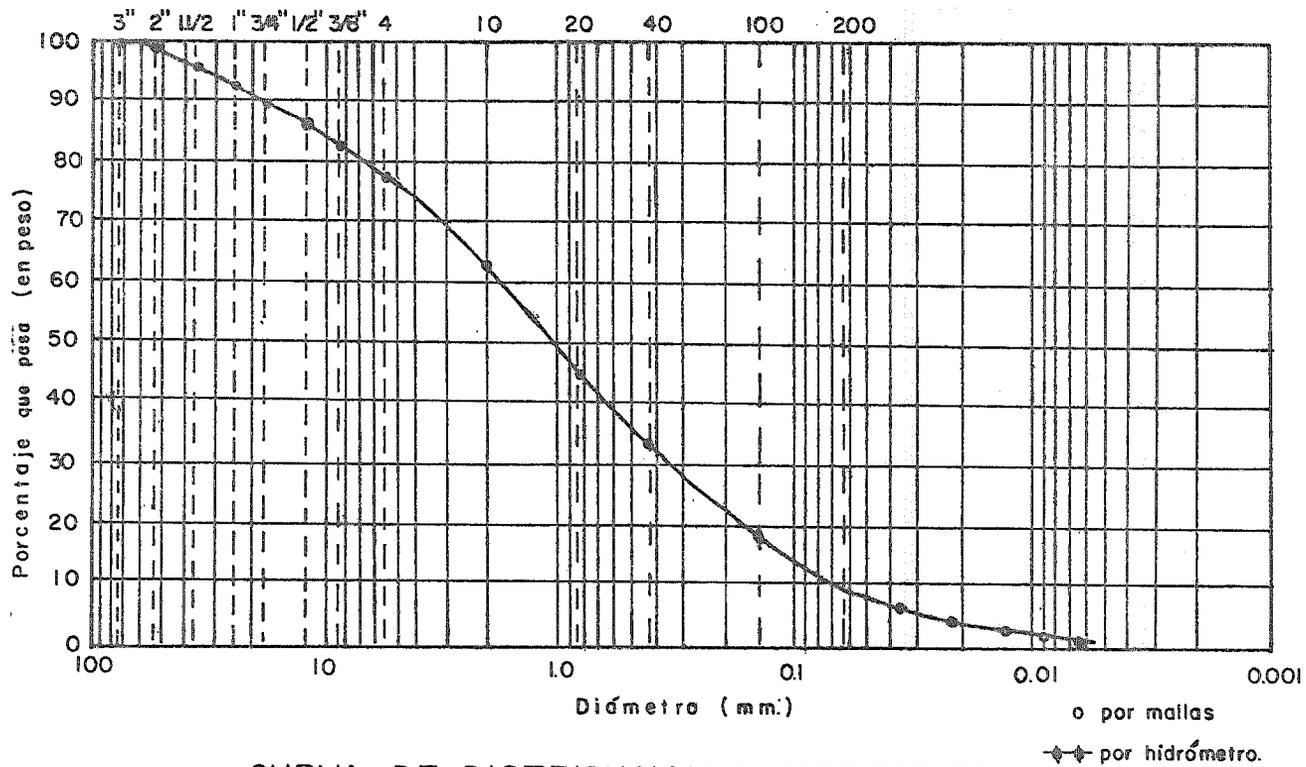
Todo lo anterior, respeta las especificaciones del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. La Fig. II.1 muestra gráficamente una distribución granulométrica con la diferenciación por tamaño, de los materiales constitutivos de un suelo.⁷

Existen otros criterios de clasificación en donde si se toman en cuenta los tamaños de las partículas finas. En las tablas II.4.1 y II.4.2 se muestran la Clasificación Internacional y la Clasificación M.I.T. (Massachusetts Institute of Technology).⁴

MATERIAL		Arena Gruesa	Arena Fina	Limo	Arcilla	Ultra arcilla Coloides
TAMAÑO	De	4.76	2.00	0.20	0.02	0.002
mm.	A	2.00	0.20	0.02	0.002	0.0002

TABLA II.4.1 CLASIFICACION INTERNACIONAL (Ref. 4)

FIG. II.1



CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA

M A T E R I A L		T A M A Ñ O	
		DE	A
A R E N A	GRUESA	4.71	2.00
	MEDIA	2.00	0.60
	FINA	0.60	0.20
L I M O	GRUESA	0.20	0.06
	MEDIA	0.06	0.02
	FINA	0.02	0.006
ARCILLA COLOIDES	GRUESA	0.006	0.002
	MEDIA	0.002	0.0006
	FINA	0.0006	0.0002

TABLA II.4.2 CLASIFICACION M.I.T. (Ref. 4)

Cabe hacer notar que una clasificación granulométrica describe a un suelo en cuanto a la distribución por tamaños de sus partículas medidas -como ya se mencionó anteriormente- por medio de mallas (3" a la No. 200). Los tamaños de las partículas finas se determinan por medio de la prueba del Hidrómetro.

II.5.- LIMITES DE CONSISTENCIA

Es interesante el conocimiento completo físico y químico, de cada arcilla para poder prever su comportamiento en presen--

cia del agua, pero según parece la menor o mayor plasticidad de una arcilla y en consecuencia sus demás propiedades son debidas a sus partículas de tamaño menor de 0.0002 mm.

Atterberg, demostró que el grado de plasticidad de los suelos arcillosos así como su tendencia a la fluidificación, se manifiesta con precisión suficiente para ciertos valores de su contenido de agua. Para ello definió una serie de consistencias de la arcilla y la -- cantidad de agua que contiene en el momento de pasar de una consistencia a otra.

La Fig. II.5.1. Expresa gráficamente los sucesivos fenómenos que se presentan en un suelo arcilloso a medida que aumenta el agua que contiene.¹

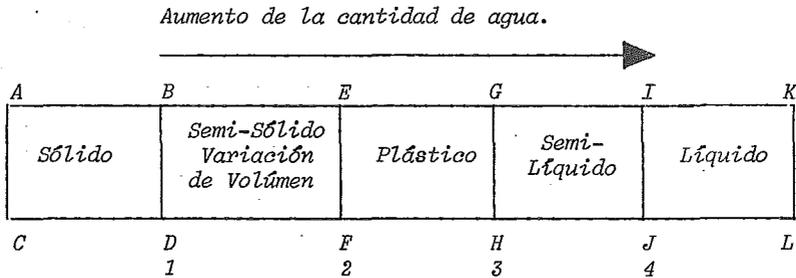


Fig. II.5.1 (ref. 1).

Hasta cierta cantidad, el agua retenida por la arcilla, comunica al suelo tal cohesión, que éste permanece en estado sólido; la zona A B C D representa éste período.

El contenido de agua va aumentando en el sentido -- de la flecha. Al llegar al límite B-D, el suelo empieza a perder la condición de sólido prácticamente rígida y se inicia un aumento de volúmen;

el estado correspondiente del suelo se le denomina semisólido y queda representado por la zona B D E F, cuando el contenido de agua alcanza cierto valor (línea E-F) el suelo comienza a ser moldeable, tanto más, cuanto más agua contiene.

Esta plasticidad progresiva del suelo, corresponde a la zona E F G H; en la línea GH el suelo comienza a tomar una consistencia semilíquida, se hace viscoso como una goma y a medida que el agua aumenta fluye con mayor facilidad.

La zona G H I J representa el estado semilíquido, llega un momento en IJ en que la masa pierde su viscosidad y el suelo en partes se disuelve y en parte queda en suspensión, será pues un verdadero líquido adaptable a la vasija que lo contenga. La zona I J K L representa ésta condición.

La sucesión de estados puede considerarse en sentido inverso, partiendo del estado líquido y suponiendo que se pierde el agua por evaporación, entonces el suelo pasaría del estado líquido al semilíquido y así al plástico, sucesivamente al semisólido con retracción de volumen y por último al estado sólido.

A cada una de las fronteras señaladas por las líneas IJ, GH, EF y BD, Atterberg les dió respectivamente los nombres de límite superior, límite líquido, límite plástico y límite de retracción y les atribuyó el valor numérico del porcentaje de agua con respecto al suelo seco, en el momento correspondiente.

Los más interesantes para juzgar de las condiciones del suelo son el Límite Líquido y el Límite Plástico.¹

II.6.- PRUEBAS DE CLASIFICACION DE CAMPO

Las pruebas de campo deben realizarse con la fracción que pasa la malla No. 40; si no se cuenta con la malla se quitan -- a mano las partículas gruesas que interfieren con la prueba.

A continuación se citan las pruebas mencionadas, -- así como la manera de realizarlas.

— MOVILIDAD DEL AGUA: Se prepara una muestra de unos 10 cm³ de suelo, se añade agua suficiente para tener un suelo suave pero no pegajoso, se coloca la pastilla en la palma de la mano y se agita horizontalmente, golpeando vigorosamente contra la mano varias veces. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de -- la pastilla, la cual cambia adquiriendo una consistencia de hígado y se vuelve lustrosa. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos, el agua y el lustre desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve tiesa y finalmente se desmorona. La rapidez con que aparece el agua durante la -- prueba sirve para identificar el carácter de los finos en el suelo.⁴

— RESISTENCIA EN ESTADO SECO: Se moldea la pastilla del suelo hasta alcanzar una consistencia de masilla, añadiendo agua si es necesario, se deja secar la pastilla completamente en un horno, al -- sol o al aire y se prueba su resistencia rompiéndola con los dedos. Esta es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contenga el suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad.

— TENACIDAD: Se amasa aproximadamente 10 cm³ de suelo hasta alcanzar una buena consistencia. Si el suelo está muy seco, debe agregarse agua pero si está pegajoso debe extenderse la muestra para que pierda humedad, posteriormente se forma un espécimen de 3 mm. de diá -- metro aproximadamente, se rueda varias veces, durante éstas operaciones

MATERIAL	MOVILIDAD DEL AGUA	RESISTENCIA EN ESTADO SECO	TENACIDAD	TIEMPO DE SEDIMENTACION
Limo arenoso.	Rapida	Ninguna a muybaja	Debil a baja.	30 a 60 min.
Limo	Rapida	Muy baja a baja	Debil a baja.	15 a 60 min.
Limo arcilloso	Rapida a lenta	Baja a media	Medio	15 min. a varias Hrs.
Arcilla arenosa	Lenta a ninguna	Baja a alta	Medio	30 seg. a varias Hrs.
Arcilla limosa	Lenta a ninguna	Medio a alta	Medio	15 min. a varias Hrs.
Arcilla	Ninguna.	Alta a muy alta	Alta.	De varias Hrs. a dias.
Limo orgánico	Lenta.	Baja a media	Débil a baja.	15 min. a varias Hrs.
Arcilla orgánica	Ninguna.	Medio a muy alta	Alta.	De varias Hrs a dias.
Arena.	Rapida.	Nula.	Nula.	30 a 60 seg.

TABLA II. 6.1

el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde su plasticidad y desmorona cuando alcanza el límite plástico. La preponderancia de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico.⁴

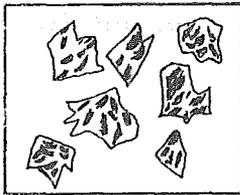
— PRUEBA DE DISPERSION: Es útil para distinguir los limos de las arcillas y para hacer una estimación aproximada de las cantidades de arena, limo y arcilla en un material. Se dispersa una pequeña cantidad de suelo en agua en una probeta o tubo de ensayo y se deja reposar. Las partículas más grandes caen primero y las finas permanecen en suspensión un tiempo mayor. Ordinariamente, las arenas se asientan en un tiempo de 30 a 60 segundos. Los limos emplean en asentarse de 15 a 60 minutos mientras que las arcillas permanecen en suspensión cuando menos -- varias horas y usualmente varios días, a menos que se combinen formando grumos o flóculos.⁹

La tabla II.6.1 muestra las respuestas de los diferentes componentes de un suelo; arena, limo y arcilla, a las pruebas mencionadas.

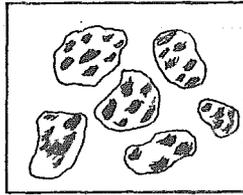
II.7.- ESTRUCTURACION DE LAS PARTICULAS MINERALES DE LOS SUELOS

La forma de las partículas minerales de un suelo es de importancia en el comportamiento mecánico de éste, en los suelos gruesos la forma característica es la equidimensional, esto lo origina la acción de los agentes mecánicos desintegradores, según la intensidad y tiempo de la acción de éstos agentes producen variedades en la forma equidimensional y así pueden considerarse la angulosa, la sub-redondeada y la redondeada tal y como se muestra en la Fig. II.7.1.

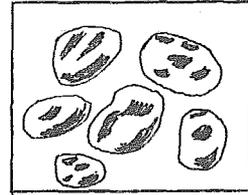
En los suelos finos, la forma de las partículas -
tiende a ser aplastada, por lo que los minerales de arcilla, en su mayor
parte adopta forma laminar.



Forma angulosa



Forma subredondeada



Forma redondeada

Fig. II.7.1

Las partículas de los suelos se disponen de una --
forma organizada siguiendo algunas leyes fijas y la acción de fuerzas na-
turales para dar lugar al conjunto suelo. Las fuerzas que intervienen en
los procesos de estructuración son de carácter mucho más complejo y las
estructuras resultantes son sólo parcialmente verificables por métodos --
indirectos, todo esto provoca que los mecanismos de estructuración, y --
las mismas estructuras resultantes, sean de éstos suelos, materia de hi-
pótesis.⁴

Se han considerado únicamente las estructuras de --
tipo simple, panaloide, floculenta, compuesta, en castillo de naipes y --
dispersa, como las más comunes en los suelos. En la Fig. II.7.2 se mues-
tra la forma de las estructuras mencionadas.⁴

a).- ESTRUCTURA SIMPLE. Este tipo de estructura se produce --

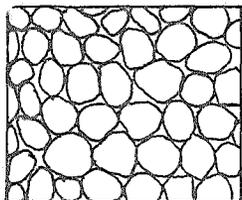
principalmente en suelos granulares por lo que las fuerzas debidas al campo gravitacional son claramente predominantes en la disposición de las partículas.

b).- *ESTRUCTURA PANALOIDE*: Esta estructura se considera típica en granos de pequeño tamaño, que se depositan en un medio continuo, y en determinadas condiciones los granos redondeados forman arcos imperfectos y que la relación de vacíos excede el máximo correspondiente a la estructura de contacto.

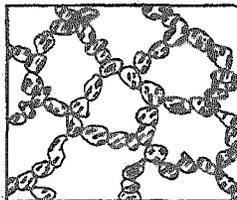
c).- *ESTRUCTURA FLOCULENTA*: Esta estructura se forma de una suspensión de suelo, en agua cuando al sedimentarse las partículas llegan a tocarse dos o más, formando grumos con estructura similar a un panal. Cuando éstos grumos llegan al fondo, forman a su vez panales cuyas bóvedas no están formadas por partículas individuales, sino por los grumos mencionados.

d).- *ESTRUCTURA COMPUESTA*: Las estructuras mencionadas anteriormente no se dan en la naturaleza de una forma pura; pues la sedimentación comprende partículas de todos los tamaños y tipos, para las que rigen las leyes de la naturaleza en forma diferente. En éste tipo de estructura se define un esqueleto constituido por los granos gruesos y por masas coloidales de flóculos que forman nexos entre ellos.

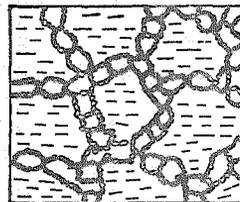
e).- *CASTILLO DE NAIPES*: Este tipo de estructuración ha sido estudiado por los investigadores Goldschmidt y Lambe, refiriéndose exclusivamente a las arcillas. Sostienen que tal estructuración se debe a la forma laminar que caracteriza a las arcillas y que en los bordes de las laminillas existe una concentración de carga positiva que provoca que esa zona localizada se atraiga con la superficie de cualquier partícula vecina.



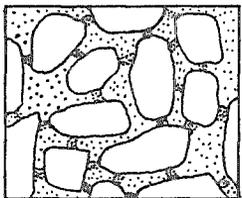
a). _ Simple



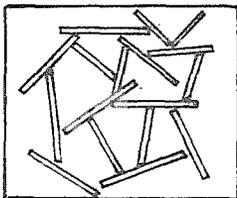
b). _ Panaloide



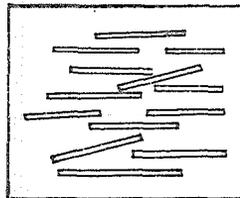
c). _ Floculenta.



d). _ Compuesta



e). _ Castillo de Naipes



f). _ Dispersa

 Ligante compacto.

 Ligante suelto.

Fig. II. 7.2

f).- *ESTRUCTURA DISPERSA*: Algunas investigaciones modernas han indicado que una hipótesis estructural del tipo de "castillo de naipes" puede aceptarse como real en muchos casos, pero quizá no sea la más estable como pudiera pensarse. Cualquier perturbación que pueda existir, como deformación por esfuerzo cortante, tiende a disminuir los ángulos entre las diferentes láminas del material. Conforme ésto sucede, actúan entre las laminillas, presiones osmóticas, mismas que llegan a equilibrar los esfuerzos que soporta la masa de suelo, impidiendo así que las láminas lleguen a tener contacto.⁴

II.8.- DETERMINACION DEL PH DE UN SUELO Y CONTENIDO DE MATERIA ORGANICA

La existencia en el suelo de restos visibles de -- plantas, hace sospechar la presencia de materia orgánica activa, que en avanzado estado de descomposición es difícil de descubrir. Los suelos orgánicos como los turbos, que corresponden a una fase inicial de la putrefacción, se identifican también fácilmente por la aparición de fibras. - El color del humus es gris o más o menos obscuro y por comparación a tierras vecinas, se identifica con bastante facilidad. Suele tener un olor ácido característico que se acentúa al calentarlo.

La determinación cuantitativa del contenido de materia orgánica de un suelo, está sujeta a muchos errores, pero para los efectos de la construcción, basta cerciorarse de que no rebase los límites admitidos por medio de un ensaye cualitativo colorimétrico del modo que a continuación se expone:¹

Por cuarteo, se separan 500 gr. de la muestra; en una probeta graduada de 250 cm³, se vierten 100 cm³ del material, se añe de una disolución de hidróxido sódico al 3% hasta completar 150 cm³, se agita la probeta tapada y se deja en reposo durante 24 horas.

Al cabo de éste tiempo, el color del líquido que sobrenada se compara con el de una disolución tipo que se tiene preparada de antemano.

DISOLUCION TIPO.

En una probeta con tapón, se mezclan 97.5 cm³ de disolución de hidróxido sódico al 3% con 2.5 cm³ de disolución de Acido Tánico al 2% en el 10% de alcohol. Se agita vigorosamente y se deja reposar durante 24 horas. El líquido tomará un color amarillento característico.

El efecto perjudicial de la materia orgánica, no se deriva de la materia fresca, constituida por grandes moléculas; sino de los geles amorfos coloidales de naturaleza ácida. El ácido húmico se halla presente en éstas sustancias.

Es sabido que las sustancias ácidas en contacto con el agua, liberan iones de hidrógeno de carácter eléctrico fuertemente positivo. Opuestas a los ácidos, son las bases; que, en las mismas circunstancias, desprenden elementos llamados oxidrilos, que es el resultado de la unión inestable de un átomo de oxígeno con uno de hidrógeno (OH). Los oxidrilos son, por el contrario del hidrógeno (H), radicales negativos. La cantidad de átomos de hidrógeno, presentes en la solución nos indicarán, pues, la acidez de la sustancia. En la práctica, la concentración de éstos iones positivos o cationes H^+ llamada potencial de hidrógeno, no se mide por su valor real, sino por el índice Sørensen que se designa por el símbolo pH. Prescindiendo de más explicaciones teóricas, diremos que cuanto menor es el valor del pH en una sustancia, mayor es el grado de acidez de ésta. El valor pH=7 corresponde a sustancias neutras tales como el agua; por lo tanto los valores entre cero y siete

corresponden a sustancias ácidas y de siete a catorce a sustancias básicas.

Para medir el PH de un suelo, se vierten 25 cm³ de la muestra previamente removida para homogeneizarla, en un matraz; se agregan unos 80 cm³ de agua destilada. Se agita el recipiente hasta enturbiar el agua por igual, se deja en reposo durante unos 15 minutos, se filtra y se deposita un poco de líquido en un platillo de losa blanca, vertiendo encima tres gotas de un "indicador de PH".

Inmediatamente, la solución del platillo cambia de color y comparando el tono de éste con el de unas muestras colorimétricas de papel especial, que se adquieren con el indicador, hasta encontrar una de igual colorido, no habrá mas que leer en una tabla que acompaña a la muestra colorimétrica, el PH que corresponde al suelo ensayado.¹

II.9.- CONTENIDO DE SULFATOS

Por lo general se poseen algunos informes de los suelos para sospechar en ellos la presencia de sulfatos, ya sea por la existencia de yacimientos de yeso en las proximidades, por la cercanía de manantiales sulfurosos u otras circunstancias conocidas por los habitantes de la región.

Los sulfatos son sales de ácido sulfúrico (H_2SO_4), y su presencia se detecta mediante la identificación en el suelo del radical SO_3 o trióxido de azufre.

La determinación del porcentaje de trióxido de azufre, debe confiarse a un laboratorio, o bien, si se tienen medios para ello, llevarlo a cabo como a continuación se describe:

Se muele en un mortero una cantidad de 50 gr. de la muestra representativa del suelo; previamente desecada a temperatura constante de 105° o 110° C. Se pesa la muestra molida con aproximación de 1 mg. y se introduce en un matraz, vertiendo en él agua destilada hasta completar un volumen de 250 cm³ y agregando 10 cm³ de ácido clorhídrico 1/20 N.

La mezcla se mantiene a una temperatura de 60° a 80° C. durante 24 horas; una vez transcurrido éste tiempo, se filtra y lava la mezcla con agua destilada caliente, para eliminar las trazas de ácido lo cual se comprueba con el papel tornasol.

Lo filtrado se lleva a ebullición y se agrega una solución de cloruro de bario al 5% (previamente diluida en 100 cm³ de agua) la cual se vierte gota a gota sobre el líquido caliente, hasta que deje de precipitar. Conviene añadir un exceso de algunos cm³ de cloruro de bario. La solución se mantiene justamente por debajo del punto de ebullición durante una hora, cubriendo el matraz con un vidrio de reloj. Pasado éste tiempo, se ensaya el líquido que sobrenada con unas cuantas gotas de solución de cloruro de bario para comprobar la completa precipitación. Si no se obtiene más precipitado, el líquido está listo para filtración.

La suspensión se filtra a través de un filtro - - Whatman No. 40. El precipitado, en el papel filtro se lava unas 10 veces con agua bien caliente, hasta que el agua del lavado no da precipitados de cloruros al ser ensayada con una solución R.A. de nitrato de plata.

El papel filtro húmedo se coloca en un crisol tarado y seco, se quema a la pequeña llama del mechero lentamente, cuidando que el papel no arda, y dejándolo carbonizar poco a poco. El calor se aumenta hasta que el crisol alcance un rojo débil y los volátiles sean ex-

pulsados.

Cuando el precipitado está blanco, el crisol se calienta al rojo blanco durante unos 10 minutos y posteriormente se enfría y se pesa el contenido. Para conocer el porcentaje de trióxido de azufre que el suelo ensayado contiene, se manejan los siguientes datos:

P_b = Peso original del suelo seco.

P_c = Peso del crisol

P_w = P_c + Peso de cenizas + Peso del precipitado.

P_a = Peso conocido de las cenizas del papel filtro.

P_p = Peso del precipitado del sulfato de bario.

P_p = $P_w - (P_c + P_a)$.

El porcentaje de SO_3 será:

$$SO_3 = \frac{P_p \times 0.34299}{P_b} \times 100$$

El resultado suele expresarse con una cifra decimal si es superior al 1% y con dos cifras significativas si es inferior al 1%.¹

III.- METODOS PARA ESTABILIZAR EL SUELO

III.1.- INTRODUCCION

Las técnicas con que se cuenta actualmente para modificar las propiedades de los suelos son muchas y de variada aplicación para los distintos tipos de suelo que se encuentran en la naturaleza, en éste capítulo se mencionarán solamente algunos de éstos métodos de estabilización sin llegar a profundizar en alguno de ellos. En capítulos posteriores, se tratarán de manera particular los métodos que pueden considerarse de más probable desarrollo en un futuro muy próximo.

III.2.- ESTABILIZACION POR COMPACTACION

Desde los tiempos más remotos los constructores -- han reconocido el valor de la compactación del suelo para producir masas más resistentes, libres de asentamientos y resistentes al agua. Por más de 2000 años la tierra ha sido apisonada con maderos pesados, por el paso continuo del ganado o compactada con cilindros o rodillos. El costo de éste trabajo bruto era mayor, en muchos casos, que el valor mismo de la compactación. Por otro lado, si la tierra se descarga en el lugar y no se compacta, frecuentemente falla por el efecto de las cargas y continúa asentándose por décadas. Fué R.R. Proctor quién indicó el camino de la compactación efectiva a bajo costo.⁵

Se puede definir a la compactación como el mejoramiento de las propiedades mecánicas de un suelo, por medios mecánicos. - Se distingue de la consolidación de los suelos en que, en éste último -- proceso el peso específico del material, crece gradualmente bajo la acción natural de sobrecargas impuestas que obligan la expulsión de agua -- por un proceso de difusión; ambos procesos involucran disminución de volumen, por lo que en el fondo son equivalentes.

La importancia de la compactación de los suelos, - estriba en el aumento de la resistencia y disminución de la capacidad de deformación que se obtiene al sujetar al suelo a técnicas convenientes - que aumentan su peso específico seco, disminuyendo sus vacíos. Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales.- Algunas ocasiones se hace necesario compactar el terreno natural, como - en el caso de cimentaciones sobre arenas sueltas.⁴

La compactación o reducción de la relación de vacíos se produce de varias maneras: reorientación de las partículas, fractura de los granos o de las ligaduras entre ellos seguida por reorientación y la flexión o distorsión de las partículas y sus capas adsorbidas.

La energía que se usa en éste proceso es suministrada por el esfuerzo de compactación de la máquina de compactar. La eficacia de la energía de compactación empleada dependerá de la naturaleza misma de los materiales que se estén tratando y de la manera como se esté aplicando el esfuerzo de compactación. En un suelo cohesivo, la compactación está acompañada, principalmente por distorsión y reorientación, las cuales son resistidas por las fuerzas de atracción de la cohesión. - A medida que la humedad del suelo aumenta, la cohesión disminuye, la resistencia se hace menor y el esfuerzo más efectivo. En un suelo no cohesivo o en roca fraccionada, la compactación del suelo se logra principalmente por la reorientación de los granos, aunque la fractura de los granos en los puntos de contacto es algunas veces un factor secundario importante. La reorientación es resistida por el rozamiento entre las partículas. La tensión capilar de la película de agua entre los granos aumenta la presión de contacto y por tanto la fricción. A medida que la humedad aumenta, la tensión capilar disminuye y el esfuerzo de compactación se hace más efectivo.

Sin embargo si la humedad es muy alta, la compacta

ción y por consiguiente la reducción de vacíos de los suelos, tanto cohesivos como no cohesivos los lleva a la saturación. El esfuerzo neutro -- que se crea, impide que continúe disminuyendo la relación de vacíos y, -- por lo tanto, el esfuerzo adicional de compactación que se aplique sera inútil pues se perderá. La saturación es por lo tanto, el límite teórico de la compactación para una humedad dada.⁵

Sin entrar en más consideraciones teóricas, pues -- éstas se pueden consultar en la bibliografía, diremos que los métodos -- usados para la compactación de los suelos dependen del tipo de los materiales con los que se trabaje en cada caso, los materiales friccionantes como la arena, se compactan eficientemente por métodos vibratorios en -- tanto que los suelos plásticos el procedimiento de carga estática resulta el más ventajoso.

En la práctica, éstas características se reflejan en los equipos disponibles para el trabajo, tales como plataformas vibratorias, rodillos lisos, neumáticos o pata de cabra. Hoy en día los equipos de campo han tenido gran desarrollo y existen en gran variedad de -- sistemas o pesos, de manera que se cuenta con la posibilidad de elegir -- los implementos más adecuados.

III.3.- ESTABILIZACION POR CONSOLIDACION ACELERADA:

(Precarga, drenes verticales de arena y bombeo).

El término consolidación acelerada puede definirse como el proceso por el cual se aplica a un terreno un método exterior antes de colocar o completar la estructura que desee construirse; se busca producir al suelo una precompresión que involucre tanto consolidación -- primaria como consolidación secundaria. Los métodos de consolidación acelerada se consideran apropiadas cuando el terreno de cimentación sea una arcilla blanda y compresible; obteniéndose mejores resultados aún, cuan-

do se tienen pequeñas lentes de arena interestratificadas en la masa de suelo. El fin último que se persigue, es frecuentemente lograr bajo éstos métodos el mismo asentamiento calculado para la futura estructura.

PRECARGA: Se designa como "precarga" al sistema de aplicar carga a los suelos de cimentación, previas a las cargas normales de operación de las estructuras en proyecto, teniendo como objetivo, incrementar la resistencia de los suelos blandos o sueltos y disminuir su compresibilidad cuando las estructuras definitivas se encuentren en operación.¹⁰

DRENES VERTICALES DE ARENA: Los drenes verticales de arena son un acelerador comprobado de los procesos de consolidación, principalmente en aquellos suelos en que existen lentes de material permeable, que sean atravesados por los drenes. Son perforaciones verticales rellenas de material permeable, de pequeño diámetro y de longitud suficiente para que sus efectos alcancen la totalidad del monto compresible o, por lo menos, al espesor que vaya a producir la mayor parte -- del asentamiento.⁸

BOMBEO: La extracción de agua de los mantos compresibles, es una forma de precargar el terreno por sí mismo, ya que conforme se abate el nivel freático, el material queda en condiciones de suelo saturado ($\delta_{sat} = \delta + \delta_w$). El sobrepeso inducido por el suelo saturado en los estratos que lo subyacen y en sí mismo, generan el proceso de consolidación acelerada; reflejándose ésto en el tiempo relativamente corto, en que el suelo adquiere resistencia así como una sensible disminución de su capacidad de deformación.

Casi todos los suelos finos pueden mejorarse con éste tipo de procedimientos, se han aplicado en limos orgánicos e inorgánicos, cualquier clase de arcilla, turbas, cenizas, basuras, rellenos -

sanitarios, etc. En muchas aplicaciones, éstos suelos han tenido contenidos de agua desde 20% a 1 000%.

III.4.- VIBROFLOTACION

La densificación de depósitos sueltos de arena mediante "Vibroflotación", fué descrito por primera vez en 1936 por Steverman en una revista rusa.

En Alemania, el sistema fué desarrollado por la firma Johann Keller y se le denominó Keller Vibratory Ram Pressure Process. Actualmente la patente alemana lo denomina VIBROCOMPACTACION.

En U.S.A. se desarrolló el sistema por el propio inventor Steverman con el auxilio de la compañía Parsons Brinckerhoff, Hall y Mac Donald.

Actualmente la patente americana, lo denomina VIBROFLOTACION.¹⁰

La Vibroflotación es un proceso por el cual se compactan arenas y suelos arenosos con fines de mejorar sobre todo, sus características de capacidad de carga, para soportar generalmente, cimentaciones superficiales.

La pieza central y clave del sistema, es el "Vibroflot", especie de vibrador gigante similar a los utilizados para el concreto. Tiene 40 cms. de diámetro (16") y 183 cms. de longitud (6'), pesa del orden de 2 ton. y mediante su masa excéntrica interna, puede desarrollar una fuerza horizontal de 10 ton. a 1800 rpm. desplazandose lateralmente del orden de 2 cms. (3/4"),

Para facilitar su operación de hincado y en general su funcionamiento, lleva chiflones de agua tanto en su parte inferior como superior, con los cuales puede suministrar agua a razón de 4 a 5 lts./seg. (60 a 80 gpm) con una presión de 4 a 6 kg/cm² (60 a 80 psi)

El proceso de densificación, en un punto dado de una cuadrícula seleccionada previamente, se inicia con el hincado de Vibroflot en el terreno arenoso, merced al chiflón inferior operado a toda su capacidad. El vibrador cuelga libremente de un cable operado por una draga ligera, y su velocidad de penetración en el terreno es del orden de 1 a 2 m (3 a 6 pies) por minuto.

El agua se introduce a un gasto mayor del que pueda drenarse libremente en el suelo, lo cual crea una condición momentánea de arena movediza, facilitando que el Vibroflot penetre por su peso propio a la profundidad deseada.

Al alcanzar la profundidad de proyecto, el chiflón inferior se cierra y empiezan a operar los chiflones superiores que dirigen su flujo hacia abajo, moderando el gasto para hacer que la arena se deposite en el fondo.

La densificación, empieza cuando al vibroflot, se le hace funcionar su masa excéntrica e inicia el retorno a la superficie por intervalos de 30 a 40 cm, alcanzando en cada etapa la densidad especificada. Simultáneamente se va agregando material granular por el borde del cono que se forma arriba, para ocupar el volumen extra, resultante de la densificación y para reemplazar el suelo barrido por los chiflones. Así se compactan tanto el suelo del lugar, como el que se va agregando.

En arenas limpias gruesas, el incremento en la den

sidad ocasiona un correspondiente aumento en el consumo de energía del motor, sirviendo esto como norma para el control del proceso.

Al iniciarse la vibración, el terreno aún suelto, ofrece poca resistencia a los desplazamientos del cabezal y la intensidad de corriente es baja, pero a medida que se compacta ofrece mayor resistencia al desplazamiento y la intensidad de corriente sube.

Con este procedimiento se forman columnas de 2.4 a 3.0 m. de diámetro en cada penetración del vibrador. Lógicamente el grado de compactación es máximo al centro de la columna y decrece radialmente.

En arenas limpias, el radio de influencia es del orden de 1.8 m. y decrece a 0.6 ó 0.9 m. en arenas con más del 20% de finos.

La experiencia indica que el proceso de densificación, es más eficiente en suelos arenosos limpios, de preferencia gruesos. Algunos investigadores como CAQUOT, A. and KERISEL, WEBB, D.L. and HALL, consideran que los suelos de partículas gruesas mejoran la transmisión de vibraciones al suelo y por lo tanto los recomiendan para ir llenando el hueco.

Por el contrario cuando los materiales por densificar contienen apreciable cantidad de finos, se reduce la eficiencia del método. Según Tschebotarioff aparentemente la reconsolidación por vibración de los suelos menos permeables, después que fueron aflojados por el chiflón, no ocurre suficientemente rápido. Sin embargo se tienen reportes donde se ha tenido éxito para suelos con 30% de finos en arenas muy finas, arenas finas con lentes de lodo, arenas finas con bolsas de arcilla y limos y arenas con capas de arcilla de varios pies de espesor.

En la tabla III.4.1, se presentan algunas experiencias del método.

El diseño de un tratamiento por vibroflotación, requiere que se especifique la densidad relativa que debe alcanzarse así como la distribución geométrica de los puntos de vibrado.

Cuando se utiliza este método se ha encontrado que:

- 1.- La densidad relativa, no pasa del 70% en puntos situados a más de 0.9 m. de un punto compactado por vibroflotación.
- 2.- El traslape es pequeño, cuando los puntos de vibrado están separados más de 2.4 m.
- 3.- Espaciamientos menores de 1.8 m. dan densidades relativas mayores del 70% dentro del área compactada.
- 4.- Se pueden superponer los efectos de compactación adyacentes.
- 5.- Distribuciones triangulares y cuadradas dan más o menos -- los mismos resultados, pero se prefiere la triangular por dar un mayor traslape.

Frecuentemente se escogen espaciamientos entre 2.1 y 2.4 m. D'Appolonia, Miller y Ware presentan un procedimiento para determinar el espaciamiento de los puntos de vibrado, a fin de alcanzar la densidad relativa especificada, basado en la curva de densidad relativa, contra distancia al punto de vibrado, considerando que pueden superponerse los efectos de compactaciones vecinas.

TABLA III. 4.1

PROYECTO	FECHA	SUELO	PROFUNDIDAD (m)	AREA TRATA- DA M ²	SEPARACION DE INCERSIONES (M ²)	DENSIDAD RELATIVA	
						% INICIAL	% FINAL
Edificio	1931	Arena	7.2	576	2.0	43	80
Silo	1940	Arena y Grava	4.6	—o—	—o—	63	85 a 90
Presa "ANDERS"	1948	SW 14% Finos	6.1	—o—	2.4	47	79
Horno y Chimenea	1949	Arena y Grava	3.7 a 4.9	836	2.1 a 2.4	7 a 58	70 a 100
Planta de FOSFATO	1951	Arena limpia suelta	3.7	14494	2.3	33	78
Molino de CELULOSA	1952	Arena Fina	4.9 a 6.1	16286	2.0 a 2.4	0 a 40	75 a 92
Mangar		Arena Gravosa					
		Arena Arenosa	6.1 a 9.1	2323	—o—	0	80
Planta de Fuerza	1954	Grava Arenosa	—o—	—o—	—o—	33 a 80	85 a 95
Isla de arena P/tunel	1975	Arena bien Graduada	6.1	—o—	2.4 a 3.7	—o—	—o—
Planta de Fuerza	1959	Arena y grava Gla- ciales	5.2	—o—	1.7 a 2.3	40 a 60	85 a 90
Dique Seco		1961	Relleno bien gra- duado	3.4	6317	3	50
Edificio 20 Pisos	1965	Arena Suelta	7.0	—o—	1.9	—o—	80
Muerto Pesquero	1966	Arena Suelta	6.0 a 12.0	32000	2.5	—o—	70
Edificio	1967	Arena fina suelta con inclusiones — Arcillosas	6.1	—o—	1.5 a 2.3	—o—	80
Fabrica de fertilizantes en tierra ganada	1968	Relleno limos arenas arcillo	7.6	—o—	1.8 a 2.0	—o—	Columnas de piedra
Silo de Azucar	1968	Arena fina, Arena limosa, Arena Arcillosa 30% Arcilla	9.1	37161	2.3	—o—	—o—
Fabrica		1968	Arena Dura 10% 200	6.7	18580	1.8	—o—
Tanque de Aceite	1968	Arena Dura suelta	3.7	—o—	—o—	—o—	—o—
Edificio	1968		4.6 a 6.1	2250	2.3	—o—	—o—

Dado que el método introduce suficiente agua en el terreno de la zona por tratar, para asegurar completa saturación del material, la ubicación del nivel freático no afecta la aplicabilidad del método.

Una consideración que se debe tomar en cuenta es que la acción del vibroflot puede reducir la resistencia a la penetración de capas de arena densa y debilitar las capas arcillosas.

Una variante del proceso original que nos permite aplicarlo a los suelos blandos y depósitos orgánicos con éxito es el método de Columnas de grava formados por vibroflotación.

Recientemente, con el desarrollo de los martillos vibrohincadores aplicados a pilotes, tablaestacas, etc., se ha puesto en funcionamiento un nuevo método alternativo para densificar suelos arenosos.

En este proceso se combina un martillo vibratorio con un elemento metálico columnar, el cual se va introduciendo verticalmente en cada sitio prefijado, siguiendo un patrón establecido.

Los suelos donde el método resulta aplicable deben ser granulares y saturados con rangos de tamaños entre 3 pulgadas y la malla 200, siempre que menos del 25% pase la malla 200.

En caso necesario puede añadirse agua para garantizar la saturación.

Dado que las vibraciones transmitidas al elemento columnar son básicamente verticales, el hincado se realiza normalmente sin ayuda de chiflones de agua.

III. 5.- ESTABILIZACION CON ADICION DE CEMENTO

La estabilización con adición de cemento, es una de las más utilizadas. Las prácticas relativas a ella arrancan de 1917; desde entonces, la utilización del suelo-cemento, que es el nombre con que se ha popularizado la mezcla de que se habla, se ha extendido por el mundo entero y crece cada día, sobre todo, pero no únicamente en casos conectados con las vías terrestres.

Los fenómenos químicos que ocurren entre suelo y cemento, cuando se mezclan con el adecuado contenido de agua, consisten en reacciones del cemento con los componentes silicosos de los suelos, que producen conglomerantes ligando a las gravas, arenas y limos; éste es el efecto básico en los suelos gruesos. Además el hidrato de calcio que se forma como consecuencia del contacto del cemento con el agua, libera iones de calcio muy ávidos de agua, que la toman de la que existe entre las laminillas de arcilla; el resultado de éste proceso es la disminución de la porosidad y la plasticidad del suelo arcilloso, así como el aumento de su resistencia y durabilidad.²

III. 6.- ESTABILIZACION CON ADICION DE CAL

La estabilización de suelos con cal parece ser la más antigua forma de mejoramiento de suelos en el que un proceso químico tiene relevante importancia. Hay evidencias de que la vía Apia, acceso a la antigua Roma, se construyó utilizando éstas técnicas. Las Técnicas de estabilización con cal hidratada son muy similares a las de estabilización con cemento, pero hay dos aspectos de diferencia. En primer lugar la cal tiene un campo de aplicación que se extiende en mayor proporción hacia los materiales más arcillosos y en contrapartida, se extiende algo menos hacia el lado de los materiales granulares. En segundo, está el uso cada día más extendido, que se hace de la estabilización con cal co-

mo un pretratamiento, lo que da un aspecto especial a muchos de los usos de la cal, pues en éstos casos no necesariamente han de satisfacerse todos los requerimientos de una estabilización definitiva.²

III.7.- ESTABILIZACION CON ADICION DE ASFALTO

Como en el caso de cualquier tipo de estabilización, es la economía la que conduce al empleo de materiales con aditivos que los hacen adecuados para su empleo y se ha encontrado que cuando dichos materiales están constituidos por limos, arenas y gravas, los productos asfálticos ocupan uno de los lugares primordiales para lograr una estabilización exitosa y económica. Los productos asfálticos se presentan en una gran variedad lo que aunado a la también alta diversidad de suelos empleados, hace que la estabilización con asfalto sea una técnica muy usada y muy efectiva. Obviamente, en estas especialidades se toman en cuenta otras variables de igual importancia, entre las que podrían citarse a manera de ejemplo al clima y al equipo de construcción disponible.

En algunas ocasiones se han aplicado productos asfálticos a las arcillas mediante riegos, buscando únicamente lograr la impermeabilidad superficial, tanto en estado natural como compactada; en cambio, en la estabilización de suelos no cohesivos, el asfalto produce cohesión.

En la naturaleza por lo general nunca se encuentran las arenas o gravas totalmente libres de material fino por lo que se debe tener en cuenta lo dicho anteriormente, se ha limitado la aplicabilidad de los productos asfálticos a ciertos suelos, dependiendo de su granulometría y plasticidad de los finos. M. Velázquez (Ref. 17) indica que si el índice plástico de los finos es superior a 6, los resultados que se obtendrán en la estabilización serán dudosos o de plano pueden estar

condenados al fracaso; mientras que si el índice plástico es menor de 4 se pueden esperar muy buenos resultados. No existen serias restricciones en lo que respecta a la granulometría de los suelos a estabilizar, -- Ingles y Metcalf (Ref. 16) mencionan que se obtienen resultados satisfactorios con suelos que contienen hasta 75% de partículas menores que -- 0.075 mm.

Las especificaciones francesas admiten partículas con tamaños máximos hasta de 31.5 mm. cuando la capa estabilizada con asfalto formará parte de una sub-base. Adicionalmente se exige en dichas -- especificaciones, que el material no contenga materia orgánica ni tenga características plásticas.

En el caso de estabilización de suelos con asfalto, deben tenerse muy presentes los preceptos indicados ampliamente para el caso de mezclas asfálticas, sobre todo en lo referente a efectos de afinidad entre el producto asfáltico y el suelo.

La Ref. 20 nos presenta algunos criterios (Fig. -- III.7.1) para poder seleccionar el tipo de estabilizante asfáltico en -- concordancia con las propiedades de los suelos a estabilizar y su fun---ción.

III.8.- OTROS ESTABILIZANTES QUIMICOS

De acuerdo a su origen, los estabilizantes quími--cos se han clasificado en estabilizantes de naturaleza orgánica e inorgánica. Los primeros, suelen estar afectados por menos problemas de patentes y otras restricciones comerciales y todavía pueden subdividirse en -- estabilizantes de tipo ácido, de tipo neutro y de tipo alcalino. El primero y el tercero de éstos grupos actúan químicamente sobre los componen

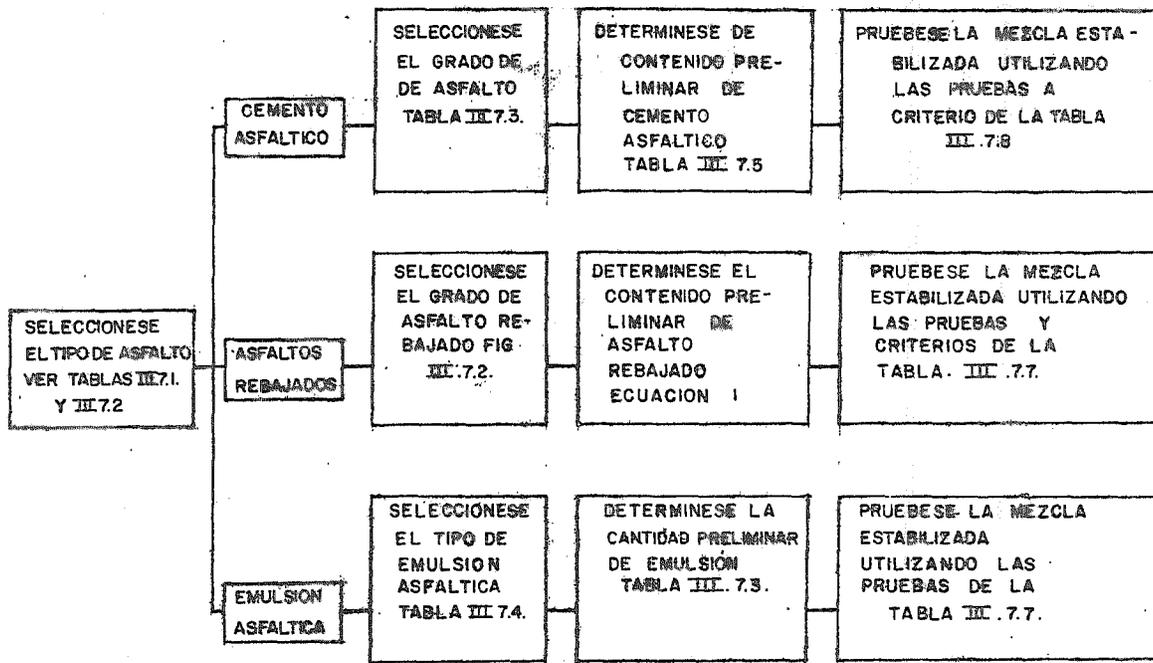


FIG. III.7.1 SUB-SISTEMA PARA LA ESTABILIZACION CON PRODUCTOS ASFALTICOS DE LA CAPA BASE

Grado del Asfalto

Rebajado

Denominación

Denominación

Antigua

Nueva

5

3000

4

1500

3

900

2

250

1

70

FR

FM

FL

140

115

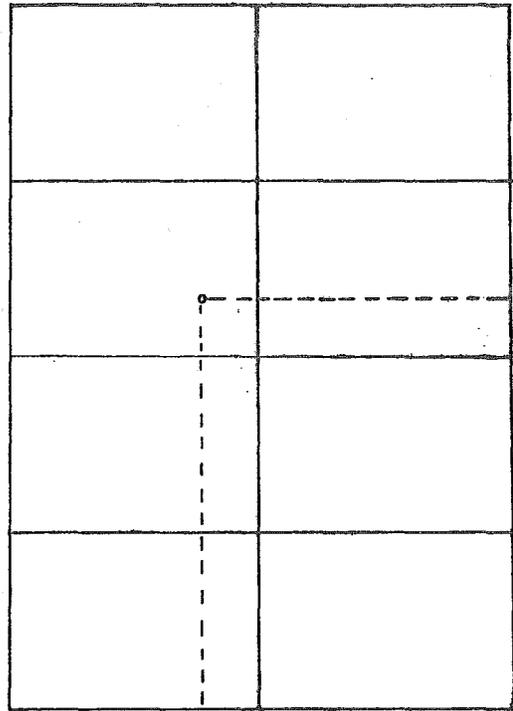
100

90

65

40

TEMPERATURA DEL AGREGADO EN P F



% que pasa la malla No. 200

Fig.III.7.2.SELECCIÓN DEL TIPO DE ASFALTO REBAJADO PARA LA ESTABILIZACION

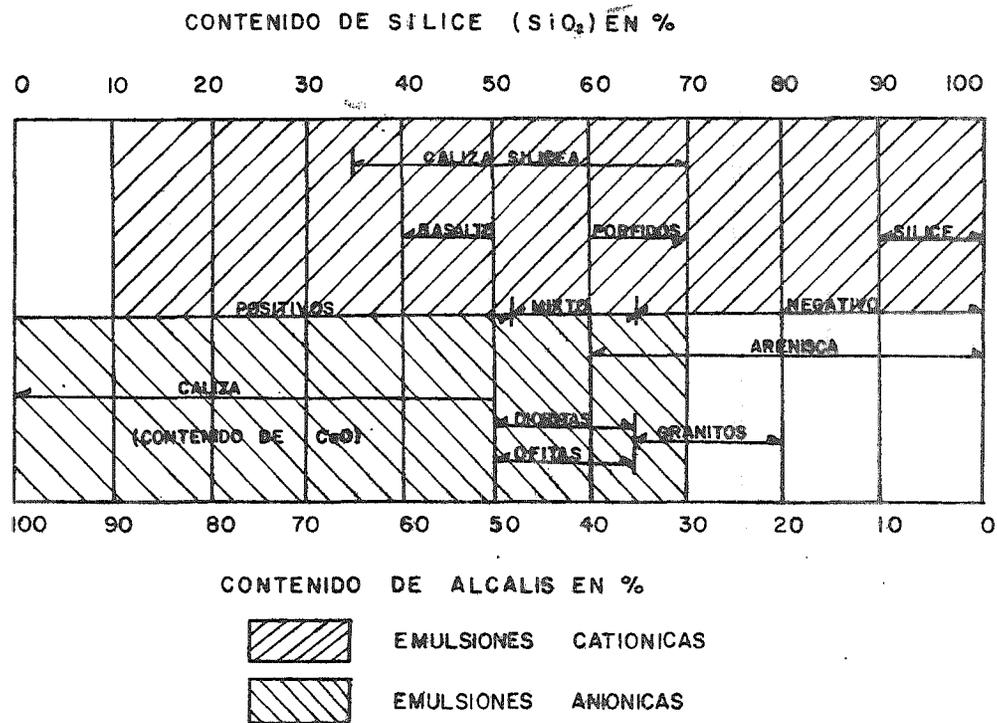


Fig. III. 7.3 CLASIFICACION DE LOS AGREGADOS

SELECCION DEL TIPO ADECUADO DE ASFALTO CON FINES DE ESTABILIZACION			
MEZCLA	ARENA - ASFALTO	SUELO - ASFALTO	ASFALTO CON GRAVA TRITURADA O GRAVA - ARENA - ASFALTO
CALIENTE	CEMENTOS ASFALTICOS 60 a 70 CLIMA CALIENTE 85 a 100 120 a 150 CLIMA FRIO		CEMENTOS ASFALTICOS 45 a 50 CLIMA CALIENTE 60 a 70 85 a 100 CLIMA FRIO
FRIA	ASFALTOS REBAJADOS (VER FIG. III.7.2)	ASFALTOS REBAJADOS (III.7.2)	ASFALTOS REBAJADOS (III.7.2)
EMULSIONES	EMULSIONES (VER TABLA III.7.3) (VER FIGS. III.7.1 y III.7.2) PARA SELECCIONAR EL TIPO DE EMULSION.	EMULSIONES (VER TABLA III.7.4) VER FIGS. III.7.1 y III.7.3) PARA SELECCIONAR EL TIPO DE EMULSION.	EMULSIONES (VER TABLA III.7.4) (VER FIGS. III.7.1 y III.7.3) PARA DETERMINAR EL TIPO DE EMULSION.

TABLA III.7.1

PROPIEDAD GRANULOMETRICA	PROPIEDADES GEOTECNICAS DE LOS MATERIALES ADECUADOS PARA LA ESTABILIZACION CON ASFALTO.		
	ARENA-ASFALTO	SUELO-ASFALTO	GRAVA-ARENA-ASFALTO
%QUE PASA			
1.1/2"			100
1.0"	100		
3/4"			
Nº 4	50 a 100	50 a 100	60 a 100
Nº 10	40 a 100		35 a 100
Nº 40		35 a 100	13 a 50
Nº 100			8 a 35
Nº 200	5 a 12 Buena	3 a 20	
	Regular	0 a 30 y 20 a 30	0 a 12
Limite	Malo	> 30	
Liquido	Buena	< 20	
	Regular	20 a 30	
	Malo	30 a 40	
	Inadecuado	> 40	
Indice	10 Buena	< 5	
plastico	Regular	5 a 9	
	Malo	9 a 12	< 10
	Inadecuado	> 12	

TABLA III. 7.2

DETERMINACION DEL GRADO DE CEMENTO ASFALTICO PARA LA ESTABILIZACION DE BASES		
INDICE DE TEMPERATURA DEL PAVIMENTO (a)	GRADO DEL ASFALTO (PENETRACION EN 0.1mm.)	(a) La suma para el periodo de un año de los incrementos superiores a 75° F de los promedios mensuales de las temperaturas máximas diarias.
NEGATIVO	100 a 120	
0-40	85 a 100	
40-100	60 a 70	
100- más	40 a 50	

TABLA III.7.3

SELECCION DEL TIPO DE EMULSION ASFALTICA PARA ESTABILIZACIONES		
PORCENTAJE QUE PASA MALLA N° 200	CONTENIDO DE AGUA EN EL SUELO HUMEDO	EN EL SUELO SECO
	(5% o mas)	(0 a 5%)
0 a 5	SS - 1h (o SS - KH)	SM - K (o SS - 1h) a
5 a 15	SS - I, SS - 1h (o SS - K, SS - KM)	SM - K (o SS - 1h, SS - I) a
15 a 25	SS - I (o SS - K)	SM - K.

Nota: Determinese en las figuras III.7.1 y III.7.3 si se utiliza una emulsion anionica o cationica.

a) Debera humedecerse previamente al suelo con agua antes de utilizar estos tipos de emulsiones asfalticas.

TABLA III. 7.4

SELECCION DE CONTENIDOS DE ASFALTO PRELIMINARES PARA LA
CONSTRUCCION DE CAPAS DE BASE.

FORMA DEL AGREGADO Y TEXTURA SUPERFICIAL	PORCENTAJE DE ASFALTO CON RESPECTO AL PESO SECO DEL AGREGADO
REDONDEADO Y LISO	4
ANGULAR Y RUGOSO	6
INTERMEDIO	5

ECUACION I

$P = 0.02 (a) + 0.07 (b) + 0.15 (c) + 0.20 (d)$ en donde:

P= PORCENTAJE DE PRODUCTO ASFALTICO CON RESPECTO AL PESO SECO DEL AGREGADO

A= PORCENTAJE DEL AGREGADO RETENIDO EN LA MALLA N° 50

B= PORCENTAJE DEL AGREGADO RETENIDO EN LA MALLA N° 100 Y PASA A LA 50

C= PORCENTAJE DEL AGREGADO RETENIDO EN LA MALLA N° 200 Y PASA A LA 100

D= PORCENTAJE DEL AGREGADO QUE PASA LA MALLA N° 200

TABLA III.7.5

% QUE PASA LA MALLA 200	CONTENIDO DE EMULSION ASFALTICA						
	% DE EMULSION ASFALTICA CUANDO EL PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA N° IO ES						
	50 o menos	60	70	80	90	100	
0	6.0	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	
2	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	
4	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	
6	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	
8	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	
10	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4	
12	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4	8.6	
14	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4	
16	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	
18	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	
20	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	
22	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	
24	6.0	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	
25	6.2	6.4	6.6	6.9	7.1	7.3	

TABLA III.7.6(Ref.20)

PRUEBA DE MARSHAL	CRITERIO CON BASE EN UNA TEMPERATURA DE PRUEBA DE 77°F	
	MINIMO	MAXIMO
ESTABILIDAD (Lbs.)	750	-----
FLUJO (0.01 Pulg.)	7	16
VACIOS EN LA MEZCLA (%)	3	5

TABLA III.7.7

TABLA III.7.8 CRITERIO DEL METODO DE MARSHAL PARA LA DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO DE ASFALTO

PROPIEDAD	TIPO DE MALLA	PUNTO EN LA CURVA		CRITERIO	
		P=100 PSI (a)	P=200 PSI (a)	P=100 PSI (a)	P=200 PSI (a)
ESTABILIDAD	CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO.	MAX.DE LA CURVA	MAX.DE LA CURVA	500 LBS.O MAYOR	1800 LBS.O MAYOR
	BASE NEGRA	MAX.DE LA CURVA (b)	MAX.DE LA CURVA (b)	500 LBS.O MAYOR	1800 LBS.O MAYOR
	ARENA-ASFALTO	MAX.DE LA CURVA	-----	500 LBS.O MAYOR	-----
PESO UNITARIO	CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO	MAX.DE LA CURVA	MAX.DE LA CURVA	NO SE USA	NO SE USA
	BASE NEGRA	NO SE USA	NO SE USA	NO SE USA	NO SE USA
	ARENA-ASFALTO	MAX.DE LA CURVA	-----	NO SE USA	NO SE USA
FLUJO	CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO	NO SE USA	NO SE USA	20 O MENOS	16 O MENOS
	BASE NEGRA	NO SE USA	NO SE USA	20 O MENOS	16 O MENOS
	ARENA-ASFALTO	NO SE USA	NO SE USA	20 O MENOS	16 O MENOS
% DE VACIOS EN LA MEZCLA TOTAL	CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO	4 (3)	4 (3)	3A5 (2A4)	3A5 (2A4)
	BASE NEGRA	5 (4)	6 (5)	4A6 (3A5)	5A7 (4A6)
	ARENA-ASFALTO	6 (5)	- (-)	5A7 (4A6)	--(---)
% DE VACIOS LLENOS CON ASFALTO	CARPETA DE CONCRETO ASFALTO	80 (85)	75 (80)	75A85 (80A90)	70A80 (75A85)
	BASE NEGRA	70 (75)	60 (65) (b)	65A75 (70A80)	70A80 (55A75)
	ARENA-ASFALTO	70 (75)	---(---)	65A75 (70A80)	---(---)

(a) Los datos en paréntesis se deberán usar para el peso específico volumétrico (absorción de agua mayor 2.5%)

(b) Si en promedio la inclusión de contenidos de asfalto para estos puntos caen fuera de especificaciones el contenido de asfalto debería ajustarse para que los vacíos en la mezcla total queden dentro de especificaciones.

tes del suelo, así en las arcillas, atacan directamente los minerales que la constituyen, teniendo como resultado de la reacción, compuestos de naturaleza cementante. Los estabilizantes neutros alteran las propiedades físicas de los suelos tales como el peso volumétrico.²

— CLORURO DE SODIO: Se ha usado como un estabilizante de acción no muy durable, es efectivo en todos los tipos de suelos, aunque mucho menos en aquellas que contienen materia orgánica. Normalmente el cloruro de sodio actúa como floculante y desde éste punto de vista ayuda a la compactación. Un uso muy particular es la disminución de permeabilidad que produce en muchas arcillas, lo que lo hace útil en el tratamiento de arcillas expansivas. La sal también aumenta la resistencia del suelo, así como beneficia su comportamiento frente al fenómeno de la congelación. La desventaja principal del uso de la sal como estabilizante, radica en que es muy soluble en el agua y, por lo tanto fácilmente lavada.²

— SULFATO DE CALCIO Y CLORURO DE CALCIO: El efecto de éstas sustancias, sus ventajas y desventajas, son muy similares a las del cloruro de sodio, pero es común que su efecto en la compactación sea mucho menos marcado, así como también su efecto en la permeabilidad, característica a la que a veces incrementa, con lo que aumenta la posibilidad de remoción por lavado. El yeso se ha usado frecuentemente como aditivo para acelerar el fraguado en mezclas de suelo cemento; pero su uso debe ser contemplado con cierta reserva.²

— RESINAS Y POLIMEROS: El vinsol es la resina que más frecuentemente se ha utilizado como estabilizante, los resultados que se han obtenido son variables, pero alentadores, su acción se circunscribe a la de estabilizante de la mezcla ante la acción del agua; ésta es la característica, actuando como estabilizantes de todas las resinas y polímeros. Los contenidos de resina y polímeros varían normalmente entre 1 y 2% del total de la mezcla y únicamente pueden usarse con suelos ácidos.

Debido a su origen orgánico, las resinas y polímeros son fácilmente degradables en presencia de bacterias, hecho significativo, debido a que ello limita su vida. Aunado a lo anterior, la efectividad de éstos productos es muy variable, según el tipo de suelo y su utilización probablemente se justifica pocas veces, pues se puede sustituir por sal común, más barata y tanto o más efectiva.²

— HIDROXIDO DE SODIO: También conocida como sosa cáustica, aún no se conoce muy bien los efectos de la sosa como estabilizante, pero en la India se ha usado en suelos lateríticos con resultados muy favorables. Aunque el costo de la sosa es muy elevado, puede usarse en pequeñas proporciones.

La principal desventaja de la sosa es su causticidad que es un peligro para su manejo y de que se carbonata en el aire perdiendo rápidamente su poder; su principal ventaja es la facilidad con que se aplica y la ayuda que se presenta para la compactación, se puede usar con mayor ventaja en arcillas caoliniticas de tipo laterítico y con arcillas caoliniticas ricas en aluminio; sin embargo en arcillas montmoriloníticas su efecto es nulo.

El efecto principal del hidróxido de sodio mezclado con los suelos arriba mencionados, es el incremento de su resistencia a la compresión simple con la edad. La Fig. III.8.1 muestra como se comporta la resistencia a la compresión simple con la edad, de un caolín estabilizado con 10% de hidróxido de sodio.²

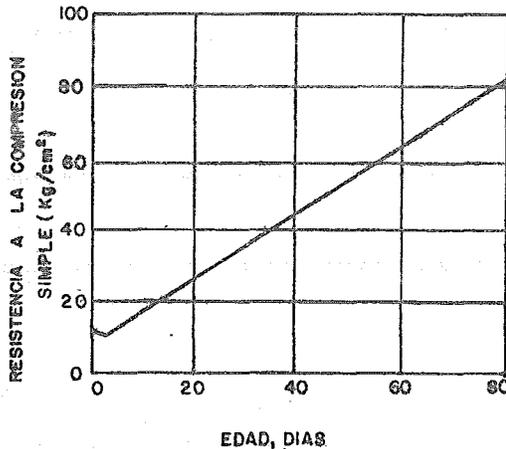


Fig III. 8.1 (Ref.2)

III.9.- ESTABILIZACION POR CALCINACION

Este método de estabilización tiene su principio básico en la observación de como el calor convierte cualquier arcilla en un ladrillo resistente. A temperatura suficiente, el proceso se vuelve irreversible y la resistencia adquirida no se pierde ni por inmersión; este efecto se logra elevando la temperatura del suelo al orden de los 900° C, lo que representa una magnitud demasiado elevada para estabilizaciones en gran escala. En la práctica y para éstos problemas, resulta suficiente llegar a temperaturas en que la rehidratación de las arcillas resulte imposible y esto se logra con valores comprendidos entre los 200 y 400° C.²

Se conocen varios procedimientos de aplicación del

método; por un lado se tiene el que consiste en aplicar directamente la llama a la superficie, y por otro, la circulación de gas calentado. El primer método se utilizó por vez primera en Rumania y consiste en practicar en el suelo dos barrenos inclinados e intercomunicados en un punto en el que se provoca la combustión; el primer barreno permite la entrada del combustible y el segundo sirve para que escapen los gases producto de la combustión.² El segundo método fué desarrollado por la técnica rusa y consiste en practicar una perforación vertical de 10 a 20 cm. de diámetro que atraviese totalmente la masa de suelo que se pretenda estabilizar. En el fondo del barreno se establece la cámara de combustión colocando un quemador de petróleo o gas con aire comprimido, para producir una columna de gases encendidos que calienta las paredes de la perforación a temperaturas superiores a 1100° C.⁵ En los suelos porosos y secos, como los loess, se asegura que los gases encendidos penetran en la masa de suelo. Las paredes de la perforación se vitrifican rápidamente formando un cilindro vidrioso y después el calor se difunde dentro de la masa por conducción. En una zona de unos pocos decímetros alrededor del agujero el suelo queda parcialmente vitrificado formando una masa como de ladrillo que no se deteriora; a una distancia mayor el suelo se estabiliza por desecación.⁵

El calentamiento es particularmente útil para reducir el potencial de expansividad de los suelos arcillosos.²

Por otro lado, el costo de la estabilización por calcinación, depende de la humedad del suelo, su conductibilidad térmica y la disponibilidad de combustible. En suelos secos y en áreas donde el combustible es abundante y barato, es aparentemente económica. Algunos autores llaman a éste método "alteración térmica" término que también puede ser aplicado a la estabilización por congelamiento, por lo que se considera inapropiado usarlo para un solo caso.

III.10.- ESTABILIZACION POR CONGELAMIENTO

El congelar el suelo es equivalente a cementarlo con hielo, ya que el agua contenida en él, se congela formando un esqueleto que le da resistencia. Se trata de un método de estabilización para casos de extrema urgencia, debido sobre todo al alto costo que implica un sistema de éste tipo, así como mantenerlo en operación. Con éste método se logra convertir rápidamente un suelo blando en un sólido fuerte, impermeable e incompresible.⁵

El procedimiento para aplicar éste método de estabilización consiste en introducir en la masa de suelo a tratar, un par de tubos coaxiales; por el tubo central se introduce un refrigerante a temperaturas bajas -cuyo valor depende del tipo de suelo- mismo que retorna por el espacio que existe entre ambos tubos, enfriando de ésta manera hasta la congelación el suelo que circunda al tubo exterior. Un conjunto de tubos coaxiales como se ha descrito, instalados en el suelo convenientemente, forma una verdadera barrera que permite aislar áreas de trabajo.

Se sabe que en suelos arenosos, el agua se congela aplicando temperaturas del orden de $0^{\circ} C^2$, mientras que en arcillas la temperatura necesaria para lograr el mismo fin se suele ser mucho menor, generalmente de hasta $-18^{\circ} C.$ ⁵

Las técnicas de congelación se han utilizado sobre todo en conexión con la construcción de cimentaciones profundas en arcillas para edificios muy grandes. En la Unión Soviética, las técnicas de congelación son bastante socorridas y se han empleado en la excavación de túneles, minas, puertos y en la construcción de ferrocarriles metropolitanos.² También se ha empleado ésta técnica, en detener deslizamien

tos así como para solidificar el suelo bajo un rascacielos en peligro - de derrumbarse por un asentamiento excesivo.⁵

III.11.- ESTABILIZACION ELECTROSMOTICA

En la mayoría de los suelos en que habrán de practicarse excavaciones bajo el nivel freático, el proceso de bombeo puede realizarse por cualquier método o una combinación de éstos, sin embargo, algunos materiales como limos, limos arcillosos, arenas arcillosas y arcillas, materiales muy impermeables, no pueden ser drenados por gravedad debido a su baja permeabilidad hidráulica; esto hace que el efecto de la extracción de agua del subsuelo se propague muy lentamente, con el consiguiente retraso en la ejecución de la obra.

Para acelerar el procedimiento de abatimiento de - la superficie libre del agua dentro de la masa de suelo, se ha recurrido a la aplicación del fenómeno electrosmótico, haciendo uso del efecto acelerador del flujo de agua producido por una corriente eléctrica continua aplicada al suelo.

Se introducen en el suelo dos electrodos y se aplica una corriente continua; el agua contenida en el suelo tenderá a emigrar del polo positivo (ánodo) al polo negativo (cátodo). Al emplear como cátodo un pozo de bombeo, el agua que fluye hacia él, puede ser extraída del subsuelo por bombeo.¹¹ Posteriormente se tratará en forma más detallada éste tema; por lo pronto baste decir que el objetivo principal que se persigue al abatir el nivel freático del suelo, no es el poder ejecutar los trabajos de excavación en seco, sino que existe otro aspecto no menos importante como es el hecho de tener taludes estables, así como - seguridad de que no se presentará un bufamiento en el fondo de la excavación.

IV.- IDENTIFICACION DE SUELOS PARA FINES DE ESTABILIZACION

IV.1.- INTRODUCCION

Cuando un agricultor califica un suelo de pesado - o ligero, según la facilidad con que penetra en él, la reja del arado, - no hace otra cosa más que clasificarlo o identificarlo con un tipo de terreno ya experimentado. El criterio para tal clasificación ha sido puramente mecánico.¹

Del mismo modo, el constructor que quiere aplicar el suelo a una obra determinada, ha de examinarlo con un criterio simple comparándolo con un tipo cuya aptitud para el objetivo que se propone sea conocido. Sin embargo no siempre es suficiente la experiencia que el constructor posea para afirmar que con lo anteriormente dicho basta; ya que la naturaleza y propiedades de los suelos pueden variar enormemente en unos cuantos metros y por lo tanto cada problema que se presente en relación a éste elemento, es tan particular que no deben extrapolarse soluciones obtenidas en circunstancias tal vez muy similares, pero jamás iguales.

Para el diseño y construcción de estructuras importantes, la clasificación debe ser complementada con pruebas de laboratorio que determinen las características de comportamiento del suelo, tales como permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante y compresibilidad, que en numerosas ocasiones no son satisfactorias, destacándose en éstas circunstancias, las ventajas que representa contar con las técnicas de estabilización de suelos que, a fin de aplicarse con éxito, el suelo "no apto" deberá ser sometido al tratamiento más adecuado. Para la elección del método de estabilización el ingeniero cuenta con diversos elementos de juicio y técnicas de clasificación, que en el cuerpo de es-

son pruebas de campo, mientras que la obtención del Límite Líquido y del Límite Plástico se efectúan en el laboratorio. En la Fig. IV.2.1 se muestra la carta de plasticidad tal y como se usa actualmente.⁴

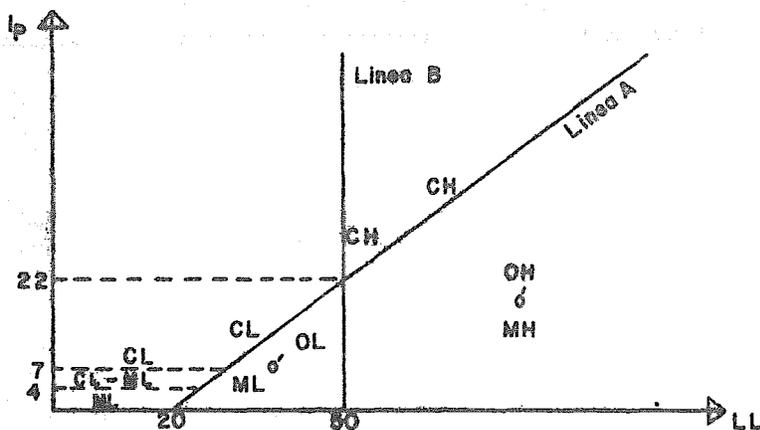


Fig IV.2.1. Carta de Plasticidad.

Como se puede observar, en la carta de plasticidad se emplean símbolos cuyo significado se muestra en la Tabla IV.2.1, complementándose con otros; destinados al grupo de los granos gruesos.

Las partículas mayores de 76.2 mm. (3 pulg.) quedan excluidas de éste sistema de clasificación; sin embargo, la cantidad

de partículas de tamaño más grande de éste, puede ser de gran importancia en la selección de bancos de préstamo para material de terraplenes; por lo tanto, los informes de exploraciones deben contener, siempre, datos sobre la cantidad y tamaño de fragmentos mayores de 76.2 mm.⁶

La materia orgánica (O) es, con frecuencia, un -- componente del suelo, pero no se le asigna un tamaño de grano específico ya que éste varía desde partículas coloidales de dimensión molecular hasta pedazos de materia vegetal, parcialmente descompuesta, de varios centímetros de longitud.

SIMBOLO	PALABRA	IDIOMA	S I G N I F I C A D O
C	CLAY	INGLES	ARCILLA
G	GRAVEL	"	GRAVA
H	HIGH	"	ALTO (Propiedad en grado elevado)
L	LOW	"	BAJO (Propiedad en grado restringido)
M	MOO	SUECO	LIMO
O	ORGANIC	INGLES	PROCEDENCIA ORGANICA
P	POORLY	"	POBREMENTE (Carencia de cierta - cantidad)
Pt	PEAT	"	TURBA
S	SAND	"	ARENA
U	UNIFORMITY	"	UNIFORMIDAD DEL TAMAÑO DE GRANO
W	WELL	"	BIEN (Buena graduación granulométrica)

TABLA IV.2.1.- Simbología del S.U.C.S. (Ref. 1)

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - Tabla IV.2.2- es la primer herramienta del ingeniero para conocer cualitativamente las propiedades mecánicas de los suelos. Por ejemplo; tenemos que al observar la carta de plasticidad, conservando constante el LL, la tenacidad y la resistencia en estado seco aumentan con el Índice Plástico. Sin embargo, para determinar el método óptimo de estabilización que ha de aplicarse a un suelo, no basta con la clasificación que del S.U.C.S. pudiera obtenerse pues siempre será necesaria información adicional o por separado.

IV.3.- COMPARACION DE LOS GRUPOS DE SUELOS DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA INGENIERIA

Como una consecuencia del énfasis que, en el S.U.C.S. se pone sobre el comportamiento del suelo, es posible indicar las propiedades típicas de los diversos grupos de suelos incluidos en esta clasificación; conocer cualitativamente la manera en que se comportará el suelo clasificado, permite compararlo con otras clases de materiales de construcción o cimentación. En la Tabla IV.3.1 están contenidos los diferentes grupos de suelo así como su posible utilización dentro del campo de la ingeniería civil.

En la Tabla IV.3.1, se presentan cuatro propiedades importantes de los suelos típicos de cada grupo de clasificación.

- Permeabilidad, una vez compactado.
- Resistencia al esfuerzo cortante, una vez compactado y saturado.
- Compresibilidad, una vez compactado y saturado.
- Manejabilidad, como material de construcción.

AD RELATIVA A VARIOS USOS						
DES DE CANALES		CIMENTACIONES		CAMINOS		
CICLO DE VIDA	REVESTIMIENTO DE TERRAZA COMPACTADA	FILTRACIONES IMPORTANTES	FILTRACIONES SIN IMPORTANCIA	TERRAPLENES		CARPETA DE RODAMIENTO
				NO EXISTE LA POSIBILIDAD DE ESPONJAMIENTO POR CONGELACION	EXISTE LA POSIBILIDAD DE ESPONJAMIENTO POR CONGELACION	
Gr	—	—	1	1	1	3
Gr	—	—	3	3	3	—
Gr	4	1	4	4	9	5
Gr	1	2	6	5	5	1
A	—	—	2	2	2	4
A	—	—	5	6	4	—
A	5 Erosion critica	3	7	8	—	6
A	2	4	—	7	6	—
L	6 Erosion critica	6	9	10	11	2
A	3	5	10	9	7	7
L	7 Erosion critica	7	11	11	12	—
L	—	8	12	12	8	—
A	8 Cambios criticos de volumen	9	13	13	8	—
A	—	10	14	14	14	—
T	—	—	—	—	—	—

TABLA IV 3.1 (Ref. 6)

NOMBRES TÍPICOS DE LOS GRUPOS DE SUELO	SIMBOLO DEL GRUPO	PROPIEDADES IMPORTANTES				ADAPTABILIDAD RELATIVA A VARIOS USOS									
		PERMEABILIDAD DEL SUELO COMP.	RESISTENCIA AL CORTANTE COMPACTADO Y SATURADO	COMPRESIBILIDAD COMPACTADO Y SATURADO	TRABAJABILIDAD COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION	PRESAS DE TIERRA COMPACTADA			SECCIONES DE CANALES		CIMENTACIONES		CAMINOS		CARPETA DE RODAMIENTO
						SECCION DE MATERIAL HOMOGENEO	CORAZON IMPERMEABLE	ZONA DE TRANSICION	RESISTENCIA A LA EROSION	REVESTIMIENTO DE TIERRA COMPACTADA	FLTRACIONES IMPORTANTES	FLTRACIONES SIN IMPORTANCIA	NO EXISTE LA POSIBILIDAD DE ESPONJAMIENTO POR CONGELACION	EXISTE LA POSIBILIDAD DE ESPONJAMIENTO POR CONGELACION	
Gravas bien graduadas; mezclas de grava y arena, pocos finos o ninguno.	GW	Permeable	Excelente	Despreciable	Excelente	—	—	1	1	—	—	1	1	1	3
Gravas mal graduadas; mezclas de grava y arena, pocos finos o ninguno.	GP	Muy permeable	Buena	Despreciable	Buena	—	—	2	2	—	—	3	3	3	—
Gravas limosas; mezclas mal graduadas de grava, arena y limo.	GM	Semipermeable a permeable	Buena	Despreciable	Buena	2	4	—	4	4	1	4	4	9	5
Gravas arcillosas; mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla.	GC	Impermeable	Buena o regular	Muy baja	Buena	1	1	—	3	1	2	6	5	5	1
Arenas bien graduadas; arenas grovas; pocos finos o ninguno.	SW	Permeable	Excelente	Despreciable	Excelente	—	—	3 con grava	6	—	—	2	2	2	4
Arenas mal graduadas; arenas grovas; pocos finos o ninguno.	SP	Permeable	Buena	Muy baja	Regular	—	—	4 con grava	7 con grava	—	—	5	6	4	—
Arenas limosas; mezcladas de arena y limo.	SM	Semipermeable a impermeable	Buena	Baja	Regular	4	5	—	8 con grava	5 Erosion critica	3	7	8	—	6
Arenas arcillosas; mezcladas de arena y arcilla.	SC	Impermeable	Buena o regular	Baja	Buena	3	2	—	5	2	4	7	6	—	—
Limos inorganicos y arenas muy finas; polvo de roca arenas finas arcillosas o limosas de baja plasticidad.	ML	Semipermeable a impermeable	Regular	Media	Regular	6	6	—	—	6 Erosion critica	6	9	10	11	2
Arcillas inorganicas de plasticidad baja a mediana arcillas grovas arcillas arenosas; arcillas limosas; arcillas pobres.	CL	Impermeable	Regular	Media	Buena o regular	5	3	—	9	3	5	10	9	7	7
Limos organicos y arcillas limosas organicas de baja plasticidad.	OL	Semipermeable a impermeable	Baja	Media	Regular	8	8	—	—	7 Erosion critica	7	11	11	12	—
Limos inorganicos; suelos arenosos finos o limosos micaceos o diatomaceos, limos elasticos	MH	Semipermeable a impermeable	Regular a baja	Alta	Mala	9	9	—	—	—	8	12	12	8	—
Arcillas inorganicas de alta plasticidad muy compresible; arcillas francas.	CH	Impermeable	Baja	Alta	Mala	7	7	—	10	8 Cambios criticos de volumen	9	13	13	8	—
Arcillas organicas de plasticidad mediana o alta.	OH	Impermeable	Baja	Alta	Mala	10	10	—	—	—	10	14	14	14	—
Turba y otros suelos altamente organicos en proceso de descomposicion.	P _t	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

NOTA: El No. l indica el material apto para el fin propuesto.

Basándose en éstas propiedades y en la experiencia, el cuadro de usos también compara los grupos de suelo respecto a su adaptabilidad para usarse en presas de tierra, secciones de canales, cimentaciones y caminos. Debe reconocerse que la calificación numérica que se da en la tabla IV.3.1 es aproximada y su intención es únicamente como guía para ayudar a comparar la adaptabilidad de un suelo para distintos propósitos.

Los números del 1 al 14 indican en orden de importancia, la mayor o menor adaptabilidad del material para la construcción que se desea realizar.⁶

IV.4.- INFORMACION COMPLEMENTARIA PARA FINES DE ESTABILIZACION

Como ya se mencionó anteriormente, el S.U.C.S. no es la panacea para la clasificación de suelos desde el punto de vista de la estabilización de suelos, ya que no toma en cuenta o por lo menos no destaca suficientemente algunas características de los suelos que tienen importancia especial en los problemas de estabilización, principalmente química. Algunos de éstos factores no tomados en cuenta por el S.U.C.S., son la composición mineralógica, -muy importante para una buena estabilización por medios químicos- la permeabilidad, la influencia de condiciones locales tales como clima o vegetación.

En cuanto a la composición mineralógica de un suelo a estabilizar, la tabla IV.4.1 proporciona algunas inferencias que pueden hacerse del análisis del perfil que se obtenga.

La tabla IV.4.2 proporciona algunas indicaciones - en cuanto a posibilidades de estabilización de diferentes materiales comunes.

INFORMACION CUALITATIVA SOBRE COMPOSICION MINERALOGICA A PARTIR DE LA OBSERVACION DEL PERFIL DE SUELOS	
PERFIL OBSERVADO	COMPONENTES MINERALOGICOS POSIBLEMENTE DOMINANTES
Arcillas jaspeadas con coloraciones rojo, naranja o blanco.	Caolinitas.
Arcillas jaspeadas con coloraciones amarillos, naranja o gris.	Montmorilonitas.
Arcillas negras ó gris oscuro.	Montmorilonitas.
Arcillas café ó café-rojizas.	Ilitas ó con algo de montmorilonitas.
Arcillas blancas ó gris claro.	Caolinitas y bauxitas.
Suelos micáceos.	Micas.
Cristales pequeños fácilmente disgregables.	Yesos.
Nódulos suaves, diseminados y solubles en ácidos.	Carbonatos.
Nódulos duros café-rojizo.	Minerales de hierro, lateritas.
Agrietamiento intenso, ancho profundo y espaciado (5 ó 6 cm. ó menos)	Ilitas ricas en calcio ó montmorilonitas.
Igual al anterior pero con grietas espaciadas 30 cm. ó más.	Ilitas.
Suelos disgregables, de textura abierta y con apreciable cont. de arcilla.	Generalmente carbonatos y caolín raras montmorilonita y raras vez Ilita.
Suelos disgregables, de textura abierta negros y con apreciable cont. de arcilla.	Suelos orgánicos, turba.
Suelos disgregables, de textura abierta con bajo contenido de arcilla.	Carbonatos, arenas y limos.
Suelos de apariencia rugosa, cuando presentan superficies expuestas al intemperismo.	Montmorilonite. Salinidad.
Horizontes delgados de suelos blancuzcos o menos de 60 cm. de la superficie.	Sobre los horizontes blancuzcos limos. Abajo, arcillas inestables probablemente pueden existir aguas suspendidas en los hor. blancuzcos.

TABLA IV. 4.1 (Ref. 2)

En la tabla IV.4.3, se proporcionan datos acerca - de la respuesta típica de algunos minerales importantes a los diferentes métodos de estabilización.

Estrechamente relacionado con lo anterior, existe un método práctico para la identificación de los minerales de un suelo, usado por los ingenieros australianos, el cual se basa en observaciones directas para posteriormente obtener información preliminar que será de utilidad al planear y ejecutar las pruebas de laboratorio que se hagan necesarias. El método australiano -como se le denomina- se basa principalmente en lo siguiente:

- Observación del lugar, y del perfil de suelos, mediante la excavación de pozos a cielo abierto o bien extraer muestras inalteradas. Pueden aprovecharse cortes existentes en la zona, cercanos al lugar de interés. Se toma nota de los colores del suelo y del agua - en los encharcamientos cercanos. Estos datos así obtenidos, se relacionarán con las tablas IV.4.1 y IV.4.4 y puede obtenerse muy aproximadamente el tipo de mineral predominante en las arcillas.

- Apreciación de la textura del suelo. Con un mínimo de experiencia puede determinarse la proporción relativa de arenas, arcillas o limos en un suelo; basta con un poco de agua de lluvia o - agua destilada. Si la mezcla de suelo con agua da una textura arenosa, indicará obviamente la presencia de arena, una textura pastosa indicará un contenido predominante de arcilla y la ausencia de ambas indicará la presencia de limo. Si cuando el suelo se seca en los dedos, no se adhiere a ellos, se trata de un suelo arenoso; si se desprende fácilmente se trata de un limo y si se adhiere fuertemente, entonces tendremos un suelo arcilloso.

RESPUESTA DE ALGUNOS MINERALES TÍPICOS A LOS DIFERENTES MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN

Mineral o componente típico del suelo	Estabilización recomendable	Finelidad
Materia orgánica	Estab. mecánica.	Los demás métodos no son efectivos.
Arenas	Mezcla con materiales finos no plásticos. Cemento. Asfalto.	Para estabilidad mecánica. Incremento de resistencia. Para darles cohesión.
Limos.	No responden a los métodos de estab. en uso.	
Alófanos.	Cal o mezcla de cal y yeso.	Incremento de resistencia.
Caolín.	Arena. Cemento. Cal.	Estabilidad mecánica. Incremento de resistencia a corto plazo. Para mejorar trabajabilidad y resistencia a corto plazo.
Illita	Cemento. Cal.	Incremento de resistencia a corto plazo. Para mejorar trabajabilidad y resistencia a corto plazo.
Montmorillonita.	Cal.	Para mejorar trabajabilidad y resistencia a corto plazo.
Clorita.	Cemento.	Aun no hay experiencia concluyente sobre los efectos de ésta estabilización

TABLA IV 4.3 (Ref)

PRINCIPALES TIPOS DE MINERALES		
GRUPO	MINERALES	CARACT. PRINCIPALES
Arena muy fina.	Cuarzo	Abrasiva, sin cohesión
Mica	Muscovita, biotita.	Sin cohesión, se intemperiza-fácilmente, compactable.
Carbonato.	Calcita, dolomita.	Se pulveriza fácilmente.
Sulfato.	Yeso.	Ataca al cemento.
Alófono.	Aluminosilicatos, amorfos, atapulguita, alúmina y sílica hidratadas.	Alta relación de vacíos, alta plasticidad.
Caolín.	Caolinita y halloysita.	No expansiva, baja plasticidad, baja cohesión.
Ilita.	Ilita y micas parcialmente degradadas.	Expansiva, plasticidad media, baja, permeabilidad.
Montmorilonita	Montmorilonita y bectonita.	Altamente expansiva muy plástica, permeabilidad extremadamente baja.
Clorita.	Clorita, vermiculita.	Expansión baja, resistencia al cortante baja.
Materia orgánica	Presencia de ácido húmico y humatos.	Alta permeabilidad, difícilmente compactable se degrada rápidamente por oxidación.

TABLA IV-4.4(Ref.2)

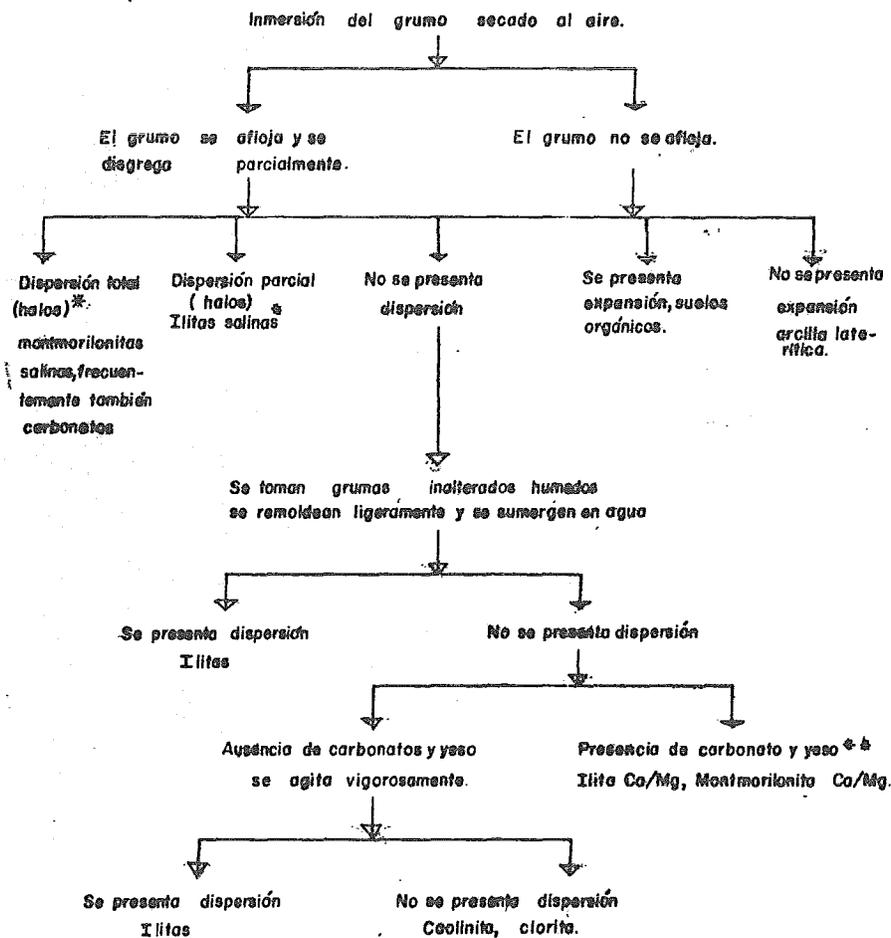
- Inmersión de un espécimen de suelo en agua de lluvia o destilada. Un pequeño espécimen del tamaño de un frijol secado al aire, se deposita en un vaso con agua destilada o de lluvia, de manera que se encuentre totalmente sumergido y se observa el grumo durante 10 minutos, tomando como referencia el esquema de la Fig. IV.4.1.

Las observaciones de campo deben registrarse en forma adecuada, además de los datos de localización, que se puede ordenar como sigue:

- Localización del sitio.
- Profundidad a partir de la superficie.
- Color. Cuando se presenten motas, anotar sus coloraciones.
- Inclusiones. Indicar si se trata de carbonatos, hierro, raíces, materia orgánica, etc.
- Textura y consistencia.
- Dispersión en agua.
- Tipo de perfil.
- Geología. Tipo de formaciones o rocas en la región.
- Aguas superficiales, coloración, turbidez, etc.
- Tipo de erosión.
- Presencia de deslizamientos.
- Microrelieve en los suelos.
- Mineral inferido.

Para la elección del método más económico y a su vez más eficaz de estabilización, es necesario conocer además del tipo de minerales contenidos en un determinado suelo, sus características y propiedades ingenieriles de sus diferentes componentes. En la tabla -

ESQUEMA DE LA PRUEBA DE INMERSION DEL GRUMO EN AGUA



* La dispersión se detecta mediante la formación de halos nebulosos finos alrededor de cada grumo, mientras más pronunciados sean los halos, más alta será la dispersión.

** Si no se reconoce fácilmente la presencia de carbonatos, ésta se puede verificar mediante efervescencia del suelo al colocar una gota de ácido en éste.

FIG. IV. 4.1. (Ref. 16)

IV.4.5 se engloban componentes y propiedades de los suelos aproximadas que se deben tener en cuenta como referencia más no como regla.

Para trabajos de poca importancia, la estimación preliminar obtenida puede ser suficiente si se presentan todos los signos de diagnóstico. En trabajos importantes, la estimación preliminar se puede utilizar para formular decisiones tendientes a encontrar el probable tipo de estabilizante más adecuado así como la elección de los procedimientos de prueba correspondiente. En suelos heterogéneos las propiedades de interés pueden inferirse en base a una primera aproximación, de las de los componentes dominantes y subdominantes.

Como puede observarse, en el uso apropiado de las tablas presentadas en este capítulo deben considerarse todos los elementos posibles para tener las primeras conclusiones bastante cercanas a las definitivas en cuanto al método más factible y adecuado de estabilización de acuerdo con el tipo de suelo estudiado. Cabe hacer notar que todo lo anterior está enfocado desde el punto de vista de la composición mineralógica de los suelos por lo que generalmente, las conclusiones obtenidas de un correcto análisis se encaminan a la aplicación de los métodos químicos de estabilización, consecuencia de la misma naturaleza del proceso, sin embargo, en el Cap. III de este trabajo se mencionaron en forma por demás breve, otros métodos de estabilización que se enmarcan fuera de esta clasificación, tales como; la compactación, vibroflotación, calcinación, etc., en cuyo caso la elección del método para estabilizar el suelo, dependerá de otros factores que se expondrán en forma particular en capítulos subsecuentes con el fin de no caer en redundancias.

V.- ESTABILIZACION DE SUELOS CON CEMENTO

V.1.- INTRODUCCION

La estabilización de suelos con cemento, cuyo producto se denomina comúnmente suelo-cemento, tiene su origen en el año de 1917 cuando Amies patentó un primer método de mejoramiento de suelos a base de mezclarles proporciones variables de cemento tipo Portland.² A partir de 1935, la Portland Cement Association de Estados Unidos, han efectuado amplias investigaciones de laboratorio en más de 800 millones de metros cuadrados.¹²

El desarrollo acelerado de las técnicas de estabilización de suelos con cemento se presenta particularmente desde la segunda guerra mundial. El principio básico que generó la universalización de uso de suelo del suelo-cemento se basa en que la mayoría de los suelos adquieren propiedades favorables en cuanto a resistencia, compresibilidad y durabilidad, cuando se les mezcla cemento portland y agua, en proporciones específicas y bajo determinadas condiciones. Tal mezcla se compacta vigorosamente siguiendo los métodos tradicionales de compactación. El grado de mejoramiento de las propiedades del suelo estabilizado dependerá principalmente de la hidratación del cemento, dosificación y a la energía de compactación.¹³

Con lo anteriormente expuesto, se está en condiciones de formular la definición de lo que es un suelo-cemento; sin embargo conviene hacer unos breves comentarios respecto a esto. Frecuentemente se habla de suelo estabilizado con cemento (SEC), suelo modificado con cemento y suelo-cemento plásticos que en esencia son solamente suelo-cemento; sin embargo a despecho de ello, se dan a continuación las definiciones que a cada uno corresponde en función de su dosificación y aplica

ciones.

a).- *Suelo-cemento: (Suelo estabilizado con cemento). Es la mezcla previamente definida que debe cumplir con requisitos mínimos de resistencia y/o durabilidad. Este material, que se controla cuidadosamente, se emplea en bases, sub-bases, acotamientos y taludes de pavimentos para caminos y calles; en cortinas, diques y vasos de presas; en elementos estructurales como tabiques prensados y otros similares.*

b).- *Suelo modificado con cemento. Es una mezcla similar a la anterior, pero con cantidades menores de cemento. Los requisitos de resistencia y durabilidad para esta mezcla, no se controlan tan cuidadosamente. En éste caso, el cemento incorporado al suelo, tiene como objetivo aumentar el valor relativo de soporte y disminuir la plasticidad de los suelos, es por ésto que en su empleo para mejorar la subrasante, la sub-base o base del pavimento, reduce el espesor del mismo.*

c).- *Suelo-cemento plástico: Es una mezcla íntima de suelo y cemento, combinados con agua suficiente para producir un tiempo de fraguado y una consistencia igual a la de un mortero de arena-cemento. Este material es el equivalente de un concreto hidráulico pobre en el que sus agregados no cumplen con los requisitos para un concreto y sus contenidos de cemento son menores. Se emplea en el revestimiento de canales, en las estructuras que controlan la erosión y en general, en aquellos taludes cuya inclinación sea mayor de 5:1.*

Una definición general que abarque los tres tipos de suelo-cemento arriba expuestos es la siguiente: "Suelo-cemento es una mezcla íntima de suelo, cemento y agua y eventualmente adiciones, convenientemente compactada a la que se le exige unas determinadas características y condiciones de resistencia y durabilidad".¹⁴ R. Avitia (Ref.

13) dice que "es la mezcla homogénea y altamente compactada de cantidades adecuadas de suelo pulverizado, cemento y agua". A medida que el cemento se hidrata, se va formando un material durable, y con resistencias mecánicas apropiadas, especialmente para la construcción de caminos. El suelo-cemento, es el producto de la combinación de los métodos de estabilización de suelos mecánicos, químicos y frecuentemente granulométricos.

V.2.- CARACTERISTICAS DEL SUELO PARA SER ESTABILIZADO CON CEMENTO

Para el suelo-cemento en particular, el suelo es cualquier combinación de grava, arena, limo y arcilla; que son suelos individuales perfectamente definidos por el tamaño de sus partículas. Es uno de los tres materiales básicos que forman el suelo-cemento siendo el más importante en la mezcla, ello por razones obvias ya que tanto el cemento como el agua responden a características perfectamente definidas y el suelo es todo lo contrario, pues sus propiedades y características mecánicas, físicas y químicas se presentan en una gama amplísima y sus diferentes comportamientos y composición, da lugar a que se conozcan más de cien clasificaciones de los mismos además, comprende aproximadamente el 90% en peso de la mezcla seca, con lo que se comprende que sus propiedades deben repercutir en la mezcla. Es lógico que para estudiar el suelo-cemento, tenemos que conocer lo más posible al componente suelo.

Casi todos los suelos se pueden estabilizar y no es necesario que sean bien graduados, porque la estabilización del suelo no depende de la fricción interna ni de la cohesión, sino de la hidratación del cemento. Pero por lo general, mientras más finos y más plásticos sean los suelos, requerirán mayor contenido de cemento; por lo tanto, existirá un límite superior que estará fijado por la economía

de cada proyecto.¹³

Los análisis o ensayos requeridos para ver si el suelo es apto para ser estabilizado, son; análisis granulométricos, determinación de los límites de Atterberg, contenido de materia orgánica y contenido de sulfatos, principalmente, pero en ocasiones resulta conveniente determinar el pH, carbonatos, cloruros, pesos específicos y -- equivalente de arena, pero en realidad con los cuatro enunciados en primer lugar se puede descartar en un 95%, aquellos suelos no aptos para -- hacer suelo-cemento.¹⁴

Se analiza en primer lugar la granulometría. Para que podamos considerar un material como suelo, debe tener un cernido -- por la malla No. 200 superior al 5% en peso, o bien si lo anterior no -- cumple un cernido por la malla No. 4 superior al 85% en peso. De no ser así, se trata casi con seguridad de una grava cuya mezcla con cemento -- dara origen a un concreto pobre.

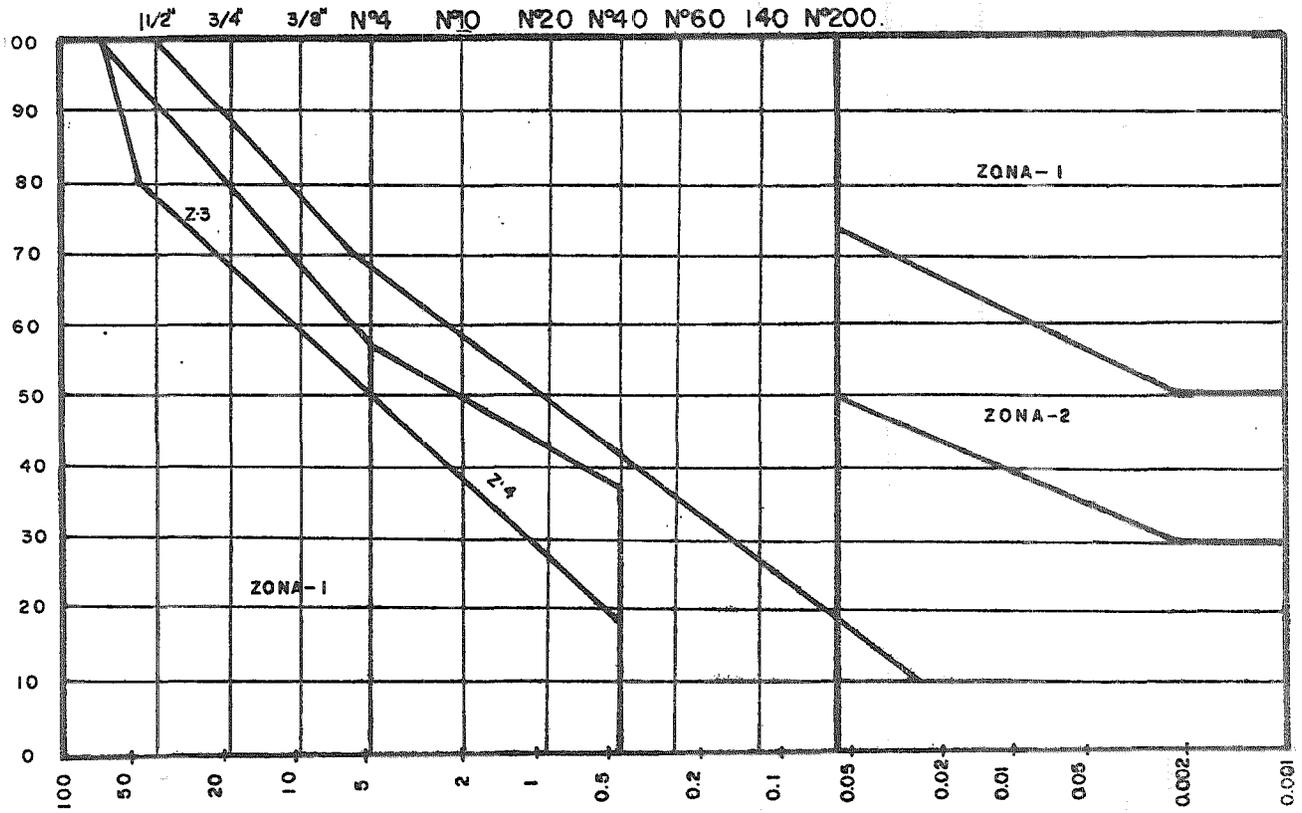
Los suelos a mezclar con cemento, debe tener un -- tamaño máximo inferior a un tercio de la capa compactada con objeto de no dañar el equipo de pulverización y evitar el efecto de sombra.² En -- general, el tamaño máximo de partículas viene definido por la capacidad de disgregación y mezcla del equipo disponible, sin embargo podemos -- afirmar que el tamaño máximo no debe exceder de tres pulgadas. El suelo a utilizar, no debe de contener más de un 70% de partículas cuyas dimen -- siones excedan de 2 mm. Normalmente en suelos con más de un 35% de fi-- nos, crea problemas importantes a la estabilización con cemento, en al-- gunos casos incluso con el 20% sin embargo, hay autores que afirman que a partir de maquinaria de alto poder disgregante, se puede trabajar con suelos que tienen un 75% de finos y un 50% de arcilla.¹⁴

Por todo y a partir de la granulometría podemos tener unas zonas aptas para la estabilización con cemento, la Fig. - - V.2.1 nos muestra varias zonas que presentan mayor o menor aptitud de los suelos para ser estabilizados con cemento. Si la curva granulométrica atraviesa las zonas 1, no debe utilizarse ese suelo para fabricar suelo cemento; si pasa por la zona 1 superior, en la mezcla predominarán las partículas finas siendo necesario aumentar la cantidad de cemento, resultando tal vez antieconómico, los suelos cuya curva granulométrica atraviese la zona 1 inferior, producirán concreto pobre por la gran cantidad de partículas gruesas contenidas en ellos. La zona 2 puede ser apta pero muy delicada, habría que conseguir una eficacia de pulverización del 75%. Si la curva atraviesa la zona 3 se corre el riesgo de deterioro en la maquinaria por la existencia de piedras. En la zona 4 nos vamos hacia la parte óptima de la gráfica, las zonas sin enumerar, son las más idóneas y cuanto más nos acerquemos a la línea teórica dibujada es mejor.

A continuación se expondrá la influencia que ejerce el pH en un suelo que ha de estabilizarse con cemento, en la Fig. - - V.2.2 se puede apreciar perfectamente, que se marca un valor de $\text{pH}=7$ por encima del cual prácticamente todas las probetas han dado una resistencia a la compresión superior a los 17.5 kg/cm^2 a los 7 días con un 10% de cemento. Por debajo del $\text{pH}=7$ hay una gran mayoría que su resistencia es inferior. Se puede decir que para valores de pH mayores que siete el suelo es apto y para valores del pH entre 5 y 7 se deberá determinar el contenido de materia orgánica del suelo.

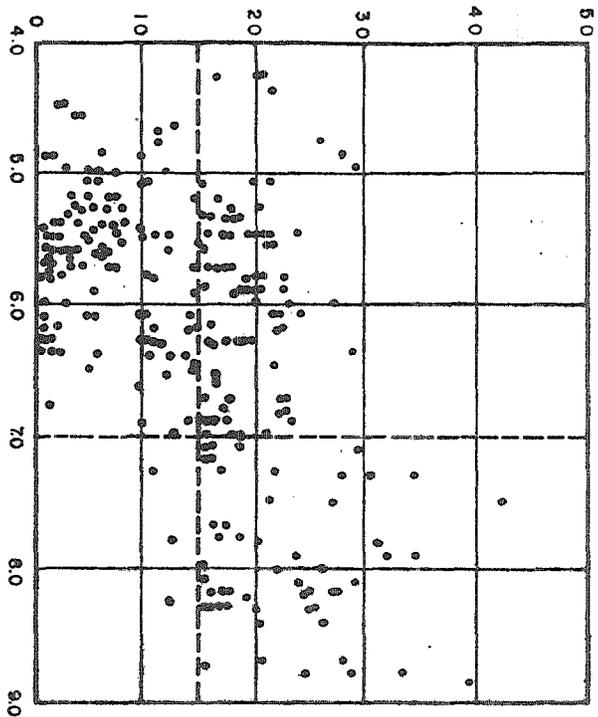
Las turbas y suelos superficiales en general, no pueden ser estabilizados por contener mucha materia orgánica que evita la hidratación del cemento, además de raíces fibrosas que pueden impedir una buena compactación.¹⁵ Los ácidos orgánicos poseen gran - -

Fig V 2.1 (Ref 14)



TAMAÑO DE LAS PARTICULAS(mm.)

RESISTENCIA A LA COMPRESION A LOS 7 DIAS



PH DEL SUELO
Figura Y 2.2 (Ref.14)

avidez por los iones de calcio que libera la reacción original del cemento y los captan; dificultando la acción aglutinante en los suelos gruesos y la estabilización de las partículas laminares de las arcillas.² Normalmente la materia orgánica empieza a ser sensible a partir del -- 0.2% cifra que al irse ampliando crea problemas de utilización de suelos y solo se acepta como máximo el 2%.¹⁴ Cantidades mayores de materia orgánica contenidas en el suelo, obligan al empleo de cantidades adicionales de cemento, resultando antieconómico el método.

Si la proporción de sulfatos, expresada en SO_3 es superior al medio por ciento (0.5%) en peso, deberá emplearse en la mezcla cemento de resistencia a los sulfatos. De todas formas, nunca el -- contenido en sulfatos deberá exceder del 1% en peso. Estas limitaciones obedecen a la reacción del ion de sulfato con el aluminato triacalcico, formándose un sulfoaluminato mediante una reacción de tipo expansivo -- que produce la rotura de la estructura interna de la mezcla venciendo -- la cohesión y disminuyendo la resistencia. Cuando la construcción se ha -- ga sobre terrenos que contengan sulfatos, así como en proximidades de -- niveles freáticos que atraviesen terrenos yesíferos, deben adoptarse to -- do tipo de precauciones.¹⁴

V.3.- CARACTERISTICAS DEL CEMENTO

El cemento, es el material básico de estabiliza-- ción del suelo. Comprende en promedio el 10% en peso de la mezcla. Frácc -- ticamente todos los tipos de cemento son útiles para la estabilización de suelos y normalmente se emplean los de fraguado y resistencia normales. Para contrarrestar los efectos de la materia orgánica son recomendables cementos de alta resistencia y cuando la mezcla con el suelo se produce y se extiende a baja temperatura, pudiera convenir los de fra -- guado rápido o bien los que contienen como aditivo el cloruro de calcio.²

Las partículas de cemento generalmente tienen tamaños entre 0.5 y 100 micras con un promedio de alrededor de 20 micras. La hidratación de las partículas más grandes, probablemente no llegan a producirse nunca y las partículas de 10 micras pueden tardar hasta tres meses en hidratarse completamente.¹⁶

El cemento Portland es base y origen de todos los demás, en consecuencia de las reacciones que dentro del horno se producen resulta el clinker cuyos componentes principales son; silicatos bicalcico y tricalcico, aluminatos tricalcico y tetracalcico y ferrita, los cuales son estables mientras permanecen secos pero cuando entran en contacto con el agua comienza una hidratación progresiva de sus partículas, parte de ellas se disuelven pero en el reposo vuelven a depositarse en forma de geles o microscópicos cristales y éste fenómeno va acompañado de endurecimiento progresivo siendo tres sus fases principales:¹⁴

PRIMERA: Una reacción rápida que se realiza en -- los primeros cinco minutos del proceso.

SEGUNDA: De una a dos horas de duración con endurecimiento relativamente lento.

TERCERA: De duración indefinida en tanto existe agua disponible para ser absorbida por las partículas no hidratadas.

V.4.- CARACTERISTICAS DEL AGUA A EMPLEAR EN LA MEZCLA

No hay ningún requisito específico en cuanto a calidad del agua que se utilice en la estabilización, generalmente el agua considerada potable es satisfactoria. El agua con altos contenidos de sales (sulfatos o cloruros) y materia orgánica se desecha para fines

de estabilización del suelo con cemento y la razón se desprende claramente de la discusión del subcapítulo V.2. Hay muchas aguas que si bien la tradición las ha considerado como potables en realidad no lo son, y podemos decir que no se admitirán en la mezcla aguas que no cumplan las siguientes condiciones:

- a).- pH mayor que 5.
- b).- Contenido de sustancias solubles inferior a 15 gramos por litro.
- c).- Contenido de sulfatos, expresado en SO_4 inferior a un gramo por litro.
- d).- Ausencia total de glúcidos, azúcares o carbohidratos.
- e).- Contenido de sustancias orgánicas solubles en éter inferior a 15 gramos por litro.

V.5.- DOSIFICACION DE LA MEZCLA

Existe una norma general para dosificar suelo-cemento y es aplicable a todo tipo de suelos. Se dan a continuación los pasos a seguir en el laboratorio.

— Ensayes preliminares: Sobre una mezcla de suelo - en estudio deben realizarse los siguientes ensayes.

- a).- Análisis granulométricos por el método mecánico y sedimentación.
- b).- Determinación del límite líquido y límite plástico.
- c).- Determinación de la absorción y peso específico aparente de la fracción gruesa.

— Ensayes con la mezcla de suelo y cemento.

a).- *Determinación del peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima de la mezcla de suelo cemento por medio del ensaye Proctor - estandar.*

Este ensaye se debe de efectuar con el contenido de cemento más probable para el suelo en estudio, fijado por experiencias en materiales similares o basándose en lo indicado en la tabla V.5.1, de acuerdo con la clasificación AASHO del suelo; el contenido de cemento en peso se define como la relación entre el peso del cemento agregado y el peso del suelo seco en estudio.

CLASIFICACION S.U.C.S.	CLASIFICACION AASHO	CONTENIDO DE CEMENTO
GW y GP	A1 - a	3 - 5
GM y SW	A1 - b	5 - 8
SC	A - 2	5 - 9
SP y SM	A - 3	7 - 11
ML	A - 4	7 - 12
SL, OL y MH	A - 5	8 - 13
CH	A - 6	9 - 15
OH y Pt	A - 7	10 - 16

TABLA V.5.1

— Ensayo de durabilidad por mojado y secado. Se ejecuta con tres contenidos de cemento: El más probable para el suelo en estudio, 2% por encima y 2% por debajo de él. Por cada contenido de cemento se moldea un cilindro compactado con la energía del ensayo Proctor estándar y con la humedad óptima ya obtenida en el paso anterior.

Los cilindros moldeados en esta forma son sometidos a una repetición del ciclo siguiente: Inmersión en agua, secado al horno y cepillado con un cepillo de acero para desprender el material -- que se haya aflojado. Al final de doce ciclos se calcula la pérdida del peso del espécimen.

A continuación se detalla el proceso para la determinación de la humedad óptima y el peso seco máximo de las probetas de suelo-cemento.

**METODO NORMAL DE ENSAYO PARA RELACIONES HUMEDAD OPTIMA
PESO SECO MAXIMO DE SUELO-CEMENTO.**

Se emplean un molde de 943.9 cm^3 y un compactador de 2.497 kg. con una altura de caída de 30.48 cm. Dependiendo de la graduación del suelo existen dos métodos:

Método A, para material que pasa la malla No. 4. - Este método se usará cuando el 100% de la muestra de suelo pasa la malla No. 4.

Método B, para material que pasa la malla de 19 mm. Este método se usará cuando parte de la muestra de suelo es retenida en la malla No. 4.

APARATOS.

— Molde cilíndrico de metal con una capacidad de $943.9 \pm 8.5 \text{ cm}^3$, diámetro interior de $10.16 \pm 0.05 \text{ cm}$ y una altura de $11.64 \pm 0.01 \text{ cm}$, dentro del cual se compactan muestras de mezclas de suelo-cemento. El molde estará provisto de un collarín removible de aproximadamente 6 cm. de altura. El molde puede ser del tipo partido, formado por dos secciones semicirculares o por un tramo de tubería cilíndrica cortada perpendicularmente a su circunferencia de tal forma que ambos elementos puedan unirse para formar un solo cilindro de las dimensiones descritas anteriormente. Tanto el molde como el collarín deberán construirse para que puedan fijarse sólidamente a una base removable.

— Martillo metálico operado manualmente con una cara plana y circular de $5.08 \pm 0.01 \text{ cm}$. de diámetro y un peso de $2.497 \pm 0.009 \text{ kg}$. El martillo estará provisto de un tubo guía que controle la caída desde una altura de $30.48 \pm 0.15 \text{ cm}$. por encima de la superficie del suelo-cemento. El tubo guía debe tener al menos cuatro aberturas con ancho no menor de 0.95 cm. espaciadas aproximadamente 90° y alejadas 1.90 cm. de los extremos; tendrá la suficiente holgura para permitir la caída libre del eje y cabeza del martillo.

Existe una variante en el equipo descrito arriba cuya diferencia consiste en que éste es operado mecánicamente por lo que deberá calibrarse con varios tipos de suelo, en mezclas de suelo-cemento para dar la misma relación de humedad-peso seco máximo obtenido con el martillo de operación manual.

— Extractor de muestras. Un gato o cualquier otro dispositivo cuyo propósito sea extraer del molde las muestras compacta-

das. No es necesario cuando se emplea molde del tipo partido.

— Balanza con una capacidad mínima de 11.35 kg. y -- una sensibilidad de 5 gr. y otra con una capacidad mínima de 1 000 gr. y sensibilidad de 0.1 gr.

— Horno para secar muestras húmedas, controlado termostáticamente para que mantenga la temperatura a $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.

— Enrasador metálico y rígido de por lo menos 25.4 cm. de longitud con un borde biselado y al menos con una superficie longitudinal plana, con una tolerancia de 0.025 cm. por cada 25.4 cm. de -- largo. El borde se emplea para el debastado final de la superficie superior del espécimen. Sin embargo con el uso continuo del borde cortante -- puede desgastarse excesivamente y llegar a ser inadecuado para debastar el suelo al nivel del molde. El enrasador no debe ser tan flexible, que el terminado de la superficie del suelo con el borde cortante produzca -- una superficie cóncava.

— Mallas de 76.19 y 4.75 mm.

— Herramientas para mezclado tales como cucharas, -- llana y espátula o un dispositivo mecánico adecuado para mezclar cuidado samente la muestra de suelo con cemento y agua.

— Un recipiente plano y circular de 30 cm. de diámetro y 5 cm. de altura para humedecer las mezclas.

— Cápsulas adecuadas para muestras húmedas con tapas ajustadas para evitar la pérdida de humedad.

METODO A PARA MATERIAL QUE PASA LA MALLA No. 4.

— Preparación de la muestra.

Prepárese una muestra para el ensayo con material que pasa la malla No. 4 disgregándolo de tal forma que no se rompan los granos. Cuando sea necesario seque el material, hasta el punto que pueda disgregarse con una espátula; ha de tenerse suficiente cuidado cuando el secado se haga al horno para no someter al material a temperaturas que excedan los 60° C. Del material preparado según lo arriba descrito, seleccionese una muestra representativa que pese al menos 3.0 kg.

— Procedimiento del ensaye.

a).- Agreguese al suelo la cantidad necesaria de cemento. Mezclase el suelo y el cemento hasta lograr un color uniforme. Cuando así se requiera agreguese la cantidad necesaria de agua para humedecer la muestra aproximadamente 4 ó 6 puntos por debajo de su contenido óptimo estimado de humedad y mezclase cuidadosamente. Con éste contenido de humedad los suelos plásticos, apretados con la mano, forman un cuerpo que puede romperse entre los dedos aplicando una ligera presión. Los suelos no plásticos se desmoronan fácilmente. Cuando el suelo es principalmente arcilloso, compactese la mezcla de suelo-cemento-agua hasta un espesor de aproximadamente 5.0 cm. empleándose el martillo metálico, cubrase y dejese reposar por un tiempo no menor de 5, ni mayor de 10 minutos para permitir la distribución de la humedad y una absorción más completa del suelo-cemento. Después del período de absorción, desmenucese completamente la mezcla sin reducir el tamaño natural de las partículas, pasese por la malla No. 4 y vuelvase a mezclar.

b).- Elaborese una probeta, compactando la mezcla de suelo-cemento en el molde con el collarín colocado, en tres capas iguales de tal forma que el espesor total compactado sea aproximadamente 12.5 cm. Com-

compactese cada capa con 25 golpes de martillo con una altura de caída -- igual a 30.48 cm., cuando se use un martillo manual o de aproximadamente la misma altura cuando se emplee un martillo mecánico. Los golpes de ben distribuirse uniformemente sobre la capa que se está compactando. -- Durante el proceso de compactación el molde debe estar apoyado en una -- base uniforme y rígida. Después de compactada la probeta, quítese el collarín, cortese cuidadosamente el material compactado que sobresalga -- del molde con una espátula o un enrasador y pesese con aproximación de 5 gr., dividase el peso de la muestra compactada y el molde menos el pe so del molde entre 943.8 cm^3 obteniéndose el peso volumétrico de la mez cla compactada.

c) Saquese el material del molde y cortese verticalmente por el centro, tomese de toda la altura una muestra representativa del mate rial, que pese no menos de 100 gr. y pesese inmediatamente y seque en un horno por lo menos 12 Hr. o hasta peso constante y a temperatura de $110^\circ \pm 5^\circ \text{ C}$. Calcúlese el contenido de humedad, anótese el resultado co mo el contenido de agua (W) de la mezcla compactada.

d) Desmenúcese completamente el resto del material de la probeta hasta que pase por la malla No. 4 según se jusgue a simple vista y agreguese al material sobrante de la muestra que se está ensayando. Añá dase la cantidad suficiente de agua para incrementar en uno o dos pun-- tos la humedad de la mezcla, mezclease y repítase el procedimiento expli cado en los incisos b y c para cada incremento de agua. Continúese ésta serie de determinaciones hasta que haya una disminución o se mantenga -- constante el peso húmedo de la mezcla compactada.

METODO B PARA MATERIAL QUE PASA LA MALLA DE 3/4".

— Preparación de la muestra.

Prepárese la muestra cribándose a través de la malla No. 4, - disgreguese el retenido sin reducir el tamaño natural de las partículas y vuelvase a cribar en la malla No. 4. Si es necesario puede secarse - previamente hasta que sea desmenuzable con una espátula; el secado puede hacerse al aire o al horno, pero sin exceder la temperatura de 60° C.

Cribese la totalidad del material retenido en la malla No. 4 a través de la malla de 3", 3/4" y No. 4 descartando el agregado retenido en la malla de 3", determinese el porcentaje, referido a peso seco - al horno sobre la muestra total, del material retenido en la malla de 3/4" y No. 4.

Saturese el material que pasa la malla de 3/4" y que es retenido en la malla No. 4 mediante inmersión en agua; éste agregado, en -- condición superficialmente seca se requerirá en una etapa posterior del ensaye.

Seleccíonense y mantengáanse separadas muestras representativas del suelo que pasa la malla No. 4 y del agregado saturado y superficialmente seco que pasa la malla de 3/4" y es retenido en la No. 4, hasta - formar una muestra con peso total no interior a 5.0 kg. El porcentaje, - referido al peso seco al horno, del material que pasa la malla de 3/4" y se retiene en la No. 4 será el mismo que en la muestra total pasaba - la malla de 3", y se retenía en la malla No. 4.

— Procedimiento del ensaye.

a).- Agreguese a la fracción que pasa la malla No. 4 la cantidad de cemento necesario para la muestra total descrita, mezclese el cemento y el suelo completamente hasta lograr un color uniforme, cuando - sea necesario agreguese agua a ésta mezcla de suelo-cemento y facilite-se la dispersión de la humedad. Después de esta preparación, agreguese a la mezcla de suelo-cemento que pasa la malla No. 4, el material satu-

M-0028677

rado y superficialmente seco y mezclese cuidadosamente.

b).- *Elaborese una probeta compactando la mezcla preparada de suelo-cemento en el molde, enrase y pesese la muestra compactada como se describió en el método A. Durante la operación de enrasado elimínesse todas las partículas que sobrepasen el extremo superior del molde. Corrijanse todas las irregularidades de la superficie rellenándolas a mano con material fino, y enrasando nuevamente la probeta con el enrasador. Restese al peso de la muestra compactada y el molde, el peso del molde y divídase entre 943.8 cm^3 anotándose el resultado como el peso volumétrico húmedo, de la mezcla compactada de suelo-cemento.*

c).- *Saquese el material del molde y tomese una muestra para determinar el contenido de agua según lo descrito en el método A, excepto que la muestra húmeda deberá pesar no menos de 500 gr. Regístrese el resultado como el contenido de agua (W) de la mezcla compactada de suelo-cemento.*

d).- *Desmenúcese el resto del material, como anteriormente se hizo, hasta que pase por la malla de $3/4''$ y al menos el 90% de las partículas que pasan por la malla No. 4 efectivamente pasen por ésta malla según se juzgue a simple vista y mezclese con el resto de la muestra. Agregúese la cantidad de agua suficiente para incrementar la humedad de la mezcla en uno o dos puntos, mezclese y repítase el procedimiento descrito en los incisos b y c para cada incremento de agua. Continúese ésta serie de determinaciones hasta que se observe una disminución o ningún cambio de peso volumétrico húmedo de la mezcla compactada de suelo-cemento.*

CALCULOS E INFORME.

Calcúlese el contenido de humedad y el peso volu-

métrico seco máximo aparente de la mezcla compactada de suelo-cemento - para cada determinación en la siguiente forma:

$$w = \frac{A - B}{B - C} \times 100 \qquad d = \frac{H}{w + 100} \times 100$$

donde:

w = Contenido de humedad de la muestra en %.

A = Peso del suelo-cemento húmedo más la cápsula en gr.

B = Peso del suelo-cemento seco más la cápsula en gr.

C = Peso de la cápsula en gr.

H = Peso volumétrico húmedo del suelo-cemento compactado.

d = Peso volumétrico seco del suelo-cemento compactado.

Con las expresiones anteriores se calcularán la humedad y peso volumétrico seco de cada muestra compactada de suelo-cemento; los pesos volumétricos secos se dibujarán como ordenadas y los correspondientes contenidos de humedad como abscisas. El contenido de humedad óptimo se obtiene trazando la curva de compactación uniendo los puntos dibujados; al punto más alto de la curva le corresponde el contenido de humedad óptimo así como el peso volumétrico seco máximo relativo. El informe deberá incluir los elementos anteriores.

METODO NORMAL PARA ENSAYE DE HUMEDECIMIENTO Y SECADO DE MEZCLAS COMPACTADAS DE SUELO-CEMENTO.

Estos ensayos tienen como objetivo determinar las pérdidas, cambios de humedad y cambios de volumen (expansión y contracción) producidos por humedecimiento y secado repetidos en muestras endu~~recidas~~ recidas de suelo-cemento. También existe un método A y un B.

Aparatos: Al equipo necesario para el ensaye de la determinación del peso volumétrico seco máximo relativo y de la humedad óptima - de compactación se le adicionan los siguientes elementos:

- Cámara húmeda o depósito capaz de mantener una temperatura de $21 \pm 1.7^\circ \text{C}$ y una humedad relativa del 100%, para almacenar durante 7 días las muestras compactadas.

- Tanque de agua para sumergir probetas compactadas a la temperatura ambiente.

- Cepillo de alambre de las siguientes características: Deberá estar hecho de alambre liso No. 26 de 5.08 cm. (2") por 1.58 mm. (1/16") formado por 50 grupos de 10 alambres cada uno, distribuidos en 5 filas longitudinales y 10 filas transversales y además montados en un trozo de madera de 6.5 cm. x 19 cm.

- Un escarificador de 6 puntas (como picahielo o algún otro -- dispositivo especial para raspar la superficie lisa que queda al compactar la primera y segunda capas de la probeta.

- Calibrador con aproximación de 0.025 cm., para determinar - las alturas y diámetros de las muestras.

- Probeta graduada de 250 cc. de capacidad para medir el agua.

METODO A. MATERIAL QUE PASA LA MALLA No. 4

— Preparación del material.

La muestra de suelo se prepara de acuerdo a como se hace para

el ensaye de peso volumétrico seco máximo aparente-humedad óptima descrito en el método A correspondiente.

Se toma la cantidad suficiente de suelo preparado para compactar dos probetas adicionales a las necesarias para determinar la humedad. Generalmente se requiere una sola probeta (identificada como No. 2) para la prueba de rutina. La otra (identificada como No. 1) se usa para trabajos de investigación y para ensayar suelos poco comunes. A continuación se agrega la cantidad necesaria de cemento al suelo preparado, mezclandolos cuidadosamente hasta obtener un color uniforme.

Hecho lo anterior, se agrega la suficiente cantidad de agua para incrementar el contenido de humedad hasta el óptimo y mezclese. La cantidad de agua que ha de agregarse debe calcularse como porcentaje en peso seco del suelo y el cemento agregado. Cuando el suelo sea altamente arcilloso, se compactará la mezcla de suelo, cemento y agua en un recipiente hasta un espesor de 5.0 cm. empleando el martillo que se ha venido mencionando, o un pisón de mano similar, se cubre y se deja reposar no menos de 5 ni más de 10 minutos para permitir la dispersión de la humedad y una absorción más completa del suelo-cemento. Después del período de absorción, se desmorona completamente la muestra, teniendo cuidado de no reducir el tamaño natural de las partículas, hasta que pase la malla No. 4 según se juzgue a simple vista y vuelvase a mezclar.

— Moldeo de probetas.

a).- Elaborese una probeta compactando en el molde (con el collarín y base colocados) la mezcla de suelo-cemento y después enrasede de acuerdo con el método A del ensaye peso volumétrico seco máximo aparente y humedad óptima. Adicionalmente se escarifica la superficie de la primera y segunda capas para eliminar las caras lisas de compactación

antes de colocar y compactar las capas siguientes. Esta escarificación - deberá hacerse formando ranuras según ángulos rectos de aproximadamente 3 mm. de ancho y 3 mm. de profundidad y separadas aproximadamente 6 mm. Durante la compactación se toma una muestra representativa de suelo-cemento que pese no menos de 100 gr., misma que ha de pesarse inmediatamente y secarse al horno a una temperatura de $110^{\circ} \pm 5^{\circ}$ C. por un tiempo no menor a 12 horas o hasta peso constante; se calcula el porcentaje de humedad como se ha indicado anteriormente para verificar el contenido de agua de diseño.

b).- Se pesa la probeta y el molde, extrayendo la muestra y - se calcula el peso seco de cada probeta para verificar la densidad de - diseño. Se etiqueta la probeta con el No. 1 y se utiliza posteriormente para obtener cambios de humedad y volúmen durante la prueba.

c).- Preparese una segunda probeta tan rápidamente como sea - posible y determinese el contenido de humedad y el peso seco al horno - como ya se ha descrito en párrafos anteriores. Se identifica ésta probeta como la No. 2 y se utiliza para obtener datos de las pérdidas de suelo-cemento durante la prueba.

d).- Determinese el diámetro y altura promedios de la probeta No. 1 y se calcula su volúmen. A continuación se colocan en charolas -- adecuadas en la cámara húmeda, protegidas del agua libre durante un - - período de 7 días. Pesese y midase la probeta No. 1 al final del período de almacenamiento para obtener los datos necesarios para calcular su contenido de humedad y su volúmen. Es importante que todas las medidas de altura y diámetro tengan una aproximación de 0.25 mm. y que sean tomadas siempre en los mismos puntos de la probeta.

— Procedimiento de prueba.

a).- Al final del almacenamiento en la cámara húmeda se sumergen las probetas en agua potable a la temperatura ambiente durante un período de 5 horas. Se pesa y mide la muestra No. 1 (muestra para cambios de volúmen y densidad).

b).- Se colocan ambas probetas en un horno a $71^{\circ} \pm 3^{\circ} \text{C}$ durante 42 horas y se retiran. Se pesa y mide nuevamente la probeta No. 1, registrándose éstos datos. A la muestra No. 2 se le dan dos golpes firmes con el cepillo de alambre, mismo que deberá mantenerse con su eje longitudinal paralelo al eje longitudinal de la probeta o paralelo a sus extremos según sea necesario para cubrir toda el área de la probeta. Los golpes deben aplicarse firmemente y deben ser aproximadamente igual a 1.36 kg. de fuerza.

c).- Los procedimientos descritos en los párrafos b y c, constituyen un ciclo de 48 horas de humedecimiento y secado, siendo necesario repetir dicho ciclo, doce veces; sin embargo la probeta No. 1 puede descontinuarse antes de los doce ciclos si las mediciones resultan inexactas debido a las pérdidas de suelo-cemento; por esto es importante que si no es posible llevar a cabo continuamente los ciclos debido a domingos y días festivos o por cualquier otra razón, las probetas se mantengan en el horno durante éstos períodos.

d).- Después de los doce ciclos de prueba, se secan las probetas hasta peso constante a $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$ y se pesan para determinar su peso seco.

e).- Los datos registrados permitirán calcular los cambios de

volúmen y humedad de la probeta No. 1 y las pérdidas de suelo-cemento de la probeta No. 2 después de los doce ciclos de prueba.

METODO B. MATERIAL QUE PASA LA MALLA DE 3/4".

— Preparación del material.

Se prepara el material de la forma descrita en la parte correspondiente del ensaye de peso volumétrico máximo aparente y humedad óptima. Se deben seleccionar y mantenerse separadas las muestras representativas del material que pasa la malla No. 4 y del retenido en ésta malla y que a su vez pasa la malla de 3/4"; de tal forma que el total de material sea suficiente para elaborar dos probetas y para obtener las muestras necesarias para los ensayos de humedad. El porcentaje, referido al peso seco, del agregado que pasa la malla de 3/4" y es retenido en la malla No. 4 deberá ser el mismo que pasa la malla de 3" y es retenido en la No. 4 en la muestra original.

Se agrega a continuación a la muestra que pasa la malla No. 4 la cantidad necesaria de cemento para la muestra total arriba descrita. El total de la muestra se comprende como el material restante después de eliminar el material retenido en la malla No. 3". Se mezcla el cemento y el suelo hasta obtener un color uniforme. Hecho lo anterior, se agrega agua a la muestra del suelo-cemento hasta llegar a la humedad óptima. Como se dijo anteriormente, la cantidad de agua se calculará en función del peso total de la muestra más el peso del cemento agregado. Se facilitará la dispersión de la humedad tal y como se describió en la descripción del ensaye de humedad.

Después de la preparación de la muestra, hasta éste punto, se añade el agregado saturado y superficialmente seco a la mezcla y se - -

revuelve cuidadosamente.

— *Moldeo de probetas.*

a).- *Cuando ha quedado lista la mezcla de suelo-cemento, inmediatamente se hace una probeta compactando en el molde (con el collarín colocado). Se enrasa a continuación, como se indicó en el método B del ensaye de humedad. Conforme se va colocando en el molde la mezcla para cada capa, se distribuye en el molde con un cuchillo para obtener una -- distribución uniforme del material que pasa la malla No. 4; también en -- éste caso como en el método A, se escarifica la superficie que queda al terminar de compactar la primera y segunda capa. Durante la compactación ha de tomarse una muestra representativa de la mezcla que pese no menos de 500 gr. misma que se pesa y seca al horno a $110^{\circ} \pm 5^{\circ}$ C por lo menos durante 12 horas o a peso constante para verificar el contenido de humedad de diseño. En la misma forma se prepara lo más rápido posible una se gunda probeta.*

b).- *Se pesa cada probeta compactada para verificar la densi-- dad de diseño; se identifican con los Nos. 1 y 2; y luego se mide la pro beta No. 1. Se colocan ambas probetas en el cuarto húmedo y al final de un período de 7 días de almacenamiento se mide nuevamente la probeta No. 1.*

— *Procedimiento de prueba:*

La mecánica del procedimiento de prueba, es idéntica que la -- del método A por lo que no se considera necesario describirla nuevamente.

CALCULOS E INFORME.

Se calculan los cambios de volumen, humedad y las

pérdidas de suelo-cemento de las probetas como sigue:

a).- Calcular la diferencia entre el volumen original de la probeta No. 1 y los volúmenes posteriores, como un porcentaje del volumen original.

b).- Se calcula también el contenido de humedad de la probeta No. 1 al momento del moldeo y los contenidos de agua posteriores como un porcentaje del suelo seco al horno original de la probeta.

c).- Se corrige el peso seco de la probeta No. 2 después de los 12 ciclos, por el agua que ha reaccionado con el cemento y suelo durante la prueba y es retenida en la probeta a 110° C usando la siguiente expresión:

$$\text{Peso seco corregido} = \frac{A}{B} \times 100$$

donde:

A= Peso seco después de secado a 110° C.

B= 100 más el porcentaje de humedad retenida en la probeta.

El porcentaje de humedad retenida en la probeta No. 2 después del secado, y que se usa en la fórmula anterior, puede considerarse como igual al porcentaje de humedad retenida en la probeta No. 1

Quando la probeta No. 1 no se moldea, el dato anterior no se conoce; entonces se usan los valores promedios indicados en la Tabla V.5.2.

CLASIFICACION AASHO DEL SUE- LO.	HUMEDAD RETENIDA (%)
A-1 y A-3	1.5
A-2	2.5
A-4	3.0
A-6 y A-7	3.5

TABLA V.5.2

d).- Determinar la pérdida de suelo-cemento de la probeta No. 2 como en porcentaje de su peso original, de la siguiente forma:

$$\text{Pérdida de suelo-cemento en \%} = \frac{A}{B} \times 100$$

donde:

A = Peso seco original calculado menos el peso seco final corregido.

B = Peso seco original calculado.

En el informe se deberá incluir lo siguiente:

a).- Humedad óptima y peso volumétrico seco máximo aparente de las probetas.

b).- El contenido de humedad y el peso volumétrico obtenido en las probetas moldeadas. Una buena práctica de laboratorio permite las siguientes tolerancias entre los parámetros de diseño y los obtenidos en las muestras moldeadas.

Contenido de humedad ± 1 punto.

Peso volumétrico $\pm 50 \text{ kg/m}^3$.

c).- El contenido de cemento de diseño, en porcentaje, de las probetas moldeadas.

d).- El cambio de volumen máximo, en porcentaje, y el contenido de humedad máximo de la probeta No. 1 durante el ensaye.

e).- Las pérdidas de suelo-cemento, en porcentaje, de la probeta No. 2.

Se presentan a continuación esquemas de los procedimientos de los ensayos de dosificación de mezclas de suelo-cemento (Figs. V.5.1, - V.5.2 y V.5.3).

V.6.- PRUEBAS EN ESPECIMENES DE SUELO-CEMENTO

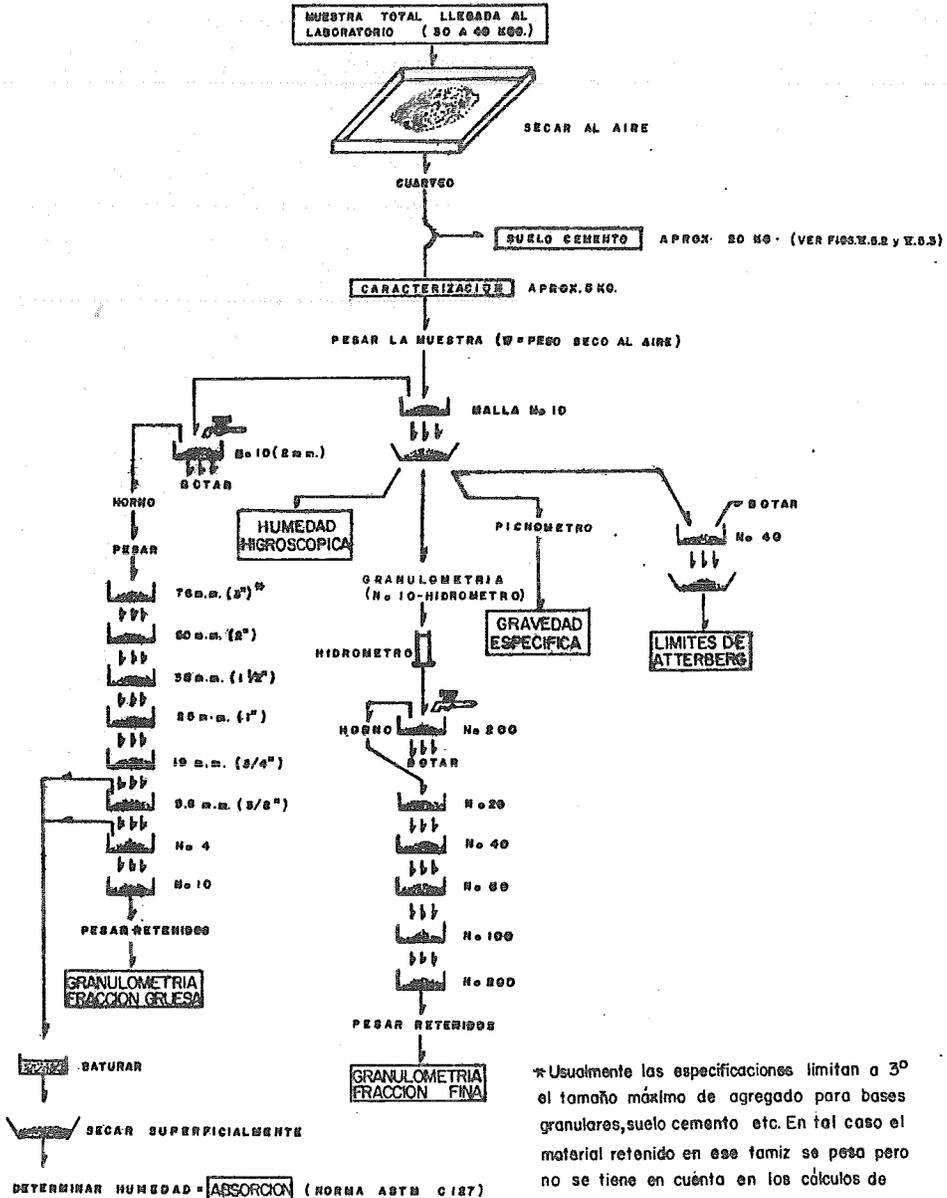
Los ensayos efectuados en especímenes de suelo-cemento que se describieron en el sub-capítulo V.5 correspondiente a la dosificación de la mezcla, se ejecutan en el laboratorio; previamente, mediante observaciones realizadas en el campo, se infieren las condiciones físicas que prevalecerán durante la ejecución de la obra. En base a lo anterior y empleando el criterio, podrán formularse las normas y especificaciones necesarias particulares para llevar a buen término la obra de que se trate.

Es importante resaltar la importancia que tiene -- llevar a cabo un buen control de calidad, lo que implica la formación de brigadas con elementos suficientes y capaces, para vigilar el cumplimiento de las especificaciones respectivas. Dicho personal estará pendiente de que la pulverización y mezcla de los materiales resulte lo más homogénea posible, que los proporcionamientos determinados durante los ensayos de dosificación se respeten. Un factor muy importante es que la humedad de la mezcla, también sea homogénea pues de ello dependerá el tener una capa compactada en su totalidad. Como en todo proceso de compactación,

FIGURA 5.1

PREPARACION DE MUESTRAS Y ENSAYOS DE CLASIFICACION DE SUELOS

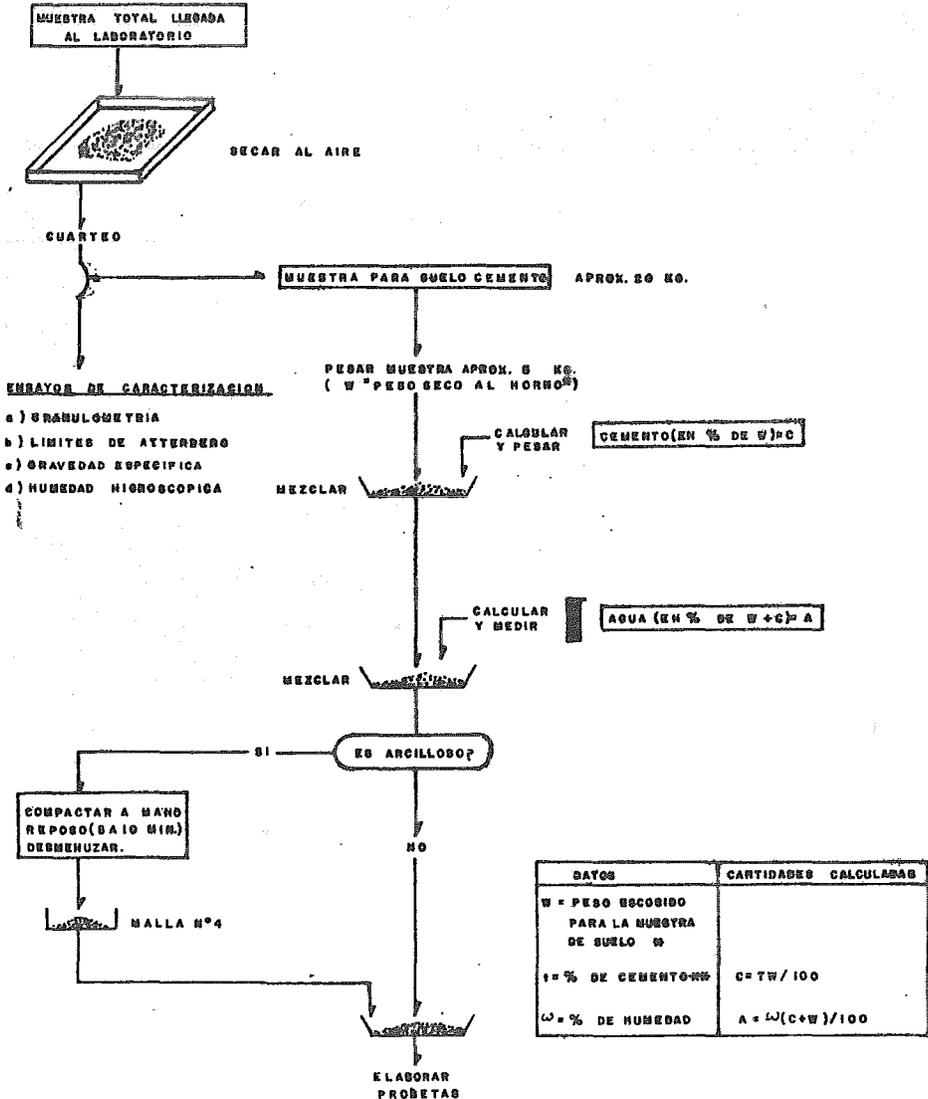
DIAGRAMA DE FLUJO EN EL LABORATORIO



* Usualmente las especificaciones limitan a 3^o el tamaño máximo de agregado para bases granulares, suelo cemento etc. En tal caso el material retenido en ese tamiz se pesa pero no se tiene en cuenta en los cálculos de granulometria. (Debe descontarse del peso, W, de la muestra.)

FIGURA V.5.2

DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA PREPARACION DE MUESTRAS
 PARA COMPACTAR PROBETAS DE SUELO-CEMENTO
 (A ASHO-ESPECIFICACIONES T134 Y T135)
 METODO A-PARA MATERIAL QUE PASA 100% LA MALLA N°4

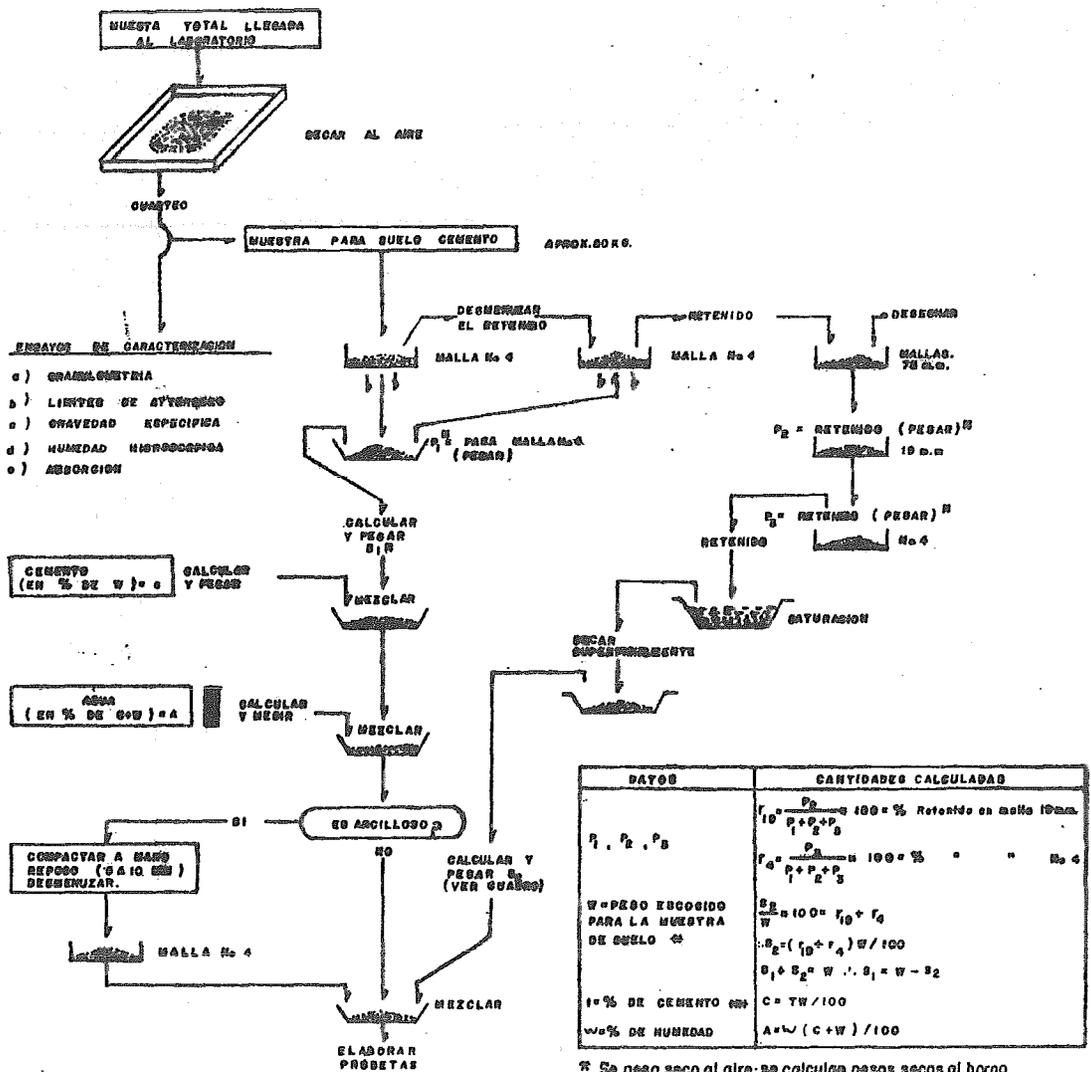


* SE PESA SECO AL AIRE: SE CALCULA W SECO AL HORNO

** T = % DE CEMENTO EN PESO CON RELACION A W.

FIGURA Y.5.3

**DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA PREPARACION DE MUESTRAS
PARA COMPACTAR PROBETAS DE SUELO-CEMENTO
(AASHO-ESPECIFICACIONES T134 Y T 135)
METODO B- PARA MATERIAL CON RETENIDO EN LA MALLA No 4**



DATOS	CANTIDADES CALCULADAS
P_1, P_2, P_3	$r_1 = \frac{P_1}{1 + P_1 + P_2} \times 100 = \% \text{ Retenido en malla } 10\text{mm.}$
	$r_2 = \frac{P_2}{1 + P_1 + P_2} \times 100 = \% \text{ " " " " No. 4}$
$W = \text{PESO HIGOSICO PARA LA MUESTRA DE SUELO}$	$\frac{E_2}{W} \times 100 = r_1 + r_2$
	$E_2 = (r_1 + r_2) W / 100$
$1\% \text{ DE CEMENTO}$	$C = TW / 100$
$w\% \text{ DE HUMEDAD}$	$A = W(C+W) / 100$

¹ De peso seco al aire; se calculan pesos secos al horno
² T = % de cemento en peso con relacion a W

el contenido de humedad cercano al óptimo permite obtener pesos volumétricos secos máximos con el mínimo de trabajo, por lo tanto debe tenerse en cuenta.

De todo lo anterior se infiere que habrán de ejecutarse ensayos tales como determinación de humedad y de compactación de acuerdo con los ensayos de dosificación durante la ejecución de los trabajos.

Resulta conveniente la elaboración de probetas con la mezcla de suelo-cemento de la capa directamente y ejecutar en ellas - ensayos de durabilidad por mojado y secado, como se describió anteriormente, según sea el caso, con el objeto de establecer correlaciones, muy útiles para normar mejores criterios.

VI.- ESTABILIZACION DE SUELOS CON CAL

VI.1.- INTRODUCCION

El empleo de cal para la estabilización de suelos no constituye un aspecto novedoso pues fue empleada en obras tan antiguas como la muralla china y algunos caminos romanos durante el florecimiento del Imperio Romano. Pero no es si no hasta hace unos 30 años que se empezaron a estudiar en forma racional a los mecanismos responsables de la estabilización, así como a las diferentes modificaciones sufridas por el suelo estabilizado.¹⁷

La estabilización de suelos con cal es un proceso muy similar al de la estabilización de suelos con cemento en el que el criterio y las técnicas de prueba y construcción son semejante. No obstante éste difiere en dos aspectos importantes primero la estabilización de suelos con cal es aplicable a suelos mucho más arcillosos y es mucho menos apropiada a suelos granulares y, segundo es usado como preparativo para un tratamiento posterior o suministrar una mejora suficiente para sostener el tráfico de construcción, como una medida temporal, tal modificación o estabilización no necesita estar efectuada a los estandares requeridos para construcción permanente. La cal puede ser usada para condiciones de suelo excesivamente húmedo o seco, de ahí que sea un estabilizador muy versátil y tenga una gran aceptación en caminos. Tanto para estabilizar bases como sub-bases.

VI.2.- CARACTERISTICAS DEL SUELO PARA SER ESTABILIZADO CON CAL

Una parte importante de los suelos con los que el ingeniero tiene que trabajar, corresponde a las arcillas, y es precisa-

mente en éstas en donde la estabilización con cal nos rinde mejores resultados, ya que la cal presenta efectos muy pequeños en suelos altamente orgánicos y en suelos con pequeño o ningún contenido de arcilla. Las arcillas frecuentemente requieren de su estabilización con el objeto de incrementar su resistencia y disminuir su sensibilidad a cambios volumétricos debidos a cambios en el contenido de agua. Al respecto cabe mencionar que puede suceder que el criterio de resistencia pueda, en algunos casos, ser de una importancia secundaria pasando a primer término - los criterios de plasticidad, expansión, contracción, humedad de compactación y aun la trabajabilidad.

En las arcillas la cal inmediatamente crea una estructura más desmenuzable la cual es más fácil para trabajar y compactar aunque con una densidad máxima menor y por lo cual la cal será usada solamente por esta razón como un pretratamiento para adiciones posteriores. Así queda una pequeña restricción en el uso de la cal debida al tipo de suelo, pero cada caso deberá ser investigado para asegurar el efecto de la cal.

El efecto de la humedad del suelo es importante - solamente donde afecta la operación de compactar o pulverizar, en arcillas mojadas, el uso de la cal para efectuar rápidos cambios en la plasticidad es la base de la aplicación de la estabilización con cal como un pretratamiento de construcción.

VI.3.- CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES PARA PRODUCIR EL ESTABILIZANTE

Es importante que el tipo de cal usado en la estabilización sea claramente definido. Ya que el término cal ha sido usado tanto para describir carbonato de calcio (cal agrícola), hidróxido de -

calcio (cal apagada o hidratada) y óxido de calcio (cal viva). El término no será usado aquí y en general en prácticas de ingeniería para significar cal hidratada.

Químicamente hablando, la cal se relaciona solamente con el óxido de calcio (Ca O); sin embargo, en el uso común, el término incluye los productos de la calcinación de calizas calcéticas o dolomíticas. Las cales calcéticas (altos contenidos de calcio) se obtienen mediante la calcinación, de rocas calcáreas (calcitas, calizas calcéticas, conchuelas, etc.) las cuales contienen del 95 al 99% de carbonato de calcio (Ca CO_3). Las cales dolomíticas se obtienen de la calcinación de calizas dolomíticas o de dolomitas que contengan de 30 a 40% de carbonato de magnesio (Mg CO_3), siendo el resto, carbonato de calcio (Ca CO_3).

A presión atmosférica, las calizas calcéticas se descomponen a una temperatura de 880 a 900° C para formar óxido de calcio (Ca O) y bióxido de carbono (CO_2). La descomposición de la dolomita $\text{Ca Mg (CO}_3)_2$ es un proceso que se realiza en dos etapas. A la temperatura de 730° C aproximadamente, la dolomita se descompone para formar óxido de magnesio (Mg O) y bióxido de carbono (CO_2) y carbonato de calcio (Ca CO_3). Es necesario elevar posteriormente la temperatura aproximadamente 900° C para descomponer el carbonato de calcio como anteriormente se mencionó.

El hidróxido de calcio es más ampliamente usado para estabilización aunque el óxido de calcio (piedra de cal) pueda ser más efectivo en algunos casos, aunque la piedra de cal ataca corrosivamente al equipo y hay un riesgo de severas quemaduras de piel para el personal.

VI.4.- CARACTERISTICAS DEL AGUA A EMPLEAR EN LA
ESTABILIZACION.

El agua potable es la más preferida, y el agua ácida (orgánica) será evitada. El agua de mar ha sido usada, pero deberá -- ser evitada. La cantidad es citada por los requerimientos de compactación pero con agua extra para la hidratación, puede ser requerida en suelos -- que tienen menos del 50% de contenido de humedad para proveer el rápido proceso de hidratación.

VI.5.- REACCIONES DE LA CAL AL CONTACTO CON LA ARCILLA

La cal reacciona con los minerales de la arcilla - (Caolinita, Illita, Montmorilonita) para formar un gel de silicato de calcio fuerte insoluble al agua el cual cementa las partículas del suelo, -- así el agente cementante es el mismo que para el cemento Portland ordinario, la diferencia es que con el último gel de silicato de calcio es formado de hidratación de silicato de calcio anhidroso (cemento), mientras que con la cal el gel es formado solamente después del ataque y movimiento de sílice de los minerales de arcilla.

El gel de silicato procede inmediatamente para cubrir y apretar los montones de arcilla y bloquear los poros del terreno. Gradualmente este gel cristaliza dentro de hidratos de calcio bien definidos, la reacción procede solamente mientras el agua esta presente y en suelos muy secos no reaccionaran.

La Tabla VI.5.1 muestra un resumen de la variación en los límites de consistencia para diferentes porcentajes de cal, en -- las diferentes arcillas y diferentes periodos de reposo. En lo que respecta a los pesos volumétricos, también se tienen modificaciones, se no-

VI.5 REACCIONES DE LA CAL AL CONTACTO CON LA ARCILLA

MUESTRAS TRATADAS CON DIFERENTES POR- CENTAJES (EN%)		LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO			INDICE PLASTICO		
		24 h	28 d	90 d	24 h	28 d	90 d	24 h	28 d	90 d
<i>Arcilla Barreniana</i>	0	41			16			25		
	3	55	54		20	30		27	24	
	5	51	56		29	30		22	26	
	7	45	53	41	29	31	31	16	22	10
<i>Arcilla Albina</i>	0	45			20			25		
	3	55	56		34	34		21	22	
	5	49	57		31	38		18	19	
	7	48	50	46	32	38		16	12	8
<i>Arcilla de Valentigny</i>	0	46			23			23		
	3	53	49		30	32		23	17	
	5	51	55		29	35		22	20	
	7	50	50	46	32	34	35	18	16	11
<i>Caolinita</i>	0	71			36			35		
	20	87	82	10.5	47	52	8.5	40	30	2
<i>Montmorilonita</i>	0	165			42			123		
	20	87	90	—	72	< 4	—	15	—	—
<i>Bentonita</i>	0	450			36			414		
	20	203	20.5	8	138	14	< 4	65	65	—

TABLA VI.5.1.

ta que con la adición de cal se obtienen pesos volumétricos menores, pero mientras más alto sea el porcentaje de cal adicionada, el suelo se vuelve menos sensible al agua, es decir, que se tiene prácticamente el mismo peso volumétrico para variaciones amplias en la humedad. En lo que respecta a la compresión simple se tuvo que solo se presentaron diferencias notables en el caso de la arcilla donde predomina la caolinita.

Si bien se ha dicho que la materia orgánica inhibe la acción de la cal, se han encontrado buenos resultados en la estabilización de suelos con un contenido hasta de 20% de materia orgánica, basándose en que un exceso de cal pueda neutralizar la acidez producida por la materia orgánica. El pH en una mezcla de suelo-cal se incrementa en razón directa a la cal adicionada debido a la alcalinidad de la misma cal. Cuando el pH de la mezcla suelo-cal alcanza un valor cercano a 12.4 queda satisfecha la reacción suelo-cal.

VI.6.- ADITIVOS EN LA MEZCLA SUELO-CAL

Un grupo posterior de materiales, las puzzolanas naturales, son particularmente notables por que ellas reaccionan directamente con la cal para formar productos cementicios, tales materiales son comunes en zonas volcánicas.

La cal se ha usado también con puzzolanas artificiales tales como la escoria pulverizada de horno, ceniza de ladrillo y polvo de arcilla esquistosa expandida, donde éstos materiales son conseguidos como productos de desecho. La mezcla de cal-puzzolana deberá ser hecha con una relación aproximada de 1:7 a 1:9.

Una mezcla de cal y sulfato de cal (yeso) en proporción aproximadamente igual se ha encontrado que es efectiva para el -

proceso de la estabilización.

VI.7.- DOSIFICACION DE LA MEZCLA

Son diferentes los criterios para la elección del contenido óptimo de cal, ya que son muy diversos los factores que en - ello influyen, destacandose entre otros el contenido de materia orgánica, porcentajes de los diferentes materiales arcillosos presentes en el suelo, características que se desee modificar en el suelo, tipo de cal, porcentaje de finos y gruesos en el suelo a tratar, etc.

Los procedimientos del diseño de la mezcla empiezan de una estimación de los requerimientos del terreno seguida de pruebas detalladas para determinar las circunstancias particulares. Pero -- cualquiera que sea el procedimiento empleado para el estudio de la estabilización, es conveniente mencionar que existe un punto en el contenido de cal, más allá del cual, la cal prácticamente no produce mejoras notables en el material, al menos a corto plazo. A este punto es a lo - que se conoce como "punto de fijación" y significa que en este contenido de cal se ha satisfecho la reactividad potencial de los minerales ar cillosos, e inclusive la de la materia orgánica.

Se puede tener por ejemplo un suelo en el que se - utilice al Límite Plástico para obtener el punto de fijación. En la Figura VI.7.1 se muestra que para aproximadamente el 5% de cal, ya no aumenta más el Límite Plástico y podría estimarse a este punto como el de fijación.

Si lo que se desea es nada más modificar la plasti cidad tal vez con lo anterior baste, pero si se intenta también obtener modificaciones en la resistencia se pensaría en gráficas que nos relacio

nen la resistencia y el contenido de cal.

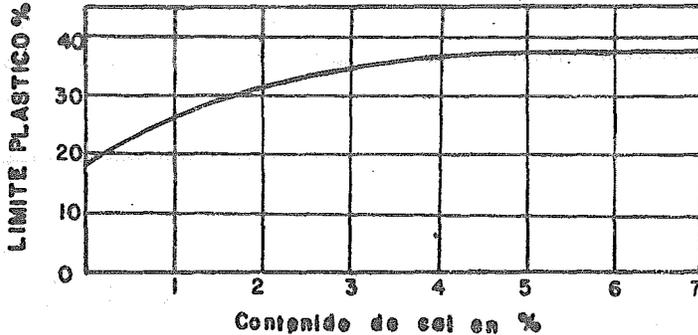


FIG. VI.7.1

Es importante llamar la atención sobre dos aspectos en lo que respecta al contenido óptimo de cal. El primero es que en algunas pruebas de laboratorio (por ejemplo, límites de consistencia) se utiliza solamente material fino, mientras que en otras (compresión simple) se emplea todo el suelo. Lo anterior origina que los porcentajes de cal no sean los mismos en ambos casos lo que puede tener serias consecuencias al dosificar en el campo con los suelos reales, ya que como se ha visto, son los suelos finos los que contribuyen en mayor parte a la reacción con la cal.

Es recomendable al igual que el suelo estabilizado con cemento que la cifra mínima sea de un 3% por lo mismo ya mencionado y una cifra máxima del 8% la tabla VI.7.1 nos muestra algunos contenidos propuestos para diferentes tipos de materiales.

TIPO DE SUELO	CONTENIDO PARA MODIFICACION	CONTENIDO PARA ESTABILIZACION
Roca molida fina	2 - 4 . %	No recomendado
Grava arcillosa bien graduada	1 - 3 . %	3 %
Arenas	No recomendado	No recomendado
Arcilla arenosa	No recomendades	5 %
Arcilla salada	1 - 3 %	2 - 4 %
Arcilla pesada	1 - 3 %	3 - 8 %
Arcilla muy pesada	1 - 3 %	3 - 8 %
Suelos organicos	No recomendado	No recomendado

TABLA VI 7.1

VI. 8.- PRUEBAS EN ESPECIMENES DE SUELO CAL (19)

Veamos ahora lo relativo a la obtención y preparación de muestras de suelos y de cal hidratada empleada en la estabilización de los mismos, así como de las pruebas que es necesario realizar - para determinar la proporción más conveniente en que deberán combinarse ambos para producir un material de características satisfactorias.

Las muestras de suelos y de cal hidratada que se utilicen en este tipo de estabilización, serán obtenidas de los Bancos, almacenamientos, plantas de trituración y cribado o en el lugar de la - construcción y que sean representativos del material que se trate, debe rán identificarse con tarjetas sujetas al exterior del envase y en el - interior, con los siguientes datos:

Obra:

Ubicación del Banco o Almacenamiento:

Número de la Muestra:

Profundidad a que se tomo la muestra:

Espesor del estrato o capa correspondiente:

Fecha:

Operador:

Para efectuar las pruebas en las mezclas de suelo y cal, es necesario que se cuente con el equipo de prueba siguiente:

Una malla No. 4, una malla No. 10 y una malla No. 40.

Equipo necesario para verificar las pruebas completas de Atterberg.

Equipo para verificar la prueba estandar de valor relativo de soporte.

*Equipo requerido para determinar el valor cementante de la --
fracción del suelo que pasa la malla No. 4.*

*El procedimiento de prueba comprende los pasos que
a continuación se describen.*

a).- La preparación de la muestra se hará como sigue: Una porción de la muestra representativa del material, se secará al sol, se disgregará y tamizará por las mallas No. 4 y No. 10; los grumos de material retenido se disgregarán y se pasarán nuevamente por las mallas mencionadas. El material que pasa la malla No. 10 se tamizará por la malla 40 y el retenido en esta malla se juntará con el material que pase por la malla No. 10 obteniéndose finalmente las siguientes fracciones:

Material que se retiene en la malla No. 4.

Material que pasa la malla No. 4 y se retiene en la malla 40.

Material que pasa la malla 40.

Se tomará la cantidad correspondiente de cada una de las fracciones señaladas, para combinarlas de acuerdo con la composición granulométrica del material original y formar 6 (seis) muestras de 50 (cincuenta) kg. cada una. Proporcionando las muestras en ésta forma se asegurará una composición granulométrica más representativa de la muestra, una vez que las diferentes porciones han sido mezcladas debidamente.

*La elaboración de las mezclas seguirá los siguientes pasos: --
Las muestras preparadas como se indicó, se mezclarán con cal hidratada -
en porcentajes que varían entre uno por ciento y seis por ciento, en incrementos de uno por ciento con respecto al peso del suelo seco. Una vez lograda la repartición homogénea de la cal se agregará la cantidad de --
agua que corresponda a la humedad óptima de compactación del suelo, más una cantidad igual a la mitad del peso de la cal agregada. Se manipula--
ra hasta conseguir una repartición uniforme del agua, y la mezcla así --*

preparada se almacenara en charolas de lámina para que no absorba agua de la mezcla, manteniéndola cubierta con una lona húmeda.

El ensaye de las mezclas, que comprendera las siguientes pruebas: Límites de Atterberg a las tres horas, seis horas, veinticuatro horas, un mes, dos meses, cuatro meses, seis meses, ocho meses y doce meses de haberse elaborado la mezcla.

Valor relativo de soporte y valor cementante, determinados a las veinticuatro horas, un mes, dos meses, cuatro meses, ocho meses y doce meses de haberse elaborado la mezcla.

La representación gráfica de los resultados de prueba, consistira en dibujar para cada porcentaje de cal, las curvas contracción Lineal-Tiempo, V.R.S.-Tiempo y valor cementante-Tiempo, utilizando una escala logarítmica en el eje de las abscisas para representar los tiempos, y una escala aritmética, en las ordenadas, para los demás valores.

VII.- ESTABILIZACION DE SUELOS POR CONSOLIDACION ACELERADA

VII.1.- INTRODUCCION

La consolidación acelerada es un procedimiento constructivo que se aplica a suelos blandos generalmente de espesor reducido, a fin de eliminar la consolidación primaria y reducir la secundaria que originaría asentamientos excesivos en estructuras cimentadas sobre el mismo suelo sin tratamiento alguno.

*Un suelo saturado, sometido a incrementos de carga, sufre deformaciones como consecuencia del drenaje del agua intersticial y del acercamiento entre sus partículas. La deformación que sufre en suelo como resultado de la expulsión de agua al disiparse el exceso de presión de poro se denomina consolidación primaria y a la deformación que se sigue presentando después que se disipa el exceso de la presión de poro se le llama consolidación secundaria. La primera ocurre en tiempos relativamente cortos mientras que la segunda necesita de períodos largos de tiempo para desarrollarse. En la Fig. VII.1.1 se muestra la forma en que evoluciona el proceso de consolidación.*¹⁸

Los factores que limitan la aplicación de cualquiera de los métodos de estabilización dirigidos a consolidar el suelo son, el tiempo de consolidación y las condiciones estratigráficas. El primero se ve influido por la permeabilidad del suelo y espesor del estrato compresible, en cuanto a las condiciones estratigráficas, la consolidación acelerada es eficaz cuando el espesor de los suelos compresibles no pasa de 10 m. y de preferencia cuando existen estratos permeables que faciliten el drenaje del agua intersticial.

Independientemente del método aplicado para lograr

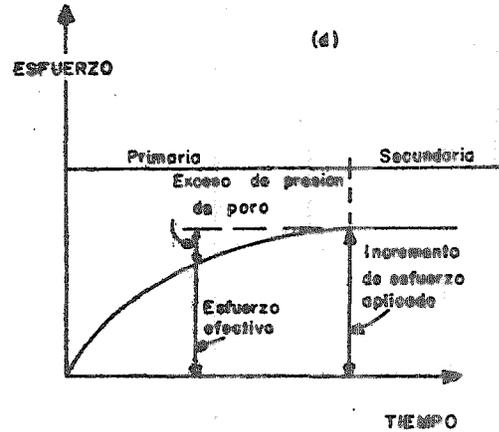
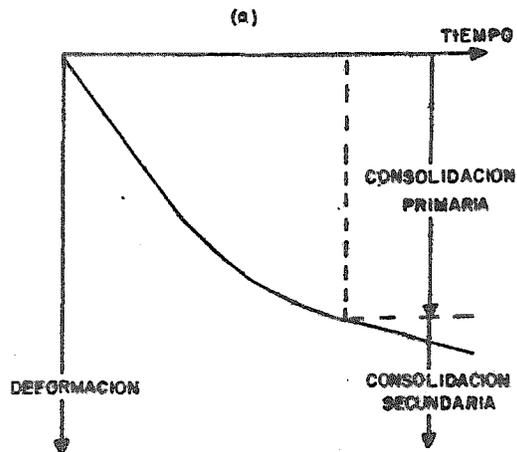


Fig VII.1.1 Proceso de consolidación

la consolidación acelerada en un suelo blando, la primera intención es reducir el mínimo los asentamientos de la estructura a cimentar, pero no debe perderse de vista que a mayor grado de consolidación, será mayor la resistencia del suelo al esfuerzo cortante por lo tanto con los métodos de consolidación acelerada se mejora al suelo en cuanto a sus características de compresibilidad y de resistencia.

Cualquiera que sea el método aplicado, se generan sobre cargas en la masa de suelo; por ejemplo: en la precarga, el incremento de esfuerzos en la masa de suelo se produce por el peso del material que la forma; en el caso de los drenes verticales se facilita el drenaje del agua intersticial, disminuyendo el recorrido del agua y facilitando su salida a través de un delantal de material drenante, además de que frecuentemente se combina con precarga, si se trata de bombeo, la sobrecarga se genera al abatir el nivel freático pues por éste medio, la masa de suelo que sobreyace al nivel abatido, queda en condiciones de suelo saturado ($\gamma_{sat} = \gamma' + \gamma_w$). El sobrepeso inducido por el suelo saturado en los estratos que lo subyacen, y en sí mismo, generan el proceso de consolidación acelerada. El método de estabilización por bombeo -sea el tipo que sea- se aplica en casi todos los suelos finos. La Fig. VII.1.2 muestra los rangos en que son aplicables los distintos sistemas de abatimiento por bombeo.

VII.2.- CONSOLIDACION POR PRECARGA

El método de estabilización de suelos por medio de precarga consiste en comprimir previamente el suelo bajo una carga generalmente mayor a la que soportará por efecto de la obra que haya de construirse sobre él. Dicho método es aplicable cuando el terreno de cimentación sea arcilloso, blando y compresible. El objetivo es lograr que en el momento que se coloque o complete la estructura que vaya a erigirse -se haya producido un cierto asentamiento predeterminado y conveniente y

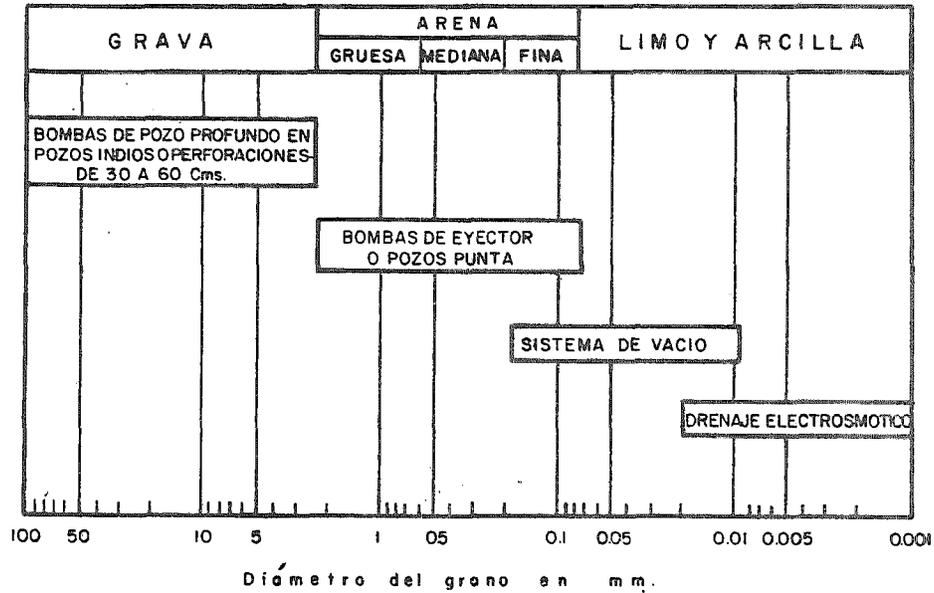


Fig. VII.1.2. Límites de aplicación de los distintos sistemas del abatimiento por bombeo (Ref.22)

generado además un cierto incremento de la resistencia al esfuerzo cor--
tante.

Un requisito esencial para la aplicación de las --
técnicas de precarga es un conocimiento perfecto del perfil del suelo y
de las propiedades de los diferentes estratos que lo componen. En vías -
terrestres, donde es importante conservar los niveles de la rasante cons
tantes es necesario conocer, lo más preciso posible la magnitud de los -
asentamientos que hayan de producirse bajo las condiciones de carga de
trabajo así como la evolución del mismo con el tiempo.

La sobrecarga usualmente se aplica con tierra, are
na o rocas; en algunas ocasiones se han utilizado bolsas de material plás
tico llenas de agua, sobre estratos compresibles que oscilan entre 5 y -
10 m. de espesor.¹⁸

Una limitante para la aplicación de éste método es
el tiempo ya que para ejecutar los trabajos se necesitan períodos de --
tiempo generalmente prolongados que se sujetan al programa de la obra. -
El tiempo de consolidación se compara con el tiempo disponible dentro --
del programa y pueden hacerse ciertos ajustes dentro de lo posible toman
do en cuenta lo ya expuesto anteriormente.

Cuando las condiciones del subsuelo son muy malas
y las cargas que han de ser soportadas son relativamente pequeñas y bas--
tante uniformes, se tienen en general, condiciones propicias para que la
precarga resulte la condición más conveniente dentro del conjunto de al--
ternativas estudiadas.

Como ya se mencionó anteriormente, es muy importan
te tener el conocimiento más completo posible del perfil estratigráfico

del suelo pues; por ejemplo, el detectar oportunamente la existencia de estratos delgados de arena o limo, permitira tener en cuenta esta situación en el cálculo de la precarga. Si la sobrecarga que ha de colocarse es pequeña y estrecha, aún los más delgados estratos de material friccionante tienen mucho efecto en la consolidación de los suelos blandos. Si la sobrecarga es grande y ancha, el efecto de los estratos de arena en la aceleración de la consolidación es mucho menor por lo menos en la zona central de la sobrecarga. Bajo las grandes sobrecargas, el nivel freático tiende a levantarse, neutralizando parcialmente sus efectos; - éste efecto es particularmente notable cuando la sobrecarga se coloca por relleno hidráulico.²

CALCULO DE UNA PRECARGA.

Una vez que se tiene conocido el perfil estratigráfico del suelo sobre el cual ha de colocarse una precarga incluyendo datos referentes a sus curvas de consolidación, tales como relación de vacíos (e) inicial y final, incrementos de los esfuerzos dentro del estrato o estratos que forman el espesor completo de influencia de la precarga, estaremos en condiciones de calcular la precarga en concordancia con la teoría de consolidación del Dr. Terzaghi.

Un método directo para calcular en forma aproximada el espesor de una precarga es el que se expone a continuación considerando la siguiente hipótesis.¹⁰ Fig. VII.2.1.

"Se considera que la variación del esfuerzo normal vertical generado en el suelo de apoyo por la sobrecarga impuesta por el terraplén y precarga, es lineal con la profundidad. Además se supone que el m_v es prácticamente constante."

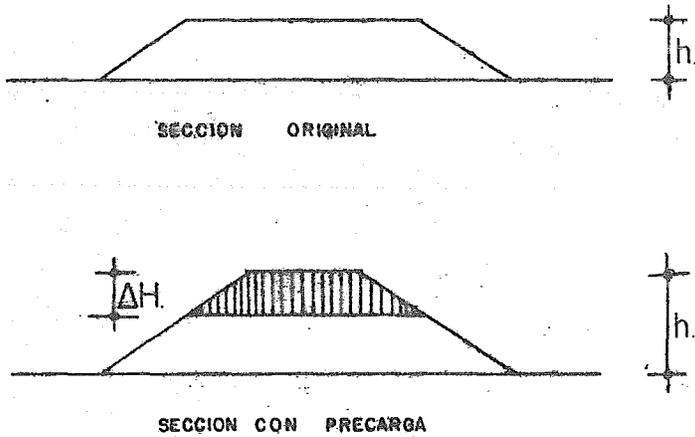


Fig. VII. 2.1

Aplicando la Teoría de Consolidación del Dr. Terzaghi

$$\Delta H = m_v \Delta \bar{p} H$$

$$\Delta P = \frac{w_0 + 0.1 w_0}{2} \quad \text{pero: } w_0 = \delta'_m h$$

$$\Delta H = 0.55 \delta'_m h m_v \Delta \bar{p}$$

$$\Delta H = (h_1 + \Delta H) 0.55 \delta'_m m_v H$$

$$\Delta H = \frac{0.55 h_1 \delta'_m m_v H}{1 - \delta'_m 0.55 m_v H}$$

Donde:

ΔH = Espesor de precarga (del mismo material de la terracería).

h_1 = Espesor de proyecto de la terracería.

γ_m = Peso volumétrico del material de la terracería.

m_v = Módulo de compresibilidad del suelo.

H = Espesor compresible del estrato compresible.

En la Fig. VII.2.2 muestra el efecto de una sobrecarga temporal sobre los asentamientos por consolidación primaria.

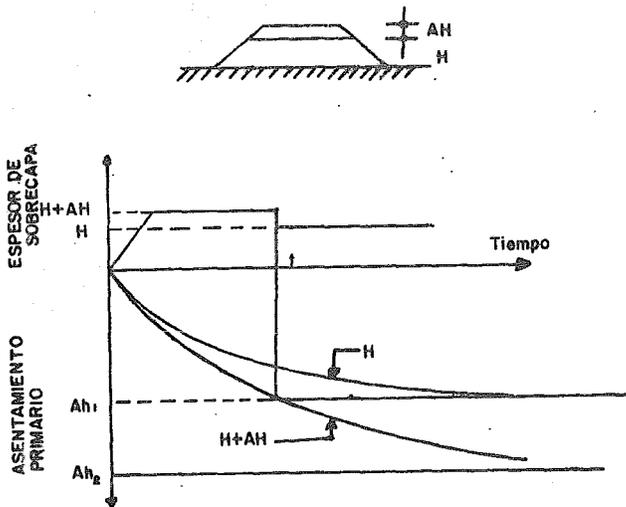


Fig. VII. 2.2

Puede verse como la carga correspondiente a $H + \Delta H$ (altura de tierra) produce en el tiempo t el mismo asentamiento que la altura H produciría en un tiempo considerablemente mayor.

Una gráfica como la de la Fig. VII.2.2 hecha para una obra real dada, permite un gran juego de decisiones, muy influenciadas por el tiempo de actuación de la sobrecarga de que se disponga, pues naturalmente no es preciso en muchas ocasiones, para lograr un funcionamiento adecuado de una estructura, producir bajo la sobrecarga la totalidad del asentamiento que produciría el terraplén por construir; frecuentemente basta producir una fracción conveniente de dicho asentamiento, - aún a sabiendas de que la estructura sufrirá el resto durante su operación.

VII.3.- CONSOLIDACION POR DRENES VERTICALES DE ARENA

Los drenes verticales de arena son perforaciones - rellenas con arena o materiales permeables. Se utilizan para reducir el tiempo de consolidación de un estrato poco permeable, sometido a un incremento de carga, aprovechando que generalmente la permeabilidad horizontal es mayor que la permeabilidad vertical y que la distancia que debe recorrer el agua para drenarse se reduce. Al respecto, el agua fluye radialmente a la red de drenes verticales y por ellos a la superficie libre. - La separación entre los drenes es el factor que más influye en la eficiencia del procedimiento, aún cuando también son significativos el diámetro de los drenes y el procedimiento de perforación.¹⁸

Existen, -además- dos aspectos importantes en el - diseño de una instalación de drenes de arena. El primero consiste en determinar la magnitud y velocidad del cambio volumétrico del suelo, y el segundo en evaluar la estabilidad de la cimentación.

En instalaciones de drenes de arena, la magnitud y velocidad de los cambios volumétricos dependen además de los factores antes mencionados, del espesor del delantal de drenaje, velocidad de colo-

cación del relleno, magnitud y duración de la sobrecarga cuando ésta -- existe.

En suelos blandos compresibles, la resistencia al esfuerzo cortante está relacionada con el grado de consolidación. Este proceso de consolidación del suelo depende de su naturaleza, sus características esfuerzo-deformación, su historia de esfuerzos y las condiciones de drenaje.

En la Fig. VII.3.1 se presenta, esquemáticamente una red de drenes de arena y en la Fig. VII.3.2 se muestra un volumen drenado por uno de ellos.²¹

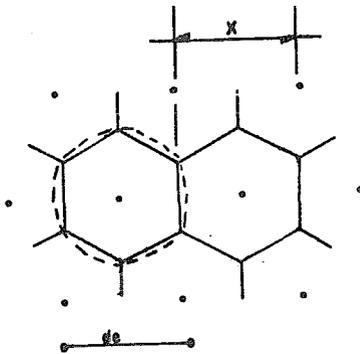


Fig. VII.3.1 Planta de localización

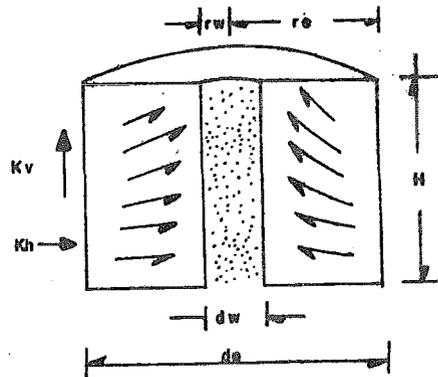


Fig. VII.3.2 Volumen drenado.

De las Figs. VII.3.1 y VII.3.2.

r_w = Radio del dren.

r_e = Radio de influencia del dren.

K_h = Coeficiente de permeabilidad horizontal.

K_v = Coeficiente de permeabilidad vertical.

K_s = Coeficiente de permeabilidad del material remoldeado.

$n = \frac{d_w}{d_e}$ relación de diámetros.

La ecuación que gobierna el flujo de agua radial y vertical, en coordenadas polares (Ref. 21) se puede escribir.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + c_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)$$

donde:

c_v = Coeficiente de consolidación por drenaje vertical.

c_h = Coeficiente de consolidación por drenaje horizontal.

u = Presión de poro

r = Radio al punto en estudio.

por otra parte:

$$c_v = \frac{K_v (1 + e_0)}{\alpha_v \gamma_w}$$

$$c_h = \frac{K_h (1 + e_0)}{\alpha_v \gamma_w}$$

donde:

α_v = Coeficiente de compresibilidad.

e_0 = Relación de vacíos inicial.

γ_w = Peso volumétrico del agua.

Dado que usualmente la permeabilidad vertical es -- significativamente menor que la horizontal, en la ecuación anterior se -- puede simplificar el término $\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$ quedando como sigue:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right)$$

La solución de esta ecuación se puede obtener considerando que los asentamientos en la superficie progresan radialmente -- a cada dren. Una solución más simple se tiene considerando que los asentamientos en la superficie progresan uniformemente. Ambas soluciones conducen a resultados semejantes para grados de consolidación superiores al 50 por ciento; así resulta más simple utilizar la hipótesis de asentamientos uniformes.¹⁸

En la solución de la ecuación debe tenerse en cuenta las condiciones de frontera del dren. Como generalmente durante la -- construcción de los drenes se provoca remoldeo en las paredes de la perforación, se tiene una zona de permeabilidad menor cuyo espesor depende del procedimiento de perforación, existen dos soluciones, una para cuando el remoldeo es despreciable o nulo y otra considerando un espesor remoldeado de permeabilidad menor.

— Drenes verticales considerando deformación superficial uniforme y remoldeo despreciable.

La solución de la ecuación de flujo permite calcular el exceso de presión de poro radial (u_r), considerando un punto distante del eje del dren a una distancia r y a un tiempo t (Ref. 18).

$$u_r = \frac{4 \bar{u}}{d_e^2 F(n)} \left[r e^2 \log_e \frac{r}{r_w} - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right]$$

donde:

u_r = Valor de la presión de poro del punto en estudio.

r = Radio al punto en estudio.

\bar{u} = Valor medio del exceso de presión de poro en la masa de suelo.

$$\bar{u} = u_0 \epsilon^\lambda ; \quad \lambda = \frac{-8Th}{F(n)}$$

u_0 = Presión de poro inicial.

$\epsilon = 2.7182$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \log_e n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

Grado de consolidación:

$$U = \frac{u_0 - \bar{u}}{u_0}$$

$$U = 1 - \epsilon^\lambda$$

$$T_h = \frac{K_h (1 - e_0) t}{\alpha_v d_e^2 \gamma_w} = \frac{Cvrt}{d_e^2} , \text{ Factor tiempo de consolidación por flujo radial.}$$

γ_w = Peso específico del agua.

En la Fig. VII.3.3 se presenta la solución gráfica

para determinar el grado de consolidación para diferentes valores de la relación de diámetros.

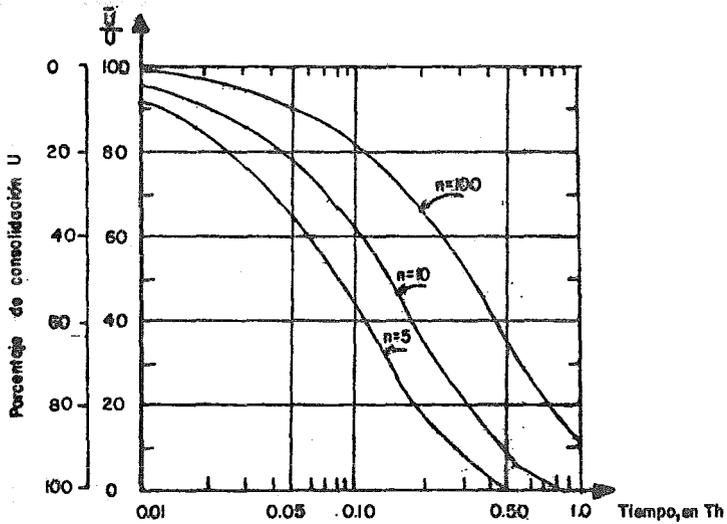


Fig. VII.33. Consolidación contra factor tiempo
(Deformación superficial uniforme)

— Drenes verticales considerando deformación superficial uniforme y remodelado perimetral.

La solución de la ecuación de flujo permite establecer:

$$u_r = \frac{\bar{u}_r \left[\log_e \left(\frac{r}{r_s} \right) - \frac{r^2 - r_s^2}{2r_e^2} + \frac{k_h}{k_s} \left(\frac{n^2 - s^2}{n^2} \right) \log_e (s) \right]}{v}$$

u_r = Valor de la presión de poro en el punto de estudio.

\bar{u}_r = Valor medio de la presión de poro en la masa de suelo.

r = Radio al punto en estudio.

r_s = Radio de la zona remodelada.

r_e = Radio de influencia del dren.

k_h = Coeficiente de permeabilidad horizontal.

k_s = Coeficiente de permeabilidad del suelo moldeado.

$n = \frac{r_e}{r_w} = \frac{d_e}{d_w}$ Relación del radio de influencia del dren al diámetro del mismo.

$s = \frac{r_s}{r}$ Relación de radios de la zona remodelada a la del dren.

$$v = \left[\frac{n^2}{n^2 - s^2} \log_e \left(\frac{n}{s} \right) - \frac{3}{4} + \frac{s^2}{4n^2} + \frac{k_h}{k_s} \left(\frac{n^2 - s^2}{n^2} \right) \log_e (s) \right]$$

Grado de consolidación: $U = 1 - e^{-d}$ donde: $d = \frac{8T_h}{u}$

El efecto que provoca el remodelado es reducir la eficiencia del dren; así, uno con remodelado perimetral es equivalente a otro de menor diámetro.

En la Fig. VII.3.4 se presenta gráficamente la solución a la función u en términos de n , s , y $\frac{k_h}{k_s}$, para el caso de drenes

con remoldeo perimetral con $n=5$ y $n=15$ (Ref. 18). En la Fig. VII.3.5 se presenta su solución para el caso de $\frac{K_h}{K_s} = 20$.

Los drenes se instalan introduciendo en el terreno blando un tubo de ademe de diámetro adecuado del que después se extrae el suelo y que debe recuperarse por razones de costo, extrayendolo a medida que se llena de arena el espacio interior, o por medio de una broca apropiada, que haga una perforación cuyas paredes se sostengan al retirar la herramienta, por lo menos el tiempo necesario para rellenar el hueco con la arena que funciona como material drenante. Naturalmente el segundo método es el mas económico, pero no siempre es aplicable. Ambos métodos producen un importante remoldeo del suelo natural, que se refleja en su resistencia conjunta, que debe tenerse en cuenta, si bien es cierto que suele recuperarse en algunos días o cuando mucho semanas, después de instalados los drenes.⁸ El remoldeo también afecta el buen funcionamiento del sistema, desde el momento en que se afecta la permeabilidad del material perimetral.

Indudablemente, los drenes verticales de arena aceleran la salida del agua de los estratos compresibles sin embargo no debe aplicarse sin tener un conocimiento preciso del subsuelo que se desea tratar. Es importante para el buen funcionamiento de los drenes verticales, que el material que sirve de filtro sea realmente permeable. En especial, deberá cuidarse que sea muy bajo el contenido de finos menores que la malla No. 100, pues éstos afectan mucho la permeabilidad del conjunto. De la misma manera, debe evitarse toda segregación dentro del material filtrante en su colocación en el pozo.

La instalación de drenes verticales de arena debe complementarse con una capa de espesor razonable -generalmente de 30 a 40 cm.- que cubra toda el área tratada, como se muestra en la Fig. - -

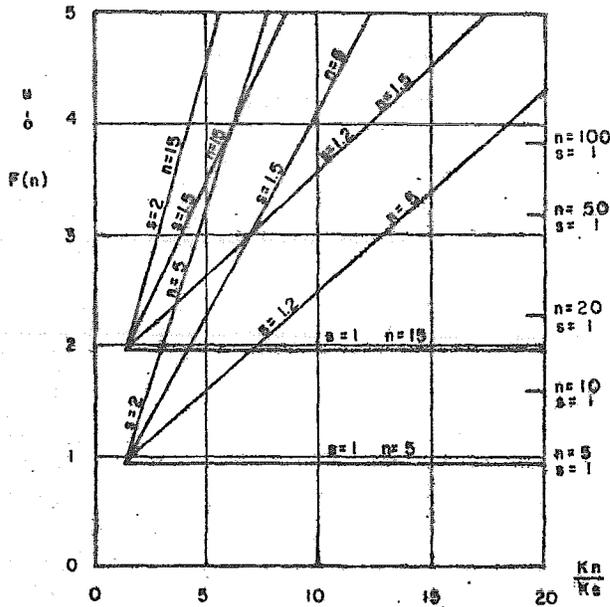


Fig.VII.3.4. Relaciones entre $\frac{Kn}{Ks}$, y y s para $n=s$ y $n=15$ (Ref.18)

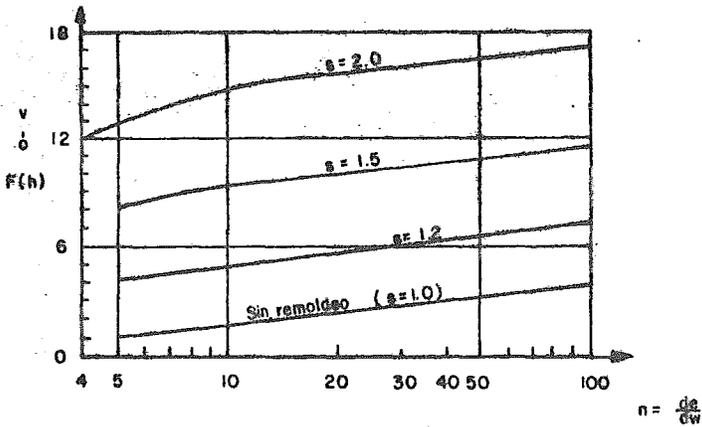


Fig.VII.3.5. Relaciones entre n y $F(n)$ ó v para $\frac{Kh}{Ks} = 20$. (Ref.18)

VII.3.6 (Ref. 21).

La separación que se da a los drenes verticales in fluye en su buen funcionamiento así como el diámetro de éstos aunque en menor escala. La práctica ha establecido una relación entre la separación y el diámetro en el orden de 10, con valores de 30 a 40 cm. para ésta última dimensión.⁸

El poder establecer por cálculo la evolución de la consolidación en un estrato compresible tratado con drenes verticales, - depende mucho de la precisión que se logre en la determinación de las -- permeabilidades vertical y radial. La permeabilidad vertical puede medirse en el laboratorio, haciendo uso de los métodos para suelos estratificados; pero la permeabilidad radial se mide mejor con pruebas de campo, - para lo cual se pueden usar los pozos de instalación de piezómetros, que deben existir obligatoriamente en toda instalación importante de drenes verticales de arena.

Un efecto que pueden tener los drenes verticales - pero no ha sido suficientemente estudiado es que éstos pueden actuar como verdaderas columnas o pilotes de arena aumentando la resistencia al - deslizamiento del conjunto.

El uso de los drenes verticales de arena, suele -- ser costoso; por consiguiente, su utilización no puede recomendarse sin un cuidadoso estudio de su idoneidad y una completa consideración económica de otras alternativas.

VII.4.- CONSOLIDACION POR BOMBEO

Como ya se mencionó en la introducción a éste capí

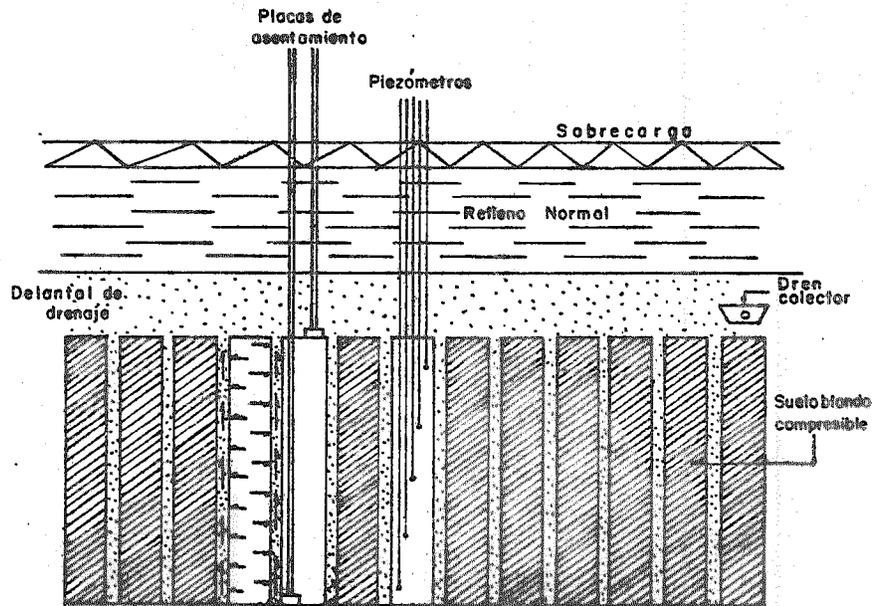


Fig. VII. 3.6. Perfil de una zona tratada con drenes.

tulo, la consolidación por bombeo genera esfuerzos en exceso por efecto de la sobrecarga impuesta en los estratos subyacentes por el peso del suelo saturado generandose de ésta forma la consolidación acelerada deseada; en ésta parte, se tratarán algunos procedimientos para abatir el nivel freático por medio de bombeo a gravedad.

Se hace uso de una red de pozos de bombeo distribuidos convenientemente en número suficiente y en toda el área que se pretende consolidar, éste método es mucho menos eficiente que los expuestos en los sub-capítulos VII.2 y VII.3 y por lo tanto se aplica en áreas pequeñas con espesores reducidos, aunque cuando se dispone de tiempo suficiente puede aplicarse en áreas extensas.

Los objetivos que se persiguen al instalar pozos de bombeo, en muchas ocasiones se confunden, siendo frecuente que se piense, en un principio, mantener seca una excavación y se pierde de vista lo principal que es dar estabilidad al suelo que se esté tratando. Es importante saber que la influencia de un sistema de bombeo no se limita a mantener las excavaciones secas; sino que, si se maneja adecuadamente, puede estabilizar taludes arrancando el bombeo un lapso de tiempo razonable antes del inicio de los trabajos de excavación, lo que permitira tener seco el suelo y por lo tanto con mayor resistencia al esfuerzo cortante, lo que facilita la ejecución de los trabajos con buen margen de seguridad: un aspecto más que es importante considerar, es que abatiendo el nivel freático hasta niveles convenientes pueden eliminarse las subpresiones que pudieran inducir esfuerzos en las losas de fondo de cajones de cimentación mientras sea inadmisibile que éstos se presenten, también por éste procedimiento pueden evitarse expansiones excesivas que se traducirían en asentamientos una vez construida la superestructura.

Todo lo anterior no se aparta del concepto de con

solidación pues en mayor o menor grado se genera éste fenómeno cuando se presenta un abatimiento del nivel freático en suelos compresibles.

Como en los casos anteriores, el análisis teórico del proceso de consolidación debe tomar en cuenta las condiciones estratigráficas y el carácter transitorio del fenómeno. Las soluciones que se obtienen se limitan para condiciones particulares de frontera y de características de permeabilidad. Un análisis aproximado permite estimar el orden de magnitud de los asentamientos considerando dos casos; un estrato compresible drenado en la base y varios estratos compresibles con lentes de material permeable intercalados.

El primer caso; se ilustra en la Fig. VII.4.1 donde se presenta la distribución de presiones hidrostáticas que gobiernan el fenómeno.

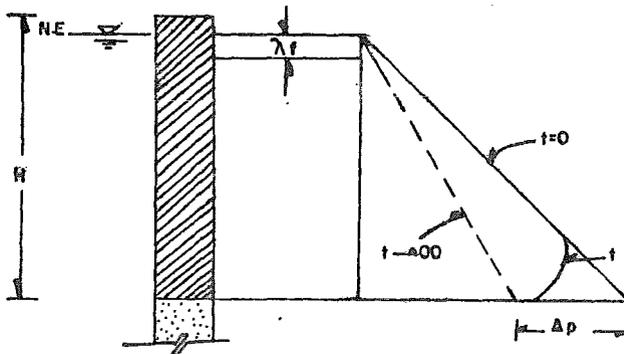


Fig. VI. 4.1 Manto de arcilla con estrato de arena en la base (Ref.23)

El proceso de asentamientos se define con la expresión:

$$\Delta H = \frac{H}{1 + e_0} \alpha_v \frac{\Delta P}{2} \left[1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T) \right]$$

donde:

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1); \quad m = 0, 1, 2, 3 \dots$$

$$T = \frac{C_v t}{H^2}$$

La pérdida de presión de poro se define:

$$\bar{u} = \Delta \sigma \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T)$$

donde:

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta P}{2} = \frac{\gamma_w h}{2}$$

El asentamiento total debido a la drepesión Δ_p es:

$$\Delta H = \frac{H}{1 + e_0} \alpha_v \Delta \sigma$$

α_v = Coeficiente de compresibilidad.

e_0 = Relación de vacíos inicial.

El caso de varios estratos compresibles con lentes de material permeable se ilustra en la Fig. VII.4.2, donde se presentan las condiciones de esfuerzo de éste caso.

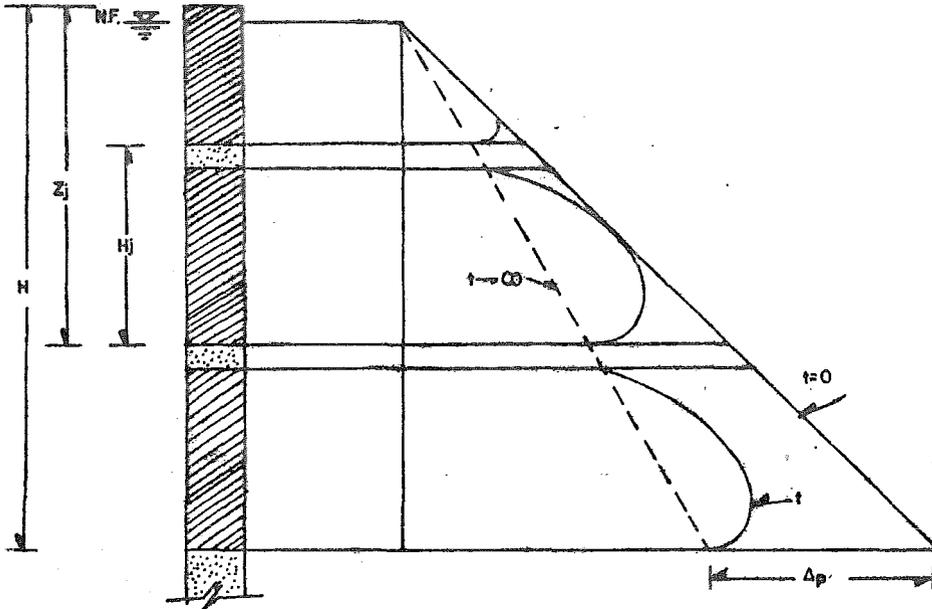


Fig VII. 4.2... Varios estratos de arcilla con drenes de material permeable (Ref. 23)

La expresión que obtienen en la referencia 23 para estimar el asentamiento es:

$$\Delta H = \sum_{j=1}^n \frac{h}{j+e_0} \frac{H_j}{j+e_0} \alpha_{vj} \frac{z_{j-1} + z_j}{2H} \Delta p \left[j - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T) \right]$$

en la que:

$$T_1 = \frac{Cv_1 t}{H_1^2}, \quad T_2 = \frac{Cv_2 t}{H_2^2} \dots \quad T_h = \frac{Cv_h t}{H_h^2}$$

*En regiones en las que el suelo está constituido por arcillas blandas compresibles, se puede provocar consolidación por la pérdida de presión de poro ocasionada por la explotación de acuíferos.*²⁴

A continuación se expondrán métodos empleados para los fines anteriormente expuestos; así hablaremos de los llamados pozos punta, pozos profundos, sistemas de bombeo y vacío combinados.

—— *Pozos Punta: Llamados también pozos punta de captación, constan esencialmente de un tubo perforado o un tubo de malla de acero inoxidable o de latón de 5 a 7.5 cm. de diámetro, de 0.30 a 1.00 m. de longitud y en cuyo pie se encuentra una válvula de pie. Estos tubos se conectan en la parte superior a un tubo vertical no perforado a la profundidad deseada. Una instalación de pozos punta consiste en la colocación de éstos pozos alrededor de la excavación proyectada, a una profundidad que garantice el abatimiento del nivel freático deseado.*²⁵

*En la Fig. VII.4.3 se muestra éste sistema. Los tubos se instalan en el terreno con ayuda de un chiflón de agua que circula por el propio tubo y sale por el extremo inferior alrededor de la válvula de pie. La separación de éstos pozos punta en el área de interés varía de 0.5 a 2.0 m.; excepcionalmente esa separación llega a ser de 3.0 m.*²⁶ *Algunos autores mencionan separaciones entre uno y cuatro metros y ello no implica falsedad alguna. El extremo superior de cada uno de los tubos, se conecta a una tubería de diámetro mucho mayor, entre 20 cm. y 30 cm. de diámetro, la cual a su vez se encuentra conectada a la succión de una bomba centrífuga de impulsor abierto, provista de una trampa de aire; es conveniente incorporar una bomba de vacío, conectada también a la tubería de succión para hacer más eficiente el sistema.*¹⁸

La Fig. VII.4.4 muestra la instalación tipo de un

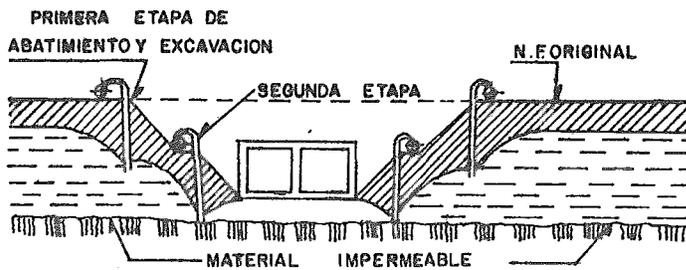
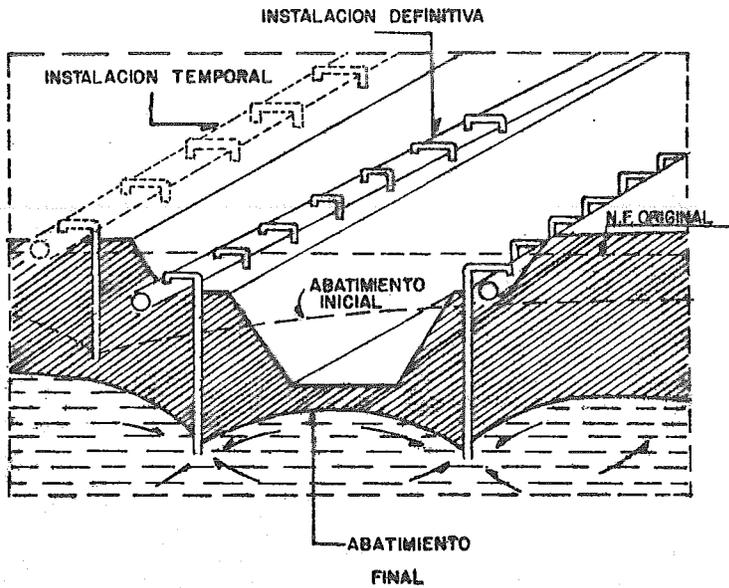


FIG. VII.4.3. ABATIMIENTO DEL N.F. MEDIANTE POZOS PUNTA

sistema de bombeo a base de pozos punta.

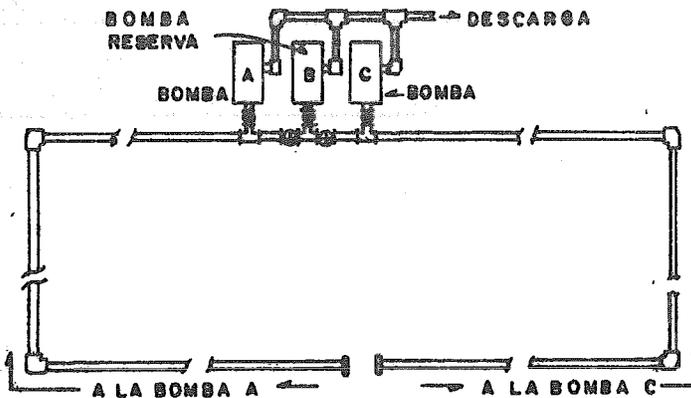


FIG. VII 4.4. SISTEMA DE BOMBEO DE POZO PUNTA (WELL POINT) (REF.18)

Al crear el vacío en la tubería de succión, la válvula de pie de las puntas, cierra el extremo inferior de éstas y el agua del suelo pasa solamente a través del cedazo con lo cual se evita el - - arrastre de partículas de arena y limo.

Cada una de las puntas es capaz de succionar un gasto de 0.5 a 1.0 lt/seg., dependiendo de su diámetro; así pues, la separación de las puntas dependerá del gasto que haya de bombear por metro lineal de perímetro del sistema, el cual está relacionado con la permeabilidad del suelo, de manera que si se conoce ésta, se puede estimar el gasto

por unidad de longitud, así como el diámetro de las puntas y su separación.

Para fines de orientación, a éste respecto, puede decirse que, en arenas de tamaño medio a fino, cuya permeabilidad es del orden de 10^{-2} cm/seg., pueden requerirse puntas de 2" con una separación de 0.5 m., mientras que, en arenas finas limosas con permeabilidad del orden de 10^{-3} cm/seg. bastarán con puntas de 1 1/2" con separación de unos 2.0 m.²⁶

El sistema de pozos punta permite abatir el nivel freático como máximo a 6.0 m. de profundidad, por lo que, si se requiere mayor profundidad de abatimiento, es necesario instalar varios circuitos de puntas escalonadas como se indica en la Fig. VII.4.5. En éste caso -- tal vez resulte ventajoso el uso de pozos profundos.

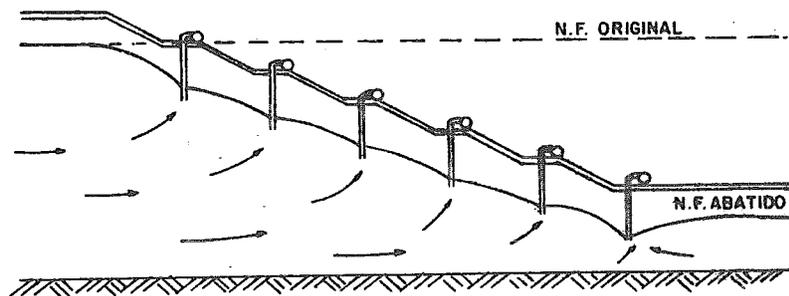


Fig. VII.4.5. Abatimiento mediante varias etapas escalonadas

— Pozos Profundos: Como una alternativa a la instalación de pozos punta escalonados, se recurre al uso de pozos profundos -- que se instalan en un solo circuito perimetral a la excavación, como se muestra en la Fig. VII.4.6.

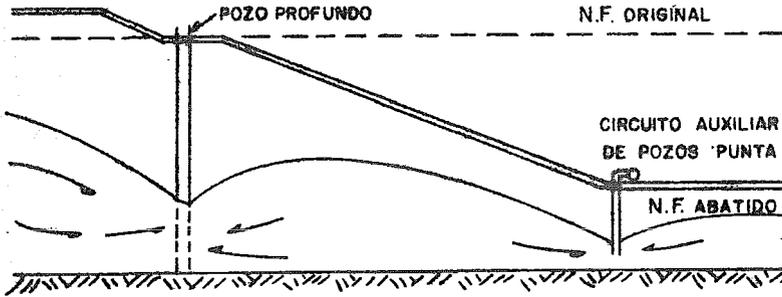


FIG.VII 4.6.- ABATIMIENTO DEL FREÁTICO MEDIANTE POZOS PROFUNDOS

Las bombas de pozo profundo se fabrican en una amplia gama de capacidades que va desde 5 a 10 lt/seg., hasta gastos mayores de 100 lt/seg., lo cual permite lograr un diseño que facilita controlar cualquier gasto de filtración y a cualquier profundidad que pudiera requerirse en la práctica, aún tratándose de excavaciones de gran profundidad en depósitos de grava y arena gruesa y limpia, cuya permeabilidad sea mayor de 10^{-1} cm/seg.; bastaría para ello conocer la permeabilidad media y la estratigrafía del depósito para determinar, mediante el trazo de

una red de flujo, el gasto por metro lineal que se obtendrá a lo largo de la línea de bombeo.

Puesto que es indispensable que los conos de abatimiento de cada uno de los pozos se traslapen completamente, es necesario que la separación entre pozos no sea mayor que la mitad de la profundidad de abatimiento requerida y que el espejo del agua abatida en cada pozo de bombeo se encuentre de 2.0 a 3.0 m. abajo de la profundidad de abatimiento deseada en la excavación.

Es natural que en estratos de materiales con permeabilidades muy grandes no se logrará consolidación alguna; por su misma naturaleza granular; así que esto debe descartarse de antemano; sin embargo puede inducirse consolidación en los estratos que se encuentren por encima de ellos, si están constituidos por limos y arcillas compresibles.

Dentro de la clasificación de bombeo por medio de pozos encontramos un sistema que hace uso de bombas eyectoras que trabajan como a continuación se expone: El sistema consta de una bomba centrífuga horizontal de 3" en la succión y 2" en la descarga; que están conectados respectivamente a un cárcamo de alimentación y a la tubería de inyección. La presión de operación en la tubería de inyección debe mantenerse en 5 kg/cm^2 . El agua es extraída del interior del ademe mediante una pequeña bomba de pozo profundo, del tipo eyector (Fig. VII.4.7) operada por un chiflón de agua producido por la bomba centrífuga arriba mencionada. El agua inyectada en el eyector, junto con la extraída del suelo, regresa hasta el cárcamo de la bomba centrífuga que se encuentra en la superficie, donde es recirculada y reinyectada para la operación continua de las bombas eyectoras.

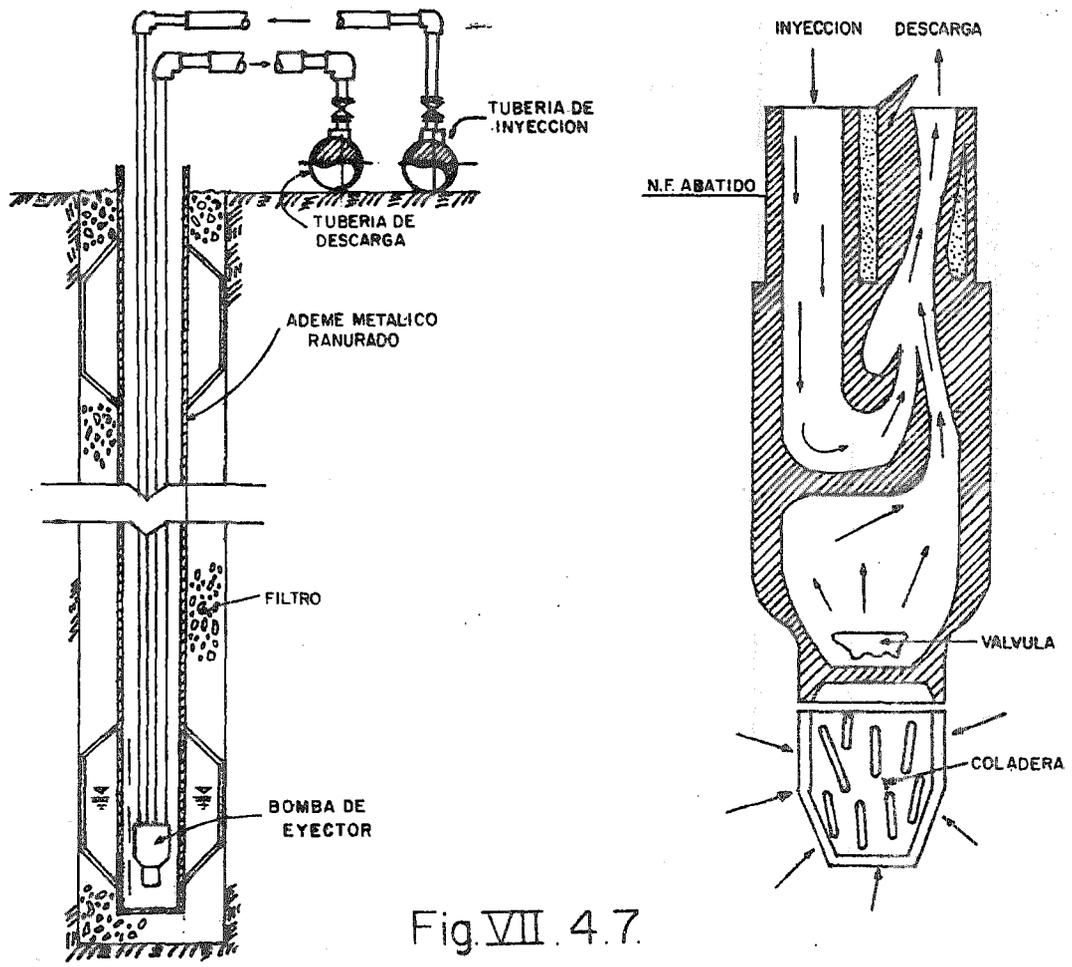


Fig. VII. 4.7.

VII.5.- CONSOLIDACION POR BOMBEO ELECTROSMOTICO

Las consideraciones teóricas y prácticas tratadas en el sub-capítulo VII.5 son válidas, casi todas ellas, en cuanto a que se inducen procesos de consolidación mediante bombeo; por lo tanto ya no se tratarán en éste capítulo, pues el bombeo electrosmótico no es otra cosa que un "bombeo acelerado" mediante la aplicación de una diferencia de potencial que se comunica a los estratos compresibles en la forma como se expondrá posteriormente, no sin antes tratar de explicar el principio básico con el que opera el sistema.

El fenómeno electrosmótico fue descubierto por Reuss hace más de 170 años. El observó que si se aplica una corriente directa, a una membrana rígida y porosa sumergida en agua, la misma que llena los poros, se mueve del ánodo al cátodo. Más tarde Helmholtz formuló las bases matemáticas para una explicación racional de éste efecto de migración del agua, que constituye la esencia última de las aplicaciones ingenieriles de la electrósmosis.²⁵

La hipótesis actual del flujo electrosmótico, dentro de un tubo capilar rígido, está basada en la suposición de que los iones positivos de la fase líquida, están distribuidos de tal manera, que las mayores concentraciones de ellos se encuentren a lo largo de las paredes del tubo capilar; el cual tiene cargas negativas, y disminuye gradualmente la concentración de iones positivos al aumentar la distancia a la pared del tubo capilar. Si se aplica una diferencia de potencial eléctrico externa, los cationes se moverán hacia el cátodo arrastrando consigo las partículas de agua.²⁷

La zona de fuerte concentración de iones positivos es la que clásicamente recibe el nombre de doble capa como se ilustra en

la Fig. VII.5.1.

El gasto de agua que fluye a través de un tubo capilar, es directamente proporcional al gradiente de potencial eléctrico aplicado. Esto es una analogía con la carga hidráulica que mueve el agua de los polos por unidad de tiempo, en forma proporcional al gradiente hidráulico.

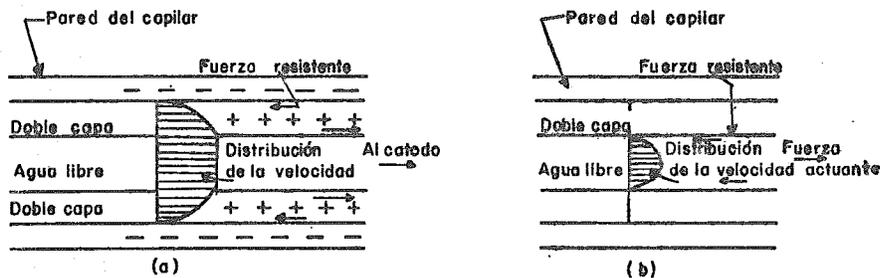


Fig. VII.5.1 Comparación del flujo electrosmótico y el flujo hidráulico a través de un capilar. (Ref.27)

Con el fin de apreciar la efectividad de la electrosmosis en cuerpos porosos, se hace una comparación con el flujo laminar bajo una carga hidrostática. Dicha comparación se ilustra en la misma Fig. VII.5.1. Mientras que en el flujo electrosmótico, la sección transversal del agua que llena el tubo capilar se mueve, casi en su totalidad, a la misma velocidad, el flujo hidráulico es mucho menos eficiente debido al aumento en viscosidad cerca de las paredes. También, una capa delgada de agua, pegada a la pared del capilar que contiene la más alta concentración de cationes y que está sujeta a la pared del tubo capilar por cargas

opuestas, no se moverá de ninguna manera bajo carga hidrostática. Así, - la sección transversal del agua en el tubo capilar, es mucho más pequeña que aquella proporcionada por un flujo con electrósmosis. Para las dimensiones coloidales en los tubos capilares ésta diferencia es bastante notable.

En la Ref. 27 consideran un haz de capilares en lugar de uno solo y concluyen que el flujo electrosmótico depende solamente de la suma de las áreas de las secciones transversales y es independiente de la dimensión de los capilares en forma individual. Para comparar los dos tipos de flujo es conveniente expresar el flujo en sí en la siguiente forma:

$$Q_e = K_e \times I_e \times A \quad \text{Para flujo electrosmótico.}$$

donde: K_e = Coeficiente de permeabilidad electrosmótico.

I_e = Gradiente eléctrico de potencial (Volt/cm.).

A = Área transversal del cuerpo poroso.

$$I_e = \frac{E}{L}$$

E = Diferencia de potencial.

L = Distancia entre electrodos.

$$Q_h = K_h \times I_h \times A \quad \text{Para flujo hidráulico.}$$

donde: K_h = Coeficiente de permeabilidad hidráulico.

I_h = Gradiente hidráulico.

A = Área transversal del cuerpo poroso.

En las dos ecuaciones anteriores, el coeficiente de permeabilidad electrosmótico K_e , para el gradiente de un volt/cm. depende únicamente de la porosidad del material, mientras que el coeficiente de permeabilidad hidráulico K_h depende de las áreas de las secciones transversales de los capilares.

Debido a que la porosidad en la mayoría de los sue-

Los varía entre límites estrechos, no es raro encontrar que el coeficiente de permeabilidad electrosmótico varía poco aún entre suelos muy diferentes. De la Fig. VII.5.2 (Ref. 27) puede concluirse que el coeficiente de permeabilidad electrosmótico K_e tiene un valor promedio de 0.5×10^{-4} cm/seg. para un gradiente unitario de un volt/cm., que es un promedio - aceptable para una primera aproximación del coeficiente de permeabilidad electrosmótico de un suelo.²⁵

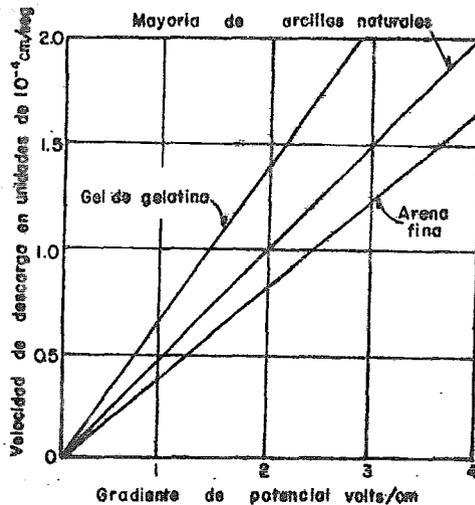


Fig. VII.5.2 - Relación entre el flujo electrosmótico y el gradiente de potencial para varios materiales.

Los gradientes de potencial que se apliquen al suelo, deben determinarse con pruebas de laboratorio (Ref. 18). En la tabla VII.5.1 se presentan resultados de pruebas de consolidación con la aplicación de diferentes gradientes eléctricos, los cuales pueden también tomarse como guía de los valores usuales. De la tabla mencionada se puede deducir que el efecto electrosmótico produce consolidación equivalente a esfuerzos hasta de 10 ton/m^2 , y que en general, aún para gradientes pequeños, el efecto electrosmótico equivale a sobrecargas de 1 a 4 ton/m^2 .

TIPO DE SUELO	CÁRGA T/m ²	GRADIENTE DE POTENCIAL VOL. +/cm	CORRIENTE ma.	INCREMENTO DE PRESION EQUIV. +/cm
CAOLIN DE ALABAMA	3.12	0.1		0.98
	9.76	0.2		1.95
	19.52	0.2		0.98
	1.46	0.5		1.95
	1.46	0.5		1.46
	1.46	0.5		3.41
CAOLIN DE EDGAR BROS. (GEORGIA)	1.17	0.2	1.9	1.95
	3.23	0.2	2.4	2.44
	5.85	0.2	2.0	3.42
	1.17	0.1	10.0	6.34
BENTONITA SODICA DE AMERICAN COLOID CO., WYO.	3.12	0.1	13	2.44
	1.17	0.1	9.5	9.76
ILITA DE ILLINOIS PRODUCTS. III	1.27	0.1	8.0	0.68
	3.12	0.1	8.0	0.78
ARCILLA ORGANICA DEL AEROPUERTO LA GUARDIA	1.46	0.4		3.42
	3.61	0.4	25	5.86
	9.76	0.4	2	9.76
	1.46	0.4	30	1.37
	3.61	0.4		6.83
	1.46	0.4		3.61

TABLA. VII. 5.1 Pruebas de consolidación con electrosmosis. (Ref.18)

Para los fines de éste trabajo, nos interesa saber - como se estabiliza el suelo tratado electrosmóticamente, al inducir el fenómeno de consolidación y para ello encontramos en la Ref. 27 la comparación que hace su autor, entre diferentes métodos de consolidación. Primera

mente supone que se quiere consolidar un estrato de arcilla blanda de 10 m. de espesor, como se muestra en la Fig. VII.5.3 con el nivel de aguas freáticas en la superficie superior. En este caso los esfuerzos neutrales en la cara inferior del estrato serán de 1 kg/cm^2 y, suponiendo a la arcilla un peso volumétrico $\gamma_m = 1.8 \text{ ton/m}^3$, los esfuerzos efectivos en el mismo punto valdrán 0.8 kg/cm^2 . Si se baja el nivel piezométrico en el manto de arcilla 100 m. precisamente, los esfuerzos efectivos aumentarán gradualmente hasta 1.8 kg/cm^2 y la arcilla se consolidará bajo una carga igual a la diferencia entre éstos dos esfuerzos.

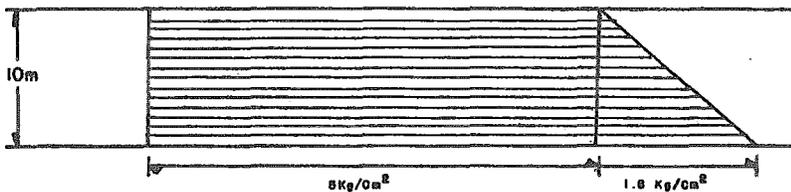
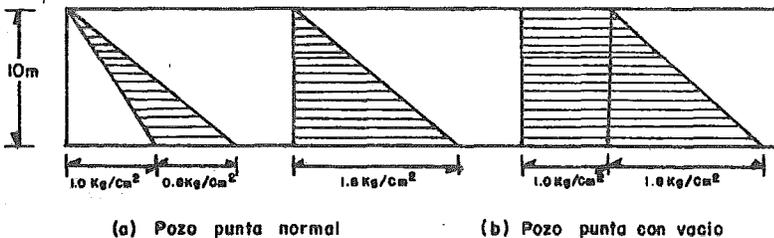


Fig. VII.5.3.- Efectividad de los diferentes métodos de consolidación.

En la parte (b) de la Fig. VII.5.3 se muestra el caso en que se aplica vacío al pozo punta cuyo valor es de 1.0 kg/cm^2 , lo que aumenta la efectividad del mismo en cuanto a que los esfuerzos efectivos se ven aumentados hasta 2.8 kg/cm^2 . Sin embargo en la parte (c) se ilustra el efecto de la aplicación de un gradiente igual a 1.14 volt/cm . al suelo, lo que genera esfuerzos efectivos en la parte inferior del estrato de arcilla hasta de 6.8 kg/cm^2 . Lo anterior proporciona una idea precisa, de la poderosa influencia en la consolidación que tiene el fenómeno electrosmótico aplicado a un suelo.

Para estimar la eficiencia del flujo electrosmótico en un suelo compresible se determina la energía requerida aplicando la siguiente expresión:

$$\epsilon = \frac{E}{K_i} 10^{-3}$$

donde: ϵ = Energía por volumen de agua extraída (kilo-watts/lt.).

E = Caída de potencial aplicada (volt).

K_i = Coeficiente de transporte electrosmótico $\left(\frac{\text{lt}}{\text{amp. hr}} \right)$

en la que: $K_i = 3.56 (Ke\rho)$ (Ref. 28)

Ke = Coeficiente electrosmótico de permeabilidad $\left(\frac{\text{cm.}}{\text{seg. volt}} \right)$

ρ = Resistividad del suelo (ohm-cm.)

En la Fig. VII.5.4 se presenta una gráfica que relaciona el coeficiente de transporte electrosmótico con el contenido de agua y la normalidad del electrolito del agua intersticial.

Se aprecia que en suelos con contenidos salinos altos, de normalidad 10^{-1} N , los valores del factor K_i son muy pequeños, -- por lo que se requiere de una energía muy grande para lograr el flujo --

electrosmótico (N es el número de gramos moleculares que contiene la molécula, entre el número de hidrógenos substituidos).¹⁸

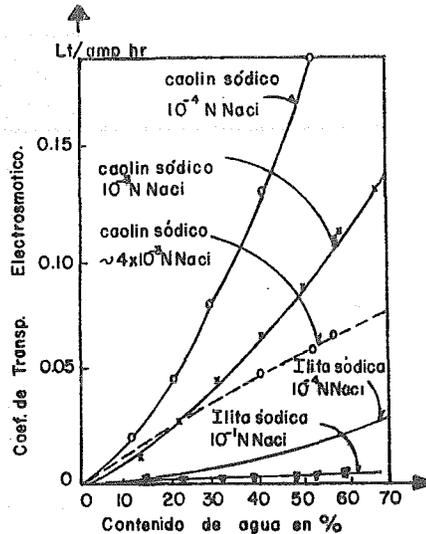


Fig. VII.5.4. Coeficiente de transporte electrosmótico vs. contenido de agua con varias concentraciones de electrolito (Ref 18)

En la Fig. VII.5.5 (Ref. 28) se muestra, cualitativamente, la influencia que tiene la normalidad del electrolito del agua intersticial y la actividad de la arcilla.

En la Ref. 28 hacen un análisis de lo que ocurre en cuanto a presiones de poro, asentamientos e incremento de resistencia inducidos por medio de electrósmosis. Al aplicar la electrósmosis, ocurre -

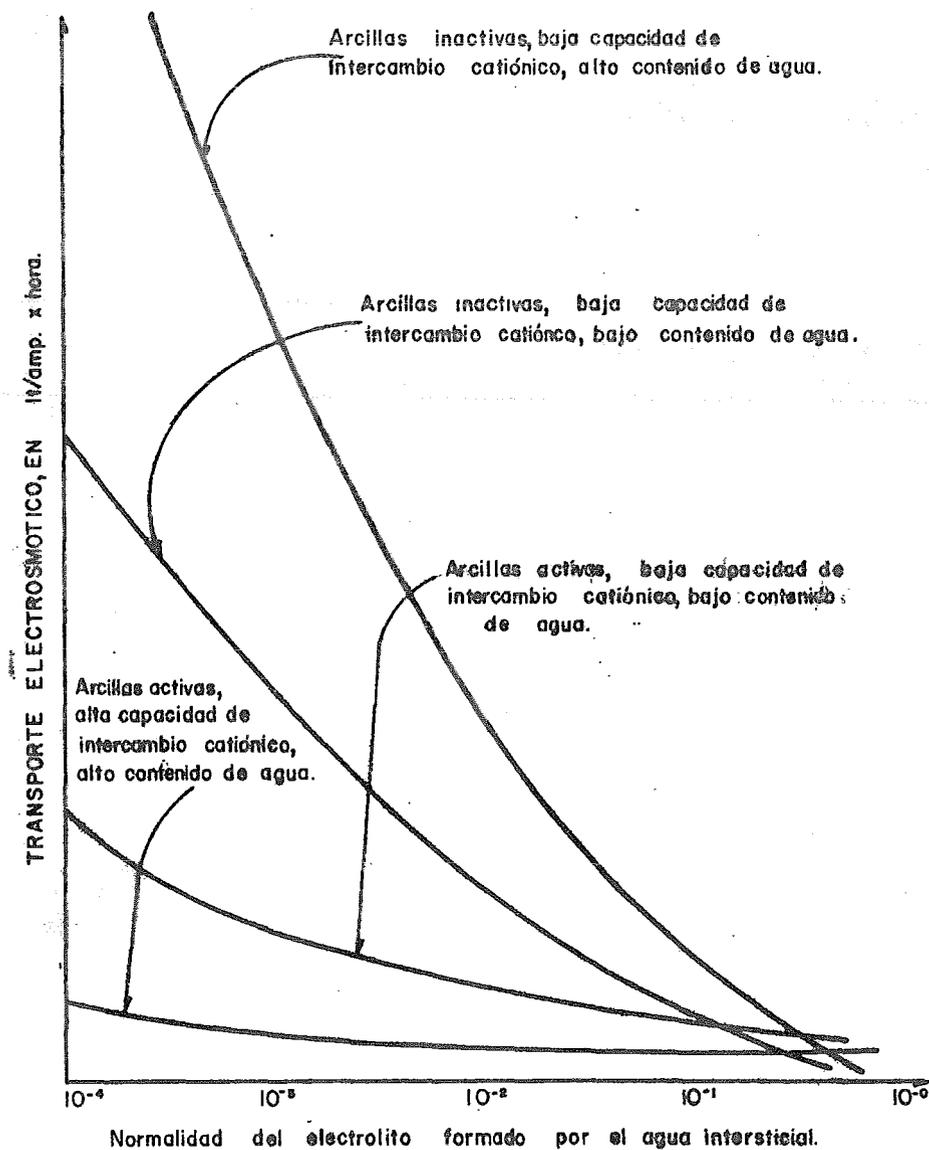


FIG. VII.5.5.- Predicción esquemática de la eficiencia de la electroósmosis de acuerdo con el tipo de arcilla.

un decremento paulatino del contenido de agua de la arcilla, pero éste efecto no es el más importante en lo que a la estabilidad de la excavación se refiere. El efecto estabilizador de mayor importancia de la electrósmosis en una excavación, es la generación de tensiones en el agua intersticial por el paso de la corriente, lo que incrementa los esfuerzos efectivos en la masa de suelo y, por consiguiente, una reducción de las expansiones y un incremento de resistencia de la arcilla. Independientemente de la geometría de los electrodos, las tensiones en el agua intersticial al finalizar la consolidación, están dadas por:

$$u = - \frac{K_e}{K_h} \int_w V$$

donde: K_e = Permeabilidad electrosmótica del medio.

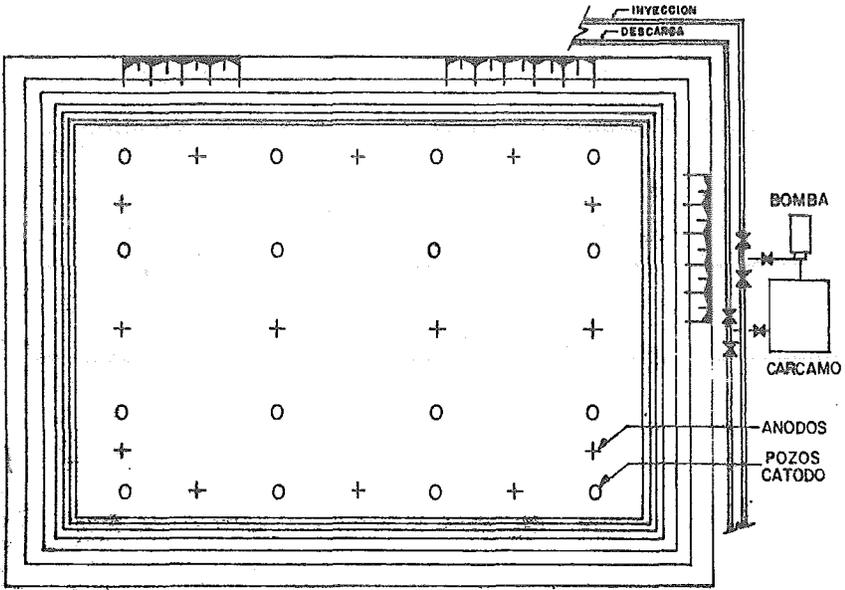
K_h = Permeabilidad hidráulica del medio.

\int_w = Peso volumétrico del agua.

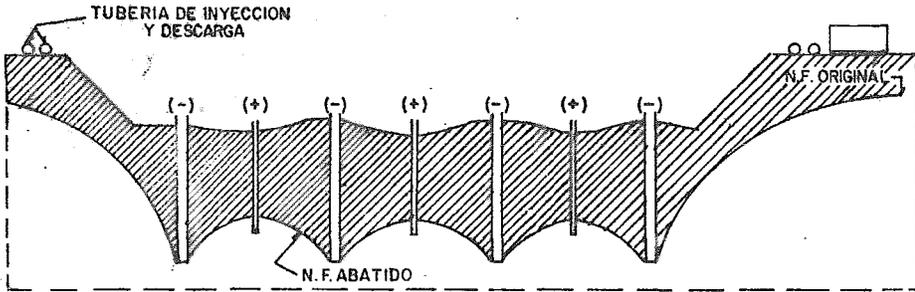
V = Potencial eléctrico en el punto estudiado.

En las Refs. 25 y 27 citan la aparición de grietas y fisuras en torno al ánodo y explican detalladamente las causas de su formación, pero para fines de éste trabajo se considera suficiente con la parte teórica hasta aquí expuesta por lo que a continuación se expondrá la parte práctica que se aplica en obras de ingeniería civil.

Cuando se trata de suelos de baja permeabilidad, como las arenas arcillosas, los limos arcillosos y las arcillas de mediana y alta plasticidad, cuyo coeficiente de permeabilidad es del orden de 10^{-6} cm/seg. o menor, es muy ventajoso poder hechar mano de la electrósmosis para lograr el abatimiento del nivel freático.



PLANTA



PERFIL

Fig.VII.5.6 - Instalacion para abatimiento electrosmotico en arcillas ,

Las instalaciones para el abatimiento del nivel freático, básicamente constan de una serie de pozo-cátodo con su correspondiente varilla-ánodo --como se muestra en la Fig. VII.5.6-- que se conectan a los bornes de un generador de corriente continua, creándose así el gradiente de potencial eléctrico, cuyo valor se mantiene en la práctica entre 0.1 y 0.3 volts/cm. de separación entre electrodos.²⁶ El agua es extraída del interior del ademe mediante una pequeña bomba de pozo profundo, del tipo eyector (trompa de vacío) como la presentada en la Fig. VII.4.7 donde también se muestra un esquema del pozo al cual se agrega una conexión al ademe para que haga las funciones del cátodo. El funcionamiento del sistema, es el mismo que ya se describió en el subcapítulo VII.4 en la parte correspondiente a los pozos profundos; solamente que el caudal extraído se ve incrementado considerablemente debido al efecto que produce la diferencia de potencial aplicada entre el ánodo y el cátodo.

Otra aplicación del fenómeno electromiético en obras de ingeniería civil, es su utilización en los pilotes electromiéticos que en nada se relacionan con ningún tipo de bombeo y sin embargo incrementan la resistencia del terreno al consolidarlo mediante el establecimiento de una diferencia de potencial, entre pilotes contiguos, como posteriormente se describirá. Las primeras experiencias a éste respecto, las reporta el Dr. Leo Casagrande en 1937 al efectuar pruebas a escala natural sobre pilas de 20 pies de profundidad y diámetros que variaban de 4 a 6 pies. El concluyó que a medida que el tratamiento eléctrico progresaba, la capacidad para soportar carga de las pilas se incrementaba y después decrecía. En 1941 L. Bendel experimentando con pilotes de tubo de 2" de diámetro y en suelos arcillosos con arenas finas, reportó que aplicándoles un tratamiento eléctrico se lograba incrementar la capacidad de carga de los pilotes en 3.5 a 5.0 veces, pero cuando el tratamiento excedía de 2 Kw-hora su capacidad de carga empezaba a decrecer. Más

recientemente, el Dr. Leo Casagrande en Ontario Canadá logró incrementar la capacidad de carga de pilotes de sección "H" de 20 ton. a 100 ton., - en suelos limosos, con tratamiento mantenido durante cuatro semanas. Cosa que en suelos arcillosos no sería posible.²⁹

En México se llevaron a cabo experimentos con modelos de laboratorio para tener una idea del incremento de capacidad de carga que podría obtenerse en las arcillas del Valle de México. En principio, se hincaron pilotes de aluminio y de fierro de 4.9 mm. de diámetro y 23 cm. de longitud en muestras representativas de arcilla. Se concluyó que el tratamiento electrosmótico óptimo en ambos tipos de pilotes, así como el incremento de la capacidad de carga eran sensiblemente iguales.

Estudios de campo, demostraron que la sección circular aventaja a cualquier otra sección tales como cuadrada, en estrella, circular con aletas, etc.²⁹

Para determinar el tratamiento óptimo e incremento de la capacidad de carga de pilotes electrosmóticos, en la Ref. 29 con--signa pruebas a escala natural, en forma similar a las efectuadas en laboratorio, -mencionadas anteriormente- pero ahora con pilotes de tubo negro.

Las variables que se tomaron en cuenta fueron: Gradientes de potencial eléctrico y tiempo de aplicación.

De la serie de pruebas de carga efectuadas en pilotes de igual diámetro, con diferentes potenciales eléctricos y diferentes tiempos de aplicación obtienen las siguientes conclusiones.²⁹

- a).- A medida que el gradiente de potencial eléctrico medio -- aumentaba, el tiempo de aplicación era más corto para lograr el tratamiento, y viceversa.
- b).- Con un gradiente de potencial eléctrico constante, a medida que progresa el tratamiento, la capacidad de carga aumenta hasta llegar a un valor máximo, y si el tratamiento se prolonga la capacidad de carga comienza a decrecer, -- hasta llegar a estar por debajo de la que tuviera un pilote sin tratamiento. Esto se interpreta, que se debe tanto a un desecamiento excesivo del suelo que rodea al pilote, de manera que pierde su contacto con el mismo, como a la corrosión de la superficie por desprendimiento de electrones. Por lo tanto el tiempo de tratamiento debe ser el necesario para lograr una capacidad de carga ligeramente menor al valor máximo, con el objeto de evitar desecamientos excesivos y pérdida de sección.
- c).- Que la capacidad de carga lograda con tratamiento, es del orden de 1.5 veces la capacidad de carga de un pilote sin tratamiento.

El funcionamiento de un sistema de pilotes electrometálicos tiene el mismo principio que los sistemas de bombeo electrosmótico; induciendo un flujo horizontal del ánodo hacia el cátodo, como se muestra en la Fig. VII.5.5., donde el tratamiento empieza con el secado del pilote No. 1 (ánodo), desde donde al establecer una diferencia de potencial, se provoca el flujo de agua del estrato compresible, hacia el pilote No. 2 (cátodo). De ésta forma se incrementa la capacidad de carga del pilote No. 1, porque existe mayor adherencia entre pilote y suelo al desecarse el estrato compresible en la zona de influencia de ambos pilotes.

tes. Una vez que termina el tratamiento del pilote No. 1, se puede continuar con el tratamiento del pilote No. 2 convirtiéndolo en ánodo y haciendo cátodo al pilote No. 3. En ésta forma se puede continuar hasta -- donde sea necesario.

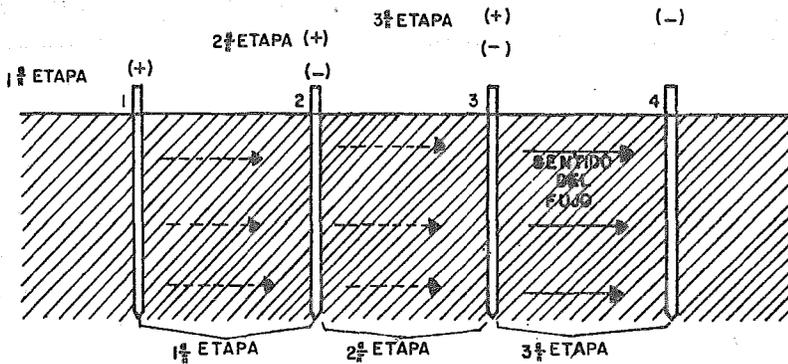


FIG.VII 5.7

VII.6.- CONSOLIDACION POR PROCEDIMIENTOS COMBINADOS

Los métodos de estabilización ya expuestos en éste capítulo tienen en común, el hecho de que se aplican a estratos compresibles con permabilidades muy bajas, que la existencia de estratos de material permeables intercalados en la masa de suelo, beneficia poderosamente a la estabilización y finalmente que en la aplicación de ellos, se presen

ta invariablemente el fenómeno de consolidación que tiene como consecuencia el aumento de la resistencia al corte del suelo mismo; entonces por su misma naturaleza, son susceptibles de emplearse combinadamente para lograr resultados más inmediatos.

En principio, generalmente la estabilización por medio de drenes verticales de arena se utiliza combinada con precarga; como se muestra en la Fig. VII.3.6, en ella se puede apreciar un delantal de drenaje que recibe el flujo de agua, directamente de los drenes verticales de arena y lo conduce al dren colector, para ser desalojado de la zona que se está tratando. Las capas que en la figura mencionada se aprecian suprayaciendo al estrato compresible, incluido el delantal drenante, lo precargan y de ésta manera hacen más eficiente el funcionamiento de los drenes verticales de arena. Lo anterior, no significa que la precarga por sí misma no pueda ser empleada, -en vías terrestres es frecuente que se haga uso de ella sin drenes verticales- más bien podría decirse que dichos drenes pueden complementarla de manera ventajosa para acelerar la consolidación de la masa de suelo, en el caso de que por razones de tiempo se haga necesario.

En presas de materiales graduados, los drenes verticales de arena se usan para dar estabilidad a los estratos de apoyo, -colocándose para evitar la falla del talud de aguas abajo pues sirven para aliviar las subpresiones en esa zona de cimentación.

En el caso de la estabilización por bombeo a gravedad, puede usarse combinado con vacío cuando se tienen depósitos de limos o limos arenosos cuya permeabilidad varía entre 10^{-3} y 10^{-5} cm/seg.

Los sistemas de bombeo por gravedad en éstos casos pueden requerir de tiempo muy prolongado, o bien ser totalmente ineficient

tes para los limos menos permeables; en tales condiciones, se recurre al auxilio de un sistema de vacío, que combinado con el equipo de bombeo, - produce un vacío que actúa en las paredes del pozo a través del filtro - según se muestra en la Fig. VII.6.1.

El sistema de vacío, aumenta el gradiente de las - filtraciones hacia el pozo y desarrolla un estado de tensión en el agua de los poros del suelo que, a su vez, se traduce en un aumento de la presión intergranular y, por lo tanto, de la resistencia al corte del suelo. De esta manera, no solamente se logra la eliminación de las fuerzas de filtración, sino que además, el estado de tensión creado en el agua mejora notablemente las condiciones de estabilidad de los taludes de una excavación, lo que permite aumentar el ángulo del talud y reducir el volumen de suelo excavado.

En la práctica, existe la posibilidad de combinar bombeo electrosmótico con un sistema de vacío; como se muestra en la Fig. VII.6.2, donde se puede apreciar la influencia de cada tema trabajando en conjunto.

Refiriéndonos a la Fig. VII.6.2 se ha considerado - un estrato arcilloso con espesor de 10 m. y un peso volumétrico saturado de 1.8 ton/m^3 con el nivel freático inicial en la superficie del mismo. - Los esfuerzos consignados, se presentan cuando el nivel freático ha sido llevado al nivel inferior del estrato. Visualizando la figura mencionada, observamos que, esfuerzos de 1.8 kg/cm^2 , originados por un pozo punta normal, se pueden incrementar hasta 2.8 kg/cm^2 al utilizar vacío; si aunado al sistema de vacío aplicamos electrósmosis, los esfuerzos inducidos crecen hasta 7.8 kg/cm^2 . No se sabe que ésta combinación haya sido utilizada, sin embargo es susceptible de aplicarse, siempre y cuando se haga un correcto balance entre el costo de implementar un sistema de vacío y el beneficio que pudiera representar.

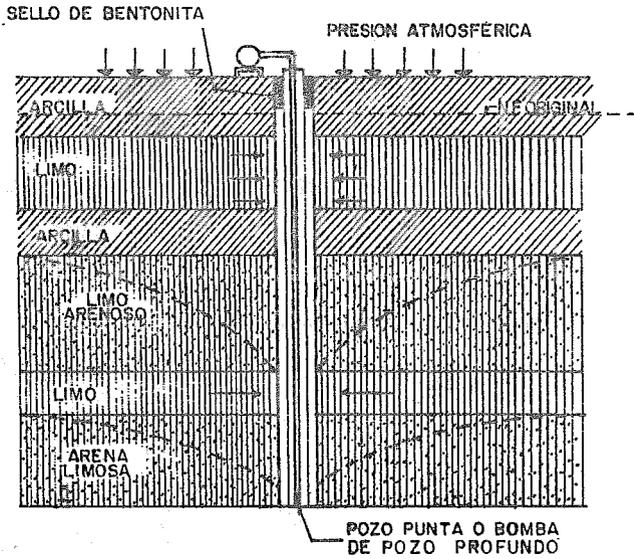


FIG. VII. 6. 1.- BOMBEO Y VACIO COMBINADOS. (REF.26)

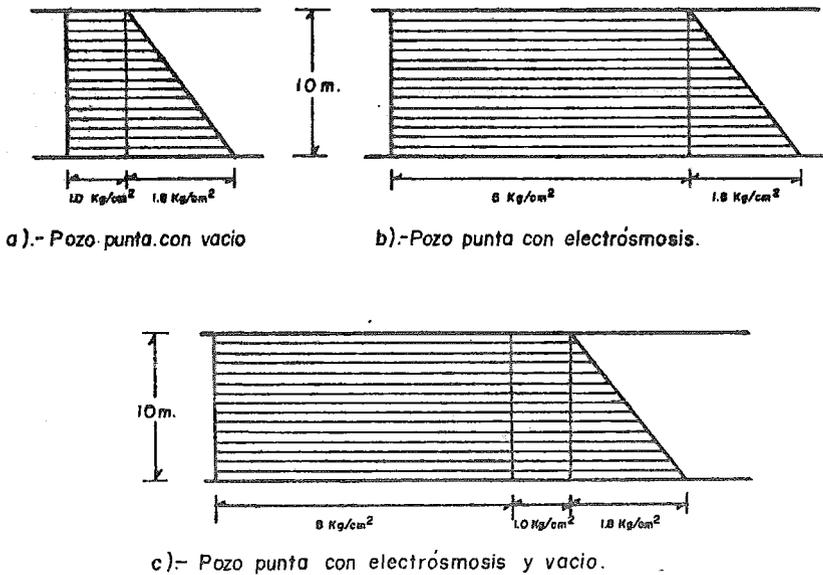


Fig. VII. 6. 2

VIII.- APLICACIONES

VIII.1.- USO DE LA ESTABILIZACION DE SUELOS EN LA CONSTRUCCION DE CAMINOS

Algunas estadísticas indican que el 60% de las estabilizaciones practicadas se enfocan a la construcción de caminos; en canales un 13% y para campos aéreos un 6%, considerando el uso de la estabilización mecánica en la superficie de trabajo de caminos ya que ésta es de 3/4 del uso total y que más de la mitad de la corriente de la estabilización corresponde a los métodos mecánicos; en lo que corresponde a la estabilización con cemento se tiene 25%, con cal 9% y los tratamientos con productos asfálticos un 3%. Respecto a éste último aspecto, de los usos que se le pueden dar, un 43% es para la construcción de pavimentos permanentes, 21% para la mejora de la sub-base y otros usos significativos son para el control de humedad.

El uso de la estabilización mecánica, refiriendonos básicamente a la compactación, es muy extensa; se puede decir categóricamente que no existe en las vías terrestres, casos en que se pueda prescindir de ella.

La estabilización de suelos con cemento, es muy usada en la construcción de bases y sub-bases de pavimentos y aeropistas.

Por lo que respecta a la estabilización con cal, es usada en la construcción de bases y sub-bases en caminos de segundo orden, además de que también puede emplearse como pretratamiento de terrenos arcillosos que posteriormente se estabilizarán con cemento. La estabilización con cal no es muy significativa en términos de evaluación, pero muchas aplicaciones han sido descritas cuando un mejoramiento tempo

ral y/o la reducción del tiempo de ejecución de las obras es el objetivo.

VIII.2.- LA ESTABILIZACION DE SUELOS EN LA CONSTRUCCION DE PRESAS Y EXCAVACIONES

En presas de materiales graduados es muy importante la estabilización por métodos mecánicos, principalmente en lo que se refiere a la compactación del núcleo impermeable.

La sobrecarga que genera sobre el suelo de cimentación el cuerpo mismo de una presa, puede actuar favorablemente para mejorar su resistencia, durante y después de la construcción de la superestructura. Un aspecto referente a la estabilización que en ocasiones se presenta es la necesidad de colocar drenes verticales de arena, bajo el talud de aguas abajo aunque en éstos casos el objetivo principal que se persigue es aliviar las sub-presiones y amortiguar las fuerzas de filtración que se generan bajo dicho talud por efecto del flujo establecido durante la operación de la presa. La instalación de drenes verticales de arena va acompañada de un delantal de material granular, localizado en la parte superior mismo que se encarga de captar el flujo de cada uno de los drenes; y conducirlo fuera del cuerpo de la presa.

En el caso de excavaciones, en suelos blandos saturados, se pueden estabilizar los taludes mediante el abatimiento del nivel freático, por métodos de bombeo, ya sea normal o acelerado por medio de electrósmosis. Es importante recalcar que el efecto estabilizador en el caso de sistemas de vacío y de sistemas electrosmóticos no se limita a la consolidación, sino que además desarrolla un estado de tensión en el que el agua de los poros del suelo que se traduce en un aumento de la presión intergranular y por lo tanto en un aumento de la resistencia al corte del suelo. Por lo anterior se puede aumentar los taludes de las excavaciones sin incrementar el riesgo de falla. Los casos prácticos en que

se hace uso de la estabilización por bombeo son muy frecuentes aunque -- existen otros métodos no menos eficaces pero tal vez no competitivos en el aspecto económico.

Generalizando; las principales aplicaciones de la estabilización de suelos deben ser distinguidas claramente y son como se menciona a continuación:

- a).- Obra nueva para retención de agua.
- b).- Obra nueva para cualquier propósito.
- c).- Obra existente con problemas de retención de agua.
- d).- Obras existentes y declives naturales, con problemas de estabilidad.

— a).- Obra nueva para retención de agua: Comprenden principalmente diques de tierra y bancos de préstamo. En cada caso la estabilización del suelo (compactación) se practica con el fin de proporcionar -- al suelo una alta resistencia a los efectos de la erosión producida por el agua. La elección del tratamiento es amplia y generalmente depende -- del diagnóstico adecuado de los factores de diseño.

— b).- Obra nueva para cualquier propósito: En éste caso se puede mencionar principalmente los terraplenes de vías férreas y caminos, cortes y excavaciones profundas. Las aplicaciones de la estabilización -- en obras nuevas es de mucha utilidad por las ventajas que representa.

— c).- Obra construida con problemas de retención de agua : La estabilización puede ser aplicada para combatir la erosión producida por el agua ya sea interna o externa, diferentes métodos podrán ser usados, pero a pesar de todo, si se ejecuta una solución inadecuada existe un riesgo de falla que puede ocurrir en otras zonas.

Por lo tanto el tratamiento de estabilización debe ser diseñado para minimizar éste riesgo, sin incurrir en costos de re--- construcción no aceptables.

— d).- *Obra existente y taludes naturales con problemas de estabilidad: Para muchas fallas de estabilidad de presas o fallas por -- deslizamiento de taludes y excavaciones, la estabilización es frecuentemente la única alternativa para completar la reconstrucción, en éste caso otras alternativas son el uso de muros de contención, apuntalamiento y sellado de superficie.*

Es muy importante combatir también la penetración del agua y evitar los cambios de las propiedades de los materiales producidos por el clima.

VIII.3.- ALGUNAS APLICACIONES DE LA PRECARGA EN LA CIMENTACION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO.

La historia de aplicación de la precarga como procedimiento de estabilización se remonta a la ejecución de las primeras - obras de vías terrestres o hidráulicas en México, ya que las mismas se - ejecutan con sobrecargas, con el objeto de lograr con el tiempo la elevación de proyecto de la rasante o corona deseada. En los tanques de almacenamiento de petróleo la falla operacional del fondo del primer tanque por asentamiento diferencial y su rehabilitación proporciona la experiencia práctica de diseño para la estabilización de suelos de cimentación - con control de carga de operación o hidrostática y renivelación de fondo al renovar éste y como se marca en la Fig. VIII.3.1. Este procedimiento con el tiempo se mejora al evitar la pérdida de fondo, planeando renivelación de plantilla de apoyo por medio de inyecciones de mortero o lechadas Fig. VIII.3.2 y se extiende posteriormente al análisis de asentamientos y su evolución con el tiempo, recomendando pruebas de carga controla

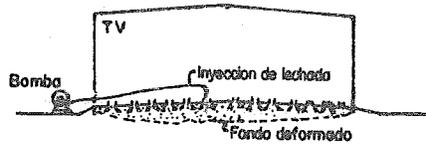


Fig. VIII. 3. 1

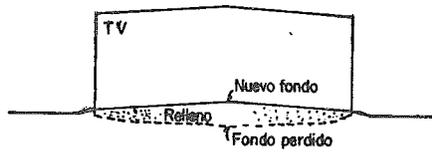


Fig. VIII. 3. 2

da de agua usando la misma estructura o membranas flexibles en el fondo de manera de evitar las renivelaciones en la operación de los tanques.

Las precargas con tierra como un procedimiento "racional" diseñado expresamente como un método de estabilización de suelos de cimentación tiene como origen a los primeros programas de instrumentación de obras de tierra como la desarrollada en la presa El Infiernillo y en el terraplén de prueba construido por "S.A.H.O.P." desplantado en la zona del Lago de Texcoco. En nuestro conocimiento se estructura el -- primer programa de mejoramiento de suelos de cimentación como una solución alternativa al cimientto profundo con base en predicciones de comportamiento en un tanque de almacenamiento de amoniaco en Ciudad Madero, Tamaulipas en 1966, a partir de esta favorable decisión, en PEMEX se continuan programas de desarrollo con ampliación de procedimiento de estabilización en casi todas las áreas de almacenamiento en donde se localizan -- suelos de cimentación blandos.

En el recorrido de este camino de solución estan -- también presentes los proyectos no concluidos y las modificaciones al -- proyecto de estabilización por no haberse cumplido los objetivos previstos; como en el caso de proyecto de precarga con drenes verticales de -- arena para preconsolidar el estrato superior de arcilla del lago en la -- planta de almacenamiento y distribución de PEMEX Satelite, Estado de México Oriente. Las precargas en aluviones en la construcción del complejo siderúrgico Las Truchas en Michoacán y las precargas y control de agua -- en la prueba hidrostática de los tanques 137, 138 en Ciudad Madero, Tamaulipas con recomendaciones de abatimiento del nivel de aguas freáticas.

VIII.4.- LA ESTABILIZACION DE SUELOS Y EL FENOMENO DE LICUACION

La valorización del riesgo y la posibilidad de da-

ños en términos de vidas, funcionamiento, de facilidad y costos de reparación que provoca el fenómeno de licuación es lo que más influye en decisiones respecto a métodos de estabilización de suelos.

Es evidente que existen muchas fuentes de incertidumbre en estimación de posibilidades de daños por la licuación. También es evidente que dichas estimaciones requieren la contribución balanceada de muchas disciplinas y especialidades complicando otros factores muy importantes como son:

- Profundidad espesor de las capas de suelos sujetos a la licuación.
- Confinamiento lateral del área sujeta a la licuación.
- Intensidad, duración y esperanza de los sacudimientos sísmicos.
- Diseño estructural de las obras.

Todos éstos factores toman importancia en la toma de decisiones y por lo general, los métodos más efectivos de estabilización de suelos son bastante caros, En éstos casos la valorización de la sismicidad, susceptibilidad a la licuación, la posibilidad de daños potenciales y el costo de mitigarlos tiene especial importancia.

Una experiencia con la que se cuenta es la que se presenta en Dos Bocas Tabasco en donde una vez efectuados los estudios Geotécnicos se aprobó que no existía potencial para que se presentara la licuación pero se tenían ya dispuestos tres posibles métodos para eliminar ésto, los cuales se presentan en la tabla VIII.4.1.

Como puede observarse, la compactación Dinámica --

ALTERNATIVA.	DESCRIPCION	COSTO MILLONES POR TANQUE	TIEMPO MESES/ TANQUE
Vibro - flotación	Vibrador eje verti- cal + Chiflón	7.5	3.5
Vibrocompactación + Pilotes de Grava	Vibrador eje verti- cal + Chiflón + Re- plazo de arena	22.0	4.5
Compactación Dinámica	Aplonado intensivo con gran masa de-- caida libre	5.5	3.0

TABLA VIII.4.1

ofrecía mayores ventajas que las otras en términos de costo y tiempo de ejecución.

Es interesante observar que la mayor parte del costo de la alternativa de vibrocompactación correspondería a la construcción de los pilotes de grava; si éstos últimos se eliminaran, el costo de la alternativa sería competitivo con el correspondiente a vibroflotación.

En nuestro país el método de vibroflotación es relativamente nuevo; pues la única experiencia ha sido la obtenida en el Puerto Pesquero Piloto de Alvarado Veracruz. Se observa que al iniciarse la vibración de terreno aún suelto, ofrece poca resistencia a los desplazamientos del cabezal y la intensidad de corriente es baja, pero a medida que se compacta ofrece mayor resistencia al desplazamiento y la corriente sube. En el puerto mencionado, se estableció que para un potencial de 400 volts, cuando la intensidad de corriente alcanzaba 60 amperes, se lograba la compactación especificada.

Existen variantes del método de vibroflotación como la construcción de columnas de piedra vibroflotadas. En la Ref. 30 -- menciona que éste método ha sido usado con éxito empleado en suelos cohesivos blandos y en depósitos orgánicos. En ésta variante el "Vibroflot" forma un agujero vertical a través del terreno blando, el cual se rellena posteriormente con grava o piedra quebrada, además de ser compactada por el propio vibrador.

La primera aplicación del método fué en arena fina con poco contenido de arcilla y limo, pero posteriormente se ha aplicado con éxito en arcillas blandas, arcillas orgánicas, limos y turbas.

De acuerdo con Luce (30) las columnas actúan origi

nalmente como pilotes, pero a medida que la carga vertical se incrementa se ensanchan y desarrollan, empuje pasivo en el suelo blando que quedó entre las columnas. Al mismo tiempo las columnas actúan como drenes verticales, acelerando su consolidación y generando mayor resistencia del conjunto. Este método permite aplicar cimentaciones del tipo superficial, donde de otro modo se hubiesen requerido pilotes.

IX.- CONCLUSIONES

Acorde con lo escrito en los capítulos que le preceden a éste, encontramos muy útil el poder contar con diferentes métodos de estabilización; las ventajas que se pueden obtener de una buena elección, son numerosas así como las técnicas y procedimientos aplicables; teniendo siempre presente la característica del suelo o conjunto de ellas que se pretenda mejorar.

Los métodos de clasificación de los suelos así como la información necesaria para decidir que método aplicar tratándose de los métodos químicos, parece ser no suficiente pues hace falta mayor investigación a nivel laboratorio para tener absoluta seguridad de que se ha decidido por la mejor alternativa en un caso específico.

En cuanto a la aplicación de métodos mecánicos para estabilizar un suelo, el ingeniero no encuentra mayores dificultades para tomar una decisión adecuada, por ejemplo; puede tenerse plena confianza de que un suelo no sufrirá deformaciones excesivas cuando ha sido compactado conforme a normas y especificaciones previamente establecidas.

Los métodos de estabilización por consolidación -- acelerada han resultado en alto grado satisfactorios, pero su aplicación dependerá del tipo de suelo que se tenga, del espesor, del estrato compresible, la profundidad de influencia de las cargas de operación una vez construida la futura estructura y un aspecto muy importante, --sobre todo tratándose de precargas-- que es el concerniente a la disponibilidad de tiempo dentro del programa de ejecución de la obra. Particularizando, podemos concluir que cuando se decide aplicar un método de estabilización por consolidación acelerada, se tiene de antemano en mente uno de los dos objetivos siguientes: Estabilizar taludes y evitar bufamientos --

del fondo de las excavaciones en suelos blandos durante éstos trabajos, incrementar la resistencia al corte del suelo con el fin de hacerlo apto para soportar las sollicitaciones a que se vera sometido durante la construcción y operación de la estructura que vaya a soportar. En el primer caso son efectivos los métodos que tienen su principio básico en el hecho de eliminar el agua del suelo por medio de bombeo ya sea solo por drenaje natural hacia los pozos o por drenaje forzado, que es el caso en que se aplica la electrósmosis. En el segundo caso es efectivo el método de drenes verticales de arena combinados con precarga o bien únicamente precarga; en tal caso se presenta drenaje forzado, que se genera por efecto de los esfuerzos inducidos en la masa de suelo por el sobrepeso de la precarga, ello hace que el agua emigre de las zonas de alta presión (bajo la precarga) hacia las zonas de menor presión que obviamente se localizaran fuera de la precarga y cuyo valor disminuirá conforme aumenta la distancia a la misma.

Los métodos de estabilización por alteración térmica así como el método de vibroflotación han permanecido sin impulso alguno en nuestro país independientemente que en el segundo ya se tiene una experiencia en el puerto de Alvarado Veracruz. En los métodos por calcinación y por congelamiento puede justificarse su abandono por el alto costo que tal vez resultara de su implementación y operación, pero en el caso del método de vibroflotación, debe estudiarse la posibilidad de utilizarlo de manera que resulte económico, aprovechando que los grandes de sarrollos petroquímicos y puertos petroleros se asientan en lugares donde por naturaleza, el suelo predominante es susceptible de ser mejorado por éste método. En éste sentido parece ser que ha faltado el elemento - audacia.

La estabilización electrosmótica se ha usado ampliamente en nuestro país principalmente en la Ciudad de México debido a que

en ella el subsuelo está constituido por arcillas saturadas altamente -- compresibles con una resistencia al corte muy pequeña; se han obtenido buenos resultados, en cuanto a que se han cumplido los objetivos planteados.

Por otro lado la estabilización de suelos con cal y con cemento tienen mucho campo de aplicación y por lo tanto su desarrollo ha sido bastante más acentuado que los casos mencionados anteriormente, sin embargo debe hacerse un esfuerzo para difundir su empleo aún más y así puedan aprovecharse al máximo éstas técnicas.

Un método que es de los más socorridos en la construcción de caminos es la estabilización de suelos con adición de asfalto, sin embargo en nuestro país no ha sido estudiado convenientemente, lo que ocasiona que estemos usando los criterios, métodos y tecnologías experimentados en otros países; principalmente los EE. UU. Debiera implementarse un programa de investigación tendiente a desarrollar una tecnología propia.

En general, podemos concluir que las técnicas de estabilización de suelos no han sido aprovechadas en toda su potencialidad pues no han tenido suficiente difusión. Podemos afirmar, sin temor a equivocarnos, que muchos técnicos constructores e ingenieros ignoran la existencia de éstas técnicas o por lo menos el concepto que de ellas tienen, no es muy claro como para generar su confianza. Pensamos -inmodestamente- que a las materias optativas que se cursan en la carrera de Ingeniería Civil debiera incorporarse una más, enfocada hacia éste aspecto, haciendo énfasis en aquellos métodos que por su naturaleza pudieran desarrollarse más ampliamente en nuestro país, incluyendo los métodos constructivos para su aplicación. Este último aspecto es muy importante.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- *Torrente, M. y Saguez, L. "Estabilización de Suelos. Suelo-Cemento."*
Editores Técnicos Asociados, S. A.
Barcelona, 1968.
- 2.- *DEL CASTILLO, H. y RICO, A., "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres; Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas" Vol. II*
Editorial LIMUSA. México, 1978.
- 3.- *Lambe T. W. y Whitman, R. V. "Mecánica de Suelos"*
(Trad.: J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez)
Editorial LIMUSA. México, D.F. 1979.
- 4.- *JUAREZ, E. y RICO, A. "Mecánica de Suelos" Tomo I Fundamentos de Mecánica de Suelos.*
Editorial LIMUSA. México, D.F. 1977.
- 5.- *SOWERS, G.B. y SOWERS G.F. "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones" (Trad.: José Méndez, I.C.)*
Editorial LIMUSA. México, 1980.
- 6.- *"Manual de Mecánica de Suelos"*
Secretaría de Recursos Hidráulicos
México, 1970.
- 7.- *Ramírez, A. "Ejercicios sobre Comportamiento de Suelos"*
Fac. de Ingeniería U.N.A.M.
México, D.F. 1978.
- 8.- *DEL CASTILLO, H. y RICO, A. "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres; Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas" Vol. I*
Editorial LIMUSA, México, 1978.

- 9.- Peck, R., Hanson, W. y Thornburn, T. "Ingeniería de Cimentaciones"
Biblioteca LIMUSA para la Industria de la Construcción.
Ed. LIMUSA. México, D.F. 1982.
- 10.- Varios Autores; "Mejoramiento Masivo de Suelos"
Publicación de la S.M.M.S.
México, D.F. Nov., 1979.
- 11.- Rodríguez L. B. "Diseño y construcción de Cimentaciones"
Procedimientos de Construcción C.E.C. Fac. Ingeniería
México, D.F. Julio 1980.
- 12.- Madrid C. y Santander N. "Dosificación de Mezclas de Suelo-Cemento"
Notas Técnicas No. 2 del Instituto Colombiano de Productores de Ce-
mento. Medellín, Colombia; 1965.
- 13.- Avitia, R. "Suelo-Cemento". Publicación del Instituto Mexicano del
Cemento y del Concreto. I M C Y C.
México, D.F. 1971.
- 14.- Varios Autores. "Panorama Actual de las Técnicas del Cemento y del
Hormigón"
Editores Técnicos Asociados, S. A.
Barcelona, 1974.
- 15.- "Introducción al Suelo-Cemento" Suplemento a la Revista No. 1
Publicación del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto I M C Y C.
México, D.F. 1958.
- 16.- Inglés, O.G. y Metcalf, J.B. "Soil Stabilization: Principles and
Practice"
Editorial Butterwarths, Sidney 1972.

- 17.- *Fernández Loaiza, C. "Mejoramiento y Estabilización de Suelos"*
Editorial LIMUSA. México, D.F. 1982.
- 18.- *"Especificaciones Generales para Proyecto de Obras"*
Departamento General de Normas y Especificaciones PEMEX
México, D.F. 1976.
- 19.- *"Normas de Construcción" S.C.T. Libro IX Parte primera. Muestreo*
y Pruebas de Materiales.
México, D.F. 1981.
- 20.- *"Diseño y Construcción de Pavimentos" Publicación del Centro de*
Educación Continua Fac. Ingeniería U.N.A.M.
México, D.F. 1978.
- 21.- *W. COVARRUBIAS SERGIO. "Diseño Optimo de Tratamiento de Terrenos*
Blandos en Drenes Verticales de Arena"
Publicación del Instituto de Ingeniería U.N.A.M.
México, D.F. 1972.
- 22.- *"Manual de Diseño de Obras Civiles" Geotecnia B. 22*
de La Comisión Federal de Electricidad.
México, D.F. 1980.
- 23.- *Marsal, R. "Desarrollo de un lago por la consolidación de arcillas,*
inducida por bombeo"
S.H.C.P. México, D.F. 1969.
- 24.- *Marsal, R. y Mazari M. "El subsuelo de la ciudad de México"*
México, D.F. Febrero 1962.
- 25.- *JUAREZ. E. y RICO A. "Mecánica de Suelos" Tom. III*
Flujo de Agua en suelos
Editores LIMUSA. México, D.F. 1978.

- 26.- TAMEZ, E. "Control de Filtraciones en excavaciones bajo el nivel freático"
México, D.F. Abril 1975.
- 27.- CASAGRANDE L. "La Electrólisis y Fenómenos Conexos"
Publicación del Instituto de Ingeniería U.N.A.M.
México, D.F. Abril 1962.
- 28.- ALBERRO J. "Aplicación de la Electrólisis en las Obras del Metro de la Ciudad de México" Publicación del Instituto de Ingeniería U.N.A.M.
México, D. F. Enero 1970.
- 29.- FLORES, P., SILVA H., LOPEZ R. y ALBERRO, J. "Experiencias sobre Pilotes Electrometálicos en la Ciudad de México"
México, D.F. Octubre 1966.
- 30.- SCHMITTER, J. "Vibroflotación" Publicación de Solum, S.A.
México, D.F. 1979.

M-0028677