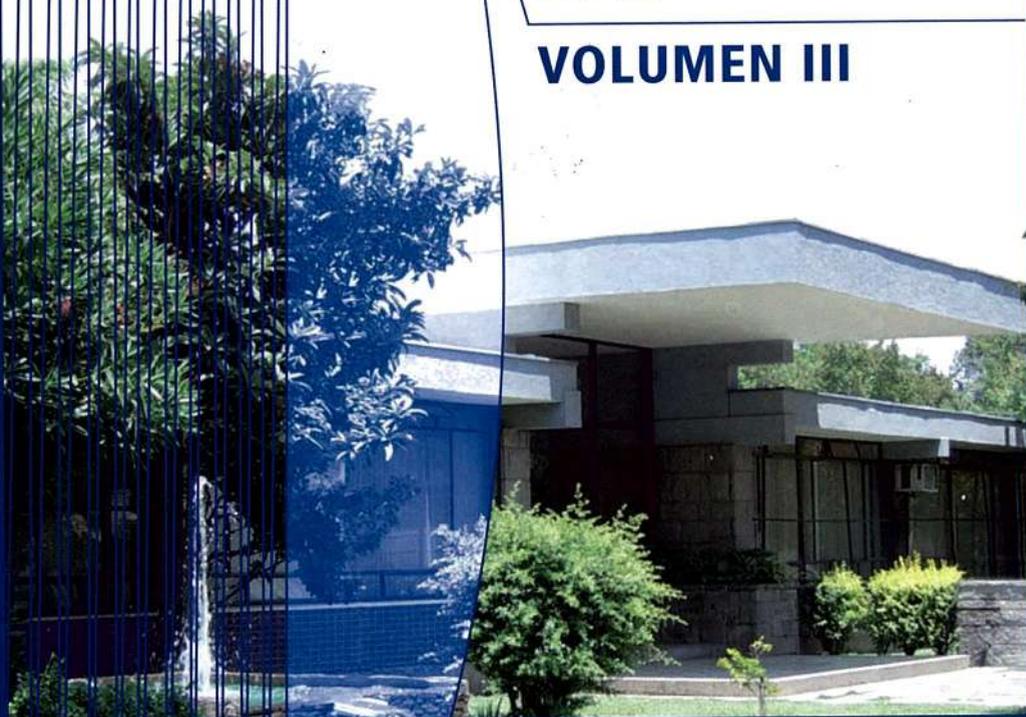




LABORATORIO NACIONAL DE VIALIDAD

**CURSO
LABORATORISTA
VIAL**

VOLUMEN III



GEOTECNIA

1368

**CURSO
LABORATORISTA
VIAL**

VOLUMEN III

GEOTECNIA

Reconocimiento

Reconocimiento

En la siguiente actualización del volumen ha sido necesario recurrir a la consulta de diversas normas, obras y revistas técnicas especializadas relacionadas con el tema, además de las investigaciones desarrolladas tanto en el Laboratorio Nacional de Vialidad como en otras instituciones.

Nuestros agradecimientos a todos los profesionales que participaron en la confección de este libro y de quienes han participado en su actualización.

Actualización:

Profesionales, señores:

Susana Achurra T., Ing. Civil
Raúl Montes S., Ing. Civil
Gabriel Palma P., Ing. Civil
Cristian Solís Ch., Ing. Civil

Primera edición:

Profesionales, señores:

Jorge Salgado, Ing. Civil
Mario Fernández, Ing. Civil
Renán Fuentes, Ing. Civil
Raúl Montes S., Ing. Civil
Pablo Gutiérrez, Ing. Civil
Julio Torrejón, Ing. Civil
Carmen Villarroel, Constructor Civil
María Eugenia Solé, Constructor Civil

Prólogo

Prólogo

Esta obra es una recopilación de las materias que se abordan en el Curso de Laboratorista Vial dictado en el Laboratorio Nacional de Vialidad. La obra no tan sólo se orienta a laboratoristas viales, sino que a todos los profesionales y técnicos que quieran desempeñarse en el ámbito vial.

Este libro está diseñado como material de apoyo y consulta para alumnos que participan de los cursos y también como guía para el cuerpo docente que los imparte.

Esta publicación está conformada por los siguientes volúmenes:

- I. Matemáticas
- II. Estadística y Metrología
- III. Geotecnia
- IV. Ligantes Asfálticos y Sellos de Juntas
- V. Mezclas Asfálticas
- VI. Hormigón
- VII. Operación y Mantenimiento de Equipos Nucleares
- VIII. Auscultaciones
- IX. Demarcación de Pavimento
- X. Diseño Estructural de Pavimento

El presente texto pretende entregar los conocimientos y herramientas necesarias que deben manejar los profesionales, técnicos y laboratoristas que se desempeñan en el ámbito del control de calidad de las obras viales.

INDICE DE MATERIAS · INDICE DE TABLAS · INDICE DE FIGURAS

Indice

ÍNDICE DE MATERIAS

CAPÍTULO I

ORIGEN Y TIPOS DE SUELOS

1.	Formación del Sistema Solar y la Tierra	13
1.1	Composición de la Tierra	14
2.	Los procesos geológicos	15
3.	Las rocas y sus minerales	17
4.	Tipos de suelos	19
5.	Fases en la composición del suelo y relaciones de masas y volúmenes	20
5.1	Introducción	20
5.2	Definiciones y Conceptos	21
5.3	Desarrollo de Relaciones Matemáticas Útiles	22
5.4	Problemas resueltos	26
5.5	Problemas propuestos	27

CAPÍTULO II

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

1.	Introducción	31
2.	Propiedades Índice	31
2.1	Propiedades Índice de Suelos Granulares	31
2.1.1	Propiedades de las Partículas	31
2.1.2	Propiedades de los Agregados	34
2.2	Propiedades Índice de Suelos Cohesivos	36
3.	Ensaye Hidrométrico	37
3.1	Elección del agente dispersante	38
3.1.1	Consideraciones del ensayo	39
4.	Sistema de clasificación de los suelos	39
4.1	Sistema AASHTO	40
4.2	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	41
5.	Compactación de suelos	47
5.1	Efecto sobre la masa de Suelo producto de la Compactación	48
5.2	Cambio en las Propiedades del Suelo por la Compactación	49
5.3	Equipos para la Compactación de Suelos	51

CAPÍTULO III

PROSPECCIÓN DE SUELOS

1.	Introducción	55
2.	Calicatas	56
3.	Razón de Soporte California	64
4.	Sondaje en suelos	68
4.1	Ensaye de Penetración Estándar (SPT)	68
4.2	Ensaye RQD	71
4.2.1	Rock Quality Designation, RQD	72
4.3	Perfiles de Refracción Sísmica	74

CAPÍTULO IV PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS

1.	Conceptos sobre la resistencia al corte	77
1.1	Estado de Tensión Alrededor de un Punto	78
2.	Esfuerzo efectivo en el suelo	79
3.	Ensayo corte directo	81
4.	Ensayos triaxiales	82
5.	Ensayo consolidación	85
6.	Placa de carga	88
7.	Módulos de elasticidad	89
7.1	Introducción y Definiciones	89
7.2	Módulo de Elasticidad	91
7.3	Medición del M_r	94
7.4	Factores que afectan el M_r	94
8.	Estabilidad de taludes	95
8.1	Introducción	95
8.2	Nomenclatura Básica	95
8.3	Materiales	96
8.4	Estabilidad	97
8.4.1	Estabilidad Externa	97
8.4.2	Estabilidad Interna	98
8.5	Modelaciones	99
8.6	Método de la Cuña de Rankine	100
8.7	Ejemplos	104
8.8	Casos Especiales	106

CAPÍTULO V EL SUELO EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS VIALES

1.	Introducción	109
2.	Rellenos	109
2.1	Pedraplenes	109
2.2	Terraplenes	110
3.	Estabilización de suelos	110
3.1	Métodos de Estabilización	112
3.1.1	Estabilización Física	112
3.1.2	Estabilización Química	112
3.2	Certificación Necesaria	113
3.3	Formas de Aplicación y Etapa Constructiva	113
3.4	Control de Dosis	113
3.5	Diseño	114
4.	Mezclas de materiales	115
4.1	Introducción	115
4.2	Campo de Aplicación	115
4.3	Método de Dosificación de Suelos	116
4.4	Dosificación de dos Materiales	117
4.5	Problemas Propuestos	121
4.6	Dosificación de tres Materiales	122
5.	Aplicaciones en obra	123
5.1	Volumen requerido de material (mezcla) a producir (V_R)	124
5.2	Volumen requerido de cada uno de los materiales (V_A y V_B)	125
5.3	Nº de camionadas de cada material (N_A y N_B)	126
5.4	Volumen de material a acordonar por metro lineal (V_L)	126
5.5	Dimensiones de la sección transversal del cordón a formar	127
5.6	Aplicación práctica	129
5.7	Problemas propuestos	130
6.	Filtro	131
7.	Protección contra las heladas	134
8.	Producción de agregados	134

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO I

ORIGEN Y TIPOS DE SUELOS

1. Características de algunos suelos típicos de Chile 16

CAPÍTULO II

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

2. Identificación de la consistencia por ensaye manual 36
3. Comparación entre las compactaciones por el lado seco o húmedo del óptimo 51
4. Aplicaciones para equipos de compactación dinámica 53

CAPÍTULO III

PROSPECCIÓN DE SUELOS

5. Terminología para la descripción de suelos gruesos 59
6. Terminología para la descripción de suelos finos 60
7. Parámetros de corrección del valor N del ensayo SPT 70
8. Grados de Calidad Macizo Rocoso 73
9. Relación entre el RQD y la Calidad del Macizo Rocoso 74

CAPÍTULO IV

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS

10. Cambio potencial de volumen según Holtz y Gibbs 88

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO I

ORIGEN Y TIPOS DE SUELOS

1.	Capas que componen la Tierra	15
2.	Ciclo de las Rocas	18
3.	Diagrama de Bloques de Masas y Volúmenes	20
4.	Relación entre Índice de Huecos y Compactación	24
5.	Asíntotas de la Curva $E = f(pd)$	25

CAPÍTULO II

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

6.	Forma de las Partículas	34
7.	Equipamiento para el ensayo Hidrométrico	38
8.	Gráfico de curvas granulométricas para dos tipos de soluciones	39
9.	Sistema de Clasificación AASHTO	41
10.	Carta de Plasticidad	42
11.	Sistemas de Clasificación USCS	44
12.	Equipos compactador	47
13.	Prueba de compactación Proctor	48
14.	Compactación arcilla limosa, cargas estáticas	49
15.	Influencia de la compactación sobre la estructura de suelo	49
16.	Efecto de la compactación sobre un suelo arcilloso	50
17.	Prueba de permeabilidad en arcilla	51

CAPÍTULO III

PROSPECCIÓN DE SUELOS

18.	Símbolos gráficos para suelos	58
19.	Obtención de muestras inalteradas	61
20.	Tensión - Deformación	67
21.	CBR - Densidad Seca	67
22.	Metodología para la determinación del RQD	73
23.	Grados de Meteorización	74

CAPÍTULO IV

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS

24.	Tipo de Solicitación presente en el suelo	77
25.	Círculo de Mohr (estado de falla de un suelo)	78
26.	Envolvente de Falla del suelo	79
27.	Esfuerzos totales y efectivos	80
28.	Esquema equipo Corte Directo	81
29.	Esquema Resultados Ensayo Corte Directo	82
30.	Esquema Cámara Triaxial	83
31.	Tipos de falla de la probeta de ensaye	84
32.	Esquema Ensayo edométrico	85
33.	Gráfico tipo del ensayo de Consolidación	86
34.	Distintos comportamientos con respecto a la elasticidad	90
35.	Energías y Deformaciones en un material con resiliencia parcial en el primer ciclo de carga	90
36.	Módulos de deformación	91
37.	Construcción de la Curva Esqueleto de un suelo	93

38.	Módulos Resilientes en carga y descarga	93
39.	Variación del Módulo Secante o Resiliente con la deformación	93
40.	Anatomía externa de un talud	95
41.	Anatomía interna de un talud	96
42.	Método de la Cuña de Rankine	100
43.	Método de las Dovelas	100
44.	Parámetros necesarios para el cálculo del FS de un talud de suelo homogéneo por el Método de Rankine	101
45.	Gráfico de cálculo de estabilidad de taludes para ángulos β equiespaciados	102
46.	Gráfico de cálculo de estabilidad de taludes viales típicos	103

CAPÍTULO V EL SUELO EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS VIALES

47.	Determinación de la dosis óptima de producto para un suelo dado	115
48.	Esquema Sistema de Filtro	132
49.	Segregación del agregado en cinta transportadora	136
50.	Distribución típica de agregados saliendo de cinta transportadora	136
51.	Segregación producida por descarga en acantilado	137
52.	Muestreo en acopio con forma de cono	137
53.	Muestreo en acopio con forma de cordón	137
54.	Muestreo en acopios Formados por descargas de camión	138
55.	Muestreo en acopio formado por descarga en acantilado	138
56.	Distribución de volumen en acopios	139
57.	Pala típica de muestreo	139
58.	Cuarveedor	140
59.	Cuarveedor de Muestras	141

ANEXOS

1.	Anexo A. Método para obtener el cuarteo de muestras	145
2.	Anexo B. Método para determinar el equivalente de arena	146
3.	Anexo C. Especificaciones para subbase, bases y capas de rodadura	148
4.	Anexo D. Método para determinar la granulometría de suelos	150
5.	Anexo E. Método para determinar el contenido de humedad	152
6.	Anexo F. Método para determinar el límite líquido	154
7.	Anexo G. Método para determinar el límite plástico	156
8.	Anexo H. Método para determinar la relación humedad-densidad, proctor modificado	158
9.	Anexo I. Método para determinar la densidad relativa en suelos no cohesivos	160
10.	Anexo J. Método del cono de arena para determinar el densidad en terreno	164
11.	Anexo K. Método para determinar la densidad de partículas sólidas	167
12.	Anexo L. Método de ensaye cbr	169

Capítulo I

1. FORMACIÓN DEL SISTEMA SOLAR Y LA TIERRA

El origen del universo aceptado científicamente hoy en día se conoce como el "Big Bang". Hace unos 20000 millones de años se produjo una gran explosión a partir de un "incomprensible" punto donde estaba compactada la materia y la energía. A partir de ese momento el universo comienza a expandirse. La expansión del universo puede apreciarse en la franja roja de la radiación emitida por las galaxias más distantes y que se conoce como la radiación cósmica de microondas, que son los restos de la enorme bola de fuego que llenó el universo durante 700.000 años.

Nuestro Sistema Solar se formó hace unos 4.580 millones de años cuando una gran nube de gases interestelares y de polvo formada por hidrógeno (90%), helio (8%) y otros elementos más pesados (2%) iniciaron procesos de contracción, torbellinos de gases convergieron a grandes velocidades. Allí la densidad y la temperatura aumentaría para formar el Sol rodeado por un disco con forma de espiral compuesto de gas y de polvo que giraba en torno a él.

El 99,87% de la masa total del sistema solar se concentra en el Sol. El resto se distribuye en los planetas. Los planetas terrestres, junto con la Luna y los asteroides sólo suman el 0,0006% de la masa del sistema solar.

Los conocimientos sobre el sistema solar indican que al formarse los planetas terrestres estos estaban calientes, y que su diferenciación geoquímica interna comenzó con la acreción secuencial de planetesimales de diferentes composiciones. Los planetesimales compuestos de hierro y óxidos se juntaron inicialmente para formar los núcleos los cuales a continuación fueron cubiertos por los planetesimales de silicatos.

Los planetas terrestres se han estado enfriando desde el momento de su formación. Mercurio y la Luna se han enfriado suficiente como para ser geológicamente inactivos, en el sentido de que su interior no interacciona con la superficie. En cambio Venus y la Tierra permanecen todavía activos. Marte, que dentro de los terrestres es de tamaño medio, tuvo no hace mucho geológicamente hablando, cierta actividad volcánica.

Mientras el Sol terminaba de formarse, a través de un proceso de aglomeración progresiva, se formaban miríadas de pequeños cuerpos sólidos de poca densidad que tenían entre 1 a 10 kilómetros de diámetro, similares a los cometas actuales. Estos al chocar y unirse entre ellos formaron los planetoides, cuerpos esféricos mayores, como los grandes asteroides y algunos satélites. Que al unirse dieron origen a planetoides más grandes, estos atraían con su mayor fuerza gravitacional a los pequeños cuerpos que andaban por el disco planetario.

Al chocar los planetoides que viajaban a 11 Km/seg aproximadamente la energía de movimiento que estos poseían se transforma en energía calorífica y en otras formas de energía. Este calor provocó la diferenciación de la Tierra.

Se cree que ocurrió un gran impacto de un planetoide del tamaño de Marte con la Tierra, esto causó que una gran cantidad de material fundido fuera expulsado, luego este material fue aglomerándose alrededor de la Tierra formando así la Luna. Este impacto provocó además que el eje ecuatorial de la tierra se inclinara en 23 grados.

Además del calor provocado por el impacto de planetesimales hay otras causas que provocan el fundimiento de las rocas. Muchos elementos como el Uranio son radiactivos. Los átomos

de elementos radiactivos se desintegran espontáneamente emitiendo partículas subatómicas. Estas partículas son absorbidas por la materia que las rodea y la energía de movimiento que estas poseen se transforma en calor, este calor junto con el generado por los impactos es el que dura hasta el día de hoy al interior de la tierra.

1.1 Composición de la Tierra.

A) El núcleo:

Las propiedades físicas del núcleo son consientes con una composición similar a la de Ni-Fe que hallamos en los meteoritos metálicos, más la presencia de elementos traza siderófilos. Los estudios de propagación de las ondas sísmicas compresivas a lo largo del núcleo nos muestran una densidad menor de la que es de esperar del Ni-Fe en esas condiciones presión y temperatura por lo que suponemos la presencia de otros elementos (un 10%) de menor densidad.

En núcleo terrestre, que empieza a los 2.900 km de profundidad, se compone de dos partes: el núcleo externo y el núcleo interno. El núcleo externo, que es líquido, se supone que es una modificación de la parte inferior extrema del manto por la acción de la presión y la temperatura muy elevada que reina en las grandes profundidades. Se dice que la composición química de los núcleos es una aleación de níquel y hierro (NIFE). La densidad en el límite de los núcleos, interno y externo, pasa de 12.000 kg/m³ a 15.000 kg/m³, en tanto que no sería inferior a 18.000 kg/m³ en el centro de la tierra.

B) El manto:

El manto terrestre se extiende hasta una profundidad de 2.900 km aproximadamente. Se supone que la parte superior del manto está constituida por dunita que es una roca mineral principal es el olivino (silicatos de hierro y magnesio), y mientras más profundas son más ricas en hierro, lo que hace que la densidad del manto fluctúe entre 3.320 kg/m³ (en la cercanía de la discontinuidad de Mohorovicic) y 5.570 kg/m³ en la parte más profunda, mientras que el pasar a la capa siguiente el núcleo terrestre pasaría rápidamente a alrededor de los 9.740 kg/m³. En el manto terrestre se encuentran los depósitos Magmáticos.

Los silicatos situados alrededor del núcleo, que comprenden un 70% de la masa de la tierra, están diferenciados en la corteza y el manto, diferenciación debida a la continua actividad ígnea que ha tenido lugar en la Tierra a lo largo de la historia.

C) La corteza:

La corteza terrestre es de dos tipos. La corteza oceánica es el resultado de la mezcla parcial de peridotitas del manto con un alto contenido en Mg y baja en Si. Estas tienen un tiempo de vida corto pasando de los cinturones oceánicos (donde nacen) a las zonas de subducción (donde mueren), proceso que dura menos de 200 millones de años. Durante este tiempo interacciona con el océano y adquiere una fina capa de sedimentos que luego pasa al manto.

La corteza terrestre está formada por una costra externa, fina, de espesor variable, que envuelve a la tierra toda. Es más fina bajo los océanos (entre 5 y 10 km), sin embargo, bajo los continentes su espesor medio que es de 30 km puede alcanzar 70 km en ciertas regiones montañosas.

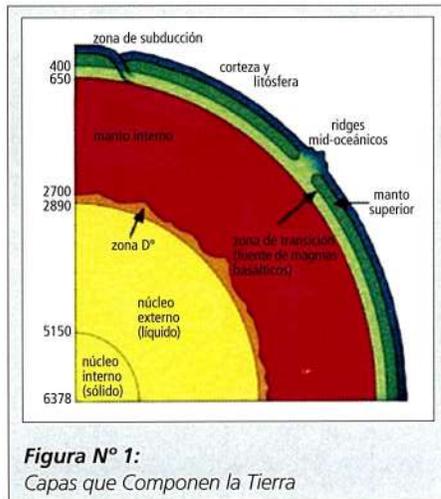
Bajo los océanos, se dice que la corteza terrestre se compone únicamente de una sola capa cuya densidad corresponde a la de un basalto (3.000 kg/m³). Esta capa bajo los continentes y cadenas montañosas se descompone en dos capas principales. La superior que es esencialmente granítica (densidad 2.670 kg/m³), lleva el nombre de SIAL por estar constituida principalmente por los elementos Silicio (Si) y Aluminio (Al), combinados por el oxígeno. La capa inferior es basáltica y se denomina SIMA ya que el Magnesio es el elemento dominante.

Al límite entre el SIAL y SIMA se le conoce como discontinuidad de Conrad y al límite inferior de la corteza discontinuidad de Mohorovicic. La noción de discontinuidad evidencia el hecho de que las ondas sísmicas sufren modificaciones.

Ningún otro planeta en el sistema solar ha desarrollado una corteza granítica que de lugar a una disposición similar a la de los continentes en la tierra. Esta peculiaridad es quizás debida a la presencia de agua líquida en grandes cantidades en la superficie terrestre, ya que cuando la corteza oceánica subduce, el agua puede cambiar profundamente los productos de la fusión del manto, favoreciendo la formación de más mezcla ricas en SiO_2 .

Los conocimientos actuales sobre la estructura del globo han sido adquiridos gracias a la sismología; en efecto, las conclusiones que se han extraído de las variaciones experimentadas por las ondas sísmicas, tanto artificiales como naturales a su paso a través de la tierra, han permitido descubrir que el globo se compone de tres partes esenciales: la corteza, el manto y el núcleo.

La figura N°1 permite visualizar los espesores de las capas que componen la Tierra.



2. LOS PROCESOS GEOLÓGICOS

El aspecto y la topografía de la Tierra experimentan continuas modificaciones por la acción de una serie de fenómenos designados con el nombre de procesos geológicos. Estos afectan esencialmente a la corteza terrestre, pero también pueden manifestarse en el manto.

El más importante de ellos es la orogénesis, que corresponde a periodos de deformaciones tectónicas que consiguen dar a la región, y en consecuencia a los depósitos precedentes, una determinada estructura y, esencialmente, a levantarla por orogenia (plegamientos de cadenas montañosas).

Otros procesos de este género son el volcanismo y el magmatismo, que se manifiestan por medio de la penetración en la superficie de la tierra o en sus proximidades de roca en estado de fusión. Estos magmas se solidifican formando rocas magmáticas o, cuando aparecen en la superficie, rocas volcánicas. Los magmas pueden contribuir también a transformaciones de otras rocas.

Igualmente son procesos geológicos, la erosión y el acarreo de materiales móviles y su sedimentación. Se entiende por erosión el conjunto de procesos que contribuyen a disgregar las rocas en fragmentos menos importantes y a transportar de manera continuada los materiales superficiales de la Tierra.

Estas alteraciones que sufren las rocas cuando llegan a la superficie de la corteza debido al cambio de su entorno físico y químico, distinto al que se formaron, son conocidos también como meteorización, en que la desintegración física es debida a los agentes climáticos tales como cambio de temperatura, viento, hielo y raíces. La descomposición y disolución de las rocas se debe al agua con oxígeno disuelto, dióxido de carbono y ácidos orgánicos, cuya efectividad depende de su concentración, temperatura de la roca o suelo y de la cubierta vegetal.

Según el clima y la topografía se producen perfiles de suelos distintos por región, tales como el caliche y el suelo de Valdivia, debido a los distintos grados de acumulación y pudrición de la materia orgánica, lixiviación, oxidación y concentración de sales solubles.

Tabla 1: Características de Algunos Suelos Típicos de Chile

Maicillo					
Tamiz (mm)	Valdivia	Sano	Meteorizado	Pumicita	Chusca
20		100		100	
10		95	100	98	100
5	100	76	91	96	98
2	98	53	86	87	95
0.5	92	22	58	71	80
0.08	88	10	22	31	45
W _L (s. aire)	73	29	35	30	25
W _p (s. aire)	60	23	23	-	-
IP (s. aire)	13	6	11	NP	NP
Clasificación					
AASHTO	A-7-5 (22)	A-1b (0)	A-2-6 (0)	A-2-4 (0)	A-4 (0)
USCS	MH	SW-SM	SM-SC	SM	SM
W _L (w. natural)	148	-	-	-	-
W _p (w. natural)	108	-	-	-	-
IP (w. natural) 40	-	-	-	-	-
Clasificación					
AASHTO	A-7-5 (61)	-	-	-	-
USCS	MH	-	-	-	-
Densidad partículas					
Sólidas (g/cm ³)	2.43	2.66	2.66	2.32	-
DMCS (g/cm ³) 1.00	2.16	2.05	1.48	1.94	-
w. óp. (%)	56	8	11	18	14
Hinchamiento (%)	0.60	0.28	0.68	-	-
CBR (%)	8	39	18	28	40*

*Sin inmersión.

El suelo de Valdivia merece su atención por los problemas ingenieriles viales que suele causar al ser muy sensible a la humedad, y cambiar sus propiedades después de secarse. A estos suelos se les clasifica pedológicamente como Andosoles (Andepts, según sistema de clasificación U.S. Soil Taxonomy), proviene del japonés "ANDO" que significa oscuro, suelos oscuros.

Para formarse suelos del tipo Andosol se deben tener las siguientes condiciones:

- Material volcánico piroclástico de actividad reciente (no ríos de lava) y precipitaciones superiores a 2.500 mm al año para mantener el suelo constantemente hidratado, sin permitir ciclos de deshidratación.

- Estos suelos no son lateríticos (vocablo ya abandonado) como algunos pretenden denominarlos, sino que son suelos volcánicos inmaduros, propios de áreas muy lluviosas. Estos suelos se caracterizan por contener una humedad anormalmente alta, sobre el límite líquido, y que a pesar de ello desarrollan resistencias relativamente altas por ser estables con estos contenidos de humedad, pero cuando se perturban se comportan como suelos altamente plásticos, arcillas saturadas, perdiendo su consistencia. Si esta manipulación es excesiva, llegan a veces a fluir.

- Al secarlos, al aire o al horno, cambian sus propiedades y se convierten realmente como granulados. Estos cambios son irreversibles. Al secarse superficialmente y, por consiguiente, transformarse en un material relativamente plástico, pueden soportar vehículos livianos.

3. LAS ROCAS Y SUS MINERALES

La corteza terrestre está constituida por rocas, que a su vez están formadas por minerales, los que poseen propiedades físicas características, como la dureza el color, la fractura, etc.

Los minerales que integran las rocas constituyen una pequeña partes del conjunto de minerales conocidos. Los más importantes de entre ellos son los feldespatos, los cuarzos y las micas.

Los feldespatos son, con mucha diferencia, los más abundantes en la naturaleza.

En cuanto a la composición mineralógica, se hace distinción entre rocas ácidas, básicas e intermedias. Las rocas ácidas contienen más del 66% de sílice, las rocas intermedias entre 52 y 66% y las rocas básicas menos del 52%.

Las rocas ígneas son de origen profundo y son el resultado del enfriamiento y cristalización de la masa fundida, el magma. Pueden encontrarse a grandes profundidades, y se denominan plutónicas, o en la superficie terrestre, denominándose entonces rocas volcánicas. Estas últimas provienen de masa fundida que ha llegado a la superficie en forma de lava procedente de erupciones volcánicas y se ha solidificado en el curso de su enfriamiento. Las rocas volcánicas y sedimentarias constituyen los dos tipos de rocas superficiales.

Las rocas sedimentarias proceden de productos de erosión que se han depositado en capas generalmente muy compactas (sedimentos) sobre el suelo o, más comúnmente, en el fondo del mar.

Las rocas sedimentarias no constituyen más que un 5% aproximadamente de la corteza terrestre, pero cubren alrededor de las tres cuartas partes de los continentes y de los fondos marinos, formando a menudo resistentes capas de varios miles de metros de espesor. Proceden de la acumulación y de la aglomeración de los sedimentos, de depósitos de fragmentos de diversas rocas transportadas por el agua y el viento desde su lugar de origen hasta otras partes de la superficie terrestre, terrenos o fondos marinos.

Las rocas sedimentarias son más o menos estratificadas y se componen de varias capas de diferente espesor; generalmente se distinguen unas de otras gracias a su color y al tamaño de las partículas que las componen.

La alteración de las rocas, por procedimientos mecánicos o químicos, y el transporte de los productos de la alteración, son causa de la formación de los sedimentos.

Se pueden distinguir sedimentos clásticos y no clásticos. Los sedimentos clásticos se componen de productos de disgregación, partículas de rocas disgregadas, trituradas y desgastadas por la acción del agua y del viento, o demolidas por la acción conjunta de las variaciones de temperatura y de las raíces vegetales. Las rocas sedimentarias no clásticas se depositan por evaporación o por la acción de organismos vivos.

Las rocas metamórficas tienen su origen en rocas ya existentes que, sometidas a transformaciones químicas o al calor y la presión en el interior de la corteza terrestre, han sufrido una metamorfosis química, mineralógica o física.

Muchas veces no se pueden delimitar claramente las rocas metamórficas de las ígneas. Una roca sedimentaria puede, por ejemplo, en el caso de un metamorfismo acentuado y por la acción del calor, transformarse parcialmente en una masa rocosa fundida. Cuando esta masa fundida se solidifica, la roca resultante es una roca magmática debido a que algunas de sus partes han pasado por un estado de fusión.

Las rocas sedimentarias se forman al hacerse compactos los sedimentos por medio de la propia sedimentación, cementándose para convertirse en una roca dura. Este fenómeno se produce a profundidades relativamente grandes en las que la presión es ejercida por sedimentos de las capas superiores. En la mayor parte de los casos se produce simultáneamente una recristalización. El conjunto de estos procesos, incluida la compactación, se agrupa en el término diagénesis. La noción de metamorfismo no comprende, en general, los procesos diagenéticos. Puede decirse, por lo tanto, que el metamorfismo tiene lugar a partir de una profundidad determinada. En general, la temperatura es suficientemente elevada a partir de esa profundidad para que la metamorfosis pueda producirse en un sedimento, en una roca sedimentaria o en una roca magmática endógena.

Una de las rocas metamórficas más comunes son los mármoles.

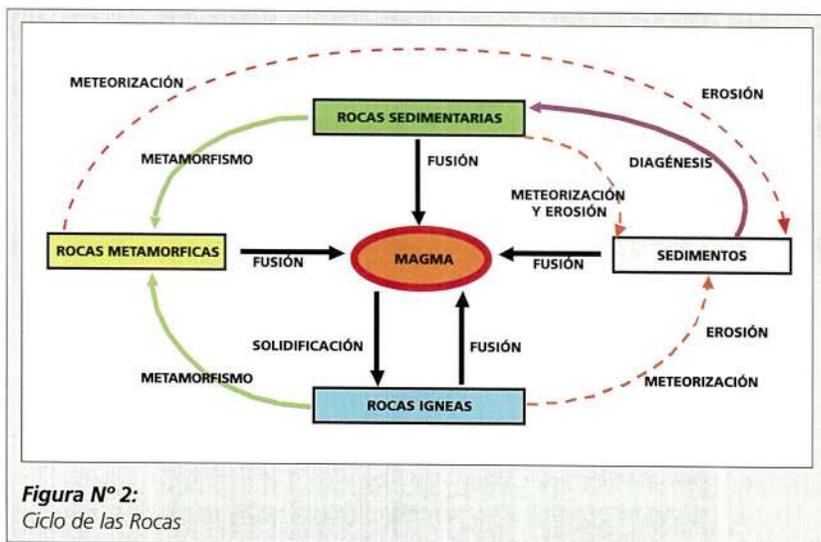


Figura N° 2:
Ciclo de las Rocas

4. TIPOS DE SUELOS

Hemos visto la gran cantidad de transformaciones a que son sometidos los materiales constituyentes de la corteza terrestre y los diferentes estados de consolidación que son sometidos. Los usos que se les da también son diversos, lo que origina distintas definiciones de suelos según los usuarios.

Para el ingeniero civil, según Terzaghi, suelo es todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad, como ser agitación en agua. Por el contrario, roca es un agregado de minerales unidos por fuerzas cohesivas poderosas y permanentes; se ha fijado un límite de 1,5 MPa.

Para los geólogos, el término roca implica todo el material que constituye la corteza terrestre, sin considerar el poder de las fuerzas de cohesión que unen las partículas minerales, mientras que el término suelo lo aplica solamente a aquella porción de la corteza que constituye el suelo vegetal. Para el geólogo, la arcilla es una roca, sólo diferencia "lecho de roca" que es la corteza terrestre sin desintegrar y el "manto de roca" que es el producto de su desintegración que cubre este lecho.

Para los agrónomos, suelo es la delgada parte superior del manto de roca en que penetran las raíces de las plantas y de donde éstas toman el agua y las demás sustancias necesarias para su existencia. (Edafología)

Es fundamental primero fijar el significado con que los términos suelo y roca son utilizados, antes de iniciar cualquier estudio.

De acuerdo con el origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos grandes grupos: suelos cuyo origen se debe, esencialmente, al resultado de la descomposición física y química de las rocas, y suelos cuyo origen es esencialmente orgánico.

Si los productos de la descomposición de las rocas se encuentran aún en el mismo lugar de origen, se trata de un suelo residual, en caso contrario se dice que es un suelo transportado (gravedad, agua, viento, hielo).

Los suelos orgánicos se han formado casi siempre en su lugar de origen por descomposición de vegetales, como es el caso de las turbas o por acumulación de esqueletos o conchas de ciertos organismos. No obstante, Terzaghi aplica la expresión de suelo orgánico o suelos transportados, producto de la descomposición de las rocas, que contienen cierta cantidad de materia orgánica vegetal descompuesta.

La ASTM ha definido como suelo: "Sedimentos u otras acumulaciones de partículas sólidas producidas por la desintegración física y química de las rocas, las cuales pueden o no contener materias orgánicas". Y roca: "Materia sólida mineral que se presenta en grandes masas o fragmentos".

Los suelos más comunes, de acuerdo con el tamaño de sus partículas son.

- Bloques, fragmentos de roca mayores a 300 mm.
- Bolones, fragmentos de roca entre 80 y 300 mm.
- Gravas, agregados sin cohesión de fragmentos granulares, poco o no alterados, de roca y minerales, cuyos tamaños varían entre 5 (ó 2 mm) a 80 mm.
- Arenas, partículas de roca sin cohesión, menores a 5 (ó 2 mm) y mayores que 0.080 mm.
- Limos, suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad y de tamaño comprendido entre 0,005 (ó 0,002 mm) y 0,080 mm.
- Arcillas, son agregados de partículas pequeñísimas derivadas de la descomposición química de las rocas, son plásticas y el tamaño de sus partículas es menor a 0.005 mm (ó 0.002 mm).

5. FASES EN LA COMPOSICIÓN DEL SUELO Y RELACIONES DE MASAS Y VOLÚMENES

5.1 Introducción.

Los suelos están compuestos de muchos elementos diferentes. Estos elementos pueden encontrarse en los tres estados o fases de la materia:

- sólido
- líquido
- gaseoso

Lo mismo se puede decir de la mayoría de las rocas que, aunque endurecidas, contienen materia líquida y gaseosa. Cada una de las fases presentes en la composición de un suelo está constituida básicamente por los siguientes elementos:

Fase sólida:

- Partículas
- Minerales
- Materia orgánica
- Agentes cementantes

Fase líquida:

- Agua
- Sales minerales disueltas

Fase gaseosa:

- Aire
- Gases orgánicos
- Vapor de agua

Las relaciones entre las masas y volúmenes de las diferentes fases nos ayudan a:

- Definir las condiciones en que se encuentra el suelo.
- Conocer sus propiedades y su comportamiento físico.

Los volúmenes y masas de las distintas fases de un suelo se pueden representar por un diagrama de bloques, como se muestra en la figura N°3.

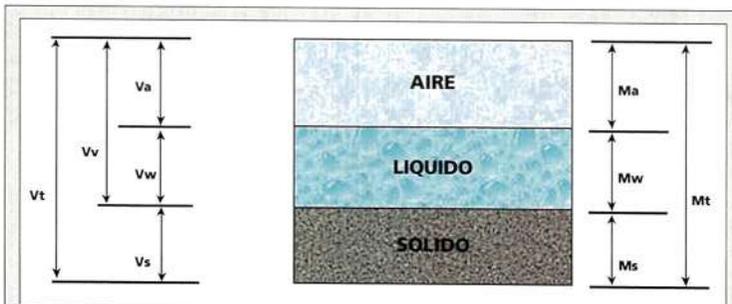


Figura N° 3:
Diagrama de Bloques de Masas y Volúmenes

En el diagrama de bloques de la figura N°3:

V_a = Volumen de aire	M_a = Masa de aire
V_w = Volumen de agua	M_w = Masa de agua
V_v = Volumen de vacío	M_s = Masa sólida (masa seca)
V_s = Volumen de sólido	M_t = Masa total (masa húmeda)
V_t = Volumen total	

Relaciones básicas de Masas y Volúmenes:

A partir del diagrama de bloques, se pueden establecer las siguientes relaciones básicas:

Relaciones entre volúmenes :

$$\begin{aligned} V_v &= V_w + V_a \\ V_t &= V_v + V_s \\ V_t &= V_w + V_a + V_s \end{aligned}$$

Relaciones entre masas :

$$\begin{aligned} M_t &= M_a + M_w + M_s \\ M_a &= 0 \\ M_t &= M_w + M_s \end{aligned}$$

5.2 Definiciones y Conceptos.

- Densidad del suelo húmedo (ρ):

$$\rho = \frac{M_t}{V_t} \quad \rho : [\text{kg/m}^3], [\text{g/cm}^3]$$

- Densidad del suelo seco (ρ_d):

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_t} \quad \rho_d : [\text{kg/m}^3], [\text{g/cm}^3]$$

- Densidad de partículas sólidas (ρ_s):

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad \rho_s : [\text{kg/m}^3], [\text{g/cm}^3]$$

- Peso específico de los sólidos (G_s):

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{M_s}{V_s \rho_w} \quad G_s : [\text{Adimensional}]$$

donde ρ_w = densidad del agua (a 4°C, $\rho_w = 1.000 \text{ kg/m}^3 = 1 \text{ g/cm}^3$)

- Humedad (W) :

Relaciona la masa del agua con la masa del suelo seco. Se expresa en porcentaje.

$$W = \frac{M_w}{M_s} \times 100 = \frac{(M_t - M_s)}{M_s} \times 100 \quad W : [\%]$$

- Índice de Huecos o Relación de Vacío (e) :

Relaciona el volumen de vacío con el volumen de sólido.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad e = [\text{Adimensional}]$$

- Porosidad (n) :

Relaciona el volumen de vacío con el volumen total de suelo. Se expresa en porcentaje.

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100 \quad n : [\%]$$

- Grado de Saturación (Sr) :

Relaciona el volumen de agua con el volumen de vacío. Se expresa en porcentaje.

$$Sr = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad Sr : [\%]$$

Un suelo se encuentra saturado (Sr = 100%) cuando el agua ocupa la totalidad de sus huecos, por lo tanto en esta condición $V_w = V_v$.

5.3 Desarrollo de Relaciones Matemáticas Útiles.

- a) Expresar la densidad seca de un suelo en función de la densidad húmeda y la humedad.

$$\rho_d = f(\rho, W)$$

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_t} = \frac{M_s}{V_t} \times \frac{M_t}{M_t} = \rho \times \frac{M_s}{M_t}$$

$$\rho_d = \rho \times \frac{M_s}{M_s + M_w} = \rho \times \frac{1}{1 + \frac{M_w}{M_s}}$$

$$\rho_d = \frac{\rho}{\frac{(1 + W)}{100}}$$

- b) Expresar la porosidad de un suelo en función del índice de huecos.

$$n = f(e)$$

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100 = \frac{V_v}{V_v + V_s} \times 100$$

$$n = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_v}{V_s} + \frac{V_s}{V_s}} \times 100 = \frac{e}{e + 1} \times 100$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \times 100$$

- c) Expresar el grado de saturación de un suelo en función del índice de huecos, la humedad, la densidad de partículas sólidas y la densidad del agua.

$$S_r = f(e, W, \rho_s, \rho_w)$$

Por definición: $S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100$ (1)

Como $\rho_w = \frac{M_w}{V_w} \rightarrow V_w = \frac{M_w}{\rho_w}$ (2)

Como $W = \frac{M_w}{M_s} \times 100 \rightarrow M_w = W \times \frac{M_s}{100}$ (3)

Por otra parte: $e = \frac{V_v}{V_s} \rightarrow V_v = e \times V_s$ (4)

Reemplazando (3) en (2) obtenemos:

$$V_w = \frac{W \times M_s}{100 \times \rho_w}$$
 (5)

Como $\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \rightarrow M_s = \rho_s \times V_s$ (6)

Reemplazando (6) en (5) obtenemos:

$$V_w = \frac{W \times \rho_s \times V_s}{100 \times \rho_w}$$
 (7)

Reemplazando (7) y (4) en (1) se obtiene finalmente:

$$S_r = \frac{W \times \rho_s \times V_s \times 100}{100 \times \rho_w \times e \times V_s}$$

$$S_r = \frac{W \times \rho_s}{e \times \rho_w}$$

Caso particular :

Cuando un suelo se encuentra saturado ($S_r = 100\%$), de la igualdad anterior podemos despejar la humedad, a la que llamaremos humedad de saturación (W_{sat}).

$$100 = \frac{W_{sat} \times \rho_s}{e \times \rho_w}$$

$$W_{sat} = \frac{100 \times e \times \rho_w}{\rho_s}$$

- d) Expresar el Índice de Huecos de un suelo en función de la densidad de partículas sólidas y de la densidad seca.

$$e = f(\rho_s, \rho_d)$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_t - V_s}{V_s} \quad (1)$$

$$\text{Como } \rho_s = \frac{M_s}{V_s} \rightarrow V_s = \frac{M_s}{\rho_s} \quad (2)$$

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_t} \rightarrow V_t = \frac{M_s}{\rho_d} \quad (3)$$

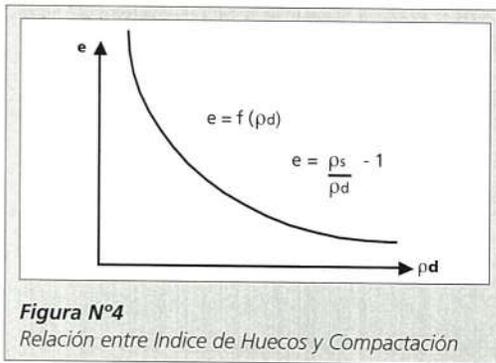
Reemplazando (2) y (3) en (1) tenemos :

$$e = \frac{\frac{M_s}{\rho_d} - \frac{M_s}{\rho_s}}{\frac{M_s}{\rho_s}} = \frac{\frac{1}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_s}}{\frac{1}{\rho_s}} = \frac{1}{\rho_d} \cdot \rho_s - 1$$

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

En la figura 4 se muestra gráficamente la relación entre el índice de huecos y la densidad seca de un suelo, para una densidad de partículas sólidas determinada.

- Relación entre Índice de Huecos y Compactación



- e = Índice de Huecos
- ρ_s = Densidad de Partículas Sólidas
- ρ_d = Densidad Compactada Seca

- Matemáticamente, la curva del gráfico anterior corresponde a la familia de las hipérbolas. Por lo tanto, puede representarse como :

$$Y = \frac{A}{X} + B$$

Donde:

- Y = Variable dependiente (Índice de Huecos)
- X = Variable independiente (Densidad Compactada Seca)
- A = Parámetro (Densidad de Partículas Sólidas)
- B = Constante = -1

- La densidad de partículas sólidas ρ_s es un valor característico de cada suelo, independiente de su estado de humedad y su grado de compactación. Se determina mediante ensaye (Método 8.102.10 V8- MC).

- La curva $e = f(\rho_d)$ en el gráfico anterior corresponde a un material determinado (ρ_s dada), por lo que para distintos materiales podemos tener una familia de curvas del tipo indicado.
- La curva $e = f(\rho_d)$ es asintótica respecto a ambos ejes. Por una parte, para un material dado, existe un mínimo valor de índice de huecos que se alcanza teóricamente para el máximo valor de ρ_d ($\rho_d = DMCS$). Es decir, la curva $e = f(\rho_d)$ es asintótica a una paralela al eje X, cortando dicha línea el eje Y en un punto definido como e_{\min} . Por otro lado, para un material dado existe un mínimo valor de ρ_d , correspondiente a su condición más suelta. Por lo tanto la curva tipo antes mostrada es asintótica a una paralela al eje Y, cortando dicha línea el eje X en un punto definido como $\rho_d \min$.
- Para una mayoría de los suelos granulares el valor de e_{\min} varía en torno a 0,2.
- La relación entre ρ_d y ρ_s , para los límites extremos es la siguiente:

a) Para el máximo valor teórico posible de ρ_d (mínimo valor de e):

$$\frac{\rho_s}{\rho_d_{\max}} = 1 + e_{\min} \quad (\rho_d_{\max} = DMCS)$$

b) Para el mínimo valor teórico posible de ρ_d (máximo valor de e):

$$\frac{\rho_s}{\rho_d_{\min}} = 1 + e_{\max}$$

Dividiendo entre si las dos últimas expresiones, obtenemos :

$$\frac{\rho_d_{\min}}{\rho_d_{\max}} = \frac{1 + e_{\min}}{1 + e_{\max}}$$

En la figura 5 se muestran las asíntotas de la curva $e = f(\rho_d)$.

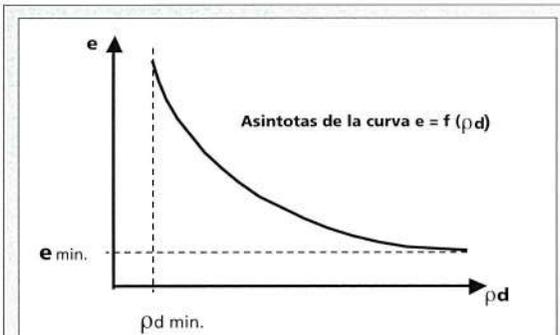


Figura N°5
Asintotas de la Curva $e = f(\rho_d)$

5.4 Problemas resueltos.

Problema 1: Una muestra de suelo húmedo tiene un volumen de $508,7 \text{ cm}^3$ y una masa de $957,2 \text{ gr}$. Si la humedad de la muestra es $9,6 \%$ y la densidad de partículas sólidas del material es $2,73 \text{ gr/cm}^3$, determine

- Contenido de agua de la muestra
- Densidad del suelo seco
- Índice de huecos
- Porosidad
- Grado de saturación

Datos:

$$V_t = 508,7 \text{ cm}^3$$

$$M_t = 957,2 \text{ grs}$$

$$W = 9,6 \%$$

$$\rho_s = 2,73 \text{ gr/cm}^3$$

Cálculos:

$$a) \quad W = \frac{(M_t - M_s)}{M_s} \times 100$$

$$M_s = \frac{M_t}{1 + \frac{W}{100}} = \frac{957,2}{1 + \frac{9,6}{100}} = 873,4 \text{ grs}$$

$$M_w = M_t - M_s = 957,2 - 873,4 = 83,8 \text{ grs}$$

$$b) \quad \rho_d = \frac{M_s}{V_t} = \frac{873,4}{508,7} = 1,72 \text{ gr/cm}^3$$

$$c) \quad 1^{\text{a}} \text{ forma:} \quad e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,73}{1,72} - 1 = 0,59$$

$$2^{\text{a}} \text{ forma:} \quad e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \rightarrow V_s = \frac{M_s}{\rho_s} = \frac{873,4}{2,73} = 319,9 \text{ cm}^3$$

$$V_v = V_t - V_s = 508,7 - 319,9 = 188,8 \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{188,8}{319,9} = 0,59$$

$$d) \quad 1^{\text{a}} \text{ forma:} \quad n = \left(\frac{e}{1 + e} \right) \times 100 = \frac{0,59}{1,59} \times 100 = 37 \%$$

$$2^{\text{a}} \text{ forma:} \quad n = \frac{V_v}{V_t} \times 100 = \frac{188,8}{508,7} \times 100 = 37 \%$$

$$e) \quad 1^{\text{a}} \text{ forma:} \quad S_r = \frac{W \times \rho_s}{e \times \rho_w} = \frac{9,6 \times 2,73}{0,59 \times 1,00} = 44 \%$$

$$2^{\text{a}} \text{ forma:} \quad S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 = \frac{83,8}{188,8} \times 100 = 44 \%$$

Problema 2: Una muestra de suelo saturado tiene una masa de 1.892 grs. Se procedió a secarla, obteniéndose luego de esta operación una masa de 1.568 grs. Si la densidad de partículas sólidas del material es 2.760 Kg/m³, determine:

- Densidad seca del suelo
- Humedad de la muestra
- Índice de Huecos

Datos:

$$M_t = 1.892 \text{ grs}$$

$$M_s = 1.568 \text{ grs}$$

$$\rho_s = 2.760 \text{ Kg/m}^3 = 2,76 \text{ gr/cm}^3$$

Cálculos:

$$a) \rho_d = \frac{M_s}{V_t}$$

$$M_w = M_t - M_s = 1.892 - 1.568 = 324 \text{ grs}$$

$$\text{Considerando } \rho_w = 1 \text{ gr/cm}^3, \text{ tenemos que: } V_w = M_w = 324 \text{ cm}^3$$

$$\text{Suelo saturado} \rightarrow V_v = V_w = 324 \text{ cm}^3$$

$$\text{Como } \rho_s = \frac{M_s}{V_s} \rightarrow V_s = \frac{M_s}{\rho_s} = \frac{1.568}{2,76} = 568,1 \text{ cm}^3$$

$$V_t = V_v + V_s = 324 + 568,1 = 892,1 \text{ cm}^3$$

$$\text{Por lo tanto: } \rho_d = \frac{M_s}{V_t} = \frac{1.568}{892,1} = 1,76 \text{ gr/cm}^3$$

$$b) W = \frac{M_w}{M_s} \times 100 = \frac{324}{1.568} \times 100 = 20,7 \%$$

$$c) e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,76}{1,76} - 1 = 0,57$$

5.5 Problemas propuestos.

1. A un suelo cuya densidad de partículas sólidas es 2,78 gr/cm³ se le efectuó un ensaye Próctor, obteniéndose una Densidad Máxima Compactada Seca DMCS = 2.280 Kg/m³.

Determine:

- El Índice de huecos para un nivel de compactación de 98%.
- El Índice de huecos mínimo que es posible lograr al compactar el suelo.
- Si la especificación de obra estipula una compactación de Min. 95% ¿Se cumplirá la exigencia con un Índice de huecos de 0,27?

2. En una muestra de suelo se cumplen las siguientes relaciones:

$$V_s = 5 V_w \text{ y } V_t = 1,25 V_s.$$

Determine:

- El Índice de huecos
- Grado de saturación del suelo

3. Una muestra de suelo húmedo tiene un volumen de $531,2 \text{ cm}^3$. La cantidad de agua presente en la muestra es de $122,1 \text{ gr}$. Si la densidad seca de este suelo es $1,84 \text{ gr/cm}^3$ y su índice de huecos es $0,45$, calcule:
- Porcentaje de humedad de la muestra
 - Grado de saturación
4. Una muestra de suelo saturado tiene una masa de $986,3 \text{ gr}$ y una humedad de $17,5\%$. Si la densidad de partículas sólidas del material es $2,71 \text{ gr/cm}^3$, calcule su densidad seca.
5. Una muestra de suelo húmedo tiene un volumen de $841,8 \text{ cm}^3$ y una masa de $262,7 \text{ gr}$. Si la humedad es $13,2 \%$ y el peso específico del material es $2,69$, determine el valor de los coeficientes K_1 y K_2 en las relaciones: $V_w = K_1 V_t$ y $V_v = K_2 V_s$.
6. En un suelo se cumplen las siguientes relaciones: $M_s = 0,87 M_t$ y $V_s = 0,72 V_t$. Con esta información calcule:
- El porcentaje de humedad del suelo
 - Su índice de huecos

Capítulo II

Capítulo II

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

1. INTRODUCCIÓN

Todo estudio de mecánica de suelos necesita una descripción fácil y adecuada, que permita diferenciar los suelos de una misma categoría. Las propiedades en que se basa dicha diferenciación se conoce con el nombre propiedades índice y los ensayos necesarios para determinarlas, ensayos de clasificación.

2. PROPIEDADES ÍNDICE

Para efectuar una clasificación de suelo en forma adecuada se debe tener un sistema que permita agruparlos correctamente, este proceso de agrupación según sus propiedades se denominan propiedades índice.

Antes de poner en práctica la definición anterior, se debe establecer un conjunto de principios que rigen la elección de las propiedades índice apropiadas. Parece que las propiedades índice deben poseer los siguientes atributos:

1. La propiedad debe ser simple de expresarse, preferentemente debe tener valor numérico.
2. Debe ser posible de medirse rápidamente.
3. La medición de la propiedad debe ser de bajo costo.
4. La propiedad debe ser significativa.
5. La medición debe ser reproducible.
6. Debe ser independiente.

Es importante destacar que la mayoría de propiedades no se correlacionarán simultáneamente. De hecho, las propiedades significativas no se correlacionan unas con otras. Se concluye que no existe una propiedad índice única que sea apropiada para la clasificación de suelos, sino que se necesitan varias, y que pueden ser diferentes para arenas y arcillas.

Cualquier suelo puede ser alterado cuando se le somete a un tratamiento adecuado. Es así como una arena suelta puede transformarse en densa si se le compacta lo suficiente; de esto se desprende que el comportamiento de los suelos en terreno, además de la propiedades intrínsecas de las partículas, depende del acomodamiento de éstas. Por consiguiente, las propiedades índice se dividen en propiedades de las partículas del suelo y propiedades de los agregados del suelo.

Las propiedades de las partículas son su forma y tamaño, y en el caso de las arcillas, su composición mineralógica.

Las propiedades de los agregados sin cohesión son la compacidad y para los suelos cohesivos la consistencia.

2.1 Propiedades índice de suelos granulares.

2.1.1 Propiedades de las partículas

a) Tamaño

Por definición los suelos granulares son aquellos cuyos granos están en contacto por una fricción entre partículas. De este modo, el suelo se desintegra en granos individuales al

sumergirse en el agua. Las arenas y las gravas son suelos granulares típicos. Los limos, que contienen partículas no menores que 0.002 mm, pueden también ser considerados como granulares en algunos sistemas de clasificación.

La propiedad índice más obvia de los suelos granulares estará relacionada al tamaño de los granos. Para suelos con partículas más gruesas que 0.05 mm, el análisis granulométrico se realiza por tamizado. Es generalmente cierto que los suelos de grano grueso son más permeables y menos compresibles que los suelos de grano fino, y que suelos "bien graduados" tienden a ser menos permeables, menos compresibles y más resistentes que los suelos "pobremente graduados". Por lo tanto, la granulometría es importante, aunque a toda la curva no se le puede asignar un valor numérico simple. Por consiguiente, es necesario definir tres o más puntos en la curva.

Para tener una idea sobre la distribución de los tamaños de partículas, se define el término de coeficiente de uniformidad (C_u), que es igual a D_{60}/D_{10} . El valor D_{60} corresponde a aquel tamaño que el 60% del suelo es más fino en la curva granulométrica (idéntica definición para D_{10}). Si el coeficiente de uniformidad es grande, es probable que el suelo sea bien graduado, que significa que el suelo es relativamente incompresible y resistente.

En el Sistema Unificado de Clasificación (USCS), una arena debe tener un coeficiente de uniformidad mayor que 6 para ser bien graduada, mientras que para una grava el C_u debe ser mayor que 4.

Para evitar una granulometría con vacíos se define el coeficiente de curvatura (C_c), que es igual a $(D_{30})^2/(D_{60} \cdot D_{10})$, tomando un punto central de la curva granulométrica, D_{30} . El coeficiente de curvatura debe estar entre 1 y 3 para evitar la granulometría con vacíos. Por lo tanto, para un suelo definido como bien graduado, debe tener un coeficiente de uniformidad alto y un coeficiente de curvatura entre 1 y 3.

Una arena densa se clasifica de igual manera que una arena suelta para el sistema USCS, aunque está tienen propiedades mecánicas diferentes. Si una arena tiene una densidad seca de 1,7 T/m³, podría ser una arena densa pobremente graduada o una arena suelta bien graduada. Es más conveniente definir la densidad relativa de una arena particular a las condiciones más densa y más suelta. Se designa la densidad relativa como D_r , y ésta se define en términos de relaciones de vacíos como:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

donde: e_{\max} : es la relación de vacíos para la condición más suelta
 e_{\min} : es la relación de vacíos para la condición más densa.

La densidad relativa y los parámetros granulométricos son propiedades índice muy útiles para clasificar en el laboratorio las arenas y gravas. También son útiles y ampliamente utilizados en el campo cuando es posible medir la relación de vacíos o densidad in-situ, es decir en calicatas superficiales o en rellenos compactados. Sin embargo, cuando se requiere información a mayor profundidad, no es posible medir dichos valores. Se han desarrollado técnicas especiales para tomar muestras inalteradas de suelos granulares, pero estas técnicas son caras, inciertas e involucran mediciones a determinadas profundidades solamente.

b) Forma

La forma de las partículas tiene tanta importancia como su tamaño en el comportamiento del suelo de origen clástico. Las partículas pueden tener forma redondeada, laminar y acicular.

Cuando el largo, el ancho y el espesor de una partícula son del mismo orden de magnitud, se dice que tiene forma redondeada cuyas características son la esfericidad y redondez. Si

designamos el largo L , el ancho B y el espesor H y el diámetro equivalente D_e al diámetro de una esfera de igual volumen que la partícula, tenemos que;

Esfericidad se define por: $X = D_e/L$
 Planiformidad se define por: $F = B/H$
 y alargamiento por: $E = L/B$

Otra relación muy usada es la superficie específica que es la razón entre el área superficial y el volumen de las partículas.

Con la esfericidad se relacionan la facilidad de manipular los suelos, la capacidad de permanecer estables cuando están sometidos a choques y su resistencia a rotura debido a la acción de las cargas y la erosión.

Cuando mayor es la esfericidad y menor la planiformidad o el alargamiento, menor es la tendencia de las partículas a desintegrarse bajo la acción de las cargas. Las partículas planas o alargadas tienden a orientarse de manera que quedan paralelas cuando esos suelos se usan en la construcción de terraplenes, formando planos de debilidad.

La redondez es la medida de la agudeza de los vértices de las partículas y se define como:

$$R = \frac{\text{Radio promedio de los vértices y aristas}}{\text{Radio de la esfera máxima inscrita}}$$

Debido a la dificultad de medir la redondez, se describe cualitativamente con los términos:

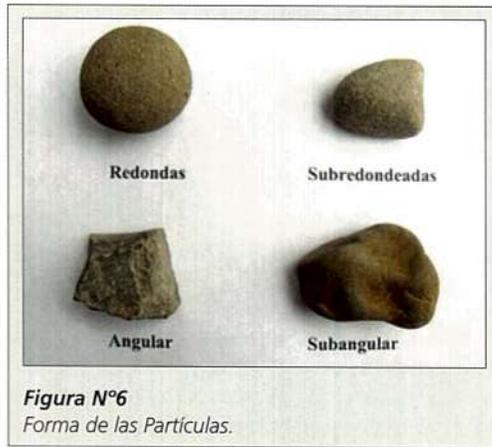
- **Angulosa:** Partícula formada por trituración o chancado de las rocas.
- **Subangulosa:** Cuando las aristas y vértices se han suavizado un poco.
- **Subredondeada:** Cuando las áreas entre las aristas de una partícula están algo suavizadas y los vértices comienzan a desgastarse.
- **Redonda:** Cuando las irregularidades están prácticamente suavizadas, pero se puede apreciar aún la forma original.
- **Muy redonda:** Cuando ha desaparecido todo rastro de la forma original de la partícula.

La redondez tiene una influencia muy grande sobre el comportamiento ingenieril de las partículas. Por efecto de las cargas los vértices angulosos se rompen, pero las partículas tienden a resistir el desplazamiento. Las partículas redondas más lisas son menos resistentes al desplazamiento, pero es menos probable que se trituren.

Los suelos de partículas redondeadas soportan cargas estáticas pesadas con pequeña deformación, especialmente si son angulosas. Sin embargo, por efecto de vibraciones se desplazan fácilmente.

Las partículas laminares, de esfericidad menor a 0.01, son finas pero no necesariamente alargadas. Son, como su nombre lo dice, láminas u hojas de papel en cuanto a sus dimensiones relativas. Las partículas laminares más comunes son las formadas por la desintegración de las micas y los minerales arcillosos. Si estas partículas se orientan al azar pueden resistir los desplazamientos; si están empaquetadas paralelamente resisten los desplazamiento perpendiculares a sus planos, pero se pueden desplazar fácilmente en dirección paralela a sus superficies. Pequeñas cantidades de mica laminar pueden modificar el comportamiento de un suelo de partículas redondeadas al separarlas entre sí. Los suelos compuestos por partículas laminares se comprimen y deforman fácilmente bajo el efecto de cargas estáticas, en cambio son relativamente estables a las vibraciones.

Las partículas aciculares tienen un alargamiento E mayor que 100 y se encuentran en las arcillas atapulgíticas. Son elásticas y se rompen con facilidad bajo los efectos de las cargas.



c) Textura superficial

La textura superficial o aspecto, son las características secundarias de la superficie de una partícula, independiente de la forma y tamaño.

Para describir este tipo de textura se emplean los términos Opaca, Brillante, Suave, Aspera, Estriada, etc.

2.1.2 Propiedades de los agregados

El término agregado se emplea para designar una masa de suelo, mientras que el término partícula se emplea para designar cada uno de sus elementos constituyentes. Los agregados de suelo pueden diferir en textura, estructura, compacidad, consistencia y humedad. La mayoría de los datos se obtienen en terreno por simple inspección visual y permiten describir la estratigrafía de las perforaciones. Otros como la compacidad, consistencia y algunas relaciones de fases se obtienen mediante ensayos de laboratorio o in situ.

a) **Textura:** es el grado de finura y uniformidad del suelo detectado mediante el tacto, y se describe con términos tales como, harinoso, suave, arenoso, según la sensación percibida (determinación organoléptica).

b) **Estructura:** en mecánica de suelos el término estructura o más bien microestructura, se emplea para describir la geometría de la agrupación de las partículas, y macroestructura para describir la disposición de las capas, el agrietamiento, la aglomeración que presentan los suelos cerca de la superficie del terreno, frecuentemente alterada por las condiciones locales.

Por la gran variedad de forma de las partículas y posibles combinaciones de contactos y números de poros, los tipos de microestructuras son infinitos, pero se ha estimado conveniente clasificarlas en:

Estructuras no cohesivas: los suelos sin cohesión se componen generalmente de partículas redondeadas que están en contacto con las que la rodean. Esta estructura de contacto es típica de las arenas y gravas. El índice de huecos puede variar considerablemente según sea la posición relativa de las partículas y es así que se describen como sueltas o densas. El índice de huecos más alto posible para un suelo determinado en el cual todavía están en contacto las partículas se denomina máximo ($e_{m\acute{a}x.}$) y el más bajo lo llamamos mínimo ($e_{m\acute{i}n.}$). Las

partículas de baja esfericidad, especialmente las de forma en placas, suelen acunarse firmemente dejando grandes poros formando una masa estable, pero cuando se manipulan las placas se orientan paralelamente, comportándose completamente diferente en los sentidos perpendicular y paralelo a la orientación (anisotropía). Los índices de huecos máximos y mínimos, tienen poco significado en estos materiales.

En ciertas ocasiones, cuando partículas de limo inerte sedimentan en aguas tranquilas, se asientan lentamente y se acuña unas a otras, sin rodar para alcanza una posición más estable, y forman arcos imperfectos dando origen a índice de huecos que exceden el máximo correspondiente a la estructura de contacto (densidad relativa negativa); la estructura se llama de panal. Lo mismo sucede con algunas arenas finas sin compactar a las que se les conoce como "en estado abultado".

La estructura panal puede soportar cargas estáticas con pequeñas deformaciones, sin embargo, la vibración puede producir falla en la estructura convirtiendo toda la masa de suelo en un líquido pesado.

Estructuras cohesivas: en los suelos cohesivos la estructura depende de los minerales arcillosos y de las fuerzas que actúan entre ellos. Las fuerzas de atracción mutua son contrarrestadas por las fuerzas producidas por las cargas eléctricas de las partículas variando ambas indistintamente con la distancia, dando origen a estructuras dispersas o floculadas según la fuerza predominante.

La estructura dispersa de las partículas de un suelo esta dada por la repulsión entre las partículas a medida que se acercan entre sí, hace que cada una se coloque a la distancia máxima entre ellas. Esta estructura es típica de suelos que están mojados al compactarse, cuando se hace un relleno, o de los que se forman por sedimentación en presencia de agentes dispersantes. Los suelos que tienen estructura dispersa son densos e impermeables.

La estructura floculada se forma de una suspensión de suelos en agua, que al introducir un electrólito, provoca la floculación al disminuir la repulsión y las partículas caen unidas en un ordenamiento aleatorio. Gran cantidad de agua queda atrapada en los grandes poros formados por las partículas, además del agua adsorbida en la arcilla.

Las arcillas depositadas en el mar (sal), en lagunas y pantanos (ácidos orgánicos), tienen un grado alto de floculación, no así los depósitos por río.

Los suelos floculados son livianos y muy compresibles, pero relativamente resistentes e insensibles a las vibraciones. Son susceptibles al amasado, es decir, si se mezcla íntimamente un suelo inalterado, se vuelve blando y pegajoso como si se le hubiese agregado agua. Los trabajos en estos tipos de suelo son dificultosos al convertirse en fango.

Estructuras compuestas: consiste en una estructura de partículas redondeadas no cohesivas, que se mantienen unidas por un agente cementante, tales como arcillas y carbonato de calcio, que se pueden debilitar con el agua o los óxidos de hierro que son más estables.

Estructuras cristalinas: formada por el crecimiento de cristales al enfriarse una roca fundida, por recristalización producida por calor, presión o precipitación.

Existen varios tipos de estructuras cristalinas, los más conocidos son la monolítica (cristales rotos distorsionados) porfírica (grandes cristales en una matriz de grano fino), vesicular (con burbujas de gases de la roca fundida).

Según lo mencionado anteriormente, la macroestructura sirve para describir los rasgos más prominentes que presentan los suelos cerca de la superficie del terreno, tales como grietas de retracción y expansión producidas por cambios de humedad y acciones químicas y, en general, los efectos producidos por la meteorización.

Este tipo de descripción es el más empleado en mecánica de suelos y diferencia los siguientes aspectos:

- Estratificado: cuando las partículas se depositan en capas diferentes (color, tamaño).
- Laminado: si las capas son de espesor menor a 6 mm.
- Fisurado: si el material está roto a lo largo de planos de falla bien definidos, con pequeña resistencia al deslizamiento. Cuando los movimientos relativos de las paredes de las fisuras producen pequeñas estrías y pulen sus superficies recibe el nombre de "Slickenside".
- Adobe: cuando un suelo cohesivo puede romperse fácilmente en pequeños trozos angulares, los cuales resisten posteriores desmenuzamientos.
- Lenticular: cuando un suelo contiene incrustaciones (pequeños bolsones) de material de diferente textura, tales como pequeños lentes de arena dispersos en una masa de arcilla.
- Vesicular: cuando un suelo presenta características tales como agujeros tubulares causados por raíces o poros.
- Migajón: cuando un suelo está formado por la acumulación de grupos de granos debido a la refoculación causada por ácidos orgánicos.
- Homogéneo: cuando no existen las características estructurales descritas anteriormente.

c) **Consistencia:** se refiere al grado de adherencia entre las partículas del suelo y a la resistencia ofrecida a las fuerzas que tienden a deformar o romper el agregado de suelo. La consistencia se describe por medio de los términos tales como blanda, media, firme, muy firme y dura (ver Tabla 2).

Tabla 2: Identificación de la Consistencia por Ensayo Manual

Consistencia	Procedimiento de Identificación	Resistencia al Corte (Kgf/cm ²)
BLANDA	El pulgar penetra fácilmente varias pulgadas.	Menor que 0,25
MEDIA	El pulgar penetra varias pulgadas con esfuerzo moderado.	0,25 – 0,50
FIRME	Marca el pulgar pero penetra sólo con gran esfuerzo.	0,50 – 1,00
MUY FIRME	Marca la uña del pulgar.	1,00 – 2,00
DURA	Marca con dificultad la uña del pulgar.	Sobre 2,00

d) **Compacidad:** grado de compactación o densidad natural de los suelos no cohesivos expresado cualitativamente como suelta (cuando una estaca de madera 50 x 50 mm puede ser hincada con facilidad) y densa (si es difícil hincar la estaca más de 50 mm).

2.2 Propiedades índice de suelos cohesivos.

Los suelos cohesivos tienen propiedades índice que son en naturaleza similares a aquellas utilizadas para suelos granulares. Por ejemplo, la curva de distribución granulométrica puede determinarse para suelos cohesivos y las propiedades índice para arenas también pueden ser usadas para arcillas. Ya que las partículas en suelos cohesivos tienden a ser muy finas para el análisis granulométrico de rutina, la curva granulométrica en estos casos se determina por medio del análisis por hidrómetro. Este método se aplica para tamaños de partículas de diámetro de 0.03 mm (limo grueso) a 0.001 mm.

Las propiedades ingenieriles de los suelos cohesivos varían considerablemente con la densidad; la variación es mucho mayor que la encontrada para suelos granulares. La razón parece ser que las partículas en un suelo granular tienden a ser equidimensionales. En los suelos cohesivos muchas de las partículas tienen forma de láminas, por lo que pueden clasificarse como densa cuando las láminas están paralelas o muy sueltas si las láminas están de modo mutuamente perpendicular con muchos vacíos incorporados.

En suelos granulares se indicó que la densidad sola no era una buena propiedad índice, por lo que se usa la densidad relativa que se define en función de las relaciones de vacíos. En suelos cohesivos se utiliza el contenido de humedad en vez de densidad. Los límites en los contenidos de humedad de suelos cohesivos son los límites de Atterberg, que son contenidos de humedad definidos para varias consistencias del suelo.

El límite líquido es una buena propiedad índice; cuando se usa con el índice de plasticidad ($IP=LL-LP$) es una excelente medida de la arcillosidad del suelo.

El parámetro de los suelos cohesivos equivalente a la densidad relativa de los suelos granulares, es el índice de liquidez, $IL=(W-LP)/(LL-LP)$. Si el índice de liquidez es igual a cero, el suelo está en el límite plástico; si es negativo está en el rango sólido; si el índice está entre cero y uno, el suelo está en el rango plástico, etc. El índice de liquidez es una medida excelente de la consistencia de un suelo cohesivo.

Las propiedades índice consideradas hasta el momento están basadas en suelos remoldeados, por lo que proporcionan información limitada de las condiciones reales del suelo in-situ. Por ejemplo, un suelo puede tener un contenido de humedad en el campo igual al límite líquido y tener una consistencia semi-líquida en la condición remoldeada; sin embargo, en el campo puede ser bastante rígido debido a la presencia de algún cementante. Se deduce que es necesario realizar una medida de las propiedades en el suelo inalterado.

Un Sistema de Clasificación de los Suelos es una agrupación de éstos con características semejantes. El propósito es estimar en forma fácil las propiedades de un suelo por comparación con otros del mismo tipo, cuyas características se conocen. Son tantas las propiedades y combinaciones en los suelos y múltiples los intereses ingenieriles, que las clasificaciones están orientadas al campo de ingeniería para el cual se desarrollaron.

3. ENSAYE HIDROMÉTRICO

El ensayo hidrométrico permite estimar la distribución granulométrica de los suelos cuyas partículas son menores a 0,08 mm (tamiz N°200), es decir arcillas y limos. Este análisis utiliza la relación entre la velocidad de caída de las esferas en un fluido, el diámetro de la esfera, el peso específico tanto de esferas como del fluido y la viscosidad del fluido: Ley de Stokes.

La ecuación propuesta por Stokes es válida para diámetros de partículas entre 0,2 mm y 0,0002 mm aproximadamente, ya que los granos de mayor diámetro causan turbulencia en el fluido y los granos muy pequeños están sujetos a fuerzas de atracción y repulsión entre partículas (tipo Browniano).

Para determinar la distribución granulométrica de los suelos finos se debe mezclar el suelo con un aditivo dispersante o desfloculante, con la finalidad de neutralizar las cargas sobre las partículas más pequeñas del suelo, que a menudo tienen carga eléctrica negativa. El hexametáfosfato de sodio, llamado metafosfato ($Na_6P_6O_{33}$), y el silicato de sodio, llamado vidrio líquido ($NaSiO_3$), son dos materiales muy utilizados como agentes dispersantes.

Al momento de seleccionar el tipo de dispersante se debe verificar que:

- a. Si la suspensión de suelo-agua se aclara en un tiempo muy corto, entre 2 ó 3 horas, la cantidad de agente dispersante debería modificarse o cambiar el agente dispersante.
- b. Para poder determinar el tipo y concentración del agente dispersante se recomienda efectuar mediciones previas antes del ensayo en escala menor.

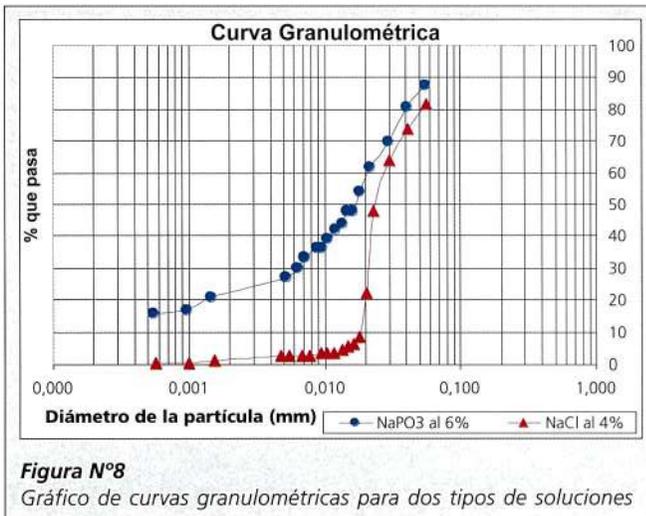
El objetivo del ensayo es determinar la gravedad específica de la suspensión agua-suelo en el centro del bulbo (ver figura N°7). Todas las partículas de mayor tamaño que aquellas que se encuentran en suspensión, habrán caído por debajo de la profundidad del centro del bulbo, y esto hace decrecer permanentemente la gravedad específica de la suspensión en el centro de volumen del hidrómetro. Por lo tanto, como el hidrómetro tiene un peso constante a medida que disminuye la gravedad específica de la suspensión, el hidrómetro se hundirá más en la suspensión.



Figura N°7
 Equipamiento para el Ensayo hidrométrico.
 Dentro del círculo se encuentra el bulbo de medición.

3.1 Elección del agente dispersante.

La elección del agente dispersante es fundamental en los resultados del ensayo: Si se comparan curvas granulométricas obtenidas a partir de la utilización de dos tipos soluciones (figura N°8), la diferencia entre ambas curvas no puede ser aceptada para considerar los resultados como representativos de las partículas menores a malla N°200. Dado que el metafosfato actúa muy bien sobre suelos alcalinos, teniendo presente que la mayoría de las arcillas son alcalinas y el cloruro de sodio actúa mejor en suelos básicos. Por lo tanto, el metafosfato logra actuar como dispersante y el cloruro actúa como aglomerante.



3.1.1 Consideraciones del ensayo

Estudios efectuados por T. Lambe y R. Whitman, hacen ver los efectos de las características del sistema sobre la sedimentación de un suelo. Dentro de los factores que influyen se encuentran:

- Influencia de la concentración de electrolito: a mayor concentración de electrolito en la solución mayor es la sedimentación.
- Influencia de la valencia iónica: a mayor valencia en la solución mayor será la sedimentación del suelo.
- Influencia de la Temperatura: a mayor temperatura en la solución mayor es la sedimentación del suelo.
- Influencia del PH: A menor PH mayor es la sedimentación.

4. SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

Como los depósitos de suelos son infinitamente variados, no ha sido posible crear un sistema universal de clasificación de suelos para diferenciarlos en grupos y sub-grupos sobre la base de todas sus propiedades índice importantes. Sin embargo, se han ideado sistemas útiles basados en una o dos propiedades características. Algunos de estos sistemas han llegado a generalizarse tanto entre los trabajadores de los diversos campos en los que intervienen los suelos, que es necesario que el ingeniero posea al menos un conocimiento general de los mismos. Al mismo tiempo, es indispensable tener presente que ningún sistema describe adecuadamente ningún suelo para todos los objetos que persigue la ingeniería. En realidad, muchos sistemas ignoran las propiedades más importantes desde el punto de vista del ingeniero especialista en fundaciones.

Sistemas basados en la textura, como el tamaño de las partículas, es probablemente la característica más evidente de un suelo. Es natural que los primeros sistemas de clasificación se hayan basado únicamente en la granulometría. En realidad se han sugerido muchos de estos sistemas. El MIT y el Unificado son los más usados por los especialistas en fundaciones; el sistema AASHTO por los ingenieros de caminos, y el Sistema Unificado por los ingenieros encargados de presas y autopistas.

De una manera general, se ha encontrado que los suelos, y en menor grado las rocas, pueden clasificarse en grupos dentro de los cuales, las propiedades mecánicas sean algo parecidas. Consecuentemente, la correcta clasificación de los materiales del subsuelo es un paso importante para cualquier trabajo de cimentación, porque proporciona los primeros datos sobre las experiencias que puedan anticiparse durante y después de la construcción. La capacidad para identificar y clasificar rocas y suelos correctamente es, por lo tanto, básica para el análisis de todos los problemas de ingeniería que se refieren a los materiales térreos.

4.1 Sistema AASHTO.

El Departamento de Caminos Públicos de USA (Bureau of Public Roads) introdujo en 1929 uno de los primeros sistemas de clasificación, para evaluar los suelos sobre los cuales se construían las carreteras. En 1945 fue modificado y a partir de entonces se le conoce como Sistema AASHTO y recientemente AASHTO.

Este sistema describe un procedimiento para clasificar suelos en siete grupos, basado en las determinaciones de laboratorio de granulometría, límite líquido e índice de plasticidad. La evaluación en cada grupo se hace mediante un "índice de grupo", el cual se calcula por la fórmula empírica:

$$IG = (F - 35) [0,2 + 0,005 (w_L - 40)] + 0,01 (F - 15)(IP - 10)$$

En que:

- F = porcentaje que pasa por 0,08 mm, expresado en números enteros. Este porcentaje está basado solamente en el material que pasa por 80 mm.
- w_L : Límite Líquido
- IP : Índice de Plasticidad

Nota: El IG se informa en números enteros y si es negativo se informa igual a 0. La calidad ingenieril del suelo disminuye a medida que el IG aumenta.

El grupo de clasificación, incluyendo el índice de grupo, se usa para determinar la calidad relativa de suelos de terraplenes, material de subrasante, subbases y bases.

Disponiendo de los resultados de los ensayos requeridos, proceda en la Figura N°9 de izquierda a derecha y el grupo correcto se encontrará por eliminación. El primer grupo desde la izquierda que satisface los datos de ensaye es la clasificación correcta.

Todos los valores límites son enteros, si alguno de los datos es decimal, se debe aproximar al entero más cercano.

El valor del índice de grupo debe ir siempre en paréntesis después del símbolo del grupo, como: A-2-6 (3); A-7-5 (17), etc.

Este método define:

- **Grava:** material que pasa por 80 mm y es retenido en tamiz de 2 mm.
- **Arena gruesa:** material comprendido entre 2 mm y 0,5 mm.
- **Arena fina:** material comprendido entre 0,5 y 0,08 mm.
- **Limo arcilla:** material que pasa por tamiz 0,08 mm.

El término material granular se aplica a aquellos con 35% o menos bajo tamiz 0,08 mm; limoso a los materiales finos que tienen un índice de plasticidad 1 o mayor. Materiales limo arcilla contienen más del 35% bajo tamiz 0,08 mm.

Cuando se calcula índices de grupo de los subgrupos A-2-6 y A-2-7, use solamente el término del índice de plasticidad de la fórmula.

Cuando el suelo es NP, o cuando el límite líquido no puede ser determinado, el índice de grupo se debe considerar (0).

Si un suelo es altamente orgánico (turba) puede ser clasificado como A-8 sólo con una inspección visual, sin considerar el porcentaje bajo 0,08mm, límite líquido e índice de plasticidad. Generalmente es de color oscuro, fibroso y olor putrefacto.

SISTEMA DE CLASIFICACION AASHTO											
Clasificación General	Suelos Granulares ($\leq 35\%$ pasa 0,08 mm)							Suelos Finos ($> 35\%$ Bajo 0,08 mm)			
Grupo	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Sub-Grupo	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6*	A-2-7*				A-7-5** A-7-6**
2 mm.	≤ 50										
0,05 mm.	≤ 30	≤ 50	≥ 51								
0,08 mm.	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35				≥ 36			
W_L				≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41
IP	≤ 6		NP	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11
Descripción	Gravas y Arenas		Arena Fina	Gravas y Arenas Limosas o Arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
** A-7-5: $IP \leq (W_L - 30)$				A-7-6: $IP \geq (W_L - 30)$							
$IG = (B/0,08-35) (0,2 + 0,005 (W_L - 40)) + (B/0,08 - 15) (IP-10) \times 0,01$ * Para A-2-6 y A-2-7: $IG = (B/0,08 - 15) (IP-10) \times 0,01$ Si el suelo es NP \rightarrow $IG = 0$; Si $IG < 0 \rightarrow IG = 0$											

Figura N°9 Sistema de Clasificación AASHTO

4.2 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) deriva de un sistema desarrollado por A. Casagrande para identificar y agrupar suelos en forma rápida en obras militares durante la guerra.

Este sistema divide los suelos primero en dos grandes grupos, de granos gruesos y de granos finos. Los primeros tienen más del 50 por ciento en peso de granos mayores que 0,08 mm; se representan por el símbolo G (Gravel) si más de la mitad en peso de las partículas gruesas son retenidas en el tamiz 5 mm y por el símbolo S (SAND) si más de la mitad pasa por el tamiz 5 mm.

A la G o a la S se les agrega una segunda letra que describe la graduación: W (WELL) buena graduación con poco o ningún fino; P (POOR), graduación pobre, uniforme o discontinua con poco o ningún fino; M (MHO) que contiene limo o limo y arena; C (CLAY) que contiene arcilla o arena y arcilla.

Los suelos finos, con más del 50 por ciento bajo tamiz 0,08 mm, se dividen en tres grupos, las arcillas (C) los limos (M) y limos o arcillas orgánicos (O) ORGANIC.

Estos símbolos están seguidos por una segunda letra que depende de la magnitud del límite líquido e indica la compresibilidad relativa: L (LOW) si el límite líquido es menor a 50 y H (HIGH) si es mayor.

Para mayor comprensión se describe el procedimiento de clasificación:

- A. Procedimiento de Clasificación de Suelos de granos gruesos (más de 50% retenido en 0,08 mm)

Una vez efectuados los ensayos de clasificación, determine la distribución acumulativa de los tamaños de las partículas y clasifique la muestra como grava (G), si el 50%, o más de la fracción gruesa (>0,08 mm) es retenida en tamiz 5 mm, y clasifíquela como arena (S), si más del 50% de la fracción gruesa (> 0,08 mm) pasa por tamiz 5 mm.

Si menos del 5% en peso de la muestra pasa por tamiz 0,08 mm, calcule:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{y} \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

Clasifique la muestra como grava bien graduada (GW), o arena bien graduada (SW), C_u es mayor que 4 para las gravas y mayor que 6 para las arenas, y C_c está comprendido entre 1 y 3.

Clasifique la muestra como grava pobremente graduada (GP), o arena pobremente graduada (SP), si no satisfacen simultáneamente los criterios de C_u y C_c para bien graduada.

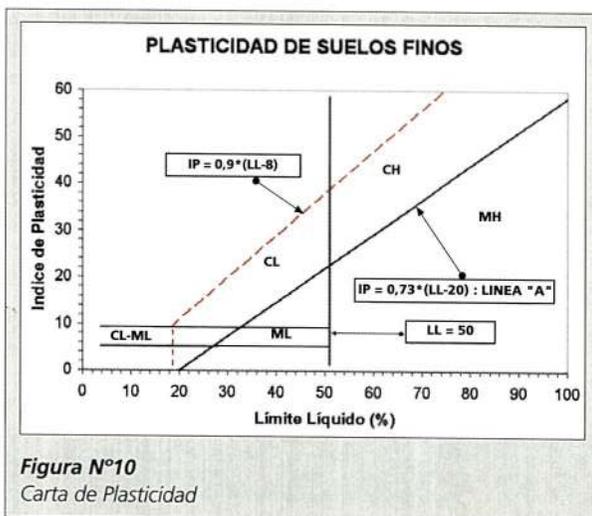
Si más que el 12%, en peso, de la muestra de ensaye pasa por 0,08 mm, analice los valores del límite líquido (WL) e índice de plasticidad (IP) mediante la línea "A" de la carta de plasticidad (Figura N°10).

Clasifique la muestra como grava limosa (GM), o arena limosa (SM), si los resultados de los límites de consistencia muestran que los finos son limosos, es decir, si al dibujar W_L versus IP, este punto cae bajo la línea "A" o el IP es menor que 4, con $A = 0,73$ (LL-20).

Clasifique la muestra como grava arcillosa (GC), o arena arcillosa (SC), si los finos son arcillosos, es decir, si al dibujar el W_L versus IP, cae sobre la línea "A" y el IP es mayor que 7.

Si el punto del límite líquido versus índice de plasticidad cae prácticamente en la línea "A" o está sobre esta línea, pero el índice de plasticidad está comprendido entre 4 y 7, dé clasificación doble tal como GM-GC o SM-SC.

Si pasa por tamiz 0,08 mm del 5 al 12% de la muestra, el suelo llevará clasificación doble, basada en los criterios de graduación y límites de consistencia, tales como GW-GC o SP-SM. En casos dudosos, la regla es favorecer a la clasificación de menos plasticidad. Por ejemplo una grava con 10% de finos, un C_u de 2,0 y un índice de plasticidad de 6, será clasificado como GW-GM en vez de GW-GC.



B. Procedimiento de clasificación de suelos de granos finos (50% o más pasa por 0,08 mm)

Clasifique el suelo como una arcilla inorgánica (C), si al dibujar el punto del límite líquido versus índice de plasticidad, éste cae sobre la línea "A" y el índice de plasticidad es mayor que 7.

Si el límite líquido es menor que 50 y el punto W_L versus IP cae sobre la línea "A" y el IP es mayor que 7, clasifíquela como arcilla inorgánica de baja a media plasticidad (CL), y como arcilla de alta plasticidad (CH) si el W_L es mayor que 50 y el punto W_L versus IP cae sobre la línea A (Carta de plasticidad figura N° 10). En caso que el límite líquido exceda a 100 o el IP exceda a 60, expanda la carta de plasticidad manteniendo las mismas escalas y pendiente de la línea "A".

Clasifique el suelo como limo inorgánico (M), si al dibujar el punto W_L versus IP cae bajo la línea "A" o el IP es menor que 4, amenos que se sospeche que hay materia orgánica presente en cantidades suficientes como para influir en las propiedades del suelo (suelo de color oscuro y olor orgánico cuando está húmedo y tibio), en cuyo caso se debe efectuar un segundo límite líquido con la muestra de ensaye secada al horno a una temperatura de 110+ 5°C durante 24 horas. Se clasifica como limo o arcilla orgánicos (O), si el límite líquido después del secado al horno, es menor que 75% del límite líquido de la muestra original determinado antes del secado.

Clasifique el suelo como limo inorgánico de baja plasticidad (ML), o como limo o limo arcilla orgánicos de baja plasticidad (OL), si el límite líquido es menor que 50 y al dibujar W_L versus IP cae bajo la línea "A" o el IP es menor a 4.

Clasifique el suelo como limo inorgánico de media a alta plasticidad (MH), o como una arcilla o limo arcilla orgánico de media a alta plasticidad (OH), si el W_L es mayor que 50 y el punto dibujado de W_L versus IP cae bajo la línea "A" o el IP es menor a 4.

Con el fin de indicar sus características de borde, algunos suelos de grano fino deben clasificarse mediante simbología doble. Si el punto dibujado del W_L versus IP cae prácticamente en la línea "A" o sobre la línea "A" donde el Índice de Plasticidad tiene un rango de 4 a 7, el suelo debe tener clasificación doble tales como CL-ML o CH-OH. Si el punto dibujado de W_L versus IP cae prácticamente en la línea del límite líquido igual a 50, el suelo deberá tener clasificación doble tales como CL-CH o ML-MH. (Ver fig. 10).

En casos dudosos la regla de clasificación favorece a más plástico. Por ejemplo, un suelo fino con un $W_L = 50$ y un índice de plasticidad de 22 se deberá clasificar como CH-MH en lugar de CL-ML.

Este sistema fue adoptado por el U.S. Army Corps of Engineers en 1942 y en 1947 le introdujo algunos límites para evitar doble clasificación. En 1952, el Cuerpo de Ingenieros en conjunto con el Bureau of Reclamation y asesorados por el Dr. Casagrande efectuaron las últimas modificaciones.

Basados en observaciones de terreno y ensayos de laboratorio de materiales de base para caminos y aeropuertos, el Cuerpo de Ingenieros subdividió los grupos GM y SM en dos grupos, designados por los sufijos "d" y "u", que han sido escogidos para representar a materiales que son convenientes o no, respectivamente, para ser empleados en bases de caminos y aeropuertos. Símbolos típicos son GM_d y SM_u .

Se emplea el sufijo "d" cuando el límite líquido es menor o igual a 25 y el índice de plasticidad es menor o igual a 5.

LNV - SISTEMA DE CLASIFICACIÓN USCS				LNV - SISTEMA DE CLASIFICACIÓN USCS								
FINOS (>50% pasa malla 0,08 mm)				GRUESOS (< 50% pasa malla 0,08 mm)								
Tipo Suelo	Símbolo	Lim. Liq. W _L	Índice de Plasticidad *IP	Tipo Suelo	Símbolo	% Ret. en 5 mm	% Pasa * 0,08 mm	CU	CC	**IP		
Limos Inorgánicos	ML	< 50	< 0,73(W _L -20) ó < 4	Gravas	GW	≥ 50% de lo Ret. en 0,08 mm	< 5	> 4	1 a 3			
	MH	> 50	< 0,73(W _L -20)									
Arcillas Inorgánicas	CL	< 50	> 0,73(W _L -20) y > 7		GP							< 0,73(W _L -20) ó < 4
	CH	> 50	> 0,73(W _L -20)		GM			> 12				> 0,73(W _L -20) y > 7
Arcillas Limos Orgánicos	OL	< 50	** W _L seco al horno ≤ 75% del W _L seco al aire.	Arenas	SW	< 50% de lo Ret. en 0,08 mm	< 5	> 6	1 a 3			
	OH	> 50										
Altamente Orgánico	Pt	Materia orgánica fibrosa se carboniza, se quema o se pone incandescente			SP							< 0,73(W _L -20) ó < 4
					SM			> 12				> 0,73(W _L -20) y > 7
				* Entre 5 y 12% usar símbolo doble como GW-GC, GP-GM, SW-SM, SP-SC								
				** Si IP = 0,73(W _L -20) ó si IP entre 4 y 7 e IP > 0,73(W _L -20), usar símbolo doble: GM-GC, SM-SC								
				En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica Ej: GW-GM en vez de CL-ML								
				CU = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$				CC = $\frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$				

Figura N°11

Sistema de Clasificación USCS

Suelos finos corresponde a la figura N°11.a - Suelos gruesos corresponde a la figura N°11.b

C. Ejercicios. Clasificar mediante AASHTO y USCS con suelos tipo A y B:

Tamiz mm	% Que Pasa	
	A	B
5	100	
25	82	
20	72	
10	64	
5	52	100
2	47	97
0,5	29	85
0,08	27	67
W _L	37	57
IP	12	22

Suelo A.

a) Clasificación AASHTO

- Determine en la clasificación general si es un suelo granular o fino. Como el porcentaje que pasa en 0,08 mm es menor que 35%, es un granular.

- Determine a qué grupo pertenece. Cotejando 2 mm, como es menor que 50% puede ser A-1; sucesivamente coteje 0,5 y 0,08, como es menor que 30% y mayor que 25% respectivamente, hasta el momento correspondiente a un suelo A-2.
- Determine a qué subgrupo pertenece. Compare el límite líquido e índice de plasticidad; como es menor que 40% y mayor que 11 respectivamente, corresponde definitivamente a un suelo A-2-6.
- Determine el índice de grupo:
 $IG = (B/0,08 - 15) (IP - 10) \times 0,01$
 $IG = 0,24 > IG = 0$
 Por lo tanto es un suelo A-2-6 (0)

b) Clasificación USCS

- Determine si es un suelo granular o un suelo fino. Como el porcentaje que pasa 0,08 mm es menor que 50%, es un suelo granular.
- Determine según figura 11b si es una arena o una grava; como el porcentaje retenido en 5 mm es mayor que el 50% de lo retenido en 0,08 mm, es una grava.
- Como el porcentaje que pasa en 0,08 es mayor que el 12%, determine si es GM o GC; como IP es menor que $(W_L - 20) \times 0,73$ corresponde a un suelo GM.

Suelo B.

a) Clasificación AASHTO

- Determine en la clasificación general si el suelo es granular o fino. Como el porcentaje pasa en 0,08 mm es mayor que 35%, es un suelo fino.
- Determine a qué grupo pertenece. Compare el límite líquido e índice de plasticidad; como es mayor que 41% y mayor que 11 respectivamente, es un suelo A-7
- Como se trata de un suelo A-7 hay que determinar a qué subgrupo pertenece; como IP es menor que $(W_L - 30)$, corresponde definitivamente a un suelo A-7-5.
- Determine el índice de grupo:

$$IG = (67 - 35) \times (0,2 + 0,005 \times (57 - 40)) + (67 - 15) \times (22 - 10) \times 0,01$$

$$IG = 15,36 > IG = 15$$

Por lo tanto es un suelo A-7-5 (15)

b) Clasificación USCS

- Determine si es un suelo granular o fino. Como el porcentaje que pasa 0,08 mm es mayor que 50%, es un suelo fino.
 - Determine si es un limo o una arcilla. Ver Figura 11a. Como límite líquido es mayor que 50% e índice de plasticidad es menor que $(W_L - 20) \times 0,73$, corresponde a un suelo MH. También se puede determinar directamente de la carta de plasticidad (ver fig. 10); se determina un punto, en este caso el punto queda bajo la línea A y como el límite líquido es mayor que 50%, es un suelo MH.
- Ejecute a la granulometría dada un corte por arriba, en 20 mm, y otro por abajo en 5 mm.

Tamiz (mm)	% que pasa
50	100
25	88
20	75
10	64
5	48
2	36
0,5	24
0,08	8

a) Corte por arriba en 20 mm significa eliminar todo el material retenido en dicho tamiz, o sea, en este caso, eliminar el 25% de la muestra, lo que equivale a calcular la granulometría de una nueva muestra que pesa 75 unidades y que pasa totalmente en 20 mm, 64 unidades pasan en 10 mm, etc., por lo tanto debemos dividir por 75 y multiplicar por 100 para reducir a porcentaje.

Tamiz (mm)	% que pasa	$\times \left(\frac{100}{75} \right)$
20	75	100
10	64	85
5	48	64
2	36	48
0,5	24	32
0,08	8	11

b) Corte por abajo en 5 mm significa eliminar todo el material que pasa por 5 mm, o sea que debemos quitarle 48 unidades a las cantidades que pasan por 5 mm y por todo los tamices superiores a éste, y queda un caso exactamente igual al anterior en que una muestra que pesa 52 unidades (100 - 48) pasa totalmente por 50 mm.

Tamiz (mm)	% que pasa	$\times \left(\frac{100}{52} \right)$
50	52	100
25	40	77
20	27	52
10	16	31
5	0	0

Los procedimientos descritos en a) y b) pueden ser expresados por la fórmula:

$$P_{mx} = \frac{P_{px} - P_o}{P_{100} - P_o} \times 100$$

En que:

- P_{mx} = Porcentaje que pasa por tamiz x en la granulometría modificada.
- P_{px} = Porcentaje que pasa por tamiz x en la granulometría primitiva.
- P₁₀₀ = Porcentaje, en la granulometría primitiva, del tamiz sobre el cual se elimina el material.
- P_o = Porcentaje, en la granulometría primitiva, del tamiz bajo el cual se elimina el material.

5. COMPACTACIÓN DE SUELOS

La compactación es un proceso mecánico o natural o artificial por el cual se logra una disminución del volumen de vacíos de un suelo mediante la aplicación de un trabajo (energía), obligando a las partículas a ponerse en contacto más íntimo entre sí, logrando reagruparlo y consolidarlo con el objeto de reducir a un mínimo el volumen de vacíos. Con este proceso se mejoran diversas características del suelo, con un aumento simultáneo del valor de la densidad.

La densidad final que se alcanza en un suelo, depende de varios factores. Entre los principales se pueden mencionar: la humedad, peso específico, textura, forma de sus partículas, plasticidad, la energía de compactación aplicada y el tipo de suelo de que se trate. Por lo que es recomendable expresar el grado de compactación de un suelo como porcentaje de la densidad máxima que alcanza ese mismo suelo.

Con el aumento de la densidad del suelo se logra alcanzar un incremento de la capacidad de soporte, una disminución de los asentamientos y una disminución en la permeabilidad.

Los suelos minerales (inorgánicos), es decir gravas y arenas, son los apropiados para ser utilizados como material de construcción. Suelos orgánicos, tales como la turba no son utilizados en ingeniería.

En la literatura se mencionan procesos de compactación desde el tiempo de los romanos, los que hacían compactar el suelo por la acción de grandes rebaños. Durante el siglo XX se han efectuado los grandes avances en tamaño y tonelaje de los equipos, llegando a aumentos desde las 2 toneladas hasta 160 toneladas. (Figura N°12)

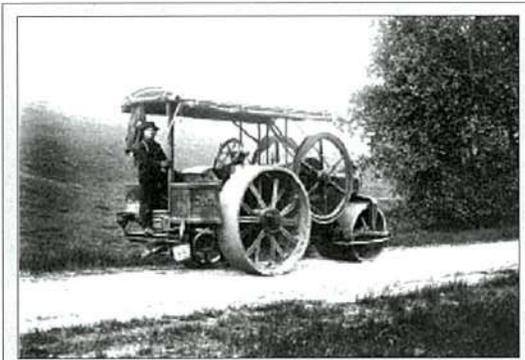


Figura N°12
Primeros equipos compactadores, comienzos de siglo XX

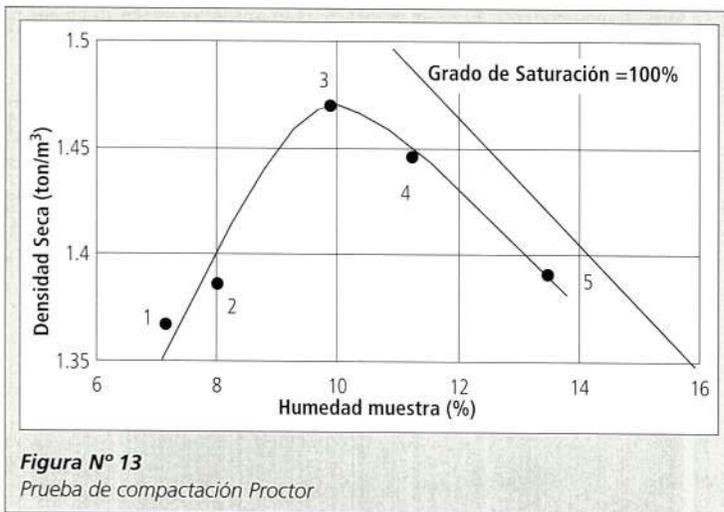
La correcta compactación de estos suelos depende como ya se mencionó, principalmente del tipo de material a compactar, de su capacidad para ser compactado y del tipo de equipo de compactación. Este mejoramiento está controlado por los siguientes factores: tipo de suelo, forma y rugosidad de la partícula, distribución granulométrica y contenido de agua.

El especialista debe analizar las propiedades necesarias para cada proyecto de tal forma que el costo de inversión sea el mínimo y el comportamiento del suelo el mejor. Por esto necesita conocer como reacciona el suelo frente a un proceso de compactación y cuales son las propiedades de éste al final de tal proceso. El estudio se realiza en laboratorio dado que es más rápido de realizar que en obra. La metodología de compactación más aceptada a nivel mundial es el ensaye Proctor Estándar y Modificado (compactación dinámica).

Para evaluar el grado de compactación de un suelo en terreno se debe determinar la Densidad Máxima Compactada Seca (DMCS) en laboratorio, la cual se compara con al Densidad de terreno. Para la determinación densidad en terreno los más difundidos en la actualidad son el Cono de Arena y Densímetro Nuclear.

5.1 Efecto sobre la masa de suelo producto de la compactación.

Cuando un suelo cohesivo es sometido a una energía dada y con diversas humedades, se obtiene una curva como la que aparece en la figura N°13. Esta curva muestra que con el aumento de la humedad, la densidad seca aumenta hasta un máximo, disminuyendo después. La densidad seca y el contenido de humedad para el máximo de la curva se denominan respectivamente densidad máxima compactada seca (DMCS) y humedad óptima de compactación (w_{op}).



El proceso interno en el suelo a medida que aumenta el contenido de agua es particular y bien definido. En una primera etapa el suelo se hidrata (el agua está como una película de agua), y lubrica logrando con esto un reacomodo de las partículas de suelo. El estado de hidratación y lubricación, situados al lado izquierdo de la DMCS, se denomina "rama seca", la cual presenta una estructura floculada. En una segunda etapa comienza la expansión del suelo, provocado principalmente por una presión de poros, y la saturación en el cual es preponderante la proporción de agua versus la cantidad de aire, acercándose la curva a la línea de saturación, que corresponde a la relación entre la densidad y la humedad cuando no existe aire. El estado de expansión y saturación, situados al lado derecho de la DMCS, se denomina "rama húmeda", la cual presenta una estructura dispersa.

Para estudiar la influencia del esfuerzo de compactación se han desarrollado las relaciones humedad-densidad, para diferentes esfuerzos de compactación, obteniéndose una familia de curvas. En donde a mayor energía de compactación aplicada se logrará una mayor densidad máxima, y una correspondiente humedad óptima, la figura N°14 permite visualizar lo anteriormente expresado. Es importante considerar que la línea de saturación de un suelo es una frontera, por lo cual un contenido de agua mayor no permitirá obtener una densidad aún cuando se aumente la energía de compactación aplicada.

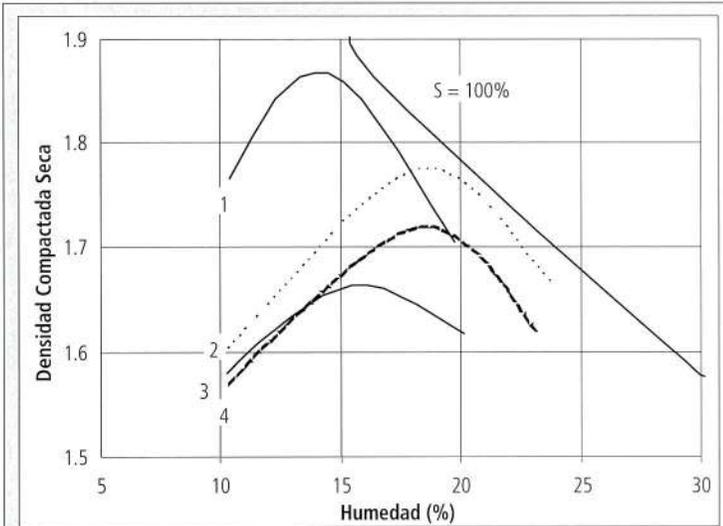


Figura N° 14

Compactación arcilla limosa, cargas estáticas : (1) 140 kg/cm² (2) 70 kg/cm² (3) 35 kg/cm² (4) 14 kg/cm² . (Fuente Lambe, 1962)

La compactación por vibración es más eficaz en suelos no cohesivos. Además, los suelos granulares no responden a variaciones en la humedad de compactación y en la energía de compactación como los suelos finos.

5.2 Cambio en las Propiedades del Suelo por la Compactación.

Las estructuras floculadas y dispersas de suelo que se indican en la Figura N°15 (rama seca y húmeda respectivamente), permiten comprender por qué las propiedades del suelo son diferentes si esta es compactada sobre o bajo la humedad óptima. Con el aumento de la humedad se incrementa la repulsión entre partículas, permitiendo así una reorganización más ordenada de las mismas con una cierta cantidad de energía. El aumento de la energía de compactación para una humedad dada tiende a ordenar las partículas con una distribución aproximadamente paralela. Los suelos compactados por la rama seca tienen un comportamiento más rígido y resistentes que las compactadas por la rama húmeda (ver Figura N°16).

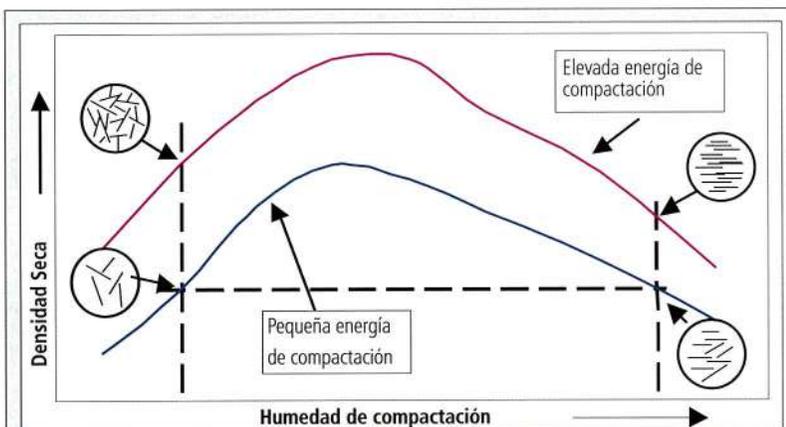


Figura N° 15

Influencia de la compactación sobre la estructura de un suelo (Fuente Lambe, 1962).

Cualquier suelo de grano fino con una estructura dada tiene una humedad de equilibrio, lo cual significa que el suelo con esa estructura absorbería dicha humedad si fuera posible. Si en un suelo de grano fino la humedad de equilibrio es menor que la humedad óptima, existe una deficiencia de humedad. Si no existe agua disponible para cubrir esta deficiencia, se producen meniscos capilares y tensiones en el agua intersticial. Así pues, un suelo puede compactarse con una carga dinámica o con una carga estática pero, si no existe agua libre, se producirán presiones intersticiales negativas.

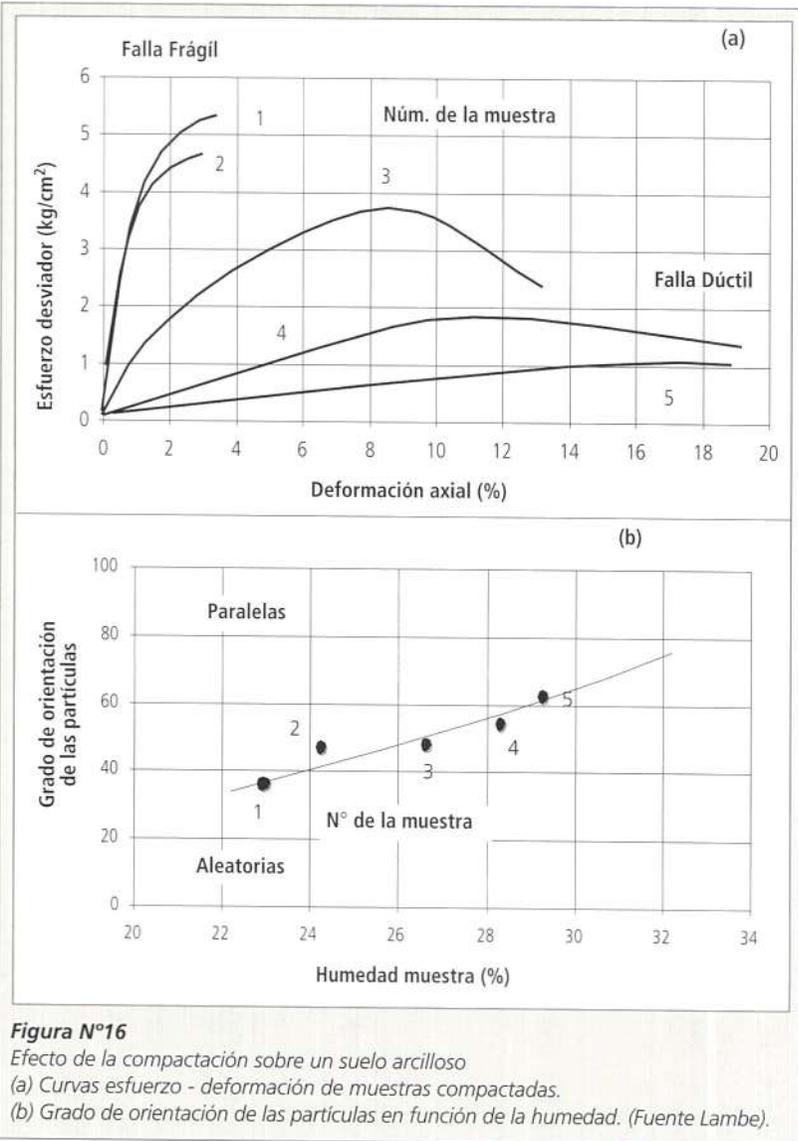


Figura N°16

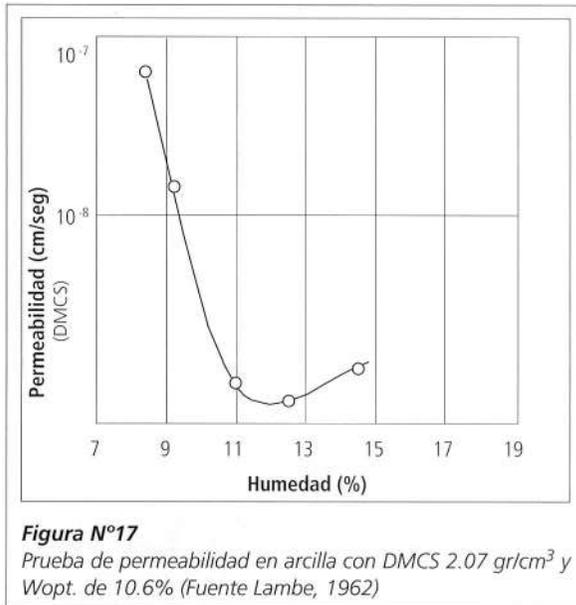
Efecto de la compactación sobre un suelo arcilloso

(a) Curvas esfuerzo - deformación de muestras compactadas.

(b) Grado de orientación de las partículas en función de la humedad. (Fuente Lambe).

Según lo anteriormente expresado, la compactación puede producir una variación importante en los esfuerzos totales y en las presiones intersticiales del suelo compactado. Por lo tanto, la naturaleza y magnitud de estos esfuerzos dependen del suelo y de la energía de compactación aplicada al mismo.

En la Figura N°17 se aprecia como el aumento gradual del agua con la masa de suelo provoca una a disminución de la permeabilidad por la rama seca.



La tabla N°3 un resumen de cómo la estructura, permeabilidad y compresibilidad son afectadas por el proceso de compactación.

Tabla N°3: Comparación entre las compactaciones por el lado seco o húmedo del óptimo

Estructura Disposición de las Partículas Deficiencias de humedad Estabilidad	Rama seca más aleatoria (Estructura Floclulada) Por la rama seca se tiene una expansión más alta. La estructura dispersa es más estable frente a cambios.
Permeabilidad	Del lado seco, más permeable.
Compresibilidad Velocidad	Por la rama húmeda se tiene una mayor compresibilidad con bajas presiones y por la rama seca se consolida más rápido.

5.3 Equipos para la Compactación de Suelos.

Para la selección se deben considerar varios factores que afectan el resultado de este proceso como son el tipo de suelo, forma y rugosidad de la partícula, distribución granulométrica, contenido de agua, espesor capa, influencia de la carga aplicada y condiciones de compactación en terreno.

Una vez elegido el equipo de compactación es importante optimizar su uso, para ello se debe determinar el número de pasadas, espesor de la capa a compactar y velocidad de pasada. Todo esto permite obtener en la forma más económica, los resultados requeridos según el trabajo a efectuar. Debe tenerse en cuenta:

- A) Los suelos granulares se compactan de mejor forma por medio de la vibración. Esta forma logra reducir la fricción entre las partículas, permitiendo una redistribución de estas con lo cual una disminución en el índice de vacíos del suelo. Una ventaja del uso de la compactación por vibración (o dinámica) es que se puede especificar capas de mayor espesor, logrando con ello a una compactación más económica. En general, y gracias a su intensivo efecto de compactación, planchas vibradoras se utilizan para lograr óptimos resultados en la compactación de suelos granulares.
- B) Para los suelos finos (cohesivos) la mejor metodología para la compactación es por impacto, dado que reduce la adhesión entre las partículas individuales. Esto provoca que el aire y/o agua contenidas en la masa de suelo sean desplazadas hacia la superficie. La alta secuencia de golpes por minuto permite que las partículas giren, oscilen, vibren, y se mantengan en constante movimiento, lo que es una gran ventaja durante la compactación. El equipo de compactación "pata de cabra" es especialmente adecuado para la compactación de suelos cohesivos, ya que no solo vibra con alta frecuencia sino que además bate y amasa simultáneamente al material, además, se reducen los terrones incluidos en el material suelo, obteniéndose así capas más homogéneas y densas. Se debe recordar que la compactación se traduce en un consumo de energía, la cual es controlada por la altura de caída y peso del equipo, por lo tanto es recomendable el manejar estos parámetros al momento de evaluar el equipo de compactación.

Impacto.

También llamada compactación dinámica. Utiliza una fuerza de impacto repetido sobre la superficie a compactar. Depende del peso que se utilice y la altura desde la que se le deja caer. Pueden ser de baja energía como los producidos por los compactadores de mano, ranas, etc hasta los 600 golpes por minuto o de alta energía entre 1.400 y 3.500 golpes por minuto como los utilizados en los rodillos vibratorios.

Vibración.

La compactación por vibración es la más utilizada en la actualidad para la mayoría de las aplicaciones. Se basa en utilizar una masa excéntrica que gira dentro de un rodillo liso, dicha masa produce una fuerza centrífuga que se suma o se resta al peso de la máquina, para producir una presión sobre el suelo que depende de varios factores como el peso de los contrapesos, distancia al centro de rotación y al centro de gravedad y la velocidad de rotación.

A continuación se puede ver en la tabla N°4 las aplicaciones más típicas para cada equipo de compactación según el tipo de proyecto a realizar. Estas pueden diferir en algunos casos según las condiciones particulares de cada proyecto.

Tabla N°4: Aplicaciones para Equipos de Compactación Dinámica

Campos de aplicación	Vibroapisonadores	Plancha vibradora	Tipo de máquina Rodillos mono cilíndricos	Rodillos de doble vibración	Rodillos pata de cabra	Rodillos Vibrantes articulados
Compactación Suelos						
Zanjas estrechas para cables y tuberías	+	•	-	-	-	-
Zanjas	+	+	•	-	+	-
Trabajos de cimientos	+	+	•	+	+	-
Rellenos alrededor de estructuras	+	+	•	+	+	-
Parques y jardines	+	+	+	+	•	+
Caminos para peatones y ciclistas	•	+	+	+	-	+
Acceso a parques y jardines	•	+	+	+	-	+
Instalaciones deportivas	-	+	•	+	-	+
Estacionamientos y zonas industriales	-	•	-	+	-	+
Construcciones viales	•	•	-	+	•	+
Construcciones ferroviarias	•	+	-	+	•	-
Ingeniería hidráulica y basurales	•	•	-	•	+	-
Compactación de asfaltos						
Trabajos de bacheo	+	+	+	+	-	+
Caminos para peatones y ciclistas	•	+	+	+	-	+
Accesos a parques y jardines	•	+	+	+	-	+
Estacionamientos y zonas industriales	-	•	•	+	-	+
Construcciones viales	•	•	•	•	-	+
Otros trabajos de compactación						
Adoquines naturales o de hormigón	•	+	-	-	-	-
+apropiado (ideal)		• satisfactorio		- no apto		

Fuente : Wacker, libro "Fundamentos sobre la Compactación de Suelos". Quinta Edición. 2001

Capítulo III

1. INTRODUCCIÓN

Todo estudio geotécnico debe iniciarse con un reconocimiento detallado del terreno a cargo de un ingeniero civil experimentado en geotecnia, quien será el responsable, además de dicho estudio, del diseño estructural del elemento vial.

El objetivo de este reconocimiento es contar con antecedentes geotécnicos previos para programar la exploración.

Mediante la observación de cortes naturales y/o artificiales productos de la erosión o deslizamiento será posible, en general, definir las principales unidades o estratos de suelos superficiales.

Especial importancia debe darse en esta etapa a la delimitación de zonas en las cuales los suelos presentan características similares y a la identificación de zonas vedadas o poco recomendables para empezar un trazado, tales como zonas de deslizamiento activo, laderas rocosas con fracturamiento según planos paralelos a la superficie de los cortes, zonas pantanosas difíciles de drenar, etc.

Este reconocimiento se puede efectuar por vía terrestre (vehículo motorizado, caballo o a pie) o por vía aérea dependiendo de la transitividad del terreno.

El programa de exploración que se elija debe tener la suficiente flexibilidad para adaptarse a los imprevistos geotécnicos que se presenten. No existe un método de reconocimiento o explotación que sea de uso universal, para todos los tipos de suelos existentes y para todas las estructuras u obras que se estudian.

En obras viales el espaciamiento de los pozos de reconocimiento dependerá fundamentalmente de las características de los materiales subyacentes en el trazado.

Generalmente se ejecutan distanciados entre 250 a 600 metros, aparte de los que deban ejecutarse en puntos singulares. Pueden realizarse pozos más próximos si lo exige la topografía del área, naturaleza de la depositación o cuando los suelos se presentan en forma errática. Asimismo deben delimitarse las zonas en que se detecten suelos que se consideren inadecuados.

En todo caso, al programar una exploración se deben considerar las siguientes pautas generales:

- Ubicar puntos de prospección a distancias aproximadamente iguales, para luego densificar la exploración si se estima pertinente.
- Prospeccionar aquellos sectores que soportarán rellenos o terraplenes de importancia y aquellos en que la rasante se ubica muy próxima al terreno natural ($h < 0,6m$).
- Prospeccionar aquellas zonas en que se tienen cortes de importancia, ubicando los puntos de cambio de cortes a terraplén para conocer el material a nivel de la subrasante.
- Reconocer el subsuelo en aquellos puntos en que se ubican obras de artes y estructuras importantes.

Los métodos más usados para los estudios de superficie que conducen al reconocimiento del perfil estratigráfico son: las calicatas, los sondajes y los perfiles de refracción sísmica.

2. CALICATAS

Las calicatas permiten la inspección directa del suelo que se desea estudiar y, por lo tanto, es el método de exploración que normalmente entrega la información más confiable y completa.

En suelos con grava la calicata es el único método de exploración que puede entregar información confiable, y es un medio muy efectivo para explotación y muestreo de suelos de fundación y materiales de construcción a un costo relativamente bajo.

Es necesario registrar la ubicación y cota de cada pozo, los que son numerados según la ubicación. Si un pozo programado no se ejecuta, es preferible mantener el número del pozo en el registro como "no realizado" en vez de volver a usar el número en otro lugar, para eliminar confusiones.

La profundidad está determinada por las exigencias de la investigación, pero es generalmente limitada por el nivel freático. En caminos la profundidad mínima de reconocimiento será 1,5 m medida desde la subrasante propuesta.

La sección mínima recomendada es de 0,080 m por 1,00 m, a fin de permitir una adecuada inspección de las paredes. El material excavado deberá depositarse en la superficie en forma ordenada separado de acuerdo con la profundidad y horizonte correspondiente. Debe desecharse todo el material contaminado con suelos de estratos diferentes. Se dejarán plataformas o escalones de 0,30 a 0,40 m al cambio de estrato, reduciéndose la excavación. Esto permite una superficie para efectuar la determinación de la densidad del terreno. Se deberá dejar al menos una de las paredes lo menos remoldeada y contaminada posible, de modo que represente fielmente el perfil estratigráfico del pozo. En cada calicata se deberá realizar una descripción visual o registro de la estratigrafía comprometida. Esta labor podrá ser realizada por un laboratorista de experiencia, orientado por el ingeniero especialista responsable del estudio. La estratigrafía gráfica debe presentarse mediante la simbología que se muestra en la Figura N°18.

El laboratorista deberá registrar claramente el espesor de cada estrato y efectuar una descripción del mismo mediante identificación visual basado en la pauta que se indica.

Los suelos es posible agruparlos en tres grupos primarios, sin embargo, en la naturaleza se encuentran compuestos, pero es posible discernir el componente predominante y asimilar la muestra a ese grupo. La principal distinción se hace sobre la base del tamaño. Las partículas individuales visibles forman la fracción gruesa y las demasiado pequeñas para ser individualizadas componen la fracción fina. Los componentes orgánicos del suelo consisten en materia vegetal descompuesta o en proceso de descomposición, lo que le impone al suelo una estructura fibrosa. Pueden ser identificados por sus colores oscuros y el olor distintivo.

Tamaño: Los suelos gruesos son aquellos en que más de la mitad de las partículas son visibles. En esta estimación se excluyen las partículas gruesas mayores a 80 mm (3"); sin embargo, tal fracción debe ser estimada visualmente y el porcentaje indicado independientemente del material inferior a 80 mm.

La fracción gruesa comprende los tamaños de gravas y arenas, y la fracción fina los limos y arcillas.

En caso de suelos mixtos, la muestra se identificará sobre la base de la fracción predominante usando los siguientes adjetivos, según la proporción de la fracción menos representativa; indicios: 0-10%, poco: 10-20%, algo: 20-35%; y abundante: 35-50%.

Color: Se debe indicar el color predominante.

Olor: Las muestras recientes de suelos orgánicos tienen un olor distintivo que ayuda a su identificación. El olor puede hacerse manifiesto calentando una muestra húmeda.

Humedad: En las muestras recientes deberá registrarse la humedad. Los materiales secos necesitan una cantidad considerable de agua para obtener un óptimo de compactación. Los materiales húmedos están cerca del contenido óptimo. Los mojados necesitan secarse para llegar al óptimo, y los saturados son los suelos ubicados bajo un nivel freático.

Estructura: Si los materiales presentan capas alternadas de varios tipos o colores se denominará estratificado; si las capas o colores son delgadas, inferior a 6 mm, será descrito como laminado; fisurado si presenta grietas definidas; lenticular si presenta inclusión de suelos de textura diferente.

Cementación: Algunos suelos muestran definida evidencia de cementación en estado inalterado. Esto debe destacarse e indicar el grado de cementación, descrito como débil o fuerte. Verificando con ácido clorhídrico si es debida a carbonatos y su intensidad como ninguna, débil o fuerte.

Densificación: La compactación de suelos sin cohesión puede ser descrita como suelta o densa, dependiendo de la dificultad que oponga a la penetración de una cuña de madera.

La consistencia de suelos cohesivos puede ser determinada en sitio o sobre muestras inalteradas de acuerdo con el procedimiento indicado en Tabla 2. Los valores de resistencia al corte están basados en correlaciones con penetrómetro de bolsillo usado frecuentemente para estimar la consistencia.

Clasificación: Se debe indicar además la clasificación probable. Pueden usarse clasificaciones dobles cuando un suelo no pertenece claramente a uno de los grupos, pero tiene fuertes características de ambos grupos. Deben colocarse entre paréntesis para indicar que han sido estimadas.

Nombre local: El uso de nombres típicos tales como caliche, maicillo, pumicita, cancagua, etc., además de su designación según el sistema de clasificación de suelo, ayuda a identificar sus condiciones naturales.

La descripción de suelos, en especial su clasificación, está basada en examen visual y ensayos manuales, y no debe contener refinamientos que sólo pueden determinarse con equipo de laboratorio, aunque éstos sean contradictorios. Ocasionalmente los suelos son descritos con tal cantidad de detalles que el cuadro presentado es más confuso que esclarecedor; sin embargo, es mejor errar por el lado del exceso de detalles, que pueden seleccionarse, que presentar descripciones incompletas.

	Cubierta Vegetal	-----
	Gravas	GP o GW
	Grava Limosa	GM
	Grava Arcillosa	GC
	Arenas	SP o SW
	Arena Limosa	SM
	Arena Arcillosa	SC
	Limos	ML o MH
	Arcillas	CL o CH
	Arcilla Limosa	-----
	Turba	Pt

Figura N°18
Simbolos gráficos para suelos

Nota:

Aun cuando en algunos casos se especifica un símbolo gráfico común para dos clasificaciones, en la columna "Clasificación USCS Estimada", se anotará el símbolo de clasificación que corresponda según la apreciación del laboratorista.

En todo caso se estima recomendable utilizar como pauta las definiciones y recomendaciones contenidas en la norma ASTM D 2488, denominada "Descripción de suelos" (procedimiento Visual-Manual).

Estas descripciones visuales deberán contener como mínimo los siguientes antecedentes:

- Identificación de la calicata mediante un número, especificando su ubicación con respecto al kilometraje del eje o sus coordenadas, nombre del laboratorista y fecha de la inspección.
- Profundidad total.
- Profundidad de la napa de agua, referida al nivel del terreno natural y fecha de observación.
- Profundidades entre las que extiende el estrato por describir, referidas al nivel del terreno natural.
- Descripción del suelo empleado la terminología que se da en las Tablas 5 y 6, según se trate de suelos gruesos o finos, respectivamente.
- Cantidad y tipo de las muestras tomadas en la calicata.
- Observaciones y otras características relevantes.

Desde las paredes y piso de las calicatas se deben obtener las muestras que serán llevadas a laboratorio.

Todas las muestras que se obtengan deberán ser perfectamente identificadas, incluyendo a lo menos los siguientes datos; identificación de la calicata; profundidad a la que fue tomada; nombre de la persona que la tomó y fecha de obtención.

Se distinguen dos tipos de muestras que se pueden obtener:

- **Muestras perturbadas.** Se obtienen en general de las paredes de los pozos y comprometen estratos determinados o bien la suma de algunos de ellos, como es el caso de la investigación de yacimientos. Estas muestras deben guardarse en bolsas impermeables y de resistencia adecuada. Cada bolsa debe identificarse clara e indeleblemente con una etiqueta fuera de la bolsa y otra en su interior.
- **Muestras sin perturbar.** Este tipo de muestra se recorta de las paredes de los pozos y compromete estratos bien definidos. Después de cortadas deben revestirse con una capa de parafina sólida aplicada con brocha. La muestra debe llevar claramente marcada su cara superior.

Tabla 5: Terminología para la Descripción de Suelos Gruesos

Nº Materia	Términos
1 – Tamaño máximo partículas porcentaje de bolones	- Anotar el tamaño máximo visible y, en el caso de que sea superior al tamiz 80 mm (3"), y anotar el porcentaje estimado de partículas superiores a dicho tamiz (bolones) referido al total del suelo.
2 – Distribución de tamaños	- Anotar el porcentaje aproximado en peso de grava, arena y finos para la fracción de suelo que pasa por el tamiz 80 mm (3").
3 – Color	- Utilizar como máximo dos colores, o bien, la notación Munsell; anotar presencia de manchas y/o bandas.
4 – Graduación	- Bien graduada o pobremente graduada (uniforme); anotar para las gravas y arenas el tamaño predominante, con uno de los siguientes adjetivos: media, gruesa o fina.
5 – Plasticidad	- Anotar plasticidad de la fracción fina (ninguna, baja, media o alta).
6 – Olor	- Ninguno, térreo u orgánico.
7 – Forma de partículas	- Angular, subangular, subredondeado o redondeado.
8 – Humedad	- Seco, húmedo, mojado o saturado.
9 – Compacidad natural	- Densa, media o suelta.
10 – Estructura	- Anotar la estructura dominante; estratificado, homogéneo, etc.
11 – Cementación	- Débil o fuerte, verificar con HCl si es debida a carbonatos.
12 – Origen	- Precisar el origen del suelo (residual, transportado, relleno artificial).
13 – Materia Orgánica	- Sin indicios, mediana o abundante.
14 – Símbolo de grupo	- De acuerdo con nomenclatura USCS y AASHTO.
15 – Nombre del suelo	- Nombre típico, seguido del nombre local (si lo tiene).

Tabla 6: Terminología para la Descripción de Suelos Finos

Nº Materia	Términos
1 - Nombre	- Anotar el tamaño máximo visible y, en el caso de que sea superior al tamiz 80 mm (3"), anotar el porcentaje estimado de partículas superiores a dicho tamiz (bolones), referido al total del suelo.
2 - Distribución de tamaños	- Anotar el porcentaje aproximado en peso de grava, arena y finos para la fracción de suelo que pasa por el tamiz 80 mm (3").
3 - Color	- Utilizar como máximo dos colores, o bien, la notación Munsell; anotar presencia de manchas y/o bandas.
4 - Olor	- Ninguno, térreo u orgánico.
5 - Dilatancia	- Ninguna, lenta o rápida.
6 - Resistencia Seca	- Muy baja, baja, media, alta o muy alta.
7 - Plasticidad	- Ninguna, baja, media o alta.
8 - Humedad	- Seco, húmedo, mojado o saturado; puede referirse también respecto del límite plástico, indicando si es mayor o menor que ese porcentaje de humedad.
9 - Consistencia	- Blanda, media, firme, muy firme o dura; estimarla basado en la facilidad para penetrar el dedo pulgar, el índice o lápiz
10 - Estructura	- Anotar la estructura dominante; estratificado, laminado, homogéneo, vesicular, etc.
11 - Cementación	- Débil o fuerte, verificar con HCl si es debida a carbonatos.
12 - Origen	- Precisar el origen del suelo (residual, transportado, relleno artificial).
13 - Materia Orgánica	- Sin indicios, mediana o abundante.
14 - Símbolo de grupo	- De acuerdo con la nomenclatura USCS.
15 - Nombre del suelo	- Nombre típico, seguido del nombre local (si lo tiene).

Es conveniente agregar alrededor de un 30% de cera virgen a la parafina sólida con el fin de que la capa protectora sea menos rígida. Si la consistencia de la muestra es relativamente blanda, debe rodearse de grasa y recubrir una vez más con parafina sólida y cera. Una vez dado el tratamiento anterior, debe colocarse en cajas de madera con aserrín u otro producto que actúe como amortiguador de golpes.

Las muestras sin perturbar deberán tomarse apenas excavadas las calicatas, en especial cuando se trate de suelos cuya estructura se ve afectada por los cambios de humedad. En todo caso, al tomar una muestra no perturbada, debe elegirse la pared de la calicata menos expuesta al sol y debe excavarse el espesor superficial que haya sido afectado por los cambios de humedad.

No deben escatimarse esfuerzos en el embalaje adecuado de las muestras, ya que el grado de perturbación que se le ocasione a una muestra es irrecuperable y lleva a resultados erróneos (ver Figura N°19). En las calicatas, es posible ensayar en sitio tales como pruebas de carga con placa, CBR, permeabilidades, medidas de densidad, etc. Las pruebas de carga pueden realizarse contra el fondo de la perforación o contra las paredes de la misma.

Cada vez que sea necesario realizar un ensayo en una calicata, la excavación deberá realizarse considerando este hecho, dado que este tipo de prueba obliga a tomar medidas especiales que determinan la forma de excavación. Es así como la toma de densidades en sitio obliga a realizar éstas a medida que la excavación se realiza, o bien es necesario dejar bancos intermedios.

Otros tipos de ensayos que también pueden clasificarse como "in situ" son los que se realizan con los instrumentos para suelos finos como "penetrómetro de bolsillo" y "veleta". Indican aproximadamente la resistencia a la compresión no confinada y la cohesión respectivamente.

Los resultados obtenidos deben considerarse como cualitativos y pueden ser correlacionados con valores obtenidos sobre muestras no perturbadas en laboratorio, siendo su mayor ventaja el lograr sectorizar el suelo en tramos homogéneos.

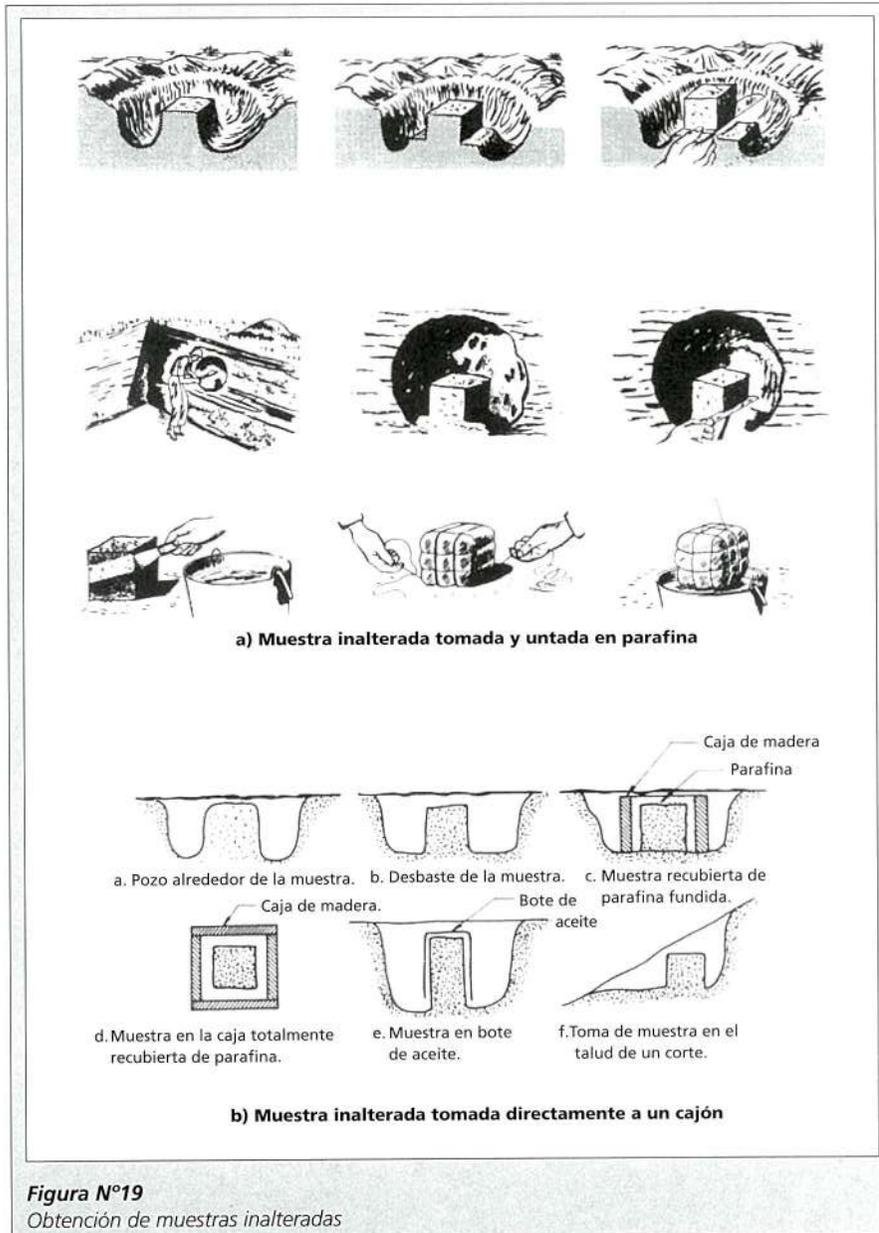


Figura N°19
Obtención de muestras inalteradas

El muestreo es tan importante como el ensaye y se deben tomar las precauciones para obtener muestras que exhiben la naturaleza real y condiciones de los suelos que representan.

Salvo situaciones que exijan determinación de resistencia o consolidación, las muestras necesarias para diseño de superestructura de obras viales serán perturbadas.

Cada muestra deberá identificarse completamente y se llevará un registro paralelo para ser enviado al laboratorio que ejecute los análisis. Se debe indicar: Nombre del proyecto, Ubicación, N° de poso, Horizonte, Profundidad, N° de muestra y si ésta contenida en uno o más envases.

Las muestras se someterán a los análisis de Clasificación:

- Granulometría
- Límite Líquido
- Límite Plástico
- Densidad de partículas sólidas

Una vez realizados estos análisis, con objeto de abreviar los ensayos correspondientes a la determinación del valor de soporte California (CBR) y el de Relación Humedad-Densidad (Proctor), se podrán agrupar las muestras de características similares a una muestra patrón representativa, siempre que cumplan los siguientes requisitos:

- Las muestras correspondan a un mismo sector o zona.
- Tengan la misma clasificación general
- Pertenezcan a uno de los siguientes rangos de índice de grupo (IG): entre 0 y 2; 3 y 7; 8 y 15; 16 y 25; y sobre 25
- La comparación de sus granulometrías no presente discrepancias superiores a:

tamiz 20 mm (3/4" US)	: ± 12%
tamiz 5 mm (N° 4 US)	: ± 8%
tamiz 2 mm (N° 10 US)	: ± 6%
tamiz 0,08 mm (N° 200 US)	: ± 4%, si pasa menos de un 35%
	: ± 6%, si pasa más de un 35%

- El índice de plasticidad no debe discrepar más de :

Si	IP < 10	: ± 2
Si	10 < IP < 20	: ± 3
Si	IP > 20	: ± 4

El ensaye CBR también puede aplicarse a muestras inalteradas, siempre que se cuide de colocarlas en el molde sin perturbarlas y que además se rellene con parafina sólida u otro material similar el espacio que puede entre las muestras y las paredes del molde. Hay suelos en que este trabajo presenta dificultades insalvables, lo que hace necesario recurrir a la realización de un ensaye de CBR "in situ". El suelo ensayado no debe contener partículas mayores que el tamiz 20 mm.

Para definir el tamaño de la muestra de suelo que se deberá tomar en terreno destinada a ser ensayada en laboratorio, se deberá tener en cuenta lo que se indica a continuación.

- Ensayes que se han programado ejecutar
- Tamaño máximo de las partículas
- Reutilización de las muestras en ensayos de compactación

Es conveniente, dentro de cada región o provincia del país, tener un catastro de pozos de materiales y su factibilidad de empleo en los distintos tipos de obras viales.

Para su ubicación tenemos que distinguir dos tipos de materiales:

- **Aridos Directos:** Son aquellos materiales que para su utilización sólo es necesario realizar las operaciones para su extracción y clasificación, es decir, que se emplean tal como se encuentran en la naturaleza.
- **Aridos Indirectos:** Son aquellos materiales que además de los dos procesos señalados necesitan otro intermedio, que consiste en su elaboración o chancado, selección, etc., por no ser utilizables con el tamaño que se extraen.
Los yacimientos proceden de depósitos que pueden ser: Fluviales, Glaciares, Torrenciales, Eólicos y Marinos.

Los depósitos fluviales se encuentran en ríos, zonas inferiores de los valles, cauces de avenidas, estuarios y deltas. Son los depósitos más utilizados dado que tienen, considerando el largo recorrido desde su punto de origen hasta su depósito, poca materia deleznable, granulometrías definidas y homogéneas, formas redondeadas y superficies algo ásperas, lo que le da una primera selección natural. Además son de fácil explotación.

Los depósitos glaciares son más heterogéneos tanto en calidad como en tamaño y granulometría, siendo menos limpios que los fluviales. Se les ubica en pequeñas colinas, denominadas morrenas, que se formaron por arrastre al pie de los glaciares. Son de difícil explotación.

Los depósitos torrenciales se encuentran en los conos de deyección y en zonas áridas, son uniformes y de forma angular, pero en general son depósitos de materiales heterogéneos y mal graduados.

Los depósitos eólicos son productos detríticos de granulometría fina y uniforme (dunas). Suelen ser materiales cuarzosos que han resistido la dura erosión generada por el roce. Son de fácil explotación.

Los depósitos marinos son un importante proveedor de materiales aun cuando queda limitado en algunos casos por las sales que contiene. Se les ubica en playas del litoral y corresponden a arenas salobres, gravas y algunas veces bolones.

3. RAZÓN DE SOPORTE CALIFORNIA

Es un índice empleado para expresar las características de resistencia y deformación de un suelo. Este método, que fue desarrollado por O.J. Porter en el Departamento de Carreteras del Estado de California y perfeccionado por el Cuerpo de Ingenieros, se encuentra especificado en el Manual de Carreteras Volumen 8.

La prueba se realiza principalmente para evaluar el material de subrasante y se ha correlacionado con el comportamiento del pavimento.

Se emplea una muestra de suelo de 150 mm de diámetro y 116 mm de altura, compactada en un molde cilíndrico de acero. Antes de realizar el ensaye generalmente se satura durante 96 horas para simular las condiciones más desfavorables en cuanto a drenaje de un camino y para determinar su posible expansión. En las zonas desérticas, en que se asegure que las precipitaciones anuales son inferiores a 50 mm o no nieva, se puede eliminar la saturación. Junto con la saturación y durante la penetración, se somete la muestra a una presión igual a la que producirá el futuro pavimento. Esta penetración se produce forzando un pistón de $50,0 \pm 0,5$ mm de diámetro, a una velocidad determinada (1,27 mm/min) contra el suelo, para medir la carga real que produce deformaciones de 2,5 a 5,0 mm. El valor CBR es la relación, expresada en porcentaje, entre dicha carga real y la que se requiere para producir las mismas deformaciones en un material chancado normalizado.

Se deben confeccionar como mínimo tres probetas con distinta energía de compactación, de tal manera que la densidad a la cual el CBR se desee determinar, quede entre dos probetas; generalmente se utilizan probetas compactadas con 56, 25 y 10 golpes; si la densidad en la cual se desea determinar el CBR es menor que la del molde de 10 golpes, se debe confeccionar otra probeta con menos energía.

Este ensaye se puede realizar "in situ" directamente sobre la subrasante, pero se deben considerar los estados de humedad.

Este método ha sido muy controvertido y una de las críticas es que la saturación es una condición muy severa, pero se debe tomar en cuenta que algunos suelos, como los de Valdivia por ejemplo, cuesta bastante que se saturen. Rico y del Castillo dicen que no es modelo muy representativo del comportamiento del pavimento, ya que el punzamiento del pistón es una forma de trabajo muy extraña del suelo, que el efecto de borde no tiene una interpretación clara y no se conoce un estudio tendiente a determinar el efecto de escala; con las dispersiones, cuando se hace variar el contenido de agua o sus condiciones de compactación, prácticamente se puede obtener cualquier valor; que los méritos de este ensaye radican en la razón histórica, ya que todos los ingenieros de carretera se encuentran "calibrados" mentalmente con el CBR independientemente de los difícil que resulte lograr una adecuada "calibración".

Cuando se requiere conocer los efectos de preconsolidación natural, estructura del suelos cementación natural, estratificación, etc., los que no pueden reproducirse con muestras remoldeadas de suelo ni con muestras supuestamente inalteradas que se ensayen en laboratorio, se recomienda efectuar el ensaye CBR "in situ", siempre que en el terreno natural al momento de realizar la prueba, se den las condiciones más críticas de saturación que se puedan producir durante la vida útil de la obra.

Es condición que en el lugar que se realice el ensaye no existan partículas superiores al tamiz 20 mm (3/4"). La preparación del terreno requiere enrasar y nivelar un área de 30 cm de diámetro, para posteriormente colocar las sobrecargas estipuladas.

El informe final de la prueba deberá incluir, además del CBR determinado, la curva presión-penetración, la humedad, densidad de partículas sólidas y densidad natural del suelo ensayado, antecedentes que pueden obtenerse del suelo inmediatamente vecino al que afectó el ensaye CBR.

Ejemplo:

Determinación de la Razón de Soporte Calificación (CBR)

En un ensayo CBR se tienen los siguientes datos:

DMCS = 2,30 g/cm³

DCS 25 Golpes = 2,15 g/cm³

DCS 10 Golpes = 2,08 g/cm³

DCS 56 Golpes = 2,30 g/cm³

Penetración		Carga en Newton			Tensión en MPa		
Plg	mm	56G	25G	10G	56G	25G	10G
0,025	0,65	534	445	1.512	0,3	0,2	0,8
0,050	1,25	1.379	1.068	2.624	0,7	0,5	1,3
0,075	1,90	2.491	1.913	3.558	1,3	1,0	1,8
0,100	2,50	4.448	2.980	4.314	2,3	1,5	2,2
0,125	3,10	8.273	4.359	5.026	4,2	2,2	2,6
0,150	3,75	10.764	5.916	5.649	5,5	3,0	2,9
0,175	4,40	11.894	7.384	6.272	6,1	3,8	3,2
0,200	5,00	14.891	8.807	6.850	7,6	4,5	3,5
0,225	5,60	16.382	10.008	7.384	8,4	5,1	3,8
0,250	6,25	18.139	11.164	7.917	9,3	5,7	4,0
0,275	6,90	19.504	12.143	8.407	10,0	6,2	4,3
0,300	7,50	20.870	12.855	8.852	10,7	6,6	4,5
0,325	8,10	21.844	13.477	9.207	11,2	6,9	4,7
0,350	8,75	23.014	14.011	9.519	11,8	7,2	4,9
0,375	9,40	23.792	14.412	9.697	12,2	7,4	5,0
0,400	10,00	24.379	14.767	9.830	12,5	7,6	5,0

Se pide calcular:

Calcular el CBR al 95% de la DMCS

Confeccione un gráfico Tensión-Penetración. Ver Figura N°20.

Empleando los valores de tensión corregidos (punto de inflexión y traslado d origen), de la curva tensión - penetración, calcule el CBR para moldes de 56 golpes, 25 golpes y 10 golpes en 2,5; 5,0 y 7,5 mm de penetración con las siguientes expresiones:

$$\text{CBR 2,5 mm de penetración} = \frac{\text{tensión corregida}}{6,9} \times 100$$

$$\text{CBR 5 mm de penetración} = \frac{\text{tensión corregida}}{10,3} \times 100$$

$$\text{CBR 7,5 mm de penetración} = \frac{\text{tensión corregida}}{13,1} \times 100$$

De donde:

$$\text{CBR molde 56 golpes y 2,5 mm de penetración} = \frac{6,2}{6,9} \times 100 = 89,9 \%$$

$$\text{CBR molde 56 golpes y 5 mm de penetración} = \frac{9,65}{10,3} \times 100 = 93,7 \%$$

$$\text{CBR molde 56 golpes y 7,5 mm de penetración} = \frac{12,1}{13,1} \times 100 = 92,4 \%$$

$$\text{CBR molde 25 golpes y 2,5 mm de penetración} = \frac{3,0}{6,9} \times 100 = 43,5 \%$$

$$\text{CBR molde 25 golpes y 5 mm de penetración} = \frac{5,7}{10,3} \times 100 = 55,3 \%$$

$$\text{CBR molde 25 golpes y 7,5 mm de penetración} = \frac{7,2}{13,1} \times 100 = 55,0 \%$$

$$\text{CBR molde 10 golpes y 2,5 mm de penetración} = \frac{2,2}{6,9} \times 100 = 31,9 \%$$

$$\text{CBR molde 10 golpes y 5 mm de penetración} = \frac{3,5}{10,3} \times 100 = 34,0 \%$$

$$\text{CBR molde 10 golpes y 7,5 mm de penetración} = \frac{4,5}{13,1} \times 100 = 34,3 \%$$

Nota 1: En este caso se consideró el CBR a 5 mm de penetración y no fue necesario repetir el ensayo, ya que la experiencia con este material ha indicado que el CBR par 5 mm de penetración es mayor que el CBR para 2,5 mm de penetración.

Dibujando un gráfico CBR-Densidad Seca (Ver figura N°21) se obtiene el siguiente resultado. CBR al 95% DMCS = 65%

Nota 2 : El cálculo par CBR a 7,5 mm de penetración se informa cuando el especialista lo requiera.

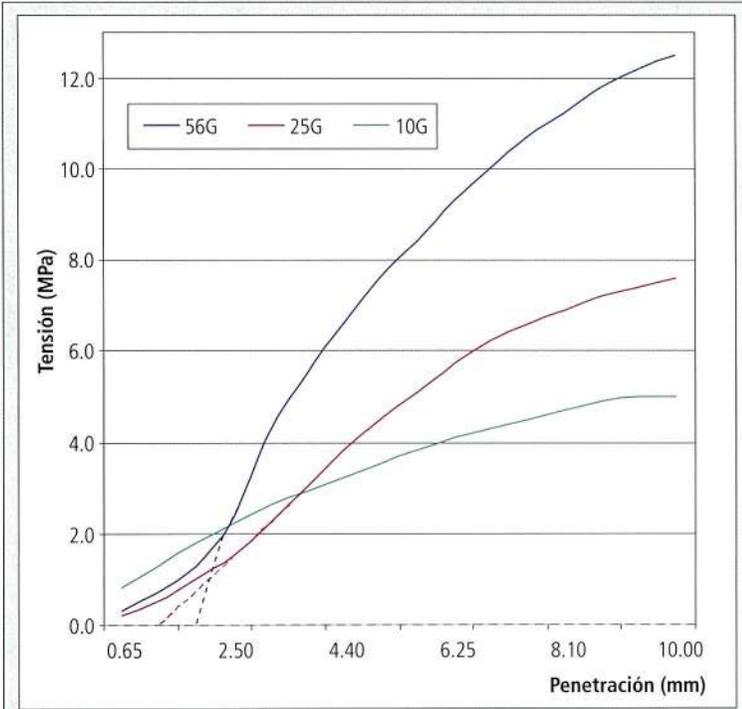


Figura N°20
Tensión - Deformación

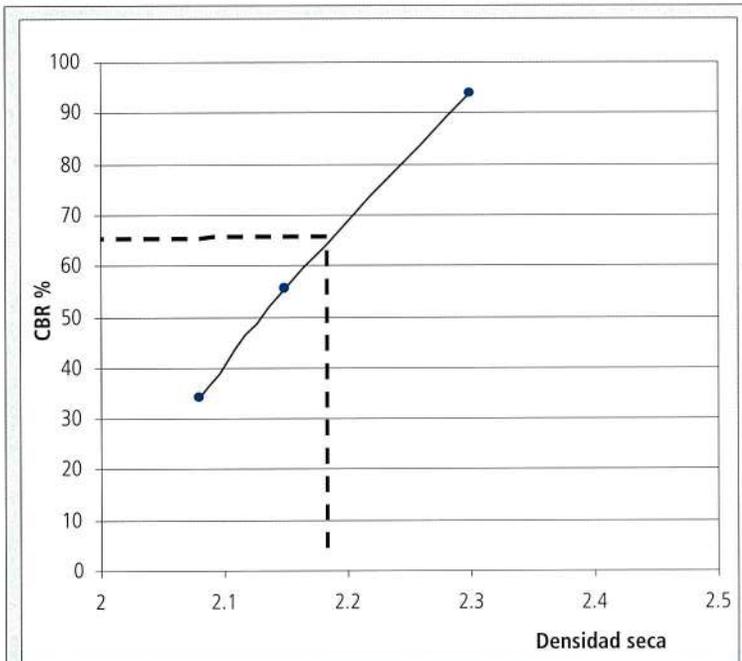


Figura N°21
CBR-Densidad Seca

4. SONDAJE EN SUELOS

Para que el especialista de suelos pueda proyectar una estructura adecuadamente, debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y disposición de los materiales del subsuelo. A las operaciones de campo y de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial se les llama exploración del suelo o programa de exploración. Debido a lo complejo de los depósitos naturales, ningún método de exploración es el mejor para todos los casos.

El método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en hacer sondeos en el terreno y extraer muestras para su identificación y, en algunos casos, para hacerles pruebas.

Después de que se han conocido mediante sondeos preliminares las características generales de los materiales del sub-suelo, puede ser adecuado un programa más extenso de sondeo y muestreo.

Dentro de un sondeo se realiza frecuentemente dos tipos de ensayos, estos son:

4.1 Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

El Ensayo de Penetración Estándar (spt, del inglés, standard penetration test) nace en el año 1927, desarrollado por un sondista de la Raymond Concrete Pile Co., quien propuso a Terzaghi contabilizar el número de golpes necesarios para hincar 1 pie (aprox. 30 cm) el tomamuestras que solía utilizar para obtener muestras en terrenos sin cohesión (arenas).

Después de acumular un gran número de ensayos, Terzaghi y Peck (1948) publican los resultados en su ya clásico libro "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica". Hoy día es uno de los ensayos más extendido en todo el mundo y sobre el que se han publicado numerosos artículos.

Se pueden utilizar los términos (muy suelta a muy densa) o el valor numérico de la resistencia a la penetración, como propiedad índice para la clasificación de la arena. Cuando se utiliza este procedimiento se obtiene una muestra de arena, que también permite la clasificación en función de la granulometría. El ensayo de penetración no se utiliza para la determinación de la densidad in-situ de suelos más gruesos que las arenas, debido al tamaño pequeño del muestreador.

A) Principio y realización del ensayo

De forma resumida, la realización del ensayo es la siguiente:

- Se ejecuta un sondeo hasta la cota deseada y en el fondo del mismo (una vez limpiado cuidadosamente) se introduce un tomamuestras de dimensiones estándar que consta de tres elementos: zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento con el varillaje.
- Se hinca el tomamuestras en el terreno 45 cm, contando en número de golpes necesarios para hincar tramos de 15 centímetros. La hinca se realiza mediante una maza de 63,5 kg (140 fibras) que cae desde una altura de 76 cm (30 pulgadas) en una sufridera o yunque, lo que corresponde a un trabajo teórico de 0,5 kJ por golpe.
- El número de golpes del primer tramo no se toman en cuenta, por posible alteración del suelo o derrumbes de las paredes del sondeo. Los valores de los tramos de 15 a 45 cm, son sumados y conducen al parámetro N_{spt} , denominado también resistencia a la penetración estándar.

Cuando el terreno es muy resistente se detiene la prueba para un determinado número de golpes (rechazo, R), anotando la penetración realizada.

El ensayo de penetración estándar tiene la gran ventaja de obtener una muestra para examen visual y para ensayos con suelo alterado; las desventajas son que para perforaciones profundas el procedimiento es lento y/o caro y existen grandes variaciones en los resultados de penetración si el personal de perforación no es cuidadoso en sus procedimientos. Por ejemplo, si el peso de 140 libras no cae libremente, si se utiliza tubería flexible entre el punto de hincar el muestreador, si no se limpia cuidadosamente el entubado antes de hincar el muestreador, si el nivel de agua en el entubado se sitúa por debajo del nivel freático causando tubificación en la base del entubado, etc. Desde que el ensayo de penetración estándar se realiza cada 1.50 m, es posible que se omitan capas de material más denso o más suelto.

En Europa se utilizan los ensayos de penetración estática, teniendo cada vez mayor aceptación en otras partes del mundo. Es particularmente popular el llamado ensayo del cono holandés. El cono holandés tiene un diámetro de 1.4 pulgadas y un ángulo en la punta de 60°. El cono se introduce lentamente en el terreno, registrando continuamente la fuerza necesaria para continuar el movimiento. Usualmente el cono se extiende ligeramente por debajo del entubado. En materiales cohesivos la resistencia a la penetración del entubado es más alta que la del cono, por lo que se puede evidenciar la naturaleza del depósito que está siendo penetrado.

También existen otros tipos de penetrómetros. Por ejemplo existe el cono dinámico, donde un cono se monta al final de una tubería y simplemente se hincan en el terreno, contando los golpes por cada pie de penetración. Estos ensayos pueden utilizarse para clasificar de manera relativa los suelos en un sitio dado; por ejemplo, para indicar la presencia de áreas relativamente sueltas o blandas con relación a los suelos circundantes.

La norma ASTM D1586-84 indica que la prueba se puede dar por finalizada:

1. Cuando se aplican 50 golpes para un tramo de 15 cm.
2. Cuando se aplican 100 golpes en total.
3. Cuando no se observa penetración alguna para 10 golpes.

Para comprender como se determina el valor del ensayo SPT se entregan los siguientes ejemplos:

- 5 / 7 / 6
- 12 / 13 / 21
- R: 50/5 cm

El valor del parámetro N_{spt} será $7+6 = 13$ en el primer caso y $13+21 = 34$ en el segundo. Por último el tercer ejemplo se ha llegado al rechazo (50 golpes en un tramo de 15 cm) habiendo penetrado sólo 5 centímetros.

B) Aplicabilidad de la prueba

El ensayo SPT es por naturaleza simple y puede ser incluido con facilidad en cualquier sondeo de reconocimiento. Puede ejecutarse en casi cualquier tipo de suelo, incluso en rocas blandas o meteorizadas. Los resultados de la prueba, difundida ampliamente en todo el mundo, se correlacionan empíricamente con las propiedades específicas in situ del terreno. Existe una abundante bibliografía a este respecto.

La gran mayoría de datos y correlaciones corresponden a terrenos arenosos. La presencia de gravas complica la interpretación, cuando no impide su realización. En resumen, el ensayo resulta apropiado para terrenos en los que predomina la fracción arena, con reserva tanto mayor cuanto mayor es la proporción de la fracción limo-arcilla o de fracción grava.

Factores que afectan el resultado

Los principales factores intrínsecos del sistema que afectan el valor N_{spt} , son:

- Preparación y calidad del sondeo.
- Longitud del Varillaje.
- Diámetro del sondeo.
- Pandeo del varillaje.
- Dispositivo de golpeo.

C) Correcciones de N_{spt}

Existen otros factores, independientes del propio sistema, que influyen el valor de N_{spt} . El parámetro de corrección más importante que se debe considerar siempre es la Normalización por la Presión de Confinamiento: El valor de N está influenciado por las sobrecargas debidas al peso de las tierras (Gibbs y Holtz, 1957) y se puede normalizar refiriéndolo a un valor unitario de la presión vertical efectiva $\sigma_{v0} = 1 \text{ kg/cm}^2$ a fin de comparar ensayos realizados a diferentes profundidades:

$$N_{160} = C_N * N$$

donde N_{160} : valor corregido del ensayo SPT
 C_N : es el coeficiente de corrección, función de σ_v , con

$$C_N = \frac{1,7}{0,7 + \frac{\sigma_v}{1 \text{ kg/cm}^2}}$$

Nota: Si C_N es menor de 0,5 tomar como valor 0,5

La Tabla N°7 entrega los diferentes factores de corrección que son posibles de aplicar al valor N , el uso de esto dependerá de la calidad del equipo, destreza de los operarios y criterio del especialista. Como se menciono anteriormente el factor C_N es el único que siempre debe ser considerado.

Tabla N°7 Parámetros de Corrección del valor N del ensayo SPT

Factor	Variable	Símbolo	Corrección
Presión de Sobrecarga		C_N	
Relación de Energía	Martillo cilíndrico Martillo de seguridad Martillo automático - Cilíndrico	C_E	0,5 - 1,0 0,7 - 1,2 0,8 - 1,3
Diámetro de la Perforación	65 - 115 mm 150 mm 200 mm	C_B	1,0 1,05 1,15
Longitud del Varillaje	3 - 4 m 4 - 6 m 6 - 10 m 10 - 30 m > 30 m	C_R	0,75 0,85 0,95 1,0 < 1,0
Tipo de Muestreador	Cuchara partida estándar Cuchara partida sin liners	C_S	1,0 1,1 - 1,3

$$(N1)60 = N_m * C_N * C_E * C_B * C_R * C_S$$

Fuente: Yound e Idriss 1997

Existen numerosas correlaciones empíricas con diversos parámetros geotécnicos. Debe entenderse claramente que estas relaciones son aproximaciones y su uso resulta tanto más adecuado cuanto mayor sea la experiencia de quien las utiliza. En base a los valores de la DR%, Terzaghi y Peck establecieron lo que hoy es un clásico sistema de clasificación de las arenas. Este sistema, modificado por Skenyton en 1986 para tener en cuenta las normalizaciones del valor de N (N_{160}).

Debido a que la resistencia a la penetración estándar se utiliza en las arenas, también se usa con las arcillas, ya que ambas se presentan alternadas en una perforación. Existen algunas correlaciones entre la penetración estándar y la consistencia relativa de la arcilla:

Consistencia Relativa	Penetración Estándar (golpes/pie)
Muy blanda	0 - 2
Blanda	2 - 4
Media	4 - 8
Rígida	8 - 15
Muy Rígida	15 - 30
Dura	< 30

La resistencia a la penetración estándar es un índice útil para medir la consistencia de los suelos cohesivos; sin embargo, algunas veces es más simple medir la consistencia directamente, por ejemplo mediante el ensayo de compresión no confinada.

D) Angulo de Fricción Interna

Los datos que se obtienen del ensayo SPT permiten estimar el ángulo de fricción interna (ϕ) de los materiales granulares, bien indirectamente, deducido de los valores estimado de la DR, bien directamente a partir del valor N_{spt} .

4.2 Ensaye RQD.

La caracterización geotécnica comprende el análisis de las propiedades de la roca, que inciden directa o indirectamente en su estabilidad. Dentro de este análisis se considera al macizo rocoso, como constituido por una serie de bloques de roca separados por discontinuidades.

Las discontinuidades corresponden a diaclasas, fracturas, planos de estratificación fallas, etc, mientras que los bloques generados, están constituidos por materiales geológicos, los cuales están afectados, por procesos de mineralización, alteración, e intemperización.

El propósito de la caracterización es el de parametrizar una serie de propiedades intrínsecas de la roca intacta y de la masa rocosa, de modo de aplicar posteriormente criterios de análisis empíricos, que permiten determinar el comportamiento de la masa rocosa, ante el diseño.

Propiedades Físicas y Mecánicas de la Roca Intacta

Se define como roca intacta un volumen pequeño de roca a nivel macroscópico, el cual debe estar libre de irregularidades y discontinuidades, que influyan en sus propiedades físicas y mecánicas.

Debido a la gran complejidad de las rocas, las cuales presentan orígenes, texturas, fábricas, y complejas composiciones, se requiere confiar en un número de mediciones básicas para describir las rocas cuantitativamente (Goodman, 1989).

Estas propiedades deben ser fáciles de medir y permiten establecer las propiedades indicativas para las muestras de rocas. La porosidad identifica la proporción de sólidos y vacíos; la densidad entrega información sobre los componentes mineralógicos o los granos constitutivos.

La velocidad sónica junto con una descripción petrográfica permite evaluar el grado de fisuramiento. La permeabilidad evalúa la interconexión relativa de los poros; la durabilidad indica la tendencia a una eventual ruptura de los componentes o estructuras, con la degradación de la calidad de la roca, y la resistencia determina la competencia de la fábrica de la roca en la ligazón del conjunto de los componentes de ésta.

Los atributos anteriores necesitan ser evaluados por una clasificación de rocas ingenieril y junto con ella permiten establecer correlaciones con aplicaciones prácticas. Sin embargo, estas propiedades no constituyen la globalidad del problema analizado, por lo cual deben estudiarse en conjunto con otras características propias del ambiente geotécnico.

4.2.1 Rock Quality Designation, RQD.

El concepto de RQD fue desarrollado como ayuda en el diseño de taludes y grandes cavernas en un sitio de prospección en Nevada. En 1965 fue extendido al diseño de túneles de carreteras en cuarzitas masivas, gneis, y esquistos en Carolina del Norte. En 1967 Deere y sus colegas presentaron por primera vez una publicación del concepto de RQD como un índice de calidad de la roca, incluyendo algunas correlaciones como índices de velocidad, frecuencia de fracturas y valores de módulos in situ.

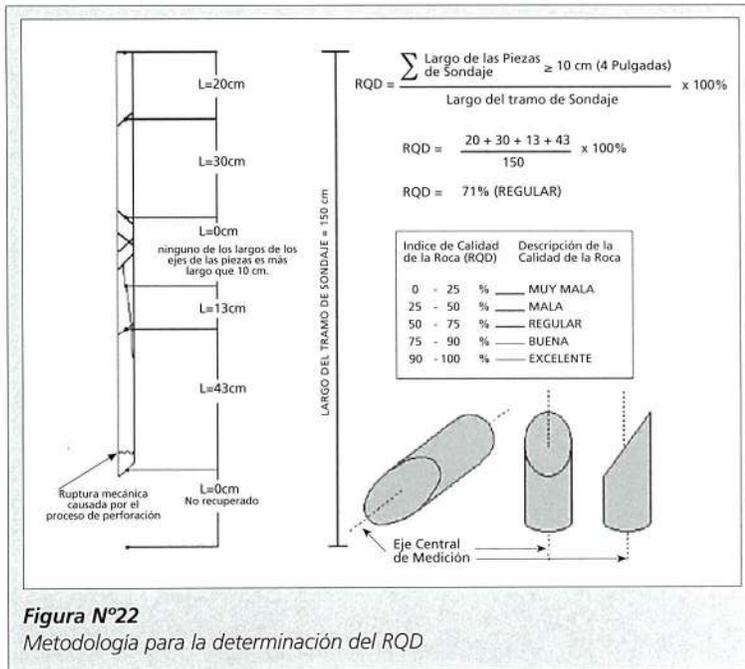
El RQD es una modificación del porcentaje de recuperación de testigos en que todas las piezas de testigos extraídas con un largo sobre 100 mm (4 pulgadas), son sumadas y divididas por el largo del tramo considerado.

El procedimiento correcto para medir el RQD se ilustra en la Figura N° 22. El RQD es un índice de calidad de la roca, en que la roca problemática que está altamente meteorizada, blanda, fracturada, cizallada, y diaclazada es separada del macizo rocoso. Esto es simplemente la medición del porcentaje de roca buena, recuperada del intervalo de sondaje.

A) Medición de los Largos de Testigos

Para la obtención del valor del RQD para se han propuesto longitudes diferentes a los 100 mm de los trozos del testigo para estandarizados para el RQD, como por ejemplo, el uso de un largo igual al doble del diámetro del testigo (60 mm de largo cuando se usan 30 mm de diámetro en un testigo). Deere postula que los 100 mm (4 pulgadas) de largo deben ser utilizados en todos los casos para los propósitos de comparación y estandarización. Con una buena técnica de perforación los largos de las piezas de testigos deberían ser similares, pues el espaciamiento natural se mantendría.

Se recomienda utilizar una línea o eje central para medir en ella la longitud de los tramos, este método es recomendado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM), Comisión de Estandarización de Ensayos de Laboratorio y Terreno. Las rupturas causadas por el proceso de perforación o el operador, que son usualmente evidenciadas por superficies rugosas frescas, no deben ser incluidas y se deben considerar como un solo trozo de testigo. La figura N°22 muestra un ejemplo de la determinación del RQD.



La Tabla N°8 presenta los grados de meteorización o de actividad hidrotermal que han afectado a la roca, Deere(1988) recomiendan incluir dentro del cálculo del RQD los grados I, II, y III, recomendándose para este último, que debe ser identificado con un asterisco, debido a su grado de menor sonoridad. Los grados IV, V y VI deben ser descontados del cálculo del RQD.(ver Figura N°23)

Tabla N°8 Grados de Calidad Macizo Rocoso

TERMINO	DESCRIPCIÓN	GRADO
Roca Fresca	No presenta signos visibles de meteorización en la roca, tal vez una leve decoloración en las superficies de las discontinuidades mayores.	I
Levemente Meteorizada	La decoloración indica meteorización de la roca y en las superficies de las discontinuidades. La roca en su totalidad puede estar decolorada por la meteorización y puede estar externamente algo más débil, que en su condición fresca.	II
Moderadamente Meteorizada	Menos de la mitad de la roca está descompuesta y/o desintegrada como un suelo. La roca fresca ó decolorada se puede presentar como colpas ó testigos continuos.	III
Muy Meteorizada	Más de la mitad de la roca está descompuesta y/o desintegrada como un suelo. La roca fresca ó decolorada se puede presentar como colpas ó testigos discontinuos.	IV
Completamente Meteorizada	Toda la roca está descompuesta y/o desintegrada como un suelo. La estructura original del macizo aún se mantiene en gran parte intacta.	V
Suelo Residual	Toda la roca está convertida como un suelo. La estructura del macizo y la fábrica del material están destruidas. Existe un gran cambio de volumen, si embargo el suelo no ha sido transportado significativamente.	VI



La relación entre el RQD y la calidad ingenieril del macizo rocoso fue propuesta por Deere (1968), y se muestra en la Tabla 9.

Tabla 9 *Relación entre el RQD y la calidad del macizo rocoso*

Rango de RQD	Calidad del Macizo Rocosó
< 25	Muy Mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Regular
75 - 90	Bueno
90 - 100	Muy Bueno

4.3 Perfiles de Refracción Sísmica.

Los trabajos geofísicos ejecutados por este método están orientados a determinar los espesores de los diferentes estratos del subsuelo que pueden presentarse en profundidad, midiendo la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en los diferentes horizontes.

Para su correcta interpretación, es necesario que los estratos de suelo superiores presenten velocidades de propagación de ondas inferiores a las que tengan los estratos que la subyacen. Además, es necesario que los perfiles se desarrollen según líneas de cota similar y que los estratos sean relativamente paralelos entre sí.

Los perfiles de refracción sísmica sirven para extrapolar información obtenida de sondajes y/o calicatas. Especial aplicación tienen en la prospección de túneles y definición de excavabilidad de suelos y rocas. La información que se recoja de un perfil sísmico y que se use para determinar el perfil estratigráfico, debe complementarse con lo que se obtenga de calicata o sondaje.

La explotación basada en perfiles sísmicos no es autosuficiente. Su aplicación en obras viales es muy limitada.

Capítulo IV

1. CONCEPTOS SOBRE LA RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al corte de un suelo es la tensión de corte o cizallamiento en el plano y en el momento de falla. Una primera idea, atribuyó éste fenómeno a la fricción producida entre las partículas de suelo.

La Figura N°24 presenta un bloque descansando en una superficie plana. El bloque está sujeto a una fuerza normal N , que actúa perpendicularmente a la superficie plana. Si se incrementa gradualmente la fuerza de corte F , el bloque se deslizará cuando

$$F \geq \mu * P$$

donde:

- P : Fuerza normal a la superficie de apoyo
 μ : Coeficiente de fricción
 F : Fuerza de fricción

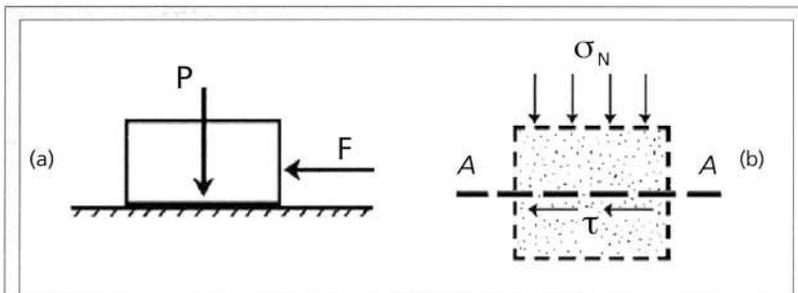


Figura N°24

Tipos de sollicitación presente en el suelo

(a) *Modelo de Fricción.*

(b) *Solicitación de corte de un suelo.*

Generalizando se tiene que, dada una masa de suelo y un plano potencial de falla AA', según Fig. 24.b, el esfuerzo de corte que puede resistir la masa de suelo por unidad de área es proporcional al valor de σ (presión normal en dicho plano).

De éste modo se obtiene que:

$$\tau = \sigma * \tan(\phi)$$

La constante de proporcionalidad $\tan\phi$ fue definida por Coulomb en términos de un ángulo al que denominó ángulo de fricción interna.

Analizando la ecuación se deduce que para $\sigma = 0 \rightarrow \tau = 0$ pero Coulomb observó que existían materiales que sin presiones normales aplicadas sobre el plano de corte presentaban una cierta resistencia al cizallamiento. Para estos suelos consideró una nueva constante que denominó cohesión (del latín "cohere": pegajoso)

$$\tau = c$$

Como en general los suelos presentan un comportamiento mixto, Coulomb determinó que la resistencia de los suelos debía expresarse como la suma de ambos comportamientos: la resistencia debida a la fricción interna y la resistencia debida a la cohesión. Así estableció lo que hoy se denomina **Ley de Coulomb**:

$$\tau = c + \sigma * \tan (\phi)$$

Aquellos suelos que no presentan cohesión o están ligados por agentes cementantes, y en los cuales la resistencia al corte está proporcionada sólo por la fricción interna del material, es decir $\tau = \sigma * \tan \phi$, se designan como "suelos puramente friccionales o no cohesivos". Con el mismo criterio, los suelos en los cuales la resistencia al corte depende sólo de la cohesión, siendo $\tau = c$, se denominan "suelos puramente cohesivos".

La cohesión a que se hace referencia corresponde diferenciarla en cohesión verdadera y cohesión aparente. La primera es la cohesión real entre partículas que se desarrolla cuando las mismas han permanecido en contacto estacionario durante un largo período de tiempo (ageing: envejecimiento).

En las arenas, ni la cohesión verdadera ni las tensiones capilares son significativas y una muestra de arena no confinada tiene una resistencia tan pequeña que generalmente no mantiene su forma bajo su propio peso. Las arenas y las gravas son consideradas suelos friccionales. En tanto las arenas se presentan como un material cohesivo en estado húmedo, ya que si bien pueden tener una cohesión verdadera de pequeña magnitud pueden desarrollarse en ellas tensiones capilares importantes que dan lugar a una cohesión aparente considerable.

Si los huecos están llenos de agua a presión μ , las tensiones totales principales constan de dos partes. La parte (μ) proveniente del agua actúa con igual intensidad en todas direcciones, se denomina presión neutra o presión intersticial del agua. Las diferencias $(\sigma_1 - \mu)$, $(\sigma_2 - \mu)$, $(\sigma_3 - \mu)$, representan un exceso sobre la presión neutra y se ejercen exclusivamente sobre el esqueleto de partículas sólidas, y por lo tanto reciben el nombre de presiones efectivas.

En base a este enunciado se estableció que en las ecuaciones de la ley de Coulomb debería sustituirse la presión normal total por la presión intergranular (denominada generalmente σ o σ'), ya que ésta última es la que gobierna el comportamiento de la resistencia al corte de los suelos. De esta manera la ecuación se transformó en:

$$\tau = c + (\sigma - \mu) * \tan \phi$$

1.1 Estado de Tensión Alrededor de un Punto.

Con los parámetros anteriores puede trazarse una recta tangente a una circunferencia para un estado de ruptura de un suelo, según se observa en la Fig. N°25, que se denomina *circulo de Mohr*. Si σ_1 y σ_3 corresponden a una situación de ruptura, uno de los puntos de la circunferencia representa una combinación de σ y τ que conducen a la falla.

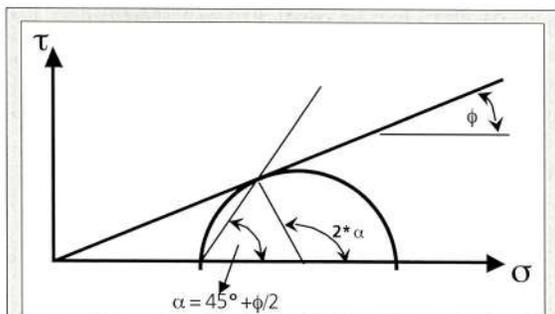


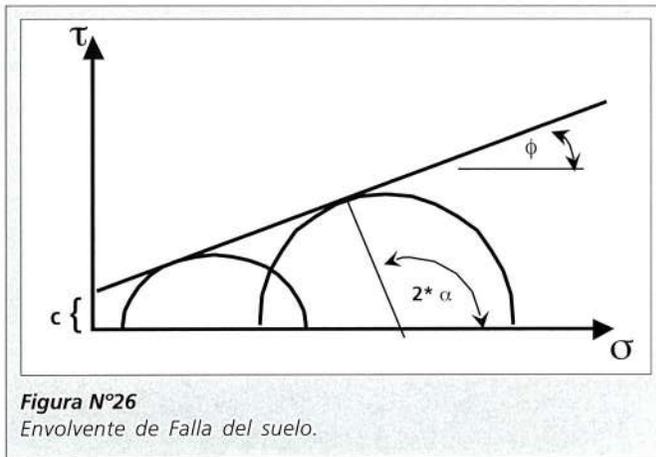
Figura N°25
Circulo de Mohr (estado de falla de un suelo).

Para esta situación con la envolvente de ruptura, con $c = 0$ según la ecuación de Coulomb $\tau = \sigma \cdot \tan \phi$, geoméricamente se obtiene que $2\alpha = 90^\circ + \phi$, con lo cual:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{1}{2} \phi$$

Es decir que el plano de ruptura forma un ángulo de $45^\circ + \frac{1}{2} \phi$ con la dirección de la tensión principal menor.

Construyendo círculos de Mohr para distintos estados de falla para diferentes niveles de σ_3 un mismo suelo, es posible trazar una línea tangente a estos círculos, esta línea se denomina envolvente de ruptura o de falla (Fig. N°26). Para los materiales en general, la envolvente de ruptura puede ser curva, y puede tener intersección c con el eje de las tensiones de corte. Si se considera recta la envolvente de falla se puede representar por $\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$.



El significado físico de la envolvente de falla puede entenderse por las siguientes consideraciones:

1. Si la circunferencia de tensiones para un determinado estado σ_1 y σ_3 queda totalmente por debajo de la envolvente, el suelo es estable para ese estado de tensiones.
2. Si el círculo de Mohr es tangente a la envolvente, se habrá alcanzado la resistencia máxima del suelo en un determinado plano a través del mismo.

2. ESFUERZO EFECTIVO EN EL SUELO

El esfuerzo efectivo se define como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión del agua que existe en los vacíos del suelo (presión de poros).

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

Donde :

σ' : esfuerzo efectivo σ : esfuerzo total μ : presión de poros

El suelo es una estructura semejante a un esqueleto de partículas sólidas en contacto, formando un sistema intersticial de vacíos. La interacción entre la estructura del suelo y el fluido de los vacíos determina el comportamiento del suelo frente a las sollicitaciones. La ecuación anterior fue establecida para suelos saturados o suelos granulares secos.

Los esfuerzos que actúan sobre la masa del suelo pueden ser del tipo normales y de corte. Los esfuerzo normal en cualquier plano es la suma de dos componentes: una debida a la carga transmitida por las partículas sólidas de la estructura del suelo, y la otra, una presión del fluido en los espacios vacíos. Por otro lado, los esfuerzos de corte sólo son resistidos por la estructura de las partículas sólidas, ya que el agua no tiene resistencia al corte estático.

Según estableció Bishop, existen dos condiciones necesarias y suficientes para que la ecuación de tensión total se cumpla rigurosamente para el cambio de volumen y la resistencia de suelos saturados o secos:

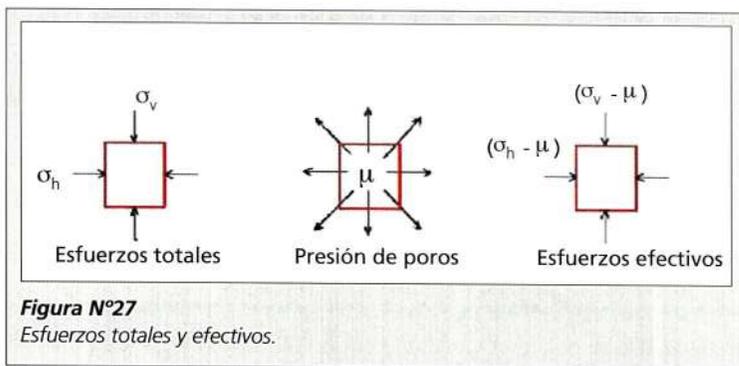
- 1) Las partículas del suelo son incompresibles.
- 2) El esfuerzo de fluencia en la partícula sólida es independiente del esfuerzo de confinamiento.

Se debe tener presente que los suelos reales no satisfacen completamente estas dos condiciones, el comportamiento mecánico de los suelos y otros materiales porosos está controlado más exactamente por un esfuerzo efectivo que es función del esfuerzo total y la presión de poros.

El esfuerzo efectivo requiere que se determinen separadamente el esfuerzo total y la presión de poros en suelos saturados. En la figura N°27 se tiene un suelo saturado. Por lo tanto, el esfuerzo vertical (σ_v) a una profundidad "D" se calcula determinando el peso total de una columna de suelo por área unitaria a la profundidad D.

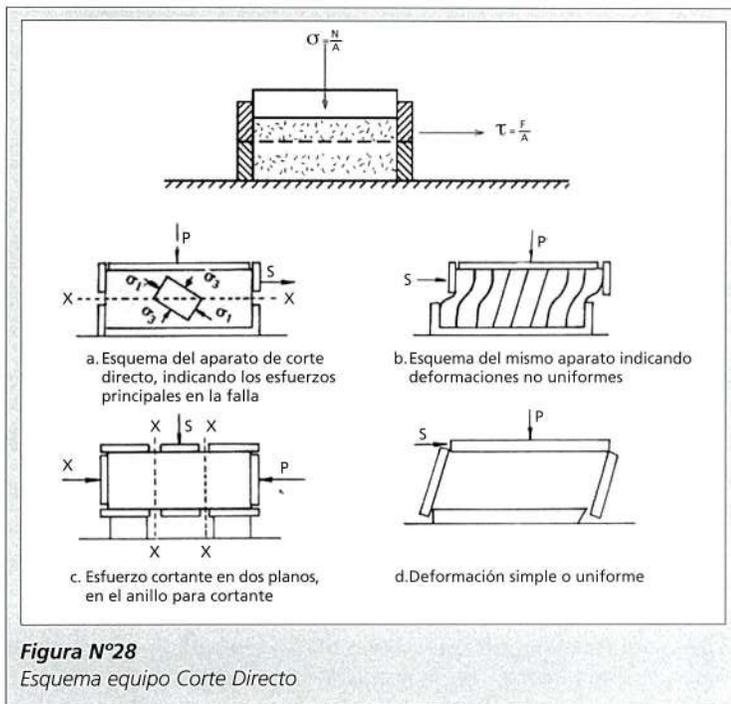
$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma * D \\ \sigma_h &= k * \sigma_v \\ \mu &= \gamma_w * D \end{aligned}$$

con γ densidad total del suelo.
 con k constante de reposo: $1 - \sin(\phi)$
 con γ_w densidad del agua (generalmente se le asigna el valor de 1)



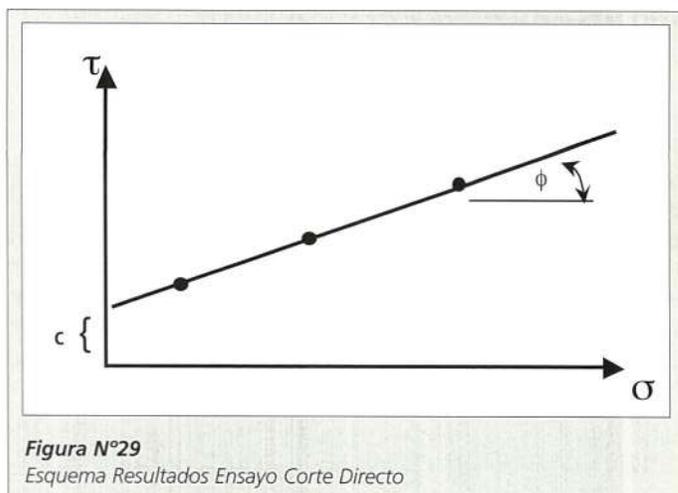
3. ENSAYO CORTE DIRECTO

Se trata de desarrollar una relación de falla por corte del suelo, cuando la falla ocurre a lo largo de un plano de corte limitado en ambos lados por el suelo. Para este propósito se considerará un aparato de corte directo como el mostrado en la Figura N°28. Este aparato se utiliza mucho para medir la resistencia al corte de suelos granulares (dicho equipo no es apropiado para ensayar suelos finos), siendo muy útil para el cálculo de la estabilidad de taludes. El equipo de corte directo consiste básicamente en una caja partida horizontalmente por la mitad. Una mitad permanece fija, mientras que la otra se puede mover horizontalmente conforme se aplica una fuerza cortante F . También puede aplicarse una fuerza normal N . En la Figura N°28, el suelo en la parte superior de la caja es análogo al bloque de la Figura N°24, el suelo en la parte inferior es equivalente a la superficie plana donde descansa el bloque.



La resistencia al esfuerzo de corte en el suelo se debe a dos componentes: la cohesión, aportada por la fracción fina del suelo y responsable a su vez del comportamiento plástico de este, y el rozamiento interno entre las partículas granulares. Hay que decir que la resistencia al esfuerzo de corte, en obras de tierras para carreteras se puede hallar de forma indirecta mediante otros ensayos como el C.B.R, o también, aunque se realiza con menos frecuencia, mediante el ensayo de rotura a compresión simple.

Si se realizan varios ensayos de corte directo en arena seca utilizando diferentes valores del esfuerzo normal, los resultados pueden graficarse en un diagrama similar al de la Figura 29. Para cada esfuerzo normal la fuerza de corte aumenta hasta alcanzar un valor máximo; este valor se denomina resistencia al corte para el valor particular de esfuerzo normal utilizado.



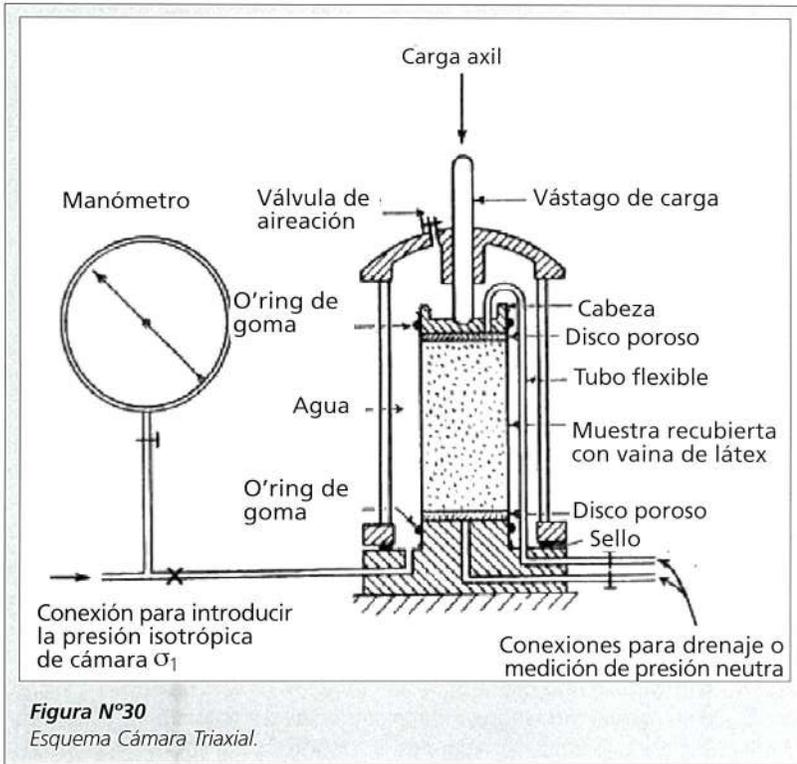
Por analogía con el bloque deslizante sobre la superficie plana, la pendiente de la línea recta se denomina $\text{tg}\phi$ y para los suelos ϕ es el ángulo de fricción interna. Para la mayoría de arenas secas, el diagrama de falla es una línea recta que pasa por el origen. De este modo, si se conoce el ángulo de fricción ϕ de una arena seca, se puede determinar su resistencia al corte a lo largo de cualquier plano con cualquier esfuerzo normal en terreno.

4. ENSAYOS TRIAXIALES

Los ensayos triaxiales son los más utilizados para la determinación de las características de tensión-deformación y la resistencia de los suelos. Son ensayos donde se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo. Una limitación de este ensayo es que, dos de las tres tensiones actuantes ($\sigma_2 = \sigma_3$) son iguales. La probeta a ensayar es cilíndrica con diámetro entre 1.3 pulg. a 4 pulg. para los especímenes más comunes. Se han utilizado especímenes con diámetros de hasta 39 pulgadas.

El dispositivo básico para la realización del ensayo triaxial es el que se muestra en la Figura N°30 y se denomina "cámara triaxial". Las muestras de suelo utilizadas son de forma cilíndrica, sus dimensiones están en función del material a analizar, y se las coloca en una cámara cilíndrica, hermética que se llena generalmente de agua. El agua permite someter a la muestra a una presión de confinamiento variable por medio de un compresor, y para proteger la muestra del líquido se la recubre con una membrana de látex delgada. La membrana está sellada a través del uso de anillos de caucho tipo "o-rings" en la parte superior e inferior (tapa superior y pedestal de base). Mediante el vástago que atraviesa la parte superior de la cámara se transmite a la muestra una carga axial.

Las conexiones en los extremos de la muestra permiten el drenaje de agua y aire desde los vacíos del suelo o la medición de la presión de poros bajo condiciones no drenadas.



La presión de celda actúa uniformemente alrededor del espécimen de suelo (esfuerzo hidrostático). De este modo, al no haber esfuerzos de corte en ellas, la superficie vertical y horizontal exterior del espécimen de suelo son superficies principales. Si se aplica un esfuerzo de compresión axial por medio del pistón de carga, el esfuerzo en planos horizontales es el esfuerzo principal máximo (σ_1) y el esfuerzo en planos verticales es el esfuerzo principal mínimo (σ_3). En este caso, el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor, es decir $\sigma_2 = \sigma_3$. El esfuerzo aplicado al espécimen de suelo por el pistón de carga es ($\sigma_1 - \sigma_3$) y se denomina esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$).

La probeta generalmente es sometida a una presión hidrostática al incrementar la presión en el fluido de la celda triaxial; sin embargo, en casos especiales también puede aplicarse un esfuerzo desviador adicional (estado anisotrópico de esfuerzo) para representar de mejor forma el estado tensional in-situ. Una vez que el estado inicial de esfuerzo se aplica, el suelo es sometido en la mayoría de los casos a una consolidación. Por último la probeta es sometida a corte, para ello se incrementa la carga axial en el pistón; en esta etapa también el espécimen puede ser o no drenado. El propósito de controlar el drenaje en el ensayo triaxial es proporcionar condiciones de ensayo que sean similares a las condiciones reales de carga o drenaje en el campo.

La falla de la muestra puede producirse de diferentes maneras durante el ensayo, tal como se observa en la Figura N°31.

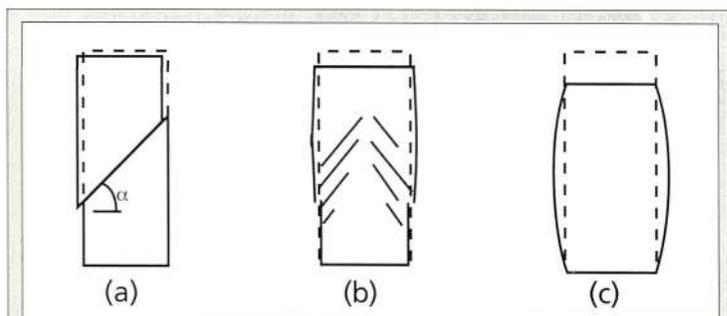


Figura N°31

Tipo de falla de la probeta de ensayo

a) Falla por corte b) Falla parcial por corte c) Falla por deformación.

La aplicación de la presión isotrópica y la tensión desviatoria constituyen dos etapas diferentes del ensayo. La posibilidad de variar las características de estas etapas y sus condiciones de drenaje permiten desarrollar distintos tipos de ensayos triaxiales, así éstos pueden dividirse según la siguiente clasificación:

- **Ensayo no consolidado no drenado:** Este ensayo se denomina también ensayo rápido (*Q*) o *UU*. No se permite en ninguna etapa el drenaje. La muestra no consolida y por lo tanto no se disipa la presión de poro durante la aplicación de la presión de cámara isotrópica (σ_3). Luego se lleva la muestra a la falla mediante la aplicación rápida de la carga axial (sin drenaje).
- **Ensayo consolidado no drenado:** En este ensayo denominado ensayo consolidado rápido (*R*) o *CU*, se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de cámara, de este modo la muestra se consolida completamente bajo dicha presión de cámara y la presión de confinamiento se transforma en efectiva σ_3 . Se impide el drenaje durante la aplicación de la tensión σ_d . Este tipo de ensayo puede representar un terraplén de tierra que se construye rápidamente sobre un suelo saturado.
- **Ensayo consolidado no drenado con medición de presión neutra:** Este ensayo denominado ensayo *CU* es similar al anterior, pero durante la etapa de aplicación de la tensión se procede a la medición de la presión neutra, pudiendo obtener de esta manera la presión efectiva en cada momento del ensayo.
- **Ensayo consolidado drenado:** Se conoce también como ensayo lento (*S*) o ensayo *CD*. El drenaje se permite en las dos etapas, de este modo se tiene una consolidación bajo la presión de cámara (transformándose la presión en efectiva σ_3 , y el exceso de presión de poro se disipa durante la aplicación lenta de la tensión σ_d). Este procedimiento de ensayo se utiliza cuando el suelo drena relativamente rápido durante la aplicación de cargas de construcción, o cuando el suelo tiene tiempo para drenar bajo la carga, como la del caso de una construcción lenta de un terraplén.

El ensayo triaxial es adecuado para realizar ensayos de resistencia corte de suelos utilizando los tres procedimientos descritos. El ensayo de corte directo es más limitado, ya que la consolidación (bajo carga normal aplicada) y el drenaje del espécimen (bajo carga de corte) no pueden ser controlados. De este modo, el aparato de corte directo generalmente se limita a ensayos bajo condiciones consolidado-drenado. Una variante japonesa de la máquina de corte directo permite simular la condición no drenada mediante la conservación de volumen de la muestra durante el ensayo.

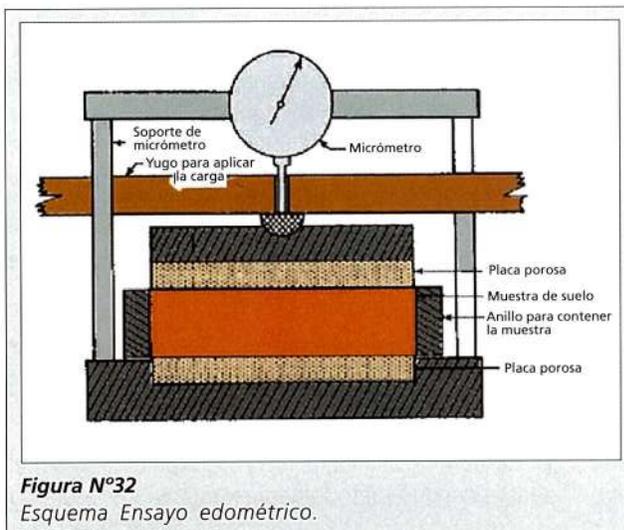
Al discutir la resistencia corte de suelos y los procedimientos de ensayo apropiados, es conveniente separar los suelos granulares de los suelos finos por dos razones. En primer lugar, y principalmente, es conveniente separar arenas de arcillas debido a que las velocidades de consolidación y drenaje son considerablemente diferentes para la mayor parte de tipos de carga. En segundo lugar, aún cuando se tengan las mismas condiciones de drenaje, las resistencias corte de arcillas y arenas pueden ser diferentes debido a las condiciones de composición mineralógica de ambos tipos de suelos.

5. ENSAYO CONSOLIDACIÓN

Las características esfuerzo-deformación de un suelo permiten estimar los asentamientos que experimentara producto de las cargas de servicio. En algunos casos, también puede servir como una indicación de las dificultades de construcción que pueden surgir durante la excavación dentro de las masas de suelo. Los asentamientos sobre arcilla pueden producirse lentamente y ser de magnitudes importantes. Debido a esto existe entre el final de la construcción y la aparición de las grietas, un tiempo en muchas ocasiones bastante importante: Usualmente de 1 a 3 meses.

Las relaciones entre la presión vertical, el asentamiento y el tiempo, se investigan en el laboratorio por medio del ensayo de consolidación, llamado también ensayo edométrico o de consolidación edométrica. Durante el ensayo, la muestra está completamente confinada por un anillo metálico (Figura N°32). La carga se aplica a las caras superior e inferior del espécimen a través de dos piedras porosas, que permiten que el agua entre o salga de la arcilla, la deformación se mide por medio de dial de deformación.

La presión se aplica por etapas. Después de cada incremento se mantiene la carga constante hasta que la deformación prácticamente cesa. Esto requiere usualmente varias horas, aún para un espécimen que tenga un espesor tan pequeño como 19 mm, porque la deformación se produce solamente con la rapidez que permite el agua al salir de la arcilla. Los resultados se presentan gráficamente con una curva que relaciona el índice de vacíos correspondiente a cada incremento de presión con el valor de dicha presión. Es conveniente dibujar la presión a una escala logarítmica. El diagrama se conoce entonces como curva e-log (p) o curva de compresibilidad (Figura N°33).



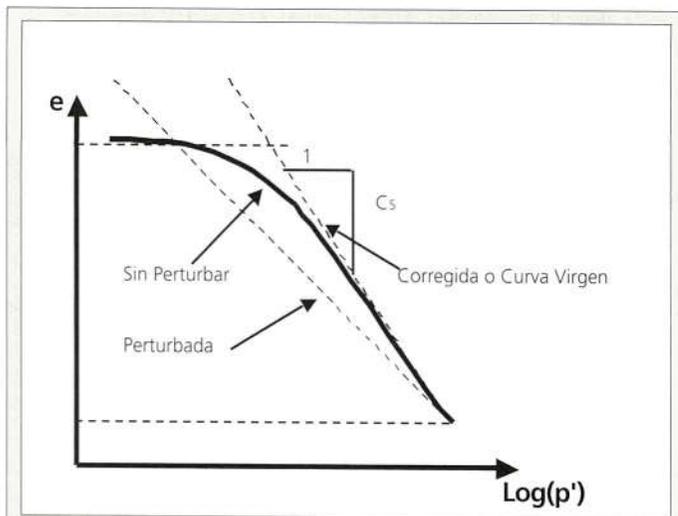


Figura N°33
Gráfico tipo del ensayo de Consolidación

Compresibilidad.

La sobre-presión en el agua intersticial provoca un gradiente de presión y movimiento de agua. El efecto que provoca de la carga se traslada al esqueleto, hay cambio de volumen y se llega a un nuevo equilibrio, lo cual se traduce en una consolidación del suelo. La consolidación se produce en un intervalo de tiempo variable:

- arenas y gravas → rápido
- arcillas → lento

En arenas y gravas los asentamientos son progresivos y finalizan al acabar de aplicar la carga, en cambio, para arcillas los asentamientos van a continuar indefinidamente después de aplicada la carga, aunque con velocidad decreciente.

En terreno la compresibilidad de una arcilla puede investigarse haciendo pruebas de consolidación en muestras extraídas de manera que su estado se altere lo menos posible. Deben reconocerse dos condiciones diferentes de importancia práctica, que son: si el estrato del que se tomó la muestra está normalmente consolidado o si está pre-consolidado. Se dice que un estrato está normalmente consolidado, si nunca han actuado en él presiones verticales mayores que las existentes en la actualidad. Por otra parte, un estrato pre o sobre-consolidado, en alguna época de su historia estuvo sujeto a presiones verticales mayores que las que ahora están en actividad (esto se puede interpretar como que el suelo tiene memoria de las cargas que ha soportado).

Si se sabe que un depósito de arcilla está normalmente consolidado, el valor de p_0 (presión actual) puede calcularse conociendo la humedad, el peso volumétrico del suelo. La relación de vacíos inicial de la arcilla también podría calcularse fácilmente.

Lo que importa al especialista es la curva $e-\log(p)$ de la arcilla en terreno, y no la de laboratorio. Por tal razón, debe disponer de algún método para extrapolar los resultados de las pruebas

de laboratorio a las condiciones representativas del terreno. La expresión para determinar el grado de pre-consolidación esta dada por:

$$\text{presión de sobre-consolidación} = \frac{\text{Presión máxima}}{\text{Presión efectiva actual}}$$

El estudio de la compresión unidimensional de los suelos se suele hacer con el edómetro. El edómetro consiste en un anillo cortador, en el cual se encuentra confinado el suelo entre dos placas porosas cuyo desplazamiento relativo puede medirse con gran exactitud. Se mide el desplazamiento vertical (no existe desplazamiento horizontal).

Al aplicar una carga al edómetro, la compresión origina una deformación lenta, solo cuando el dial deja de moverse se considera que el suelo está perfectamente consolidado. En una arena, como en una arcilla la disminución del volumen, se debe en su práctica totalidad a la disminución del volumen de poros, siendo el ΔV en los granos de suelo, muy pequeño. Si los poros están ocupados con agua, para que se produzca la variación de volumen es necesaria la expulsión de agua a una velocidad que vendrá marcada por la ley de Darcy. Como la permeabilidad en la arcilla tiene un valor muy pequeño, el tiempo que tarda en consolidarse el suelo suele ser muy grande.

Las principales diferencias que se obtienen al efectuar el ensaye entre muestras inalteras y remoldeadas son:

- Menor índice de poros a presión dada para la muestra remoldeada.
- El remoldeo elimina la preconsolidación, siendo en algunos casos un factor muy importante para el diseño.

Si la relación de vacíos disminuye una cantidad Δe debido a la consolidación, la deformación unitaria del elemento es $\Delta e / (1 + e_0)$. Suponiendo que esta deformación unitaria es constante en todo el espesor del estrato de arcilla, la disminución de espesor del manto, o el asentamiento S arriba del punto A, lo da la ecuación:

$$S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

a) Retracción

La retracción que se produce cuando un suelo saturado se seca es causada por la tensión capilar. Al secarse el suelo se forma un menisco en cada poro de la superficie del suelo, que produce una atracción debido al agua equivalente a un confinamiento en la estructura del suelo. Este esfuerzo puede equivaler a efectos de cargas que producen presiones de hasta 2 Kgf/cm². Durante la retracción, los poros se van reduciendo y, por consiguiente, la tensión capilar aumenta, lo que implica también un aumento en la resistencia a la compresión.

La pérdida de agua produce una reducción igual en la relación de vacío permaneciendo el suelo saturado; cuando la resistencia a la compresión es igual a la tensión capilar, la relación de vacío no sigue reduciéndose y a este punto se le denomina límite de retracción y se aprecia visualmente al perder el suelo su aspecto húmedo, al retraerse los meniscos de la superficie del suelo.

La retracción produce asentamiento en los suelos compresibles y le da una macrotextura de bloques.

b) Entumecimiento

Cuando el volumen de los suelos aumenta con la humedad, se llama el entumecimiento o expansión, y les ocurre a las arenas y, en un modo muy especial, a las arcillas.

La retracción o entumecimiento dependen de la humedad inicial y se pueden determinar mediante ensayos especiales; pero según Holtz y Gibbs, se puede estimar los cambios de volumen mediante el límite de retracción e índice de plasticidad (Tabla 10).

Tabla 10: CAMBIO POTENCIAL DE VOLUMEN Según Holtz y Gibbs

Cambio de volumen	Límite de retracción	Índice de plasticidad
Probablemente bajo	12 o mayor	0 – 15
Probablemente moderado	10 – 12	15 – 30
Probablemente alto	0 – 10	30 o mayor

6. PLACA DE CARGA

En este ensayo el suelo se somete, de acuerdo con un procedimiento predeterminado, a diversos estados de carga aplicados a través de placas rígidas, registrándose la deflexión producida en ellos.

El equipo esencial para su ejecución incluye:

- Sistema de carga con su respectiva reacción
- Conjuntos de placas metálicas
- Sistema de medición de deflexión

Como carga de reacción puede utilizarse equipo móvil pesado. Para evaluar el poder soportante de las subrasantes, bases o pavimentos completos se emplean placas circulares de diferentes tamaños, dispuestas sobre la superficie que se deberá ensayar, de mayor a menor, concéntricas con el fin de reducir la flexión de la placa base. La carga se aplica por medio de un gato hidráulico y la deflexión producida se mide con diales micrométricos colocados cerca del borde de la placa inferior y destruidos regularmente en su perímetro. Es esencial que el elemento de soporte de los diales esté apoyado lejos, tanto del área cargada como de los apoyos del sistema de reacción para evitar su influencia.

El ensayo puede desarrollarse con diversos procedimientos. En todos los casos, al aplicarse una carga sobre el suelo a través de una placa, ésta se asentará y la variación de la deflexión en función del tiempo, la deflexión para cada estado de carga se alcanzará cuando no se aprecie un mayor incremento de la deflexión con la carga aplicada. Generalmente se considera lograda la estabilización cuando la razón de deformación no sea mayor a 0,025 mm por minuto. Luego se procede a aplicar un incremento adicional en la carga.

Originalmente estos ensayos se ejecutaron con procedimientos diferentes, dependiendo de la información deseada por cada institución. Como los resultados de estas determinaciones constituyen parámetros para diseño y evaluación de pavimentos, estos procedimientos de ensayo han sido normalizados para obtener resultados comparables.

Los procedimientos empleados por el Laboratorio Nacional de Vialidad, son los establecidos en el Manual de Carretera Volumen 8, adaptación de las AASHTO T – 221 y T – 222.

Los ensayos de placa se realiza esencialmente para determinar un parámetro que caracterice la deformabilidad del suelo. Estos pueden ser:

- Módulo de Deformación Elástica, E.
- Módulo de Compresibilidad
- Módulo de Reacción
- Valor de Soporte

7. MÓDULOS DE ELASTICIDAD

7.1 Introducción y Definiciones.

Una tensión o esfuerzo se entenderá como el resultado de la aplicación de una fuerza sobre un cuerpo, que puede ser puntual o distribuida sobre un área, pero su propagación dentro del cuerpo produce un efecto repartidor. Por lo tanto tiene unidades de Fuerza/Área. Si el esfuerzo es perpendicular a la superficie del material se le denomina esfuerzo normal, y se simboliza por la letra griega σ . Si este esfuerzo es rasante o paralelo a la superficie del cuerpo se lo denomina esfuerzo de corte, y se denota por la letra τ .

$$\sigma = \frac{\text{Fuerza} \text{ _ Normal}}{\text{Área} \text{ _ contacto}}$$

$$\tau = \frac{\text{Fuerza} \text{ _ Rasante}}{\text{Área} \text{ _ contacto}}$$

La deformación es el cambio en la geometría como resultado de los esfuerzos. La deformación unitaria convencionalmente se expresa como el cociente entre la deformación real, y la dimensión inicial en reposo (ambas en las mismas unidades). Se expresa con la letra griega ϵ .

$$\epsilon = \frac{\text{Deformación}}{\text{Dimensión} \text{ _ inicial}}$$

Los esfuerzos pueden aplicarse en forma estática, o dinámica. Dentro de las sollicitaciones estáticas de suele incluir las cargas que varían lentamente en el tiempo, por lo que muchos ensayos de laboratorio se denominan como estáticos sin serlos estrictamente. Dentro de las sollicitaciones dinámicas existen las cargas: cíclicas que son pulsos de carga que se repiten en el tiempo, y no cíclicas que son pulsos de carga de forma variable. Se denomina transiente a la etapa de inicio de la aplicación de pulsos cíclicos, o a la aplicación de uno o algunos pocos pulsos que no alcanzan a extraer un comportamiento estable o de régimen permanente del material.

Cuando se aplican esfuerzos estáticos o dinámicos a un material sólido cualquiera se está también aplicando una energía externa que, dependiendo de la naturaleza del material y el rango en que se muevan estos esfuerzos, tiene la posibilidad de ser almacenada en parte en forma de energía potencial. El resto de la energía que no se almacene se disipará en forma de calor u otras formas de energía irre recuperable. El mecanismo de almacenamiento interno es siempre de naturaleza eléctrica: las moléculas de los cuerpos deformados tienden a desplazarse de sus posiciones de equilibrio, y este desplazamiento es resistido por la atracción electrostática de los enlaces intermoleculares. La atracción magnética también puede ser interpretada como un fenómeno eléctrico.

A nivel macroscópico la elasticidad de los materiales es la propiedad que les permite almacenar y devolver la energía mecánica a lo largo de sucesivos ciclos de carga y descarga. Un material es más elástico en la medida que sea capaz de conservar un mayor porcentaje de esta energía entregada por ciclo. La forma más clara de analizar el comportamiento de un material es considerar su comportamiento en el plano o dominio de las tensiones y las deformaciones unitarias, o sus equivalentes σ y ϵ , como el que se muestra en la Figura N°34.

La capacidad de los materiales de recuperarse luego de eventos de sollicitación se denomina Resiliencia. Los materiales elásticos como los de las curvas A y C se caracterizan por tener un alto grado de resiliencia, mientras que los no elásticos tienen una capacidad limitada y muchas veces variable. El término resiliencia también se aplica en Psicología por analogía con el comportamiento humano sobre la capacidad de sobreponerse y recuperarse frente a eventos traumáticos o stress, palabra del inglés que significa tensión o esfuerzo.

Las curvas A y C de la Figura N°34 corresponden a comportamientos elásticos puesto que son capaces de "recordar" durante la descarga el nivel de deformación que tenían para cada valor de la tensión en la trayectoria de carga. La curva B, en cambio, no tiene esta capacidad. La curva A corresponde a un tipo especial de material elástico denominado Hookeano o lineal elástico, donde las tensiones son proporcionales a las deformaciones. La curva C corresponde a un material elástico no lineal. La curva B no es elástica ni lineal, aunque se observe cierta capacidad de recuperación o autorestauración. Otra cualidad geométrica que se observa en las curvas de la Figura N°34 es que las curvas elásticas suben y bajan por la misma línea, mientras que la no elástica no tiene esta capacidad. Este es un hecho con significado físico, puesto que el área bajo la curva en la trayectoria o rama de carga representa la energía entregada al material, mientras que el área bajo la rama de descarga representa la energía devuelta por el material. La diferencia entre ambas áreas es la pérdida o disipación del proceso.

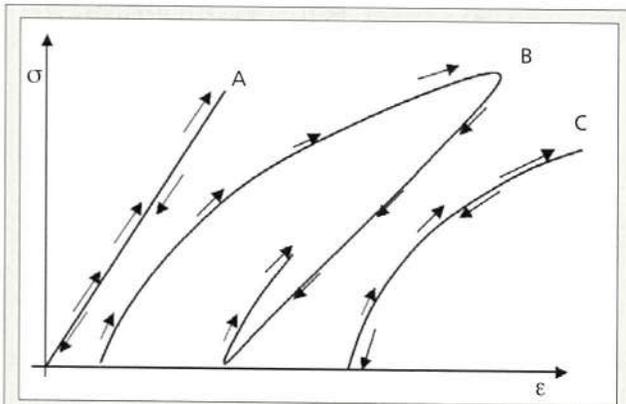


Figura N°34
Distintos comportamientos con respecto a la elasticidad. Las flechas indican los sentidos de circulación de las curvas.

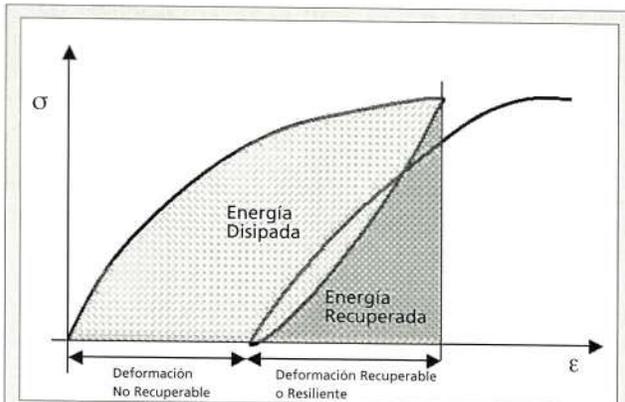


Figura N°35
Energías y Deformaciones en un material con resiliencia parcial en el primer ciclo de carga.

La Figura N°35 ilustra este punto, y corresponde a uno de los primeros ciclos de carga sobre un material parcialmente resiliente, como es el caso de la totalidad de los materiales viales y de los suelos en particular. En ella se muestra además las partes recuperables y las no recuperables en un ciclo de carga-descarga. La suma de ambas áreas o energías es la energía total desarrollada por la fuente o agente externo. Por efecto de las definiciones de σ y ϵ , las áreas que representan energías en los gráficos son en realidad densidades de energía, con unidades de Energía/volumen.

7.2 Módulo de Elasticidad.

La rigidez o módulo de deformación de un cuerpo sólido es una medida de su resistencia a ser deformado por acción de fuerzas solicitantes, esta medida de la dificultad para causar la deformación. Como la rigidez es variable en la mayoría de los materiales de uso vial, se plantea una dificultad en el momento de usar cualquier modelación física. De hecho el único caso en que la rigidez es constante es en el caso lineal, y los únicos materiales que tienen este comportamiento en vialidad son el acero y el hormigón. De un modo universal, cualquiera sea el módulo se expresará como un cociente entre el incremento de tensión y el incremento de deformación unitaria.

$$E = \frac{\text{incremento_tensión}}{\text{incremento_deformación_unitaria}}$$

La ecuación expresa simbólicamente que los módulos corresponden en general a pendientes de rectas tendidas sobre la curva $\sigma - \epsilon$ de un material.

Para resolver la dificultad de la inconstancia del módulo se ha definido un conjunto de módulos adecuados a cada problema específico. Algunas de estas definiciones se visualizan en la figura N°36

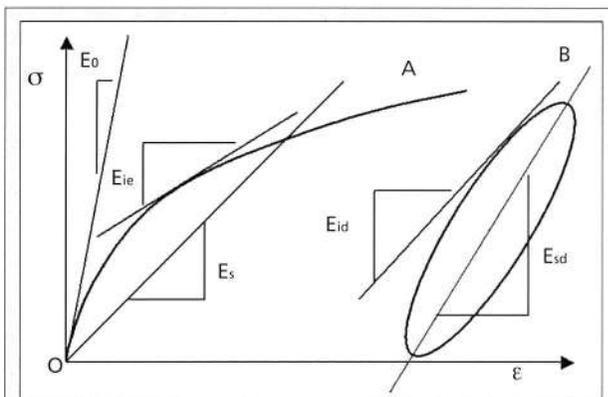


Figura N°36

Módulos de deformación usuales en casos A estático y B dinámico (en régimen permanente después de un gran número de ciclos)

El la Figura N°36 se muestra dos casos de sollicitación estática y dinámica respectivamente.

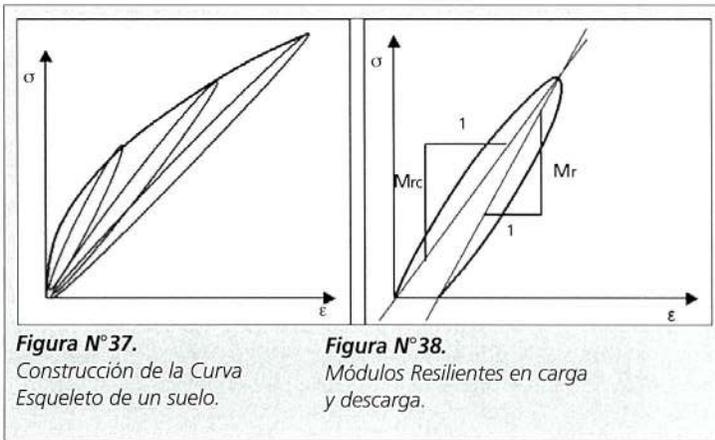
Donde:

- i) E_0 = Módulo tangente o elástico inicial. Se mide a niveles de deformación muy bajos ($< 10^{-4}\%$), donde las deformaciones son en gran parte recuperables. Su uso se restringe a casos de esfuerzos pequeños. La propagación de ondas sonoras se maneja en este rango.
- ii) E_{ie} = Módulo instantáneo estático. Varía punto a punto y es la rigidez instantánea que percibe la fuerza solicitante. Se usa en modelaciones estáticas mas complejas, como el cálculo de asentamientos de presas de tierra.
- iii) E_s = Módulo secante estático. Siempre va asociado a algún nivel de tensión o deformación específico. Tiene la propiedad de ser el valor medio de los E_{ie} entre el origen O y el punto considerado de la curva. Es una simplificación del fenómeno real y se usa para soluciones prácticas donde es conocido el punto de trabajo del material. Es de uso muy extendido en el cálculo de hormigón armado, y en el diseño de pavimentos de hormigón. La constante de balasto (una forma particular de expresar la rigidez de un suelo tomada de la tradición ferroviaria) está basada en módulos calculados de esta manera.
- iv) E_{id} = Módulo instantáneo dinámico. También variable a lo largo de la trayectoria de carga. Corresponde a la realidad sin simplificaciones. Dada su alta complejidad aún no tiene una aplicación práctica.
- v) E_{sd} = Módulo secante dinámico. Corresponde al valor medio del módulo E_{id} en un ciclo de carga. Es el de uso más extendido por su versatilidad. Es el Módulo Resiliente de Laboratorio clásico. Presenta una notable analogía con el caso eléctrico, por lo que se lo conoce también como impedancia del material, incluso se puede descomponer en partes reales e imaginarias, por lo que también se le llama módulo complejo. Tiene diversos usos en análisis sísmico de suelos y estructuras, diseño de pavimentos, una amplia variedad de modelos reológicos (asfaltos y bitúmenes), etc.

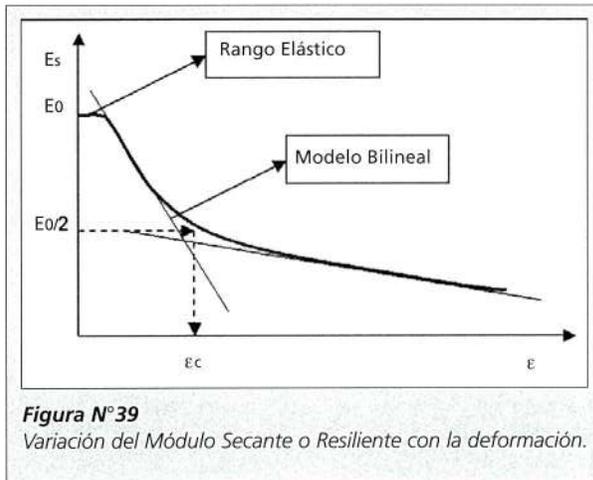
Los métodos de diseño de pavimentos que utilizan modelos mecanicistas han adoptado universalmente el E_{sd} como parámetro principal del diseño. Una ventaja fundamental es que usa un valor promedio del ciclo de carga-descarga como representante de la rigidez del material. Además tiene la propiedad de ser el módulo resiliente al calcularse en la rama de descarga, con deformaciones recuperables.

Existen dos casos particulares de sollicitación que son interesantes para la mecánica de suelos, y para la vialidad en particular. En la Figura N°37 se muestra la construcción de la curva esqueleto de un suelo. Se trata de la curva envolvente superior de los ciclos de carga-descarga (loops) trasladados al origen de coordenadas. Tiene el mismo aspecto de una curva de carga estática, pero formada con elementos dinámicos. Esto hace que no coincida con la curva estática, pero tiene algunos usos prácticos para la Dinámica de Suelos tales como: los módulos secantes tendidos desde el origen coinciden con los módulos resilientes del material, además existen reglas gráficas que permiten estimar la capacidad de disipación de energía.

En la Figura N°38 se ilustra la diferencia que puede producirse al calcular el Módulo Resiliente en la rama de carga (M_{rc}) con respecto al verdadero (M_r) de la rama de descarga. Esto puede ocurrir cuando no hay un buen cierre del ciclo carga-descarga. Este efecto influyó en los deflectómetros de impacto, y subraya la importancia de las cargas de asentamiento en suelos blandos.



Observando las formas de las Figuras N°36 y N°37 se puede bosquejarse la forma que tendría el módulo secante en función de la deformación:



La Figura N°39 muestra el deterioro de los módulos estáticos o dinámicos a medida que aumenta el nivel de deformación o tensión aplicada a un suelo de cualquier tipo. A niveles bajos de carga el módulo tiene un valor máximo casi constante. En este rango las deformaciones son muy pequeñas y recuperables, el suelo se comporta como un material elástico. Este es el caso donde se produce la propagación de ondas mecánicas de baja amplitud, de las del tipo que son utilizadas en la prospección sísmica. Pasado cierto nivel, comienza una disminución sostenida de la rigidez hasta que se produce la falla del suelo. Al nivel de deformación en que el módulo disminuye a la mitad se lo llama deformación característica (ϵ_c).

En algunas modelaciones, el método mecanicista AASHTO por ejemplo, se simplifica la forma real aproximándola por un par de rectas. Esta es la base de los modelos bilineales utilizados por algunos programas de análisis de pavimentos multicapas. Otras modelaciones utilizan formas exponenciales, hiperbólicas u otras que intentan maximizar el ajuste a los datos experimentales que generan la curva.

7.3 Medición del Mr.

El módulo dinámico o resiliente de las capas de suelo que componen un pavimento puede medirse en laboratorio o terreno. Dada la imposibilidad de reproducir exactamente en laboratorio las exactas condiciones del terreno, a menudo no hay un buen calce entre ambos resultados. Algunos métodos de diseño están calibrados con valores de laboratorio exclusivamente, y otros con valores mixtos de laboratorio y terreno. En el caso particular del asfalto la tendencia actual es al uso de valores de laboratorio modificados por las condiciones de terreno.

Para medir el Mr en laboratorio se utiliza el ensayo triaxial dinámico, en la que se aplica carga cíclica a un cilindro de material inalterado o recompactado. La sollicitación se hace a distintos grados de confinamiento para simular las condiciones de terreno. Durante el ensayo se registra las ondas de carga cíclica, las deformaciones resultantes, los ciclos aplicados, y el nivel de confinamiento.

En terreno el Mr puede medirse con una variedad de sistemas mecánicos. Algunos simulan el paso de una carga móvil mediante un pulso de carga, si la carga se aplica con un eje real el sistema utilizado es un deflectómetro transitivo. Si el pulso se obtiene por percusión, el deflectómetro es del tipo impacto (falling weight). Otros aplican ondas mecánicas continuas que generan respuestas que dependen de la impedancia de las capas de suelo. Todos estos mecanismos miden las cargas aplicadas y las deformaciones o deflexiones de la superficie. Como lo que se mide en superficie depende de la geometría de las capas, es necesario interpretar las mediciones mediante un programa que permite asemejar el caso real a uno teórico equivalente a través de un proceso llamado retrocálculo.

Como el costo y disponibilidad de estos equipos restringe su uso, existen numerosas correlaciones con ensayos más universales, como las correlaciones con CBR o penetrometría.

7.4 Factores que afectan el Mr.

El Mr de los suelos depende de una serie de factores que a veces dificultan la representatividad de un conjunto de resultados para efectos del diseño. Una enumeración en orden decreciente de incidencia es la siguiente:

- i) Humedad
- ii) Densidad
- iii) Confinamiento, representado por la profundidad
- iv) Temperatura (sólo en el caso del asfalto)
- v) Nivel de carga

El efecto de la humedad es particularmente importante en suelos finos, o granulares con finos plásticos. En mediciones se han detectado disminuciones de 90% al aumentar el grado de humedad. Este factor por sí solo es suficiente para provocar la falla de un proyecto. Esto pone acento en la importancia del saneamiento.

La densidad es un factor fácil de controlar, por lo que es manejable con gran seguridad. Las diferencias detectadas llegan hasta un 50% del valor denso cuando el suelo tiene una compactación deficiente.

El resto de los factores son poco controlables, y representan las condiciones a las que funcionará el material en terreno.

8. ESTABILIDAD DE TALUDES

8.1 Introducción.

La palabra talud significa superficie inclinada. También se utiliza para referirse a la inclinación, o ángulo con respecto a la horizontal, de esta superficie perteneciente a un muro o terreno. Proviene del francés talus, que también se refiere a una estructura de defensa que se usaba en los muros de los castillos medievales consistente en un refuerzo a lo largo de la base del muro, muy inclinado, y a veces con puntas, para evitar su destrucción, escalamiento, y mantener alejadas las máquinas de guerra. La misma palabra se utiliza para nombrar el hueso del pié que conecta con los de la pierna, que quedaría expuesto si se corta a la altura del empeine. Por lo que por semejanza de perfiles, talud puede provenir de una asociación con un pié cortado a hacha.

En vialidad, los taludes se generan por la necesidad de acomodar el trazado geométrico del camino al relieve del terreno. Este trazado se diseña en base a segmentos rectos, y curvas horizontales y verticales (curvas y pendientes respectivamente), que dependen de la disponibilidad de terrenos y la velocidad de viaje de acuerdo a un conjunto de criterios de confort y seguridad. Para esto es necesario modificar el terreno mediante cortes de cerros, rellenos de quebradas, terraplenes de acceso a puentes o de mejoramiento en caso de subrasante inadecuada, dando origen cada uno a taludes cuya estabilidad se analizará en este capítulo.

Los taludes se pueden construir por corte de estructuras naturales como los cerros, o por relleno artificial. En ambos casos se producen impactos de diversos tipos al medio ambiente.

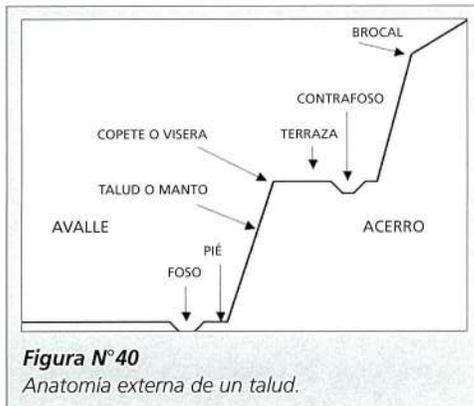
Uno de estos impactos es la estabilidad mecánica del sector: en ambos casos la estabilidad inicial es siempre superior a la final. El objetivo es entonces entender los mecanismos de qué depende la estabilidad para obtener un servicio de la estructura con seguridad y costo razonables.

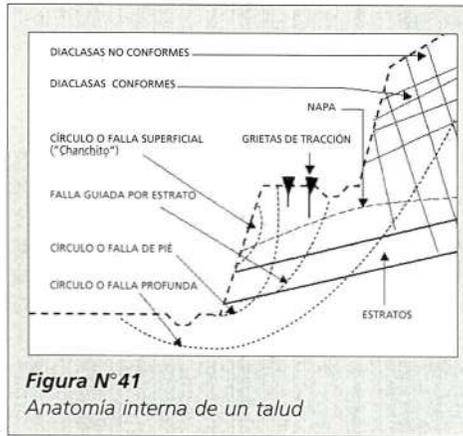
8.2 Nomenclatura Básica.

Para una descripción ordenada de las estructuras presentes en un talud, se hace una separación entre los detalles externos e internos en las Figuras N°40 y N°41 respectivamente.

En la Fig. N°40 se representa el perfil típico de corte de cerro, en que AVALLE indica el lado del valle, y ACERRO el lado del macizo. Las terrazas pueden estar ausentes en los casos de talud único. Pueden cumplir una o varias funciones: alivianar el corte, contener pequeños derrumbes, saneamiento, o facilitar el mantenimiento.

Los fosos y contrafosos, revestidos o no, tiene la función de conducir el agua lluvia colectada hacia una descarga controlada.





En la Figura N°41 las diaclasas conformes son aquellas que tienen una orientación favorable al resbalamiento de bloques. En rocas y suelos los materiales componentes pueden ser no homogéneos, y presentarse en forma de estratos de distintas propiedades. También puede darse el caso que existan napas freáticas que fluyen a través de los poros y grietas del material.

En el caso de los suelos, puede darse también el caso de fallas guiadas por el contacto con estratos más duros con inclinación conforme a la falla.

8.3 Materiales.

En la gran mayoría de los casos, los materiales de que está compuesto un talud son suelos, rocas o una combinación de ambos. En muchas obras viales se procura utilizar los materiales salientes del corte en los rellenos, generándose economías y menor contaminación. Hay algunos casos particulares de rellenos artificiales como son los pedraplenes y los enrocados de protección (rip-rap), estos últimos muy utilizados como protección de riveras y costas.

La calidad requerida para los rellenos artificiales por lo general no resulta difícil de cumplir en nuestro país. En algunos países no hay disponibilidad de materiales adecuados y resulta obligado el uso de estos materiales marginales, por lo que hay que recurrir a técnicas de mejoramiento con aglomerantes, mezclas, refuerzo mecánico, o incluso como material de núcleo confinado por materiales de mejor calidad. Hay algunos casos particulares que merecen una mención especial, como son: pedraplenes, rellenos livianos, pomacita, y maicillo.

Los pedraplenes, aunque sean materiales de buena calidad, deben cumplir con el requisito de buena graduación macrogranulométrica para ser estables. Esta es la razón del porqué algunos terraplenes construidos con excedentes de cortes en roca (marina), o rellenos de origen fluvial comienzan a sufrir deformaciones importantes por reacondicionamiento, sin ser fallas propiamente tales, a partir algunos meses después de terminada la construcción, cuando disminuye el grado de humedad.

Los rellenos livianos son utilizados en casos en que el suelo de fundación ha demostrado ser extremadamente malo, y consisten en rellenos ahuecados con tubos flexibles, núcleos de aserrín o virutas de madera, pomacita, o materiales sintéticos como la espuma de poliestireno, todos confinados con suelo. La pomacita es un tipo de vidrio volcánico, lava atomizada en forma de spray y solidificada rápidamente, compuesto de sílice de alta pureza, con una microestructura muy porosa, de peso específico bajo con respecto al de otros minerales, y granulometrías que van de arena fina a limo. Es un material característico del volcanismo sudamericano y de otras regiones con lava de baja viscosidad. Se arroja a la atmósfera en

forma de ceniza que tiene la posibilidad de ser transportada por el viento, formando depósitos homogéneos. Es la responsable de los paisajes típicos del desierto de Atacama y la pampa Argentina. En Chile se la conoce con distintos nombres regionales: chuca o chuzca en el norte, pomacita o pumacita en el centro, y trumao en el sur, los que por condiciones topográficas y climáticas tienen un comportamiento muy diferente. En corte, la pomacita tiene un buen comportamiento gracias a un grado de cementación natural, pero como relleno debe confinarse, debido a que su estructura microporosa hace que tenga un comportamiento muy sensible a la humedad y viento.

El maicillo proviene de la descomposición in situ del granito, consiste en una mezcla de cristales de cuarzo, micas, y otros minerales. De colores blanco a amarillo dependiendo del tipo de mineral aglomerante, que al descomponerse químicamente le sobreviven los cristales de cuarzo más estables que le dan el aspecto de granos de maíz. Está presente en todo el mundo, y es uno de los problemas no bien resueltos de la Mecánica de Suelos. Debido a su origen y estructura, tiene la capacidad triple de fallar a veces como roca, a veces como suelo granular, y otras como suelo fino.

8.4 Estabilidad.

La estabilidad de taludes tiene dos requisitos que se deben satisfacer simultáneamente para tener una estructura segura para el usuario de la vía, y a la vez económica de mantener. El primero es la estabilidad externa, que se refiere a la estabilidad de la superficie expuesta, y el segundo la estabilidad interna, relacionada con la seguridad estática y dinámica de la estructura.

8.4.1 Estabilidad Externa

La estabilidad externa tiene que ver básicamente con la resistencia a la erosión por agua (lluvia o napa), nieve, hielo, viento, gravedad, y aceleraciones sísmicas. La erodabilidad es perjudicial a través de varios mecanismos indirectos: obstruye fosos, contrafosos, y alcantarillas, haciendo que el embalse y rebalse de agua provoque fallas de mayor magnitud. La pérdida de material de la superficie facilita también el rodado y caída de bloques o trozos de gran tamaño, en particular si la zona erosionada es la zona baja del talud.

Esta cualidad depende del tipo de material y de la existencia de algún tipo de protección del talud. Los materiales más fácilmente erosionables son los granulares del tipo arenas con escasa o nula cohesión, mientras que los más estables son los suelos finos. Los taludes de roca suelen ser muy estables, pero pueden darse casos de estratos o filones blandos de material erosionable incluidos en el macizo rocoso, o casos en que la roca está muy fragmentada. Entre las medidas de protección están: la vegetación, escarpe, recubrimiento con geotextiles, mantas biodegradables, geonets, adocretos, enrocados, gaviones, mallas, shotcrete, sellos químicos, elastoméricos, etc.

El caso de la vegetación, por ser un método ecológico, muy efectivo, y relativamente económico, debe analizarse en forma especial. Existe un problema con la naturaleza del material de los cortes: es intrínsecamente estéril, no tiene los minerales básicos (N, P, K, y oligoelementos) en las concentraciones y proporciones requeridas por las plantas. Además, en el caso de los cortes, la porosidad es tan baja que dificulta el desarrollo de las raíces. Si se observa con atención, se verá que la capa vegetal apta es en la gran mayoría de los casos de apenas unos pocos decímetros de espesor. Es por esto que el poblamiento vegetal natural de los cortes se inicia siempre con las plantas más resistentes y mejor adaptadas (malezas), y luego de algunas temporadas, con la superficie preparada, les siguen otros tipos de plantas. Debido a esto, las protecciones de taludes en base a vegetación incorporan semillas y nutrientes juntos, como en el caso las mantas biodegradables, los bolsillos de geotextil con suelo vegetal, y la hidrosiembra. En este último caso los nutrientes se incorporan en un riego con un preparado

o mulch, en el que se utiliza celulosa para adherirse al talud. Algunas soluciones novedosas en este campo son: el uso de especies exóticas, como el *vetiver* que un tipo de pasto de la India, muy aromático, con raíces largas y fuertes. Y otra es el uso de *micorhizas*, un tipo de hongo que hace simbiosis con la planta induciéndole un gran desarrollo radicular, la mayor superficie de raíces le facilita la supervivencia es sustratos pobres y escasos de agua. Este tipo de protección tiene dos grandes desventajas: por un lado necesita agua por un período mínimo de un año para asegurar el desarrollo de un número suficiente de plantas, lo que automáticamente lo hace más recomendable para la zona sur de Chile, y por otra parte esta solución es sensible a sequías e incendios. No son raros los casos en que se producen fallas durante el invierno en taludes que han sido estables por décadas, luego de una quema durante el verano.

La vegetación cumple una función de protección en el manto del talud, pero es muy destructiva si ésta crece obstruyendo el cauce del contrafosó. Es un detalle muy importante de resolver en el mantenimiento.

8.4.2 Estabilidad Interna

Las fuerzas internas que se movilizan para resistir la falla son de dos tipos: el roce y la cohesión.

El roce es un tipo de fuerza que se opone al deslizamiento relativo entre dos superficies que se encuentran en contacto con una presión de compresión entre ellas; si no existe esta fuerza de compresión, el roce es cero. Puede ser de dos clases: roce estático o dinámico. Para el caso de estabilidad de taludes importa el caso estático, antes que se produzca la falla. Este ángulo es característico de cada par de materiales, en particular si son iguales. Por esta razón a ϕ se le llama ángulo de roce interno del material, y se expresa por lo general en grados sexagesimales.

Si existe agua en la zona de contacto se produce una disminución del ángulo de roce debido a un efecto lubricante del líquido. Existen minerales, como las micas y otros observables en maicillos y esquistos muy meteorizados (bituminosos al tacto), que también tienen el efecto de un lubricante seco. En el caso de suelos saturados el roce también disminuye por alivianamiento o boyancia del material sumergido que aminora las fuerzas de compresión entre partículas. Si además ocurre un sismo durante la saturación, pueden producirse aumento de presión de poros que también disminuye las presiones de contacto, incluso anularla, fenómeno que se conoce como licuefacción. La licuefacción puede ocurrir en suelos granulares saturados de baja densidad y bajo confinamiento (menos de 10m de profundidad), y con sismos de gran intensidad y duración.

La otra fuerza interna que puede estar presente es la cohesión. La cohesión es la fuerza que mantiene pegadas las partículas mediante algún mecanismo o agente adhesivo. A diferencia del roce, este tipo de fuerza no necesita de una presión de contacto para actuar, y aunque esté presente tiene poca o ninguna influencia en su comportamiento.

La cohesión y el roce son las fuerzas internas resistentes de las que depende la seguridad del talud. Y los parámetros c y ϕ que las representan respectivamente reciben el nombre de parámetros de resistencia al corte. Y son los que utilizó Coulomb para definir el modelo de falla que lleva su nombre:

$$\tau = Ntg(\phi) + c$$

Estos parámetros pueden medirse en laboratorio mediante ensayos triaxiales, o corte directo, a partir de probetas de material tomadas del terreno. También es posible en algunos casos la aplicación de algunos ensayos de terreno, tales como gáteo de bloques, veletas, penetrómetros, etc. El retrocálculo de fallas producidas también es una manera de obtener información de buena calidad a partir del terreno. En un segundo nivel de calidad de la información están: las estimaciones a partir de compresiones no confinadas, correlaciones con propiedades índices o clasificaciones de los materiales, o estimaciones debidas a la experiencia.

Como la falla ocurre a lo largo de ciertas superficies, las fuerzas que interesa evaluar son las que actúan a lo largo de ellas, que reciben el nombre de esfuerzos de corte, por actuar a lo largo de las caras de los materiales. Es por esto que c y ϕ reciben el nombre de parámetros de resistencia al corte.

En el grupo de las fuerzas solicitantes estática está el peso propio que depende de la densidad seca, la humedad, y la geometría del corte o relleno. También en este grupo están los sismos, que a través de las aceleraciones inducen pseudo-fuerzas que originan empujes laterales y variaciones dinámicas en el peso que provocan situaciones que pueden no tener consecuencias, o provocar desde simples deterioros hasta grandes fallas.

Durante el desarrollo del capítulo se ha mencionado varias veces el agua como causa de inestabilidad de taludes. En la práctica es la causante de un 90% de los problemas de estabilidad de taludes viales chilenos. El otro 10% se reparte entre mal diseño, técnicas constructivas inadecuadas, errores constructivos, mal mantenimiento, y sismos. El agua actúa a través de varios mecanismos:

- a) aumenta la densidad y peso propio de la estructura
- b) disminuye el roce por lubricación de las superficies en contacto
- c) en saturación, disminuye el roce por alivianamiento de la estructura
- d) en saturación y suelos granulares disminuye el roce durante sismos
- e) disminuye la cohesión del suelo

8.5 Modelaciones.

La estabilidad mecánica (estática y dinámica) de los taludes es un problema del tipo que no admite solución exacta: el problema en sí es tan complejo en su modelación física, y depende de factores externos e internos tan variables que resulta imposible un pronóstico exacto de su comportamiento. El desarrollo de nuevas técnicas de métodos numéricos ha hecho avances en la resolución de casos complejos, pero aún son dependientes de la habilidad del usuario, y también están afectos al problema de la calidad de la información. Es por esto que para la resolución de este tipo de problemas se utiliza el concepto de Factor de Seguridad (FS), que simbólicamente se define como:

$$FS = \frac{\text{Fuerzas Resistentes}}{\text{Fuerzas Solicitantes}}$$

Es un balance entre el valor máximo que pueden tomar las fuerzas internas que están en contra o resisten la producción de la falla, y las solicitantes, que son las que actuaría a favor de ésta. Como esto ocurre en el máximo de las fuerzas resistentes en una situación desfavorable, se llama situación de equilibrio límite.

Los valores recomendados para el diseño de taludes viales dependen del material del corte, categoría del camino y calidad de la información. Dos principios generales aplicables son: se requiere mayor seguridad a medida que aumenta el tráfico en la vía, y disminuye la calidad de la información. Algunos valores usuales son los siguientes:

- i) Caminos secundarios y terciarios : 1,10 a 1,50
- ii) Caminos primarios : 1,50 a 2,00

Los valores extremos menores corresponden a diseños con información de buena calidad, y viceversa. En teoría, si se diseña con un factor de seguridad igual a 1,00 la estructura está al borde de la falla. Pero en la práctica lo que ocurre al principio es inestabilidad superficial y después de un tiempo puede venir una falla mayor. En ámbitos no viales, como la minería por ejemplo, pueden existir diseños de cortes provisionarios con valores tan bajos como 0,75, pero son obras temporales por las que no hay circulación de público general, los costos de mantener la ruta despejada son convenientes con respecto a los de una obra con factor de seguridad mayor, los vehículos que transitan por estos caminos son más resistentes y seguros que los normales, la maquinaria y el personal están asegurados, etc.

os aspectos importantes entre estos distintos modelos son la forma y la ubicación de la superficie de falla. Los métodos clásicos más usados (Rankine, Bishop, Spencer, Fellenius, JAMBU, etc) la suponen plana o circular, con ubicación inicialmente indeterminada. Se diferencian unos de otros en el grado de refinamiento del modelo físico para evaluar la estabilidad. En todos estos casos se supone que el bloque que falla es monolítico. Para esto último se recurre a subdividir imaginariamente el bloque en secciones o dovelas, y se resuelve el equilibrio del sistema resultante. Como inicialmente no es conocida la forma del bloque con más posibilidades de fallar, el cálculo es iterativo y termina cuando se encuentra el bloque con el factor de seguridad mínimo. Este tipo de métodos además simplifican el problema suponiendo un talud de longitud infinita, donde puede suponerse una situación de tensiones planas que no varía a lo largo del talud. En la práctica esto es aproximadamente cierto para longitudes de talud superiores a cinco veces la altura.

Existen versiones gratuitas de programas computacionales para fines didácticos que se pueden bajar de Internet, tales como SLOPE, o STB2003.

Otros, como los métodos de elementos finitos resuelven el problema para las condiciones reales y la solución da la forma y ubicación de la falla más probable. Los programas que aplican este tipo de modelación requieren de mayor preparación académica y entrenamiento sobre los criterios y uso del software.

8.6 Método de la Cuña de Rankine.

Un método sencillo y determinista para calcular el factor de seguridad de un talud es el método de la cuña de Rankine, que es el esquematizado en las Figuras N°42 y N°44.

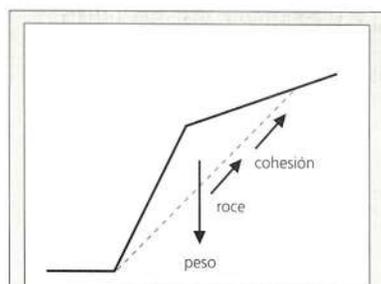


Figura N°42:
Método de la Cuña de Rankine

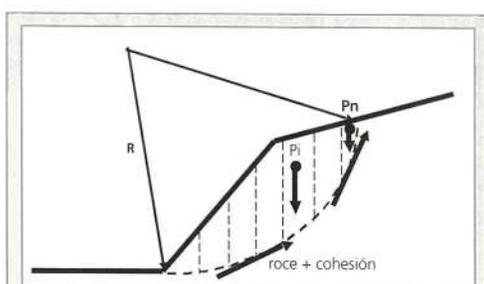
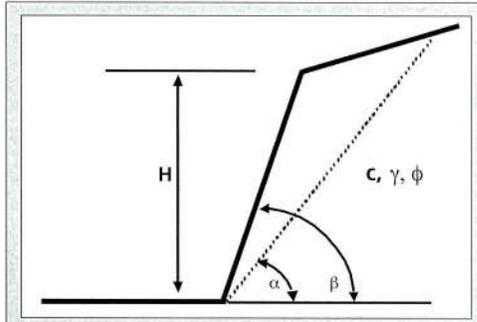


Figura N°43
Método de las Dovelas

**Figura N°44.**

Parámetros necesarios para el cálculo del FS de un talud de suelo homogéneo por el Método de Rankine.

En la Figura N°44:

- H es la altura del corte o relleno en m. Observe que el cerro continúa hacia arriba con el talud natural
- β es el ángulo del corte
- α es el ángulo del plano de falla. Para este modelo varía entre β (suelo granular sin cohesión) y $\beta/2$ (suelo fino cohesivo ideal sin roce $\phi=0$)
- c es la cohesión en kgf/m^2
- ϕ es el ángulo de roce del material
- γ representa la densidad húmeda del material en kgf/m^3

La expresión del FS para este modelo tiene la siguiente forma:

$$FS = \frac{c}{\gamma H} \frac{2 \operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \alpha * \operatorname{sen} (\beta - \alpha)} + \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Para encontrar el FS de un corte en este modelo se reemplazan en la ecuación los valores de c, ϕ , γ , H, y β . Quedando α como única variable. Observe además en la ecuación antes mencionada que:

- i) si la cohesión es nula ($c=0$) el $FS = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha}$ que es mínimo cuando $\alpha=\beta$, luego: $FS = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \beta}$
este es un resultado clásico que indica que la falla en suelos granulares sin cohesión es en capas paralelas al talud.

- ii) si el roce es nulo ($\phi=0$) el FS es mínimo para $\alpha = \beta/2$, luego $FS = \frac{4c}{\gamma H \operatorname{tg} (\beta / 2)}$

La ecuación anterior se puede reescribir como:

$$\frac{FS}{\operatorname{tg} \phi} = \frac{c}{\gamma H} \frac{2 \operatorname{sen} \beta}{\operatorname{tg} \phi \operatorname{sen} \alpha * \operatorname{sen} (\beta - \alpha)} + \frac{1}{\operatorname{tg} \phi}$$

Esta expresión es mínima cuando se cumple que:

$$\frac{\operatorname{sen} (2\alpha - \beta)}{\operatorname{sen} 2(\beta - \alpha)} = \left(\frac{\gamma H}{c} \right) \left(\frac{\operatorname{tg} \phi}{2 \operatorname{sen} \beta} \right)$$

De esta forma puede construirse los siguientes gráficos adimensionales:

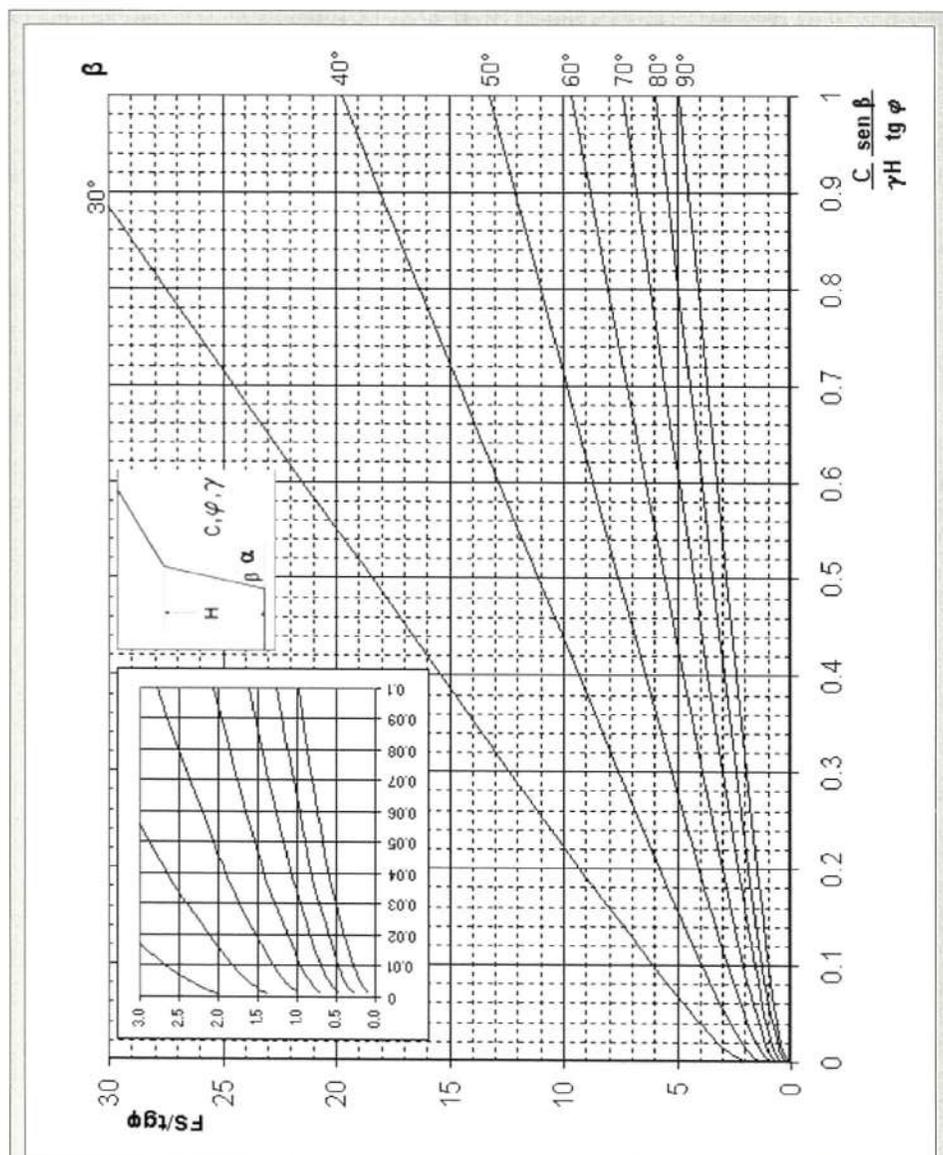


Figura N° 45.

Gráfico de cálculo de estabilidad de taludes para ángulos β equiespaciados

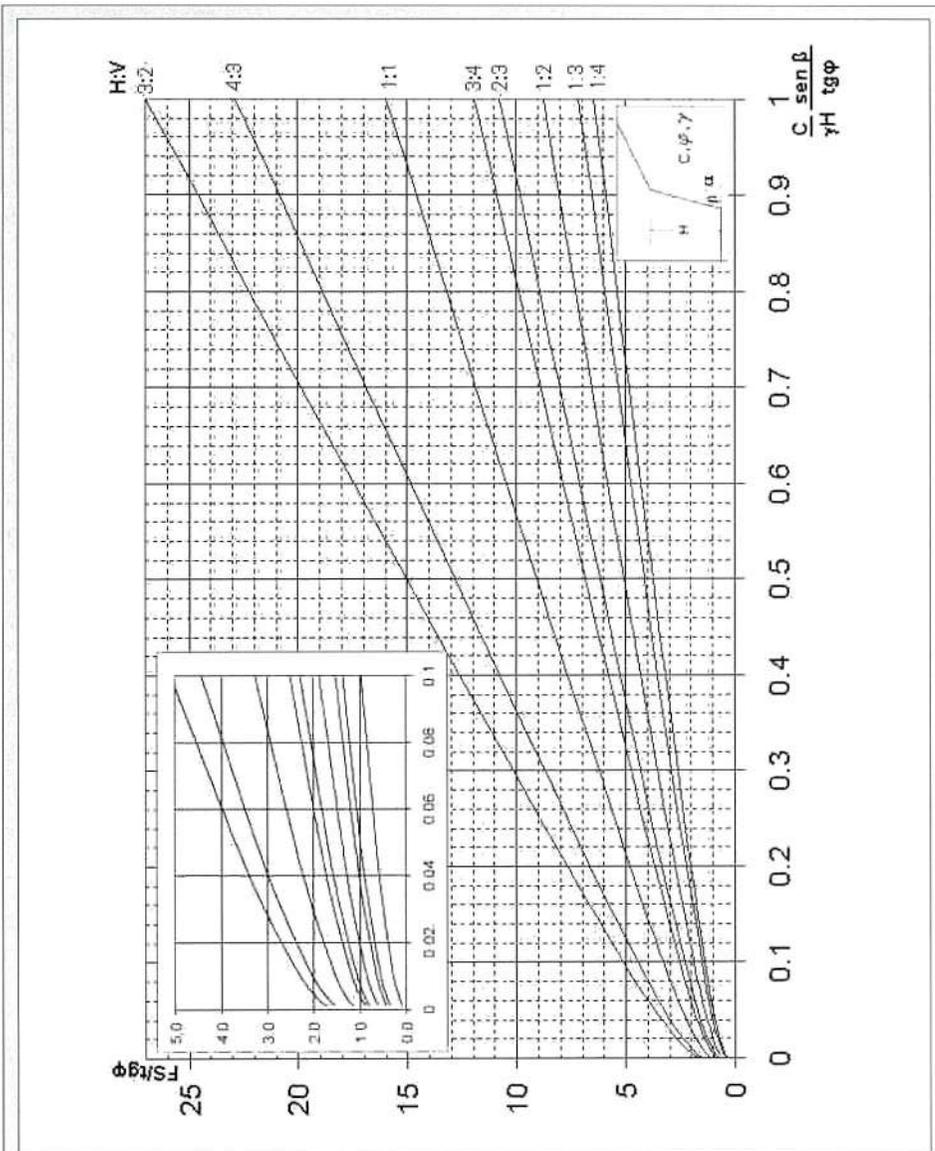


Figura N° 46.
Gráfico de cálculo de estabilidad de taludes viales típicos.

8.7 Ejemplos.

1) Mientras se excava una zanja de paredes verticales para la colocación de una tubería de alcantarillado en un suelo areno-limoso se produce un derrumbe que obliga a detener los trabajos. Los datos disponibles son:

- Profundidad de la excavación en la zona de falla = 4,5m
- Densidad seca del suelo = 1600kg/m³
- Humedad = 16%
- Ángulo de roce estimado del suelo = 28°
- Ángulo del corte = 90°

Se pide estimar la cohesión del material, y calcular la inclinación que habría que darle a las paredes de la excavación para obtener un FS de 1,15.

Solución: Si se produjo la falla puede suponerse que el factor de seguridad en el momento del derrumbe alcanzó la unidad. Por otro lado, se tiene una estimación del ángulo de roce ϕ . Con estos dos valores se puede calcular el valor de la ordenada de las figuras 45. En este caso la figura 45 tiene la curva correspondiente a 90°.

$$Y = FS/tg\phi$$

$$Y = 1/tg(28^\circ)$$

$$Y = 1,88 \text{ interpolando en el figura 45 para } \beta = 90^\circ \text{ se obtiene } X = 0,26$$

Como $X = c/\gamma H * \text{sen}\beta/tg\phi$, y el valor de γ debe considerar la humedad $\gamma = 1600*(1+16/100) = 1856 \text{ kg/m}^3$.

$0,26 = c/(1856*4,5) * \text{sen}(90)/tg(28)$ El único valor desconocido es c, que se obtiene por despeje:

$$c = 0,26 * tg(28)/\text{sen}(90) * (1856 * 4,5)$$

$$c = 1155 \text{ kg/m}^2.$$

Una forma de aumentar el FS es tendiendo el talud β . En este caso se impone el valor de 1,15. El valor de Y debe ser ahora:

$$Y = 1,15/tg(28^\circ)$$

$$Y = 2,16$$

Para encontrar el valor de β prueban algunos valores de este ángulo hasta encontrar el que calce con el FS pedido:

β	X	FS/tg ϕ
90°	0,26	1,88
70°	0,24	2,6
75°	0,25	2,2 calce. $\beta = 75^\circ$

2) Se tiene un corte con talud único 2:3 (H:V) de 12m de altura en un maicillo con un ángulo de roce estimado de 36°. Para evaluar el factor de seguridad se toman muestras inalteradas y se ensayan a la compresión no confinada obteniéndose un valor medio de 7,1kgf/cm².

La densidad total es de 2240 kg/m^3 .

Solución: La cohesión puede estimarse a partir de la compresión no confinada CNC aplicando la siguiente relación:

$$\begin{aligned}c &= \text{CNC}/2 * \cos(\varphi)/(1+\text{sen}(\varphi)) \\c &= 7,1/2 * \cos(36)/(1+\text{sen}(36)) \\c &= 1,81 \text{ kgf/cm}^2 \\c &= 18100 \text{ kgf/m}^2\end{aligned}$$

Con estos datos la coordenada X es: $X = 18100/(2240*12)*\text{sen}(56,3)/\text{tg}(36)$
 $X = 0,54$

Interpolando Y para $X = 0,54$ sobre la curva para el talud 2:3 en el gráfico de la Figura 44 se obtiene:

$$Y = 6,6$$

Luego: $\text{FS} = 6,6*\text{tg}(36)$
 $\text{FS} = 4,8$

3) Se necesita realizar un corte en material arcilloso con las siguientes propiedades medidas en ensayo triaxial:

$$\begin{aligned}c &= 0,34 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (3400kgf/m}^2\text{)} \\ \phi &= 12^\circ \\ \gamma &= 2380 \text{ kgf/m}^3\end{aligned}$$

- i) Diseñar el corte con un $\text{FS} = 1,50$ para una altura de 10m
ii) ¿Cómo varía el FS anterior si se refuerza el talud con un muro de 2m de altura?

Solución: Se impone el valor del FS en el valor de $Y = \text{FS}/\text{tg}\phi$, $Y = 1,50/\text{tg}(12)$
 $Y = 7,1$

Luego se tantea con diferentes valores de β hasta producir el calce o coincidencia de valores entre el valor de β y el FS dado en los gráficos de las Figuras N°43 y N°44. $X = c/\gamma H * \text{sen}\beta/\text{tg}\phi$

β	X	FS/tg ϕ
30°	0,34	13,5
40°	0,43	9,8
50°	0,51	7,8
2: 3(56°)	0,56	6,7
52°	0,53	7,0 calce.

Un muro contención de tipo estructural tiene la capacidad de disminuir la altura efectiva del talud, sólo puede fallar la parte del corte sobre el muro. Luego $H = 8\text{m}$ (10-2).

$$\begin{aligned}X &= 3400/(2380*8)*\text{sen}(52)/\text{tg}(12) \\ X &= 0,66 \\ Y(X=0,66, \beta=52) &= 8,5 \\ \text{FS} &= 8,5*\text{tg}(12) \\ \text{FS} &= 1,81\end{aligned}$$

8.8 Casos Especiales.

Existe una serie de casos especiales, en su mayoría relacionados con fenómenos naturales, que por su magnitud no tienen solución satisfactoria por estar fuera de alcance económico o técnico. Algunos de estos son:

- i) **Aluviones.** Consisten en el deslizamiento de grandes cantidades de materiales detríticos o escombreras de cerro depositados naturalmente sobre pendientes muy fuertes. Cuando se producen lluvias prolongadas, o llueve agua líquida sobre nieve depositada, o ocurre una erupción que libera gran cantidad de calor, puede producirse un deslizamiento de gran velocidad y volumen de granulares y barro. Cuando esto ocurre en la falda de un volcán, el fenómeno se llama *lahar*, palabra de origen indonesio utilizada universalmente para designar a este fenómeno. En algunos casos la única solución es prohibir el poblamiento de las zonas afectas. Cuando la población ya está establecida, a veces se ha tenido que recurrir a la construcción de disipadores de energía hidráulicos, y sistemas de alarmas y vigilancia para una evacuación oportuna.
- ii) **Avalanchas.** Es un caso particular en que lo que desliza no es suelo ni roca, sino agua sólida en forma de hielo y nieve. Afortunadamente se da en zonas poco pobladas en nuestro país y tienen una cierta regularidad y ubicación fija que permiten una vigilancia segura. En algunos centros invernales se recurre a la provocación de avalanchas controladas para disminuir el riesgo. En el extranjero se ha llegado a recurrir a la construcción de barreras deflectoras y la colocación de estructuras metálicas ancladas al cerro para aumentar el roce con el fondo de la capa con posibilidad de deslizarse.
- iii) **Reptación.** Viene de reptar, el modo de desplazamiento de los reptiles. Se refiere a grandes acumulaciones de trozos de roca y suelo con alto grado de humedad mantenida por lluvias frecuentes. Las propiedades resistentes de estos materiales son muy bajas, y tienden a fluir gravitacionalmente a muy baja velocidad, de igual forma que un glaciar. El movimiento continuo provoca derrumbes frecuentes que invaden las vías. No existe un talud que proporcione un FS adecuado debido a la baja consistencia del material. En muy pocos casos es posible frenar el proceso mediante un muro de contención que retenga el material de la misma forma que un embalse. Un signo característico de estos casos son la presencia de árboles con troncos torcidos que se producen por el giro del árbol al moverse el suelo, el geotropismo corrige la dirección de crecimiento del árbol generando la curva en el tronco.
- iv) **Fallas geológicas.** La corteza terrestre está formada principalmente por mantos rocosos. En Chile existe una gran actividad de estos mantos que sufren continuos movimientos de acomodación caracterizados por juntas que nunca se estabilizan por estar en movimiento periódico. Con alguna frecuencia los caminos quedan al paso de estas fallas produciéndose escalones o corrimientos horizontales en el pavimento, incluso derrumbes frecuentes que no se explican por la estabilidad de taludes estudiada en este capítulo. Se trata de fuerzas enormes imposibles de controlar. Pueden tratarse en forma paliativa mediante mantenimiento o cambio de trazado.
- v) **Maicillo.** Es un problema a nivel mundial. Es un material de buenas propiedades mecánicas, pero muy erosionable, que obliga a frecuentes tareas de mantenimiento. La frecuencia aumenta con la pluviosidad. Una solución definitiva consiste en el uso de shotcrete y malla metálica de protección superficial.

- vi) **Sismos.** El cálculo sísmico de un talud también es posible, pero escapa al alcance de este texto. El comportamiento sísmico de un talud depende del material: los más sensibles son los de roca muy fragmentada, lo siguen los terraplenes marcadamente granulares, y los más estables son los materiales con cohesión. Los efectos de los sismos van desde derrumbes hasta grietas longitudinales muy peligrosas para el usuario del camino, pero que en raras oportunidades representan un riesgo importante para la estructura por tratarse de planos de fallas no favorables para las fallas estáticas. En la zona norte de Chile estas grietas están relacionadas con deformaciones por densificación debidas al método constructivo de los terraplenes.

Capítulo V

1. INTRODUCCIÓN

El suelo es prácticamente el único material que se emplea en la construcción de caminos, y su manipulación, procesamiento e incluso cambios de características para mejorar sus propiedades físicas, tales como la adición de agentes cementantes, hacen necesario un estudio minucioso basado en variados ensayos antes y durante la construcción, para poder emplear eficientemente esta materia prima y sacarle el máximo de provecho sobre la base de los siguientes considerandos:

- Obtener la resistencia suficiente para autoportarse y recibir las cargas de los vehículos dentro de los márgenes de seguridad establecidos.
- Que los asentamientos o deformaciones debido a las cargas o a su propio peso, sean las previstas y dentro de lo permisible para no dañarse a sí mismo o la estructura que soporta.
- Evitar al máximo las expansiones y contracciones.
- Las características de drenaje como las resistencias se deben mantener invariables con respecto a los supuestos del estudio.

Para obtener estos requisitos es necesario una compactación óptima, entendiéndose como tal cuando se logra la densidad de referencia elegida según la calidad del suelo, con las maquinarias adecuadas.

2. RELLENOS

Gran parte del volumen del suelo empleado se destina a los terraplenes, y la calidad del material disponible puede variar desde un MH (suelo de Valdivia) a roca, siendo ambos muy complicados en su colocación.

2.1 Pedraplenes.

Los pedraplenes es una alternativa a los rellenos de grandes dimensiones o cuando la escasez de materiales es importante, ya que permiten disminuir en forma importante los costos de construcción.

Las características favorables del material de componen al pedraplén son ser resistente, incompresible y permeable. Pero dentro de los factores negativos esta que tienen una granulometría discontinua o uniforme, los que los hace propensos a sufrir asentamientos por vibraciones.

Para la confección de un pedraplén se utiliza material rocoso el cual debe contener al menos un 50% de bolones, cuya dimensión debe estar entre los 0,15 a 0,60 mts. La compactación de estos se efectúa al considerar un espesor suelto no superior a la dimensión de la mayor roca del material, además la compactación, se ve mejorada con la incorporación de agua, pues esta produce un efecto lubricante que favorece el acomodo y acunamiento de los bloques al mismo tiempo ayuda a la distribución de la fracción fina que debe rellenar los huecos.

La última capa del pedraplén se debe construir con un material filtro, las características del material y espesor deben ser definidos según las condiciones particulares del proyecto. El espesor de la capa de filtro ha alcanzado el 1,0 mts en algunos casos. En proyectos en donde el material de filtro encárese la construcción se ha optado por colocar un geotextil para la separación de material, obteniendo igual nivel de calidad como un filtro tradicional. En el Manual de Carreteras Volumen 5 se pueden ver los requisitos que debe cumplir el geotextil para cumplir una función de filtro de materiales.

2.2 Terraplenes.

En la construcción de terraplenes se puede usar cualquier suelo, a excepción de los orgánicos y la chuca. Deben estar libres de pasto, hojas o raíces. Los limos MH (suelos de Valdivia) se pueden emplear previo estudio que considere su sensibilidad, energía que se deberá emplear en su control y espesor de capa. Los maicillos y pumicita tienen un comportamiento excelente pero se deben tomar medidas para evitar la erosión.

El material para terraplén debe tener un soporte igual o mayor a 10% de CBR (en casos excepcionales y previo estudio se puede aceptar hasta 3%). El tamaño máximo admisible es de 150 mm y el espesor máximo de la capa compactada de 400 mm; en todo caso se debe mantener la relación T. Máx. abs.: espesor de 1;2,5.

El hinchamiento máximo recomendable es de 2% y máximo tolerable de 5%. Para el material de subrasante se recomienda un tamaño máximo absoluto de 100 mm y un soporte mínimo de 25% CBR, $IP < 10$ y $w_L < 35$ e hinchamiento 0%.

Para los terraplenes construidos con suelos del tipo A-4, A-5, A-6, ó A-7 y que deben quedar sometidos a inundaciones, se recomienda el máximo de compactación. En todo caso debe ser superior al 100% del Proctor Normal.

3. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS

La red vial chilena tiene un total de unos 80651km (Dic. 2007), de los cuales 16500km (21%) tiene algún tipo de pavimento. El resto lo componen caminos ripiados, de tierra, o básicos. La pavimentación mejora la conectividad entre localidades haciendo más cómodo rápido y económico el transporte. El proyecto de pavimentación se realiza cuando la población y su actividad hacen rentable económica y socialmente el proyecto. Comparado con el resto del mundo, Chile es un país con poca población, y con actividad económica centralizada en zonas específicas. Esto hace que frecuentemente las evaluaciones de los proyectos de pavimentación se posterguen por poca rentabilidad. En otras ocasiones la disponibilidad de recursos no es suficiente para emprender el costo de un proyecto de este tipo.

En muchos casos las necesidades actuales y de largo plazo de las comunidades pueden resolverse con soluciones económicas. La realización de estos proyectos económicos contribuye a mejorar la calidad de vida de las personas al disminuir la contaminación, reducir los tiempos de viaje, estimula el desarrollo local, el turismo, y baja los costos de transporte a los usuarios. En algunos casos puede ayudar a mantener funcionando la vía en invierno. Para el Estado este tipo de proyectos es interesante por que tienen la posibilidad de reducir los costos de mantenimiento de la vía.

El mejoramiento de una vía de este tipo tiene algunas desventajas que se deben tener en cuenta: produce un aumento inseguro de la velocidad de uso por no haber un mejoramiento de trazado, o porque no existe el roce necesario. Otra desventaja es que suele atraer el flujo de camiones que hacen disminuir la durabilidad. Algunos de los productos utilizados tienen efectos contaminantes, por lo cual deben ser manejados con criterio. Algunos productos nuevos no pueden dar garantías de buen funcionamiento, con lo que siempre se asume un riesgo en este sentido, y a la vez dificulta la innovación. Otra desventaja es que la mayoría de estos productos no tiene un método de diseño, se aplican por especificación sin que haya forma de saber anticipadamente su desempeño y durabilidad en cada caso.

Los caminos básicos son caminos no pavimentados que han recibido algún mejoramiento de la superficie de rodado, que es de bajo costo comparado con el de una pavimentación. Esto lo hace más confortable, y de una durabilidad tal que permite economías en el mantenimiento. En la gran mayoría de los casos el proyecto se limitará sólo al tratamiento de unos centímetros de la capa de rodado, sin incluir mejoramientos del trazado o del saneamiento.

Factores y Tipos de Deterioro de Caminos No Pavimentados

Para entender mejor los mecanismos de protección que aportan los estabilizadores de suelos, conviene reconocer las causas de la poca duración de un camino no pavimentado:

- i) Clima. El principal factor climático es la lluvia.
- ii) Saneamiento. Se refiere a la existencia de medios de evacuación del agua colectada en el camino. La destrucción es acelerada si se producen empozamientos.
- iii) Número de vehículos pesados
- iv) Pesos máximos transportados por los vehículos pesados
- v) Existencia de curvas y pendientes
- vi) Defectos constructivos
- vii) Uso de materiales no adecuados
- viii) Calidad de la subrasante

Todos estos factores pueden producir los siguientes tipos de deterioros:

- a) Pérdida de Áridos. Principalmente los finos y arenas. Este deterioro es significativo por que facilita la producción de otros.
- b) Calaminas.
- c) Contaminación entre capas. Los áridos finos de la subrasante pueden ser ascender hacia las capas granulares, mientras que las partículas gruesas pueden incrustarse en los suelos finos, produciendo un efecto debilitante.
- d) Producción de baches y "tacitas". Esto afecta significativamente la rugosidad del camino, haciendo incómodo e inseguro su uso.
- e) Resblandecimiento por humedad. Las zonas ablandadas por humedad en exceso son rápidamente destruidas por incluso el tráfico liviano.
- f) Ahuellamiento. Viene asociado por lo general con la humedad y subrasantes blandas
- g) Disminución del roce. Una carpeta granular deteriorada ofrece menos seguridad en el control de los vehículos, tanto en conducción como frenado.

Un estabilizador deber ser capaz de bloquear una o más causas de deterioro para conseguir un efecto protector. Los mecanismos utilizados por los estabilizadores pueden ser físicos, químicos o una combinación de ambos. A veces la acción es múltiple, con lo que se hace difícil clasificar al estabilizador en un solo grupo.

3.1 Métodos de Estabilización.

3.1.1 Estabilización Física

El estabilizador utiliza un recurso mecánico para mejorar las propiedades deseables de una o mas capas de la estructura del pavimento. La aplicación generalmente se hace en todo el espesor o sobre la superficie de la capa de rodado, pero también puede incluir la subrasante u otras capas intermedias.

El recurso físico más antiguo es la mezcla de materiales. Por ejemplo, cuando a un material le falta cohesión forma calaminas que se corrigen si a la carpeta se le agrega una cantidad limitada de arcilla. Y a la inversa, si la carpeta tiene demasiados finos, se estabiliza mezclando con un granular.

Un tipo de recurso consiste en la reducción del agua de amasado necesaria para la compactación. Es un hecho conocido que la estructura interna del suelo compactado tiende a formar flóculos resistentes a medida que se reduce el agua de amasado. En este grupo están los productos ácidos que añadidos al agua bajan la tensión superficial, permitiendo bajar la dosis de agua. Existe una variante en este grupo que consiste en el uso de material de torta o relave. Los restos solubles contenidos en estos materiales tienen efectos reductores de agua, y tienden a formar uniones resistentes al recristalizar con el secado de la capa.

Otro recurso es físico es la impermeabilización de la superficie de rodado con algún sello o producto de bajo costo. En este grupo está el Cape Seal, Otta Seal, borras asfálticas, aceites, etc.

El recurso físico característico de este tipo de estabilización es la aglomeración del suelo que se consigue con diversos productos que aumentan básicamente la cohesión. En este grupo están las resinas, polimeros, cemento hidráulico, cal, yeso, azúcar, filler cementante, cenizas de combustión, etc.

3.1.2 Estabilización Química

Este tipo de estabilizadores hace uso de algún tipo de reacción química con los minerales presentes en la fracción fina del suelo para formar productos con propiedades aglomerantes.

Algunos ejemplos de este grupo son los cloruros, productos enzimáticos, ligninas, y algunos ácidos y bases. Como las reacciones de intercambio de iones necesitan de un medio acuoso para llevarse a cabo, siempre se aplican en solución.

En algunos casos el producto utilizado es un puente de adherencia, un agente que potencia la acción de un aglomerante, permitiendo bajar la dosis de éste último.

Cuando el producto estabilizador es utilizado en grandes concentraciones, el exceso de solución puede cristalizar formando dendritas cristalinas que son un mecanismo claramente físico.

3.2 Certificación Necesaria.

Para que un producto pueda ser utilizado debe contar con una certificación y hoja de seguridad según corresponda que garanticen que el producto utilizado no contiene elementos químicos peligrosos para el medio ambiente y las personas. Es por esto que en la actualidad ya no se usan productos ácidos, material de relave u otros subproductos mineros. Con excepción de la zona norte, donde la escasa precipitación no pone en riesgo al medio.

Muchos productos tienen una formulación secreta que dificulta esta certificación. En estos casos lo usual es certificar por algún método indirecto como cromatografía o difracción de rayos X, que al menos indiquen que no hay elementos peligrosos en producto. El proveedor es penal y solidariamente responsable en caso de problemas surgidos a raíz del uso del producto.

3.3 Formas de Aplicación y Etapa Constructiva.

Los productos aglomerantes secos se aplican a granel sobre el material acordonado a tratar, se mezclan en seco revolviendo con motoniveladora hasta conseguir la homogenización. A continuación se agrega el agua necesaria para completar la humedad óptima, se revuelve y extiende para la compactación. La compactación se realiza con rodillo liso vibratorio manteniendo un bombeo del 3% al 4%. Algunos proveedores recomiendan también el uso de rodillos neumáticos para el amasado. Otra práctica que se está empezando a introducir es el sludgeing (embarrado) un riego final sobre la superficie compactada que forma temporalmente un barro que sella la superficie y tiende a dejarla más impermeable.

Hay otros productos que se aplican en solución con el agua de amasado. Es el caso de los productos enzimáticos, el cloruro de magnesio, etc. En este caso no existe la etapa de revoltura inicial. El cloruro de sodio es un caso particular de sal que suele agregarse a granel por efecto de su lenta solubilidad.

3.4 Control de Dosis.

La forma más sencilla y eficiente de controlar la dosis de cualquier tipo de estabilizador es mediante el aforo del producto recibido y puesto en obra. Algunas veces esto no es posible y se hace necesario recurrir a otros métodos indirectos para hacer esta evaluación durante y después de la construcción. A veces el problema puede ser una rehabilitación del camino con el mismo método, y es necesario saber la dosis existente de producto para calcular el aporte adicional necesario.

Cuando el producto se aplica en solución en algunos casos es posible, por ejemplo, controlar el contenido de producto mediante densidad, mediante un refractómetro específico, o conductividad eléctrica de la solución.

La conductividad eléctrica y los métodos de valoración química pueden ser usados para estimar la sal remanente en un suelo. En la gran mayoría de los casos la dosis no es crítica, por lo que la determinación no requiere de gran exactitud. Para efectos de auditorías se recomienda usar el método de valoración por ser un procedimiento de más larga data de aplicación.

3.5 Diseño.

El criterio de diseño que se describe a continuación está basado en algunas conclusiones obtenidas por el LNV en numerosas aplicaciones de diversos tipos de estabilizadores. Las conclusiones más relevantes pueden enumerarse de la siguiente manera:

- 1) La durabilidad un suelo tratado con estabilizador está en relación inversa con la fragilidad del suelo tratado.
- 2) El aporte estructural de la capa tratada es leve y se pierde en poco tiempo. Esto se debería al poco espesor de suelo tratado. Por lo general es 15cm sin otras capas de suelo granular presentes.
- 3) La rápida pérdida de aporte estructural está ligada a 1) que hace que la capa tratada se fragmente y trabaje más como un pavimento articulado que como una capa en flexión.
- 4) Los caminos básicos son puestos en servicio inmediatamente después de la compactación, por lo que el período de curado no existe. Por lo tanto, deben resistir las cargas de tráfico en estado fresco.
- 5) Una vez seco el material, debe tener una resistencia a la fatiga que asegure una durabilidad razonable del bloque.

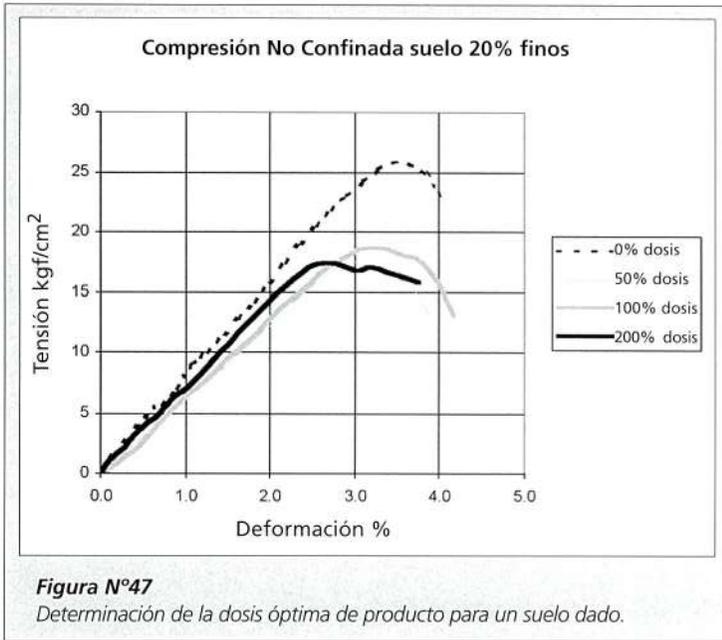
La fragilidad de un suelo puede medirse a través de la deformación a la rotura en el ensayo de compresión no confinada. Si se mide la resistencia a la compresión no confinada en estado fresco se puede resolver el punto 4). Si el ensayo se hace en estado curado y seco, se obtiene la resistencia y fragilidad del material tratado, lo que resuelve los puntos 1) y 5).

La resistencia a la compresión simple de un suelo es del orden de 1,5 a 3 veces su resistencia puesta en la superficie del terreno. Las cargas de tráfico aplican presiones de contacto de hasta 100psi (7kgf/cm²), por lo que el suelo húmedo debería tener $7/1,5=4,7 \rightarrow 5\text{kgf/cm}^2$ para resistir estas primeras solicitaciones.

En estado seco, la resistencia a la rotura debería ser por lo menor el doble de las tensiones de servicio para asegurar un comportamiento aceptable a la fatiga, luego la resistencia seca mínima debería ser de $2 \cdot 7 = 14\text{kgf/cm}^2$. Este valor es superado sin dificultades por cualquier estabilizador, incluso compactado sólo con agua.

La deformación a la rotura de una carpeta de rodado granular en estado seco compactado sólo con agua es del orden del 3%. Los estabilizadores que han mostrado mayor durabilidad son capaces de mantener o aumentar este valor, mientras que los de menor durabilidad tienden a disminuir este valor de deformación a la rotura.

Según este criterio de diseño de dosis por fragilidad, un estabilizador se aplica con diferentes adiciones de producto de forma que hacer máxima la deformación a la rotura, construyendo un gráfico como el de la Figura N°47, en la que se ensaya a la compresión no confinada (modificado) muestras gemelas de suelo con distintas dosis de estabilizador curadas en ambiente de sala, sin luz solar directa por 14 a 28 días según el tipo de estabilizador. De las cuatro muestras ensayadas, la que dio un resultado levemente mejor es en este caso la de 100% de dosis (la indicada por el proveedor). Se recomienda probar con dosis que varían entre 1/4 y 2 veces lo indicado por el proveedor doblando la dosis cada vez para obtener un efecto apreciable. El siguiente paso es verificar que la resistencia obtenida iguale o supere los 14kgf/cm². Lo que se cumple en todos los casos.



4. MEZCLAS DE MATERIALES

4.1 Introducción.

Muchas veces los suelos disponibles por sí solos no cumplen con los requisitos de calidad para ser empleados en terraplenes, subbases, bases y carpetas de rodado granulares. El proceso mediante el cual se mejoran las propiedades de un suelo se denomina estabilización mecánica. Esto se consigue mediante un cambio en su graduación, la que se puede obtener mediante mezclas de dos o más suelos, adición de una fracción determinada o la eliminación parcial o total de algún tamaño mediante el tamizado.

Se dice que el suelo está compuesto por el árido (fracción sobre 0,5 mm), que le proporciona la fricción interna y la incompresibilidad, y el ligante (fracción bajo 0,5 mm), que le proporciona la cohesión y la impermeabilidad.

El ligante debe tener la plasticidad necesaria y suficiente para producir gran cohesión sin expansión. Según Sowers, los mejores ligantes (bajo 0,5 mm) son los suelos CL con Límite Líquido inferior a 40 e Índice de Plasticidad entre 5 y 15.

4.2 Campo de Aplicación.

Las mezclas de dos o más materiales se utilizan principalmente para cumplir especificaciones de obra, mejorar las características de alguno de los materiales y para disminuir costos.

Entre las aplicaciones más conocidas de las mezclas de materiales, se pueden citar:

- a) Adición de arcilla a un material integral inerte, para obtener una mezcla de la plasticidad adecuada para ser utilizada como carpeta de rodado granular.

- b) Estabilización de suelos finos de alta plasticidad y bajo CBR, agregando materiales granulares con amplia distribución de tamaños.
- c) Mezcla de dos materiales que por sí solos no cumplen especificaciones, pero que combinados en una determinada proporción satisfacen los requerimientos de obra.
- d) Adición de un material corrector a una base u otro material seleccionado, para aumentar el contenido de chancado de éste.
- e) Combinación de un material de alto costo unitario con otro de menor valor, para obtener una mezcla más económica que cumpla las exigencias de obra.

Para asegurar buenos resultados en obra se requiere:

- Determinar la proporción óptima correcta de los materiales
- Disponer en terreno de la maquinaria y personal adecuados, de modo de combinar los materiales en los porcentajes previamente calculados y lograr una buena revoltura y homogeneización de la mezcla.

4.3 Método de Dosificación de Suelos.

El método de dosificación consiste en encontrar las proporciones en que hay que mezclar dos o más materiales para cumplir ciertos requisitos preestablecidos.

En este procedimiento se analiza el cumplimiento de las siguientes exigencias:

- a) Granulometría
- b) Índice de Plasticidad y Límite Líquido

a) Granulometría

Independiente del número de suelos que se deba mezclar, para cada uno de los tamices la mezcla debe cumplir las relaciones:

$$a A + b B + c C + \dots + n N = X$$

$$a + b + c + \dots + n = 1$$

donde :

a, b, c, \dots, n = proporciones de los materiales A, B, C, ..., N en la mezcla
 A, B, C, \dots, N = porcentajes que pasan de los materiales A, B, C ... N por un tamiz determinado

X = porcentaje que pasa de la mezcla por un tamiz determinado

Para dos materiales, de las fórmulas indicadas más arriba se obtiene que:

$$a = \frac{B - X}{B - A} \qquad b = \frac{X - A}{B - A}$$

Combinando las últimas dos expresiones, se obtiene : $b = 1 - a$

Para tres o más materiales se procede como se indica:

La determinación de las proporciones para tres o más materiales se puede efectuar analíticamente, siempre que se hagan las siguientes consideraciones:

- Elegir n tamices críticos, siendo n el número de materiales que se deberá mezclar, incluyendo el tamaño máximo absoluto.
- Determinar para cada material y puntos medios de la banda especificada, lo retenido entre tamices críticos elegidos, que sumado con lo que pasa por el tamiz crítico menor, debe dar 100%.
- Con los valores obtenidos plantear el sistema de n ecuaciones.

b) Índice de Plasticidad y Límite Líquido

El Índice de Plasticidad de la mezcla para n materiales está dado por :

$$IP_m = \frac{a \times Z_A \times IP_A + b \times Z_B \times IP_B + c \times Z_C \times IP_C + \dots + n \times Z_N \times IP_N}{a \times Z_A + b \times Z_B + c \times Z_C + \dots + n \times Z_N}$$

Por su parte, el Límite Líquido de la mezcla para n materiales está dado por:

$$LL_m = \frac{a \times Z_A \times LL_A + b \times Z_B \times LL_B + c \times Z_C \times LL_C + \dots + n \times Z_N \times LL_N}{a \times Z_A + b \times Z_B + c \times Z_C + \dots + n \times Z_N}$$

en que: $a + b + c + \dots + n = 1$

y donde:

IP_m = Índice de Plasticidad de la mezcla

LL_m = Límite Líquido de la mezcla

a, b, c, \dots, n = proporciones de los materiales A, B, C, ..., N en la mezcla.

$Z_A, Z_B, Z_C, \dots, Z_N$ = Porcentajes que pasan de los materiales A, B, C, ..., N en tamiz 0,5 mm

$IP_A, IP_B, IP_C, \dots, IP_N$ = Índices de Plasticidad de los materiales A, B, C, ..., N

$LL_A, LL_B, LL_C, \dots, LL_N$ = Límites Líquidos de los materiales A, B, C, ..., N

Para el caso de mezcla de dos materiales, las expresiones anteriores quedan reducidas a :

$$IP_m = \frac{a \times Z_A \times IP_A + b \times Z_B \times IP_B}{a \times Z_A + b \times Z_B}$$

$$LL_m = \frac{a \times Z_A \times LL_A + b \times Z_B \times LL_B}{a \times Z_A + b \times Z_B}$$

en que : $a + b = 1$

4.4 Dosificación de dos Materiales.

Problema:

Se desea construir una carpeta de rodado granular en una obra ubicada en la II Región, para lo cual se dispone de dos materiales A y B, cuyos antecedentes se entregan más abajo junto a las correspondientes especificaciones.

Determinar la proporción óptima en que deben combinarse estos materiales, para que la mezcla cumpla especificaciones.

Granulometría :

Tamiz (mm)	% Que Pasa		Especificación TM – 40b
	Mat. A	Mat. B	
40	100		100
25	89	100	80 - 100
20	73	98	-
10	54	87	50 - 80
5	33	79	35 - 65
2	21	65	25 - 50
0,5	10	43	10 - 30
0,08	3	21	5 - 15
I. de Plasticidad (%)	4	13	5 - 10
Límite Líquido (%)	24	40	Máx. 35

Desarrollo:

a) Granulometría

Análisis de tamices críticos :

- Tamiz 10 mm: Material B no cumple condición de máximo

Condición restrictiva: $54 a + 87 b \leq 80$

$$54 a + 87 (1 - a) \leq 80$$

$$54 a + 87 - 87 a \leq 80$$

$$- 33 a \leq - 7 / \cdot (-1)$$

$$a \geq \frac{7}{33}$$

$$a \geq 0,21$$

- Tamiz 5 mm: -Material A no cumple condición de mínimo
-Material B no cumple condición de máximo

Condiciones restrictivas :

$$33 a + 79 b \geq 35$$

$$33 a + 79 b \leq 65$$

$$33 a + 79 (1 - a) \geq 35$$

$$33 a + 79 (1 - a) \leq 65$$

$$33 a + 79 - 79 a \geq 35$$

$$33 a + 79 - 79 a \leq 65$$

$$- 46 a \geq - 44 / \cdot (-1)$$

$$- 46 a \leq - 14 / \cdot (-1)$$

$$a \leq \frac{44}{46}$$

$$a \geq \frac{14}{46}$$

$$a \leq 0,96$$

$$a \geq 0,30$$

- Tamiz 2 mm: - Material A no cumple condición de mínimo
- Material B no cumple condición de máximo

Condiciones restrictivas:

$$21 a + 65 b \geq 25$$

$$21 a + 65 b \leq 50$$

Desarrollando las inecuaciones se obtiene:

$$a \leq 0,91$$

$$a \geq 0,34$$

- Tamiz 0,5 mm : - Material B no cumple condición de máximo

Condición restrictiva: $10 a + 43 b \leq 30$

Resolviendo se llega a:

$$a \geq 0,39$$

- Tamiz 0,08 mm: - Material A no cumple condición de mínimo
- Material B no cumple condición de máximo

Condiciones restrictivas:

$$3a + 21b \geq 5$$

$$3a + 21b \leq 15$$

Desarrollando se obtiene:

$$a \leq 0,89$$

$$a \geq 0,33$$

b) Índice de Plasticidad (IP):

- Material A no cumple condición de mínimo
- Material B no cumple condición de máximo

Las condiciones restrictivas correspondientes serán:

$$\frac{a \times 10 \times 4 + b \times 43 \times 13}{a \times 10 + b \times 43} \geq 5$$

$$\frac{a \times 10 \times 4 + b \times 43 \times 13}{a \times 10 + b \times 43} \leq 10$$

Desarrollando la 1° condición se tiene:

$$\frac{40a + 559b}{10a + 43b} \geq 5$$

$$\frac{40a + 559(1-a)}{10a + 43(1-a)} \geq 5$$

$$\frac{-519a + 559}{-33a + 43} \geq 5$$

$$-519a + 559 \geq 5(-33a + 43)$$

$$-519a + 559 \geq -165a + 215$$

$$-354a \geq -344 \quad / \times (-1)$$

$$a \leq \frac{344}{354}$$

$$a \leq 0,97$$

Resolviendo la 2° inecuación, se obtiene: $a \geq 0,68$

c) Límite Líquido (LL) :

- Material B no cumple condición de máximo

La condición restrictiva en este caso será:

$$\frac{a \times 10 \times 24 + b \times 43 \times 40}{a \times 10 + b \times 43} \leq 35$$

Resolviendo la inecuación se obtiene: $a \geq 0,66$

d) Cálculo de la composición porcentual óptima:

Se determina el rango de valores que satisface el conjunto de condiciones restrictivas obtenidas anteriormente.

Resumen de condiciones restrictivas, ordenadas por signo:

- | | |
|---------------|---------------|
| $a \geq 0,21$ | $a \leq 0,96$ |
| $a \geq 0,30$ | $a \leq 0,91$ |
| $a \geq 0,34$ | $a \leq 0,89$ |
| $a \geq 0,39$ | $a \leq 0,97$ |
| $a \geq 0,33$ | |
| $a \geq 0,68$ | |
| $a \geq 0,66$ | |

Rango de solución: $0,68 \leq a \leq 0,89$

De acuerdo a este resultado se obtiene:

Rangos porcentuales: Material A : 68% - 89%
 Material B : 32% - 11%

La combinación óptima está dada por los puntos medios de los rangos porcentuales, por lo tanto:

$$\text{Material A : } \frac{68 + 89}{2} = 79\%$$

$$\text{Material B : } \frac{32 + 11}{2} = 21\%$$

De esta manera, la mezcla óptima estará compuesta de un 79% de A y un 21% de B.

Nota: Los porcentajes de mezcla obtenidos corresponden a porcentajes en peso, por lo que para trabajar en volumen es necesario conocer las densidades aparentes de los materiales.

Verificación de cumplimiento de especificaciones:

Una vez determinada la composición porcentual en peso de la mezcla es importante:

- Verificar que ésta cumple especificaciones
- Visualizar que tan lejos o cerca quedamos de los límites inferior y superior de las bandas especificadas.

Para la mezcla obtenida (79% de A y 21% de B) se verificará que ésta cumpla:

- Granulometría
- Índice de Plasticidad
- Límite Líquido

Granulometría de la mezcla:

Tamiz (mm)	Materiales		Mezcla (0,79 A + 0,21 B)	Especificación
	0,79 A	0,21 B		
40	79,00	21,00	100	100
25	70,31	21,00	91	80 - 100
20	57,67	20,58	78	-
10	42,66	18,27	61	50 - 80
5	26,07	16,59	43	35 - 65
2	16,59	13,65	30	25 - 50
0,5	7,90	9,03	17	10 - 30
0,08	2,37	4,41	7	5 - 15

Índice de Plasticidad de la mezcla:

Especificación

$$IPm = \frac{0,79 \times 10 \times 4 + 0,21 \times 43 \times 13}{0,79 \times 10 + 0,21 \times 43} = 8,8 \approx 9$$

5 - 10

Límite Líquido de la mezcla:

Especificación

$$LLm = \frac{0,79 \times 10 \times 24 + 0,21 \times 43 \times 40}{0,79 \times 10 + 0,21 \times 43} = 32,5 \approx 33$$

Máx. 35

Conclusión:

De acuerdo a la verificación efectuada, la mezcla cumple especificaciones.

4.5 Problemas Propuestos.

1) Se desea construir una carpeta de rodado granular, para lo cual se dispone de dos materiales A y B, cuyos antecedentes se indican más abajo junto a las especificaciones correspondientes. Determine la combinación porcentual óptima de la mezcla.

Granulometría Tamiz (mm)	% Que Pasa		Especificación
	Mat. A	Mat. B	
40		100	100
25	100	91	80 - 100
20	93	82	-
10	84	68	50 - 80
5	65	47	35 - 65
2	40	23	25 - 50
0,5	27	14	10 - 30
0,08	16	7	5 - 15
IP	11	6	5 - 10
LL	39	28	Máx. 35

2) Se dispone de dos materiales A y B para construir una carpeta de rodado granular. Los antecedentes de los materiales son los siguientes:

Granulometría Tamiz (mm)	% Que Pasa		Especificación
	Mat. A	Mat. B	
40	100		100
25	89		80 - 100
20	73		-
10	54	100	50 - 80
5	37	82	35 - 65
2	21	65	25 - 50
0,5	10	41	10 - 30
0,08	3	20	5 - 15
IP	4	13	4 - 9
LL	25	42	Máx. 35

Determine la combinación porcentual óptima de la mezcla.

4.6 Dosificación de tres materiales.

Para fines didácticos, se calcula luego la proporción en que deben mezclarse tres materiales para que la mezcla cumpla la banda granulométrica especificada.

Tamiz (mm)	% Que pasa			Especificación
	Mat. A	Mat. B	Mat. C	
12,5	100	100		100
10	85	75	100	80 - 100
5	60	50	53	55 - 75
2,5	45	43	47	35 - 50
0,63	15	35	43	18 - 29
0,315	0	32	42	13 - 23
0,16		19	33	8 - 16
0,08		0	32	4 - 10

Utilizando la metodología antes descrita para tres materiales, la solución analítica es la siguiente:

Tamaño del tamiz	Mat. A	Mat. B	Mat. C	Punto medio especificación
(R 0,63 mm)	85	65	57	76,5
(P 0,63 - R 0,08 mm)	15	35	11	16,5
(P 0,08 mm)	0	0	32	7,0
Total	100	100	100	100

Si a, b y c son las proporciones de los materiales A, B y C respectivamente, se pueden escribir las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 85 a + 65 b + 57 c &= 76,5 \\
 15 a + 35 b + 11 c &= 16,5 \\
 32 c &= 7,0
 \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones, se obtienen los siguientes resultados:

$$\begin{aligned}
 a &= 0,66 \\
 b &= 0,12 \\
 c &= 0,22
 \end{aligned}$$

De acuerdo a estos valores, la mezcla estará compuesta por 66% de A, 12% de B y 22% de C.

Verificación de cumplimiento de especificaciones:

Tamiz (mm)	Materiales			Mezcla	Especificación
	0,66 A	0,12 B	0,22 C		
12,5	66,0	12,0	22,0	100	100
10	56,1	9,0	22,0	87	80 - 100
5	39,6	6,0	11,7	57	55 - 75
2,5	29,7	5,2	10,3	45	35 - 50
0,63	9,9	4,2	9,5	24	18 - 29
0,315	0,0	3,8	9,2	13	13 - 23
0,16	0,0	2,3	7,3	10	8 - 16
0,08	0,0	0,0	7,0	7	4 - 10

De esta manera se verifica que la mezcla cumple la banda granulométrica en todos los tamices.

Por lo tanto la mezcla, como ya se calculó, estará constituida por:

$$\text{Mezcla} = 0,66 A + 0,12 B + 0,22 C$$

5. APLICACIONES EN OBRA

Una vez conocidos los porcentajes en peso de dos materiales A y B en una mezcla, a nivel de obra es posible calcular entre otros:

- el volumen requerido de material (mezcla) a producir
- el volumen requerido de cada uno de los materiales
- el número de camionadas de cada material
- el volumen de material a acordonar por metro lineal de carpeta
- las dimensiones de la sección transversal del cordón a formar para cumplir con el espesor compactado exigido

Para calcular lo anterior es preciso conocer los siguientes antecedentes:

- Porcentajes en peso de los materiales A y B en la mezcla
- Densidades aparentes de los materiales A y B
- Densidad aparente de la mezcla
- Dimensiones de la carpeta o capa a construir (longitud, ancho, espesor compactado y derrame)
- Esponjamiento del material (mezcla)
- Capacidad volumétrica de los camiones tolva
- Geometría (dimensiones) de la sección transversal del cordón
- Pérdidas de material durante la operación

5.1. Volumen requerido de material (mezcla) a producir (V_R).

Para calcular el volumen de material (mezcla) que es necesario producir para cumplir con los requerimientos, se calcula primero el volumen compactado de la carpeta o capa a construir. Luego se aplica el factor de esponjamiento para determinar el volumen suelto de material a extender. Finalmente se aplica un factor de seguridad que incluye las pérdidas de material durante la ejecución y las eventuales diferencias que puedan producirse entre el porcentaje de esponjamiento utilizado y el porcentaje de esponjamiento real del material.

De acuerdo a lo anterior, se tiene:

$$V_R = \frac{V_C \cdot F_E}{F_P}$$

Donde:

V_R = Volumen requerido de material a producir (m^3)

V_C = Volumen compactado de la carpeta o capa a construir (m^3)

F_E = Factor de Esponjamiento (Adimensional)

F_P = Factor de Pérdidas (Adimensional)

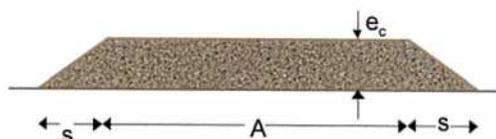
a) Volumen compactado de la carpeta (V_C) :

$$V_C = \left[\frac{(A + 2S) + A}{2} \right] \cdot e_c \cdot L$$

$$V_C = \frac{(2A + 2S) \cdot e_c \cdot L}{2}$$

$$V_C = \frac{2(A + S) \cdot e_c \cdot L}{2}$$

$$V_C = (A + S) \cdot e_c \cdot L$$



Donde:

L = longitud de la carpeta (m)

A = ancho de la carpeta (m) (incluye sobrancho compactado)

e_c = espesor compactado de la carpeta o capa (m)

s = derrame (m)

b) Factor de esponjamiento (F_E)

$$F_E = 1 + \frac{E}{100}$$

donde: E = esponjamiento del material (%)

El esponjamiento del material se puede estimar en base al conocimiento y experiencia de trabajos anteriores con materiales similares.

Cuando no se disponga de información confiable, para determinar el porcentaje de esponjamiento de un material se puede emplear la fórmula :

$$E = \frac{(e_s - e_c) \cdot 100}{e_c}$$

Donde:

- E = Esponjamiento del material (%)
 es = espesor suelto de la carpeta o capa extendida (cm)
 ec = espesor compactado de la carpeta o capa (cm)

Notas:

1) El espesor suelto (es) y el espesor compactado (ec) se pueden determinar directamente en terreno ejecutando una cancha de prueba. Se mide el espesor suelto inmediatamente después de extendido el material, en su estado natural de humedad y luego de terminada la compactación de la capa o carpeta se mide el espesor final (ec) a la humedad óptima de compactación. Se recomienda considerar al menos tres determinaciones de cada uno de los espesores, tomando la media aritmética de los valores obtenidos.

2) El espesor suelto y el espesor compactado también se pueden determinar en sala de ensaye, empleando un molde de los utilizados en el ensaye Próctor Modificado Método D, midiendo la altura inicial de material en condición suelta y humedad natural, y luego de compactado a la humedad óptima, midiendo la altura de material en su condición final.

c) Factor de pérdidas (F_p)

$$F_p = 1 - \frac{P}{100}$$

donde: P = Pérdidas de material (%)

Reemplazando las expresiones de V_C , F_E y F_p en la fórmula de V_R se obtiene:

$$V_R = \frac{(A + S) * L * ec * (1 + E / 100)}{(1 - P / 100)}$$

Notas:

1) Como dato referencial podemos señalar que para materiales granulares el esponjamiento (E) es del orden del 30%.

2) El porcentaje de pérdidas de material (P), el que incluye las pérdidas efectivas de material durante la ejecución, y un margen de seguridad que permita asegurar que se cumplirá el espesor (compactado) especificado a lo ancho y largo de la capa o carpeta a confeccionar, se estima generalmente en base a la experiencia de obras similares anteriores, considerando los registros internos de producción de material y la cubicación de material efectivamente colocado en el camino (volumen compactado de la carpeta).

El valor de P a utilizar dependerá entre otros factores del tamaño máximo, tipo y características del material o mezcla de materiales a colocar, de la tecnología y eficiencia de la planta de producción (seleccionadora), de la homogeneidad de los acopios, de la uniformidad de los cordones, de la maquinaria utilizada en la construcción y de la experiencia e idoneidad de los operadores.

5.2 Volumen requerido de cada uno de los materiales (V_A y V_B).

$$V_A = \frac{M_A}{\rho_A}$$

en que : V_A = Volumen requerido de material A (m^3)
 M_A = Masa requerida de material A (Ton)
 ρ_A = Densidad aparente suelta del material A (Ton/ m^3)

$$V_B = \frac{M_B}{\rho_B}$$

en que : V_B = Volumen requerido de material B (m^3)
 M_B = Masa requerida de material B (Ton)
 ρ_B = Densidad aparente suelta del material B (Ton/ m^3)

a) Masa requerida de cada uno de los materiales (M_A y M_B)

$$M_A = X_A \cdot M_R \qquad M_B = X_B \cdot M_R$$

en que : X_A = % en peso del material A en la mezcla, expresado en forma decimal.
 X_B = % en peso del material B en la mezcla, expresado en forma decimal.
 M_R = Masa de mezcla requerida (Ton)

b) Masa de mezcla requerida (M_R)

$$M_R = V_R \cdot \rho_M$$

en que : V_R = Volumen de mezcla requerido (m^3)
 ρ_M = Densidad aparente suelta de la mezcla (Ton / m^3)

Notas:

- 1) La densidad aparente suelta de la mezcla se obtiene ensayando una muestra representativa y homogénea de ella.
- 2) Cuando no sea posible determinar mediante el ensaye correspondiente la densidad aparente suelta de la mezcla, ésta se puede estimar ponderando las densidades aparentes sueltas de cada material por su correspondiente proporción en peso dentro de la mezcla.

$$\rho_M = X_A \cdot \rho_A + X_B \cdot \rho_B$$

5.3 N° de camionadas de cada material (N_A y N_B).

$$N_A = \frac{V_A}{C_T} \qquad N_B = \frac{V_B}{C_T}$$

en que : N_A = N° de camionadas requeridas de material A
 N_B = N° de camionadas requeridas de material B
 V_A = Volumen requerido de material A (m^3)
 V_B = Volumen requerido de material B (m^3)
 C_T = Capacidad volumétrica camiones tolva (m^3)

5.4 Volumen de material a acordonar por metro lineal (V_L).

El volumen total de material a acordonar por metro lineal de carpeta (V_L) se calculará dividiendo el volumen de mezcla requerido (V_R) por la longitud del cordón. Por lo tanto

$$V_L = \frac{V_R}{L}$$

en que :

V_L = Volumen de material a acordonar por metro lineal de carpeta (m^3 / m . lineal)

V_R = Volumen de mezcla requerido (m^3)

L = Longitud del cordón (metros lineales)

Nota:

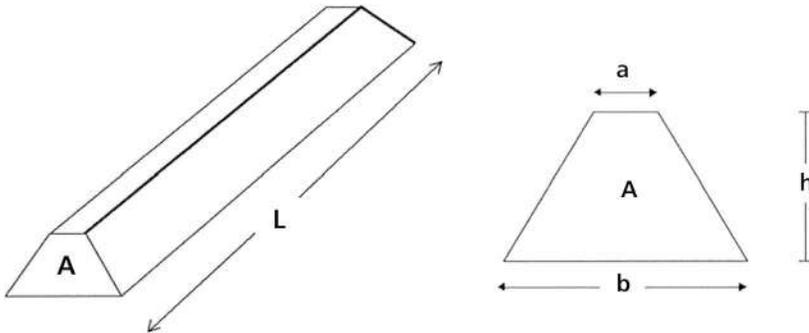
En estricto rigor, para el cálculo de V_L debería considerarse un volumen de mezcla requerido V'_R algo inferior a V_R , ya que una parte del valor de porcentaje de pérdidas adoptado (P) es atribuible a pérdidas de material en las etapas previas a la formación del cordón. Esto significa que debería utilizarse un valor P' menor que P .

Dado que en la práctica es muy difícil estimar que fracción de las pérdidas se registra en las etapas previas a la formación del cordón y que fracción en las etapas posteriores, se recomienda por simplicidad y para mayor seguridad efectuar el cálculo de V_L considerando el valor de V_R obtenido empleando el porcentaje total de pérdidas adoptado (P).

La recomendación anterior tendrá validez mientras no se pueda determinar P' con razonable precisión, es decir, mientras no sea posible estimar un valor confiable de k en la relación $P' = k * P$, en que $0 < k < 1$.

5.5 Dimensiones de la sección transversal del cordón a formar.

La sección transversal de un cordón se asimila geoméricamente a un trapecio, de base superior "a", base inferior "b" y altura "h", como se muestra en la figura.



El área de la sección transversal está dada entonces por la expresión:

$$A = \frac{(a + b) \cdot h}{2}$$

El volumen total del cordón es por lo tanto:

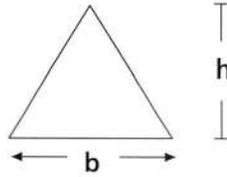
$$V = A \cdot L$$

Como $V = V_R$, se puede establecer la igualdad :

$$\frac{(a + b) \cdot h}{2} = \frac{V_R}{L}$$

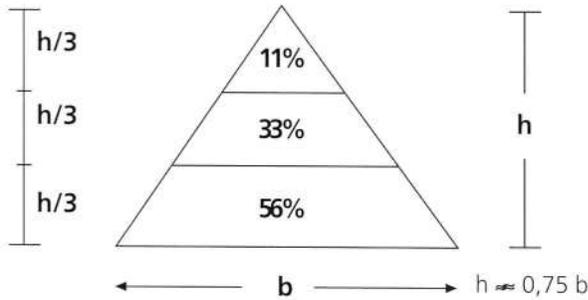
Si la sección se asimilara a un triángulo de base "b" y altura "h", la relación sería:

$$\frac{b \cdot h}{2} = \frac{V_R}{L}$$

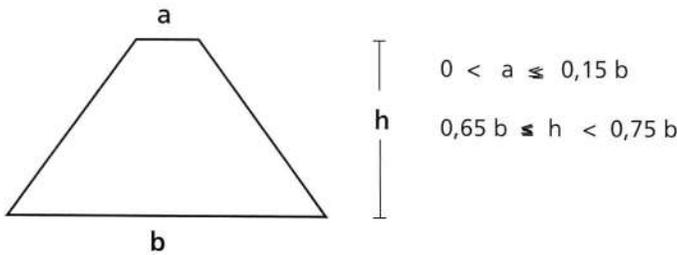


Distribución del material en un cordón tipo :

La siguiente figura muestra la distribución porcentual del volumen de material en un cordón tipo de sección triangular :



Considerando una sección trapezoidal, como se muestra en la próxima figura, se pueden establecer las siguientes relaciones aproximadas:



$$0 < a \leq 0,15 b$$

$$0,65 b \leq h < 0,75 b$$

A manera de ejemplo, para una sección trapezoidal podemos geoméricamente establecer que:

Para $a = 0,05 b$, $h \approx 0,72 b$

$a = 0,10 b$, $h \approx 0,68 b$

$a = 0,15 b$, $h \approx 0,65 b$

5.6 Aplicación Práctica.

Se desea construir una carpeta de rodado granular de 15 cm de espesor, en un ancho de 7 m y con una longitud de 11,8 Km. Para este fin se utilizará una mezcla de dos materiales A y B en una proporción A = 65% y B = 35%. Las densidades aparentes de los materiales A y B son respectivamente 1.670 y 1.560 Kg/m³ y la densidad aparente de la mezcla es 1.630 Kg/m³. Los camiones tolva disponibles tienen una capacidad de 12 m³. El esponjamiento del material (mezcla) es de 28%. Considerando un derrame de 25 cm a cada lado y un 5% de pérdidas de material durante la ejecución, calcule:

- Volumen de mezcla requerido
- Volumen requerido de cada uno de los materiales
- Nº de camionadas necesarias de cada uno de los materiales
- Volumen de material a acordonar por metro lineal de carpeta
- Dimensiones de la sección transversal del cordón

Desarrollo:

Datos :

$$e_c = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

$$A = 7 \text{ m}$$

$$S = 25 \text{ cm} = 0,25 \text{ m}$$

$$L = 11,8 \text{ Km} = 11.800 \text{ m}$$

$$X_A = 0,65$$

$$X_B = 0,35$$

$$\rho_A = 1.670 \text{ kg/m}^3 = 1,67 \text{ Ton/m}^3$$

$$\rho_B = 1.560 \text{ kg/m}^3 = 1,56 \text{ Ton/m}^3$$

$$\rho_M = 1.630 \text{ kg/m}^3 = 1,63 \text{ Ton/m}^3$$

$$C_T = 12 \text{ m}^3$$

$$E = 28\%$$

$$P = 5\%$$

Cálculos:

- Volumen compactado de la carpeta :

$$V_C = (7 + 0,25) \times 0,15 \times 11.800 = 12.833 \text{ m}^3$$

Volumen de mezcla requerido :

$$V_R = \frac{12.833 \times (1 + 28/100)}{(1 - 5/100)} = 17.291 \text{ m}^3$$

- Volumen requerido de material A :

$$V_A = \frac{0,65 \times 17.291 \times 1,63}{1,67} = 10.970 \text{ m}^3$$

Volumen requerido de material B :

$$V_B = \frac{0,35 \times 17.291 \times 1,63}{1,56} = 6.323 \text{ m}^3$$

c) N° de camionadas necesarias de material A :

$$N_A = 10.970 / 12 = 914 \text{ camionadas de material A}$$

N° de camionadas necesarias de material B :

$$N_B = 6.323 / 12 = 527 \text{ camionadas de material B}$$

Estos valores indican que se requieren aproximadamente 1,73 camionadas de material A por cada camionada de material B. ($914/527 = 1,73$)

d) Volumen de material a acordonar por metro lineal de carpeta:

$$V_L = 17.291 / 11.800 = 1,47 \text{ m}^3 / \text{m. lineal}$$

e) Dimensiones de la sección transversal del cordón:

Considerando sección triangular :

$$\frac{b \cdot h}{2} = 1,47$$

$$h = 0,75 b \rightarrow \frac{b \times 0,75 b}{2} = 1,47$$

$$b^2 = 3,92 \rightarrow b = 1,98 \text{ m}$$

$$h = 0,75 \times 1,98 = 1,49 \rightarrow h = 1,49 \text{ m}$$

• Considerando sección trapezoidal, con $a = 0,15 \cdot b$:

$$\frac{(a + b) \cdot h}{2} = 1,47$$

Para $a = 0,15 b \rightarrow h = 0,65 b$

$$\frac{(0,15 b + b) \times 0,65 b}{2} = 1,47$$

$$b^2 = 3,93 \rightarrow$$

$$b = 1,98 \text{ m}$$

$$a = 0,30 \text{ m}$$

$$h = 1,29 \text{ m}$$

5.7 Problemas Propuestos.

1.- Se utilizó una mezcla de dos materiales para construir una carpeta de rodado de 13,1 km de longitud, en un ancho de 7 m. El volumen de mezcla producido fue de 19.980 m³. Considerando un perfil con un derrame de 25 cm y un 30% de esponjamiento para la mezcla, determinar el porcentaje de pérdidas durante la ejecución, si el espesor promedio de la carpeta compactada fue de 15,2 cm.

2.- Se tiene un cordón de material de sección trapezoidal en que se cumple la relación $a = 0,1b$. ¿Qué altura debería tener el cordón para contener un volumen de material de 4.200 m³, si su longitud es de 3,15 km ?

6 FILTRO

Generalmente, en las obras viales se necesita eliminar las aguas (drenaje) o evitar la ascensión capilar debajo de los pavimentos. Un dren permanente, que satisfaga estas necesidades y dure toda la vida de diseño con el mínimo de mantenimiento, se compone de un filtro, el conducto colector y el sistema de eliminación. El filtro es fundamental en un dren y de su diseño depende la eficacia de éste. Debe ser lo suficientemente permeable para permitir el flujo de agua dentro del dren con la mínima pérdida de carga y al mismo tiempo lo suficientemente fino para evitar la erosión del suelo hacia adentro del dren.

Un filtro no puede retener todas las partículas del suelo, sino las más gruesas, y se ha demostrado que es suficiente que retenga sólo las más gruesas que el 15%, en otras palabras el D85 del suelo que se deberá filtrar. Diámetro efectivo es aproximadamente 1/5 D15.

Si el filtro debe proporcionar un drenaje libre, debe ser mucho más permeable que el suelo y como el coeficiente de permeabilidad varía como el cuadrado del tamaño de las partículas, una relación de permeabilidad de 20 a 1 se obtiene con una relación 5 a 1 de los diámetros efectivos.

A partir de pruebas realizadas por Terzaghi y posteriormente por el Cuerpo de Ingenieros en Vicksburg se dedujo las siguientes relaciones para especificar un material de filtro.

- i)
$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{suelo})} < 5$$
- ii)
$$4 < \frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{suelo})} < 20$$
- iii)
$$\frac{D_{50}(\text{filtro})}{D_{50}(\text{suelto})} < 25$$

Nota: la condición iii) no es aplicable cuando se verifica separación de capas de materiales

Según Navdocks DM-7, para bases de material muy uniformes ($C_u < 1,5$):

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{base})} < 6$$

Para bases de material bien graduado ($C_u > 4$):

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{base})} < 40$$

Para evitar la penetración del filtro en las perforaciones o juntas del tubo:

$$\frac{D_{85}(\text{filtro})}{\text{anchojunta}} > 1,2 \text{ a } 1,4$$

$$\frac{D_{85}(\text{filtro})}{\phi \text{ perforación}} > 1,0 \text{ a } 1,2$$

Para evitar segregación del filtro, tamaño máximo abs. = 80 mm.

Para evitar movimiento interno de los finos del filtro, no debe tener más que 5% pasando por tamiz 0,08 mm.

Para evitar segregación del filtro, tamaño máximo abs. = 80 mm.

Para evitar movimiento interno de los finos del filtro, no debe tener más que 5% pasando por tamiz 0,08 mm.



Problema:

En un camino de Valdivia, se desea diseñar un dren usando un tubo con perforaciones de 5 mm y filtros de suelos granulares. Se cuenta con gravilla y arena para pavimento de hormigón con las siguientes granulometrías

Suelo de Valdivia: Tamiz	% que pasa
5 mm	100
2 mm	98
0,5 mm	92
0,08 mm	88
0,07 mm	85*
0,025 mm	15*

* mediante Boyucos

Tamiz	Gravilla % que pasa	Arena % que pasa
25 mm	100	
20 mm	99	
10 mm	35	100
5 mm	4	98
2,5 mm		82
1,25 mm		61
0,63 mm		30
0,315 mm		14
0,16 mm		2

Verifique si cumplen con las condiciones de filtro.

Solución:

A partir de las granulometrías se calcula los D15, D50 y D85 para cada uno de los materiales

	Suelo	Gravilla	Arena
D15	0,025	6,4	0,33
D50	0,042	11,8	0,98
D85	0,07	17,2	2,9

Los materiales filtrantes empleados en drenes deben cumplir los siguientes requisitos;

$$\frac{D15 \text{ (filtro)}}{D85 \text{ (suelo)}} < 5 \text{ para Suelo - Arena}$$

$$4 < \frac{D15 \text{ (filtro)}}{D15 \text{ (suelo)}} < 20 \quad \text{y}$$

$$\frac{D50 \text{ (filtro)}}{D50 \text{ (suelo)}} < 25 \quad \text{Arena - Gravilla}$$

$$\frac{D85 \text{ (filtro)}}{(\varnothing) \text{ perforación}} > 1,0 \quad \text{Gravilla - Tubo}$$

Reemplazando para Suelo - Arena

$$\frac{0,33}{0,07} = 4,7 < 5$$

$$4 < \frac{0,33}{0,042} = 13,2 < 20$$

$$\frac{0,98}{0,042} = 23,3 < 25$$

La arena cumple la condición de filtro con respecto al suelo.

Reemplazando para Arena - Gravilla

$$\frac{6,4}{2,9} = 2,2 < 5$$

$$4 < \frac{0,33}{0,025} = 13,2 < 20$$

$$\frac{11,8}{0,98} = 12,0 < 25$$

.. La gravilla cumple la condición de filtro con respecto a la arena.

Para el Tubo

$$\frac{17,2}{5} = 3,4 > 1,0$$

Respuesta : La grava es adecuada para el tubo.

7 PROTECCIÓN CONTRA LAS HELADAS

La profundidad por debajo de la superficie de terreno hasta donde se extiende la temperatura de 0°C se llama "línea de congelación". Sobre esta línea se producirá congelación y se formarán lentes de hielo, si las condiciones del suelo son apropiadas.

La profundidad de la línea de congelación depende de la temperatura del aire, del tiempo que se mantiene la temperatura bajo 0°C y de la conductancia calórica del suelo. El hinchamiento por congelación y los daños producidos por ésta, se pueden evitar corrigiendo los causantes de la formación de lentes de hielo.

Mediante el uso de drenes y filtros podemos eliminar el agua, pero uno de los métodos más efectivos es remover el suelo susceptible de las heladas, hasta la profundidad de la línea de congelación, reemplazándolo por suelos no susceptibles.

De acuerdo con A. Casagrande, un suelo uniforme es susceptible a las heladas si más del 10% en peso es menor a 0,02 mm; y un suelo bien graduado es susceptible, si más del 3% de su peso es menor a 0,02 mm.

Tabla 11: Potencialidad de Drenaje y Posible Acción de las Heladas en los Suelos Considerados en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Clase de Suelo	Características de Drenaje	Posible acción de las Heladas
GW	Excelente	Ninguna o muy ligera
GP	Excelente	Ninguna o muy ligera
GM	Regular a impermeable	Ligera a mediana
GC	Pobre a impermeable	Ligera a mediana
SW	Excelente	Ninguna a muy ligera
SP	Excelente	Ninguna a muy ligera
SM	Regular a impermeable	Ligera a alta
SC	Pobre a impermeable	Ligera a alta
ML	Regular a pobre	Mediana a muy alta
CL	Impermeable	mediana a alta
OL	Pobre	mediana a alta
MH	Regular a pobre	mediana a alta
CH	Impermeable	Mediana
OH	Impermeable	Mediana
Pt	Regular a pobre	Ligera

8 PRODUCCIÓN DE AGREGADOS

En la producción y utilización del agregado es de fundamental importancia saber qué es lo que se está produciendo. Esto se determina haciendo ensayos en muestras del producto. Estas muestras deben ser representativas del material producido.

El contratista necesita muestras representativas para los ensayos de su programa de control de calidad, cuyos resultados, vaciados en Cartas de Control le permiten manejar su producción, pudiendo hacer ajustes en su planta para mantener el material dentro de los límites de calidad prefijados.

La Inspección Técnica de Obras (ITO), necesita también muestras representativas para determinar si el material cumple con las Especificaciones bajo las cuales se rige la obra, poniendo especial atención a la graduación.

Cuando el agregado es para confeccionar mezclas asfálticas u hormigón, se necesita también muestras representativas de éste con el fin de efectuar la dosificación de las mezclas. Si las muestras de agregados no son representativas, las mezclas asfálticas probablemente no cumplirán con los límites especificados y el contratista puede ver disminuida su paga por las multas recaídas en su trabajo.

En el caso de productos de hormigón, también necesita un agregado uniforme para trabajar, y necesitará muestras que representen a este agregado. La graduación del agregado afecta la resistencia, los huecos por aire atrapado y la trabajabilidad del hormigón.

Hay varios lugares adecuados para sacar las muestras de los agregado. Los métodos más convenientes para muestrear son: en la Correa Transportadora, en los Silos y en Acopio.

Al muestrear en una correa transportadora se obtiene una muestra muy representativa del agregado. También es la más difícil de obtener, pues se tiene que parar la correa para que se tome una muestra.

Si se hace el muestreo en la correa, se deben tomar por lo menos tres porciones entre dos soportes deflectores de los que se usan para encauzar el material. Todo el material extraído entre los soportes, incluso el fino que se recoge con una escobilla, debe ser echado a mismo recipiente.

La descarga de la correa puede ser muy representativa, la clave está en lograr coger la sección completa del material que se está descargando. Debe tomarse un mínimo de 3 porciones y combinarlas para que la muestra sea tomada de la mezcla. Una pala cargadora ubicada al final de la correa es conveniente para obtener una muestra de la descarga. Las muestras de la descarga de la correa deben tomarse después que la planta ha estado funcionando un cierto tiempo.

Es muy difícil obtener una muestra representativa de silos muy grandes. Si es necesario muestrear en silos, puede tomarse una serie de porciones a cierto intervalo y combinarlas para obtener una sola muestra. Un buzón muestreador se presta bien para obtener porciones de muestras, de modo de obtener un corte completo de la sección de descarga del silo.

El muestreo directo desde los camiones no es recomendable. Es mejor obtener una muestra antes o después que el material ha sido despachado. Durante el transporte, el material fino tiende a bajar al fondo de la tolva, haciendo difícil obtener una muestra representativa. Si es necesario, el muestreo deberá hacerse excavando un número de hoyos en ubicaciones elegidas. Los hoyos deberán ser tan profundos como prácticos para poder conseguir una sección completa en corte del material. Todo el material debe ser revuelto y combinado, tomándose la muestra de la mezcla.

Un método mejor para muestrear de un camión es abrir la tapa trasera sin levantar la tolva, lo que acarreará la caída al suelo de parte del material adyacente, dejando una sección a la vista en forma de talud, de la cual se pueden tomar varias porciones. Estas porciones de muestras pueden tomarse de varios camiones, para luego combinarlas y mezclarlas, y de allí reducir al tamaño de la muestra deseada.

Para muestras de cordones, éstas deben tomarse de por lo menos tres ubicaciones seleccionadas al azar por cada 150 m. Se debe cortar completamente el cordón a un ancho de pala.

El muestreador debe ser muy cuidadoso para remover todo el material del cordón, teniendo cuidado de excluir el material subyacente. Se debe reducir por cuarteo, juntar las tres porciones hasta completar el volumen deseado.

Muchos acopios se hacen descargando el material desde una cinta transportadora. Si la cinta está fija, se formará un acopio con forma de cono. Si el agregado es acopiado empleando una apiladora radial, el acopio tendrá forma de cordón. A veces se usan camiones para formar acopios. Lo ideal entonces es disponer de una gran área donde los camiones puedan descargar en forma adyacente uno de otro. Si es necesario aumentar la altura del acopio, la parte superior deberá nivelarse con un bulldozer de ruedas neumáticas. Las descargas de los camiones para la segunda capa deberán comenzar 1,5 m adentro del borde de la primera capa, para evitar que el material ruede por los bordes.

Ocasionalmente el agregado se vacía desde una cantera o borde de un acantilado para formar un acopio, lo cual produce segregación, especialmente con los agregados de gran tamaño. También suelen usarse palas almejas para formar acopios, en cuyo caso el material que se coloca en capas delgadas tiene la menor segregación.

El material se segrega cuando se mueve en una cinta transportadora. Como se muestra en la Figura N°49, la vibración durante el transporte hace que el fino caiga hacia el fondo de la cinta o correa transportadora.

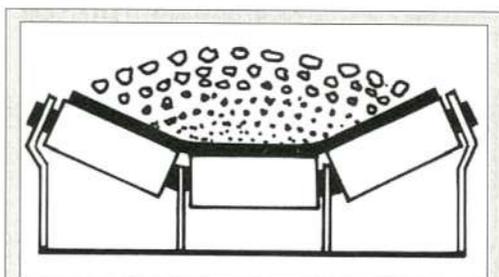


Figura N°49
Segregación del agregado en cinta transportadora

Cuando el material cae al final de la cinta, pueden suceder varias cosas que afectan la posición de los diversos tamaños del agregado en el acopio.

La Figura N°50 muestra el material saliendo de la cinta. El fino estando en el fondo, continúa al fondo y cae derecho hacia abajo, o un poco hacia abajo de la cinta. El material más grande cae ligeramente lejos del transportador que tiene la tendencia a rodar por el acopio. La distancia de caída entre el extremo de la cinta y la cima del acopio afecta la segregación. La humedad del material y el viento también pueden afectar la magnitud de la segregación.

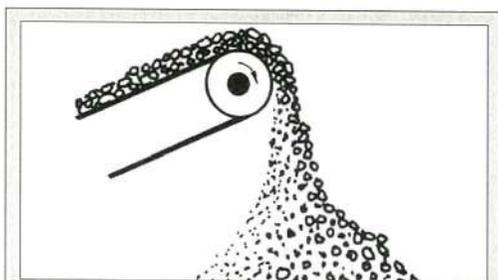


Figura N°50
Distribución típica de agregados saliendo de cinta transportadora

Los acopios formados por descargas de camiones adyacentes unas a otras, tienen una pequeña segregación dentro las descargas. El acopio mismo será más o menos uniforme, a menos que haya un cambio en el proceso de producción.

El material descargado desde un acantilado sufre mucha segregación. En general, las partículas más grandes caen hacia afuera y en la base de la pila. La cantidad segregada varía con la altura de caída, la graduación del material, la humedad y otras condiciones. La segregación ocurre típicamente como se muestra en la Figura N°51.

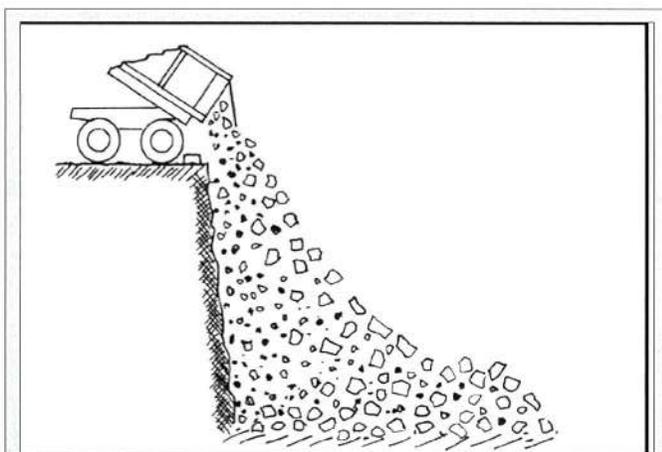


Figura N°51
Segregación producida por descarga en acantilado

La Ohio Aggregates Association tiene tres reglas para muestrear agregados gruesos de un acopio.

La 1ª es remover la cara del acopio con un cargador para dejar a la vista el material inferior. La 2ª es tomar muestras en ángulo recto con respecto al flujo del material en la pila. La 3ª es tomar porciones a través de la cara de la pila, ojalá con el cargador, para formar una pequeña pila de material muestreado.

La Figuras N°52 a N°53 muestran la posición para muestrear en varias pilas.

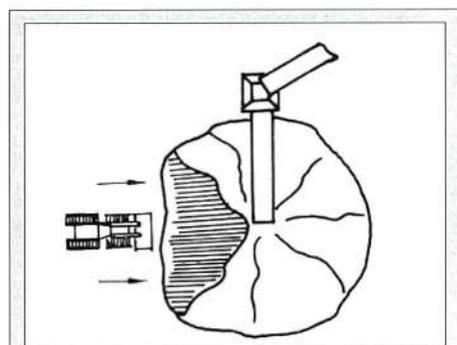


Figura N°52
Muestreo en acopio con forma de cono

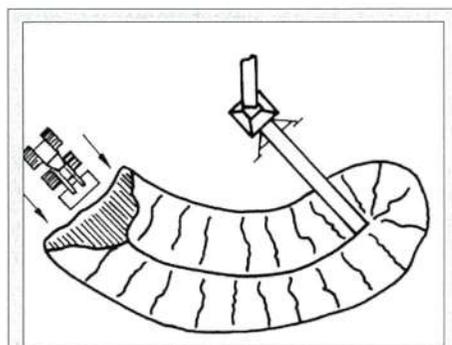


Figura N°53
Muestreo en acopio con forma de cordón

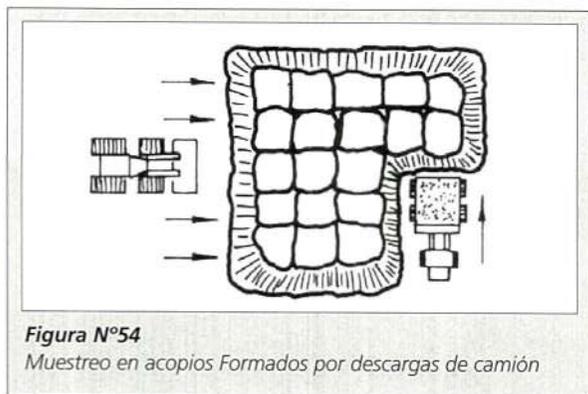


Figura N°54
 Muestreo en acopios Formados por descargas de camión

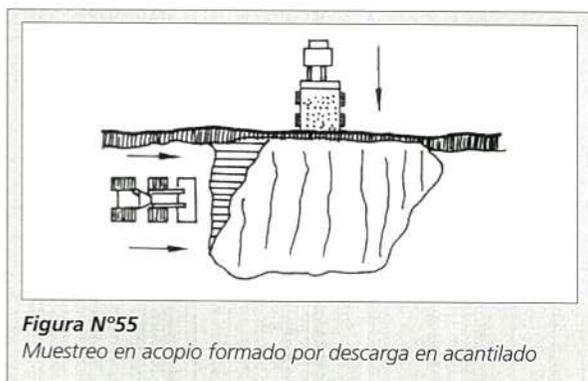


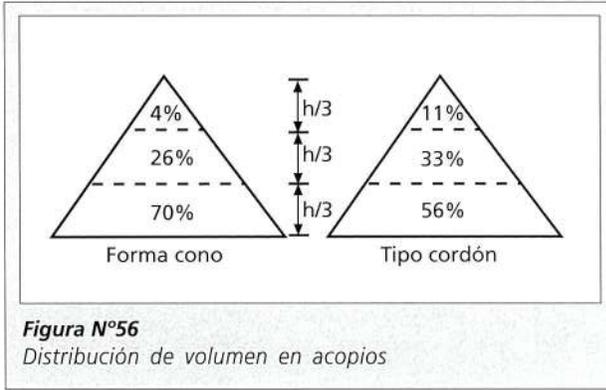
Figura N°55
 Muestreo en acopio formado por descarga en acantilado

Usando un cargador frontal, saque un mínimo de tres capachos cargados a lo largo de la pila del acopio. Este material se acopia en una pilita. Asegúrese de que el material rueda desde el capacho en lugar de dejarlo caer desde lo alto. La pilita de muestras debe ser revuelta completamente.

Váyase al extremo final de la pila y manteniendo el capacho tan bajo como sea posible, haga que el operador empuje el capacho dentro del material, hasta que el capacho sobrepase la mitad de la pila original. Levante lentamente el capacho y empújelo adelante para producir un suave mezclado del material. Repita el proceso desde el lado opuesto de la pila. Si la pila no parece estar razonablemente uniforme, repita todo el proceso.

La pila está ahora lista para el muestreo. Por lo menos 6 paladas llenas de material deben tomarse de iguales porciones alrededor de la pila. En un punto alrededor de 1/3 de la altura de la pila de muestreo introduzca la pala horizontalmente y en profundidad, y levántela verticalmente, vaciando el contenido en el recipiente para la muestra. Tenga cuidado de retener tanto material como sea posible en el capacho.

Cuando no hay disponible equipo mecanizado, debe examinarse el acopio e identificarse las posiciones de muestreo. Al decidir dónde tomar las porciones de muestra considere dónde está ubicado el grueso del volumen en el acopio. Por ejemplo, en un acopio cónico de 3 m de altura el 70% del volumen está a la altura de 1 m, por lo tanto el muestreador debería trabajar alrededor del acopio tomando la mayoría de las porciones de muestra en la parte baja. Como se ilustra en la Figura muestreador debería tomar por lo menos la mitad de las porciones de muestra de la parte baja del acopio.



Una vez localizadas las posiciones de muestras, se introduce una tabla en la pila justo encima del área que se va a muestrear, para impedir que las partículas gruesas caigan al área y dejen una muestra segregada. La muestra debe tomarse enseguida del material no perturbado excavando verticalmente en la pila y echando la porción en la bolsa de muestreo. Este procedimiento se repite en los lugares seleccionados en la pila hasta que se haya recogido el número correcto de muestras para representar las condiciones del acopio.

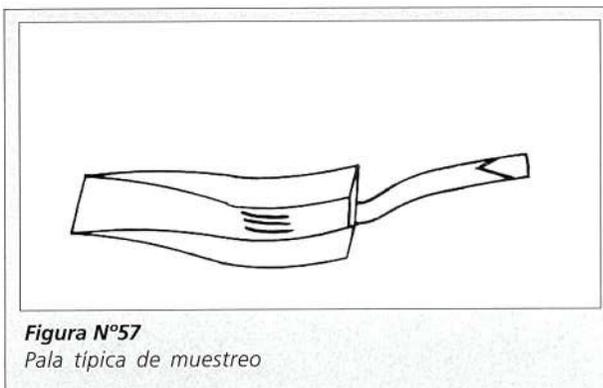
Es un poco más fácil obtener una muestra representativa en agregados finos de un acopio, ya que el material tiene menos tendencia a la segregación. Se describen dos métodos para muestrear:

Un método es escarpar el material superficial hasta que aparezca la arena húmeda en los lugares seleccionados para tomar las porciones de muestra.

Saque el material afuera con una pala, de modo que una cara vertical de aproximadamente 0,5 m de altura quede a la vista. Introduzca la punta de la pala en el extremo inferior de la cara y mueva la pala hacia arriba a lo largo de la cara vertical, de modo de obtener una palada de arena. Esta porción se transfiere a la bolsa de muestreo. Este procedimiento se repite en los lugares seleccionados en la pila, hasta que se complete el número correcto de porciones de muestra que se deben tomar para que representen las condiciones del acopio.

La pala de muestreo debe ser de punta cuadrada y de la forma que se indica en la Figura N°57.

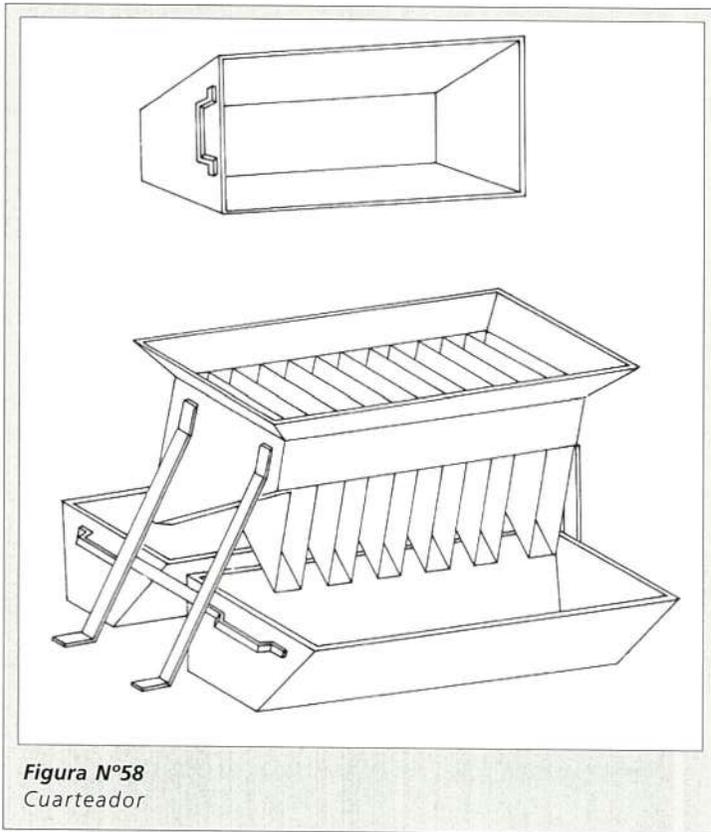
El otro método de muestreo en un acopio de agregado fino es usar un tubo de muestreo.



Este tubo debería ser de un mínimo de 25 a 30 mm de diámetro y de alrededor de 2,0 m de largo. El tubo se introduce en la pila perpendicularmente a la cara del acopio, en los lugares seleccionados. El tubo es después volteado hacia abajo y extraído. El contenido del tubo se vacía en la bolsa de muestreo. Este procedimiento se repite alrededor de la pila, hasta que se haya recogido el número apropiado de muestras para que representen las condiciones del acopio.

Para reducir muestras mediante cuarteo, se puede emplear un cuarteador como se indica en la Figura N°58 o una lona según Figura N°59.

Nota: Las Figuras 49 a 57 se tomaron de la publicación *Recommended Practice for Sampling of Aggregate* de la OAA.



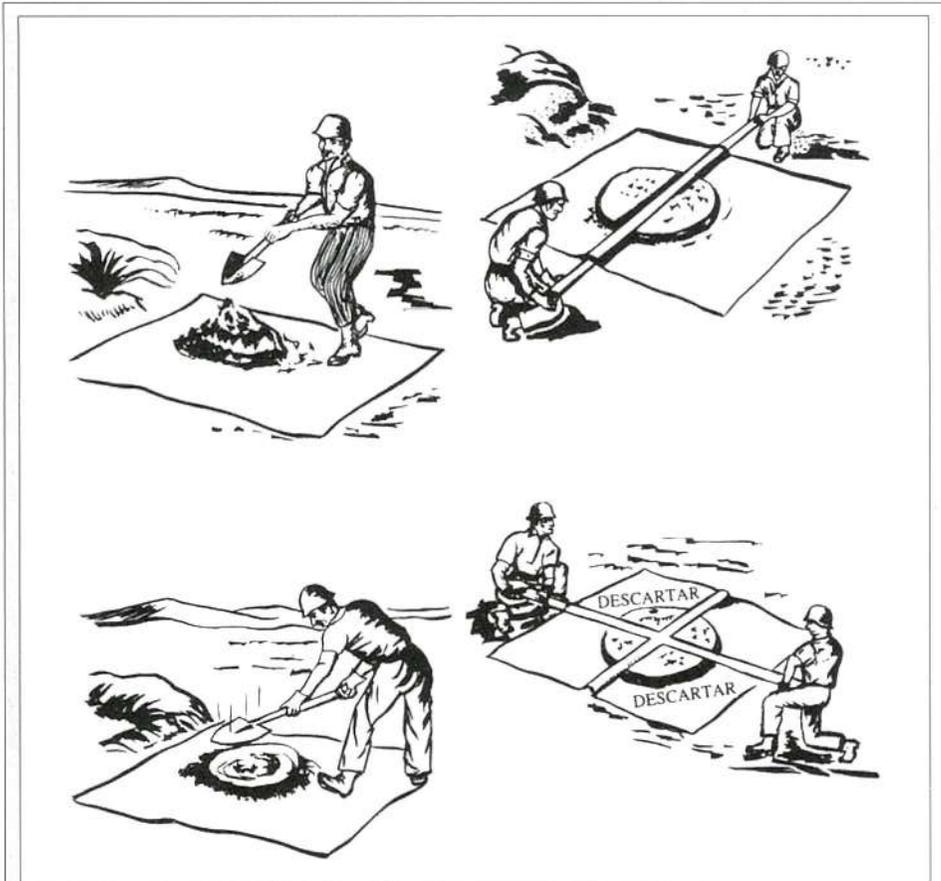


Figura N°59
Cuarteador de Muestras

REFERENCIAS

- George E. Bertram. "Manual de Ensayos de Suelos para Construcción de Caminos"
- T. William Lambe. "Soil Testing for Engineers"
- Joseph E. Bowles "Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil"
- Eulalio Juárez Badillo y Alonso Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos"
- Navdocks DM-7. "Design Manual Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures"
- Alfonso Rico y Hermilo del Castillo. "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Ferrocarriles y Aeropistas"
- Karl Terzaghi y Ralph B. Peck. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.
- PECK R.B. (1962) "Art and Science in Subsurface Engineering", Geotechnique, Vol XII, N° 1.
- SIMONS N.E. y MENZIES B.K. (1977) "A Short Course in Foundation Engineering", Butterworth, London. Sowers, G.B. y Sowers, G.F. (1970), "Introductory Soil Mechanics and Foundations", Mac Millan Co.
- Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", Wiley, New York.
- LAMBE T.W. y WHITMAN R.V. (1969) "Soil Mechanics", John Wiley, New York.
- BISHOP A.W. y BLIGHT G.E.(1963) "Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils", Geotechnique, Vol.13, pp. 177-197.
- SKEMPTON AW. (1961) "Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks", Proc. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, pp. 4-16, London.
- BISHOP A.W. y DONALD I.B. (1961) "The Experimental Study of Partly Saturated Soil in the Triaxial Apparatus", Proc. 5th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 13-21, Paris.
- SKEMPTON A.W. (1954) "The Pore Pressure Coefficients A and B", Geotechnique, Vol 4, pp. 143-147.
- CURSO LABORATORISTA VIAL. Volumen I - Geotecnia. MOP Chile. 5ª Edición 1996.
- DIRK WEISSG. "Fundamentos sobre la compactación de Suelos". Libro Wacker. Quinta Edición. 2001.

Anexos

Anexo A

MÉTODO PARA OBTENER EL CUARTEO DE MUESTRAS

LNV 1 – M.C. VOL. 8 8.202.2

RESUMEN

1. ALCANCES Y CAMPO DE APLICACIÓN.

Este método establece dos procedimientos, uno manual y otro mecánico, para la reducción de muestras de suelo, áridos y agregados pétreos en general.

2. PROCEDIMIENTO MANUAL.

Método para reducir a muestras menores que 100 kg mediante cuarteo manual.

2.1 Humedecer el material si está seco, añadiendo agua limpia con un rociador. Mezclar bien el material hasta formar una pila en forma de cono; revolver de nuevo hasta formar un nuevo cono; repita esta operación tres veces.

2.2 Distribuir una palada llena del material uniformemente sobre una lona u otro superficie lisa, plana y ancha. Si la cantidad del material es pequeña, se puede usar una plana de albañil. Continuar colocando material en capas, una sobre la otra, hasta que se haya distribuido todo el material formando un montón plano y ancho, cuyo espesor y distribución de los tamaños del agregado sea razonablemente uniforme. No permitir la conicidad del agregado.

2.3 Dividir el montón en cuatro partes iguales, con una pala de borde recto o una plancha de metal. Cuando se emplee una lona, el cuarteo puede hacerse convenientemente insertando un palo delgado o varilla por debajo de la lona y levantándola para así dividir la muestra en partes iguales, primero en dos mitades y luego en cuartas partes.

2.4 Remover dos cuartas partes opuestas y colóquelas a un lado, cuidando de retirar todo el material fino limpiando los espacios despejados con una brocha o escoba.

2.5 Repetir el procedimiento indicado desde 2.1 a 2.4 con la porción restante del agregado, hasta obtener una muestra de ensaye del tamaño deseado.

3. PROCEDIMIENTO CON CUARTEADOR METÁLICO O MECÁNICO.

Método para reducir a muestras menores que 100 kg mediante un cuarteador metálico.

3.1 Colocar la muestra en uno de los recipientes del cuarteador.

3.2 Vaciar la muestra en el cuarteador

3.3 Separar el material correspondiente a uno de los recipientes.

3.4 Repetir el procedimiento con el material del recipiente restante hasta obtener el tamaño de muestra requerido.

Anexo B

MÉTODO PARA DETERMINAR EL EQUIVALENTE DE ARENA LNV 71 – M.C. VOL. 8 8.202.9 RESUMEN

1. OBJETIVO

Este método establece un procedimiento rápido para determinar las proporciones relativas de finos plásticos o arcillosos en los pétreos que pasan por tamiz de 5 mm.

2. MATERIALES

- Probeta Graduada.
- Pisón.
- Sifón.
- Medida.
- Tamiz.
- Recipiente.
- Agitador Mecánico.
- Herramientas y Accesorios.
- Solución Base.
 - a) Componentes. Emplee los siguientes materiales en las cantidades que se indican:
 - 240 g de cloruro de calcio anhidro, grado técnico.
 - 1.085 g de glicerina farmacéutica.
 - 25 g de formaldehído (solución 40% de volumen / volumen).
 - b) Preparación. Disuelva el cloruro de calcio en 1 l de agua destilada y filtre. Agregue la glicerina y el formaldehído a la solución, mezcle bien y diluya a 2 l con agua destilada.

3. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

La muestra original debe tener un tamaño igual o mayor que 2.000 g de material bajo 5 mm. La muestra para cada ensaye debe ser igual a una medida llena enrasada (85 ± 5 ml).

Pase la muestra original en estado húmedo por el tamiz de 5 mm; disgregue manualmente los terrones de material arcilloso. Si el material retenido tiene adheridas capas de material arcilloso, remuévalas secando el material retenido y frotándolo entre las manos sobre un recipiente. El polvo resultante debe incorporarse a la muestra y el material retenido debe desecharse.

Reduzca por cuarteo hasta obtener material suficiente para llenar cuatro medidas. Seque hasta masa constante en horno a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$; deje enfriar a temperatura ambiente.

4. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

Colocar la botella del sifón con la solución de ensaye a aproximadamente 1 m sobre la superficie de trabajo. Posteriormente sifonee la solución de ensaye en la probeta hasta que alcance un nivel de 100 ± 5 mm.

Llenar una medida; asiente el material golpeando el fono de la medida contra la mesa de trabajo a lo menos 4 veces, enrase y vierta en la probeta.

Golpear firmemente el fondo de la probeta contra la palma de la mano hasta desalojar las burbujas de aire. Dejar la probeta en reposo por un período de 10 min.

Colocar el tapón y soltar la arena del fondo inclinando y sacudiendo el tubo. Agitar la probeta y su contenido.

Introducir el irrigador hasta el fondo de la probeta con un movimiento lento de penetración y torsión para remover todo el material.

Retirar el irrigador en forma similar, regulando el flujo de la solución de modo de ajustar el nivel final a 380 mm. Dejar sedimentar por un período de 20 min \pm 15 s. Al final del periodo de sedimentación leer y registrar el nivel superior de la arcilla (Nt), aproximando al milímetro.

Introduzca el pisón en la probeta y hágalo descender suavemente hasta que quede apoyado en la arena. Registre el nivel superior de la arena (Na) aproximando al milímetro.

5. EXPRESIÓN DE RESULTADOS

Calcular el equivalente de arena de acuerdo con la fórmula siguiente, aproximando al 1%.

$$EA (\%) = (Na / Nt) \times 100$$

donde:

- EA** : Equivalente de arena (%).
Na : Nivel superior de la arena (mm).
Nt : Nivel superior de la arcilla (mm).

Calcular el equivalente de arena de cada muestra como el promedio aritmético de los resultados de dos ensayos paralelos, con aproximación al 1% superior.

Aceptación de Resultados.

Se debe aceptar la determinación del equivalente de arena solamente cuando la diferencia entre dos resultados obtenidos por el mismo operador, en ensayos paralelos sobre muestras gemelas, sea igual o inferior a 4 puntos, de lo contrario se deberá ensayar dos nuevas muestras gemelas .

Anexo C

ESPECIFICACIONES PARA SUBBASE, BASES Y CAPAS DE RODADURA

LNV 102 - MC VOL 8 8.101.1

RESUMEN

1. ALCANCES Y CAMPO DE APLICACIÓN

Estas especificaciones definen las calidades y graduaciones de mezclas de arena – arcillas; gravas o escorias seleccionadas; arenas o material triturado proveniente de pétreos o escorias o cualquier combinación de estos materiales, para ser utilizados como subbases, bases y capas de rodadura. Estos requerimientos son aplicables únicamente a materiales que tienen densidades netas entre 2.000 y 3.000 kg/m³ y absorciones y graduaciones características.

2. REQUERIMIENTOS GENERALES

2.1 Los agregados gruesos, retenidos sobre tamiz 5 mm (N°4), deben ser partículas resistentes, durables, constituidas de fragmentos de roca, grava o escorias. Materiales que se quiebran con los ciclos alternados de hielo – deshielo y humedad – sequedad, no deben ser usados.

2.2 Los agregados finos, que pasan por tamiz 5 mm (N°4), deben estar constituidos por arenas naturales o trituradas y por partículas minerales que pasan por tamiz 0,08 mm (N°200). Las fracciones que pasan por tamiz 0,08 mm (N°200) no deberán ser mayores que los dos tercios de la fracción que pasa por tamiz 0,5 mm (N°40). Los límites de consistencia de la fracción que pasa por tamiz 0,5 mm estarán conformes a lo indicado en Tabla 2.2.

2.3 Todo el material deberá estar libre de materias orgánicas y terrones de arcillas. La graduación de los materiales deberá estar conforme con los requerimientos de la Tabla 2.3.

TABLA 2.2 Límites de consistencia o de atterberg

	Límite Líquido	Índice de Plasticidad
Subbase	Máx. 35	Máx. 8
Base Estabilizada	Máx. 25	Máx. 6 (Ver 4.1)
Carpeta de Rodadura		
- Regiones I a III	Máx. 35	5 – 10
- Regiones IV a VI	Máx. 35	4 – 9
- Regiones VII a X	Máx. 35	3 – 8
- Regiones XI a XII	Máx. 35	Máx. 7

3. MATERIALES PARA SUBBASE

3.1 Los materiales para subbase deberán cumplir con los requerimientos estipulados en 2 y en 3.2 y con la graduación TM-50a de la Tabla 2.3.

3.2 En cuanto a las propiedades mecánicas, el material deberá tener un soporte CBR mayor o igual a 40% y la fracción gruesa deberá tener una resistencia al desgaste, medida por el ensaye de Los Ángeles, Método 8.202.11, de no más de 40%.

4. MATERIALES PARA BASE GRANULAR

4.1 Los materiales para base granular (estabilización hidráulica) cumplirán con los requerimientos indicados en 2 y 4.2. las granulometrías deberán ajustarse a una de las siguientes bandas: TM-50b, TM-50C o TM-25 de la Tabla 2.3; el porcentaje de chancado, determinado según Método 8.202.6, no deberá ser menor que 50%. Cuando el material se use como base para tratamiento superficial doble el contenido mínimo de chancado será de 70%, su tamaño máximo absoluto será de 40 mm. y su Índice de Plasticidad máximo será de 4%, salvo que el proyecto estipule otro valor, debidamente justificado, el que en ningún caso podrá exceder el 6%.

4.2 El material deberá tener un soporte CBR $\geq 80\%$; la fracción gruesa deberá tener una resistencia al desgaste, medida por el ensaye de Los Ángeles, de no más de 35%. En caso de tratamiento superficial doble, el soporte deberá ser CBR $\geq 100\%$.

Nota: Cuando se emplea como subbase de pavimento de hormigón, el soporte deberá ser CBR $\geq 50\%$.

5 MATERIALES PARA CARPETA DE RODADURA

5.1 Cuando se prevea que la carpeta de rodadura va a quedar expuesta por varios años, sin una protección asfáltica, el material deberá cumplir con los requerimientos de 2 y 5.2, con un contenido mínimo de chancado de 50% y con una de las siguientes bandas granulométricas:

- Zona Norte. Desde la I a VI Regiones, ambas inclusive, se empleará la banda TM-40c.
- Zona Sur. Desde la VII a XII Regiones, ambas inclusive, se empleará la banda TM-40b.

Nota: De acuerdo a circunstancias locales, previo estudio, se podrán variar el fino bajo 0,08 mm y los límites de consistencia.

5.2 En cuanto a propiedades mecánicas, el material deberá tener un soporte CBR $\geq 60\%$. En zonas donde se permite efectuar el ensaye sin inmersión, este valor deberá ser del 80%. La fracción gruesa deberá tener una resistencia al desgaste, medida por el ensaye de Los Ángeles, de no más de 30%.

6. CONTENIDO DE HUMEDAD

Todos los materiales contendrán una humedad igual o ligeramente mayor que la óptima, necesaria para asegurar la densidad de diseño requerida.

TABLA 2.3 Bandas Granulométricas para Subbase, Bases y Capas de Rodadura

TAMIZ (mm)	TM-50a	TM-50b	TM-50c	TM-40a	TM-40b	TM-40c	TM-25
50	100	100	100				
40	-	70 - 100	-	100	100	100	
25	55 - 100	55 - 85	70 - 100	70 - 100	80 - 100	80 - 100	100
20	-	45 - 75	60 - 90	50 - 80	-	-	70 - 100
10	30 - 75	35 - 65	40 - 75	25 - 50	50 - 80	50 - 80	50 - 80
5	20 - 65	25 - 55	30 - 60	10 - 30	35 - 65	35 - 65	35 - 65
2.5	-	-	-	5 - 15	-	-	-
2	10 - 50	15 - 45	15 - 45	-	25 - 50	25 - 50	25 - 50
0,5	5 - 30	5 - 25	10 - 30	0 - 5	10 - 30	15 - 30	10 - 30
0,08	0 - 20	0 - 10	0 - 15	0 - 3	5 - 15	5 - 20	0 - 15

Anexo D

MÉTODO PARA DETERMINAR LA GRANULOMETRÍA DE SUELOS LNV 105 – M.C. VOL. 8 8.102.1 RESUMEN

1. OBJETIVO DEL ENSAYE

Determinar la distribución por tamaños de las partículas mayores que 0.08 mm de una muestra de suelo, mediante tamizado.

2. APARATOS A UTILIZAR

- Balanza
- Tamices
- Horno
- Mortero
- Herramientas y accesorios (espátulas, brochas, recipientes para secado de muestras y para pesaje, etc.)

3. ACONDICIONAMIENTO DE LA MUESTRA DE ENSAYE

Homogeneizar cuidadosamente la muestra en estado húmedo y reducirla por cuarteo según LNV 1 (Método 8.202.2). Secar la muestra obtenida hasta masa constante a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$. Si hay presencia de material orgánico, la muestra se debe secar a una temperatura controlada de $60 \pm 5^\circ\text{C}$.

Tamaño Máximo Absoluto (mm)	Cantidad Mínima de muestra para el ensaye (kg.)
5	0.5
10	2
20	5
25	10
50	15
80	20
100	30
150	40

4. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

1. Pesar la muestra y registrar el valor con la letra A. (Con aproximación a 1 gr.)
2. Cortar todo el material en el tamiz correspondiente al Tamaño Máximo Absoluto especificado. Pesarse el material sobre y bajo dicho tamiz y registrar los valores como B y Z respectivamente.
3. Registrar el tamaño máximo de la muestra de la fracción denominada con la letra B.

4. Cortar en 5 mm todo el material de la fracción registrada con la letra Z, haciéndolo pasar por el tamiz N°4. Determinar la masa que pasó y quedó retenida en dicho tamiz, con aproximación a 1g, y registrar con la letra C y D respectivamente
5. La fracción retenida en el tamiz N°4 y registrada como D se lava (proteger el tamiz de 0.08 mm (N°200) con un tamiz de 0.5mm, vaciar cuidadosamente el material sobre él y lavar con agua potable), se seca a masa constante y luego se pesa. Se registra con la letra D'.
6. El material registrado como D', se hace pasar por una serie de tamices, dispuestos según tamaño de abertura decreciente: 150, 100, 80, 50, 40, 25, 20, 10 y 5 mm.
7. Realizar tamizado en 2 etapas: un tamizado inicial que podrá ser mecánico o manual, y un tamizado final que deberá ser manual.
8. Registrar masa final retenida en cada tamiz
9. Del material menor a 5 mm registrado con la letra C, tomar por cuarteo una cantidad entre 500 a 1000 gr. y registrar su masa como C'. Lavar con agua potable el material sobre el tamiz de 0.08 mm (N°200). Vaciar en un recipiente y secar a masa constante a $110 \pm 5^\circ\text{C}$ el material retenido en el tamiz de 0.08 mm y registrar su masa como C" (aproximando a 0.1 gr.)
10. Se tamiza todo el material registrado como C" a través de la siguiente serie de tamices: 2, 0.5 y 0.08 mm.
11. Determinar la masa final del material retenido en cada tamiz y del material que pasa por el tamiz 0.08 mm, recogido en el depósito.

Nota: La suma de todas las masas no debe diferir en más de 3% para el material bajo 5 mm, ni en más de 0.5% para el material sobre 5 mm, respecto de las masas registradas como C' y D', respectivamente. En caso contrario se debe repetir el ensaye.

5. EXPRESIÓN DE RESULTADOS

1. Calcular el porcentaje de sobretamaño (ST) según:

$$ST = B/A \times 100 (\%)$$

2. Calcular el porcentaje parcial retenido en cada tamiz del material sobre 5 mm, de acuerdo a la expresión:

$$\% \text{ retenido parcial} = \frac{\text{peso retenido tamiz}}{C+D} \times 100 (\%)$$

3. Calcular el porcentaje retenido en cada tamiz del material bajo 5 mm, de acuerdo a la expresión:

$$\% \text{retenido parcial} = \frac{\text{peso retenido tamiz} \times C}{C' \times (C+D)} \times 100 (\%)$$

4. Expresar la granulometría como porcentaje acumulado que pasa por cada tamiz. Aproximar los porcentajes que pasan al entero más cercano.

5. Expresar los resultados en forma gráfica, mediante la curva granulométrica.

Anexo E

MÉTODO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD LNV 61 – M.C. VOL. 8 8.102.2 RESUMEN

ALCANCES Y CAMPO DE APLICACIÓN.

Este método establece el procedimiento para determinar, en laboratorio, el contenido de humedad de suelos cuyas partículas son menores que 50mm.

APARATOS A UTILIZAR

- Balanza
- Horno
- Recipientes
- Herramientas y accesorios (espátulas, brochas, etc.)

ACONDICIONAMIENTO DE LA MUESTRA DE ENSAYE

Obtenga una muestra para ensaye de la muestra de suelo en estado húmedo, mediante los procedimientos y con el tamaño que indique el método de ensaye correspondiente. En general, se recomienda emplear los tamaños de muestras que se indican en la siguiente tabla:

Tamaño máximo absoluto de partículas (mm)	Tamaño mínimo de la muestra de ensaye (g)
50	3000
25	1000
12.5	750
5	500
2	100
0.5	10

PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

1. Determine y registre la masa de un recipiente limpio y seco con su tapa (mr)
2. Coloque la muestra en el recipiente, cerrando inmediatamente la tapa. Determine y registre la masa del recipiente más la muestra húmeda (mh).
3. Retire la tapa, coloque el recipiente con la muestra en horno a $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ y seque hasta masa constante.
4. Saque el recipiente con la muestra del horno, coloque nuevamente la tapa y deje enfriar a temperatura ambiente.
5. Determine y registre la masa del recipiente más la muestra seca (ms)

Notas:

- En la mayoría de los casos el secado de un día a otro (15 ó 16 hrs.) es suficiente. En caso de dudas, debe continuarse el secado hasta que dos pesadas sucesivas separadas por una hora de secado difieran en un porcentaje igual o menor que 0.1%. Muestras de arena pueden secarse en sólo algunas horas.
- En el caso de suelos que contienen cantidades significativas de materia orgánica, contienen yeso u otros minerales que pierden fácilmente agua de hidratación, es recomendable el secado en horno aproximadamente a 60°C o la desecación al vacío a una presión de aproximadamente 1.333Pa (10 mm de Hg) y a una temperatura comprendida entre 23 y 60°C.
- Se puede emplear recipiente sin tapa siempre que se determine mh de tal manera que no se altere la humedad y que se determine ms inmediatamente después de retirar la muestra del horno o secador.

EXPRESIÓN DE RESULTADOS

6. Calcular la humedad según la siguiente fórmula, aproximando a 0.1%:

$$W = 100 \times \frac{(mh - ms)}{(ms - mr)}$$

Donde:

W : humedad (%)

mh: masa del recipiente más la muestra húmeda (g)

ms :masa del recipiente más la muestra seca (g)

mr : masa del recipiente (g)

Anexo F

MÉTODO PARA DETERMINAR EL LÍMITE LÍQUIDO LNV 89 – M.C. VOL. 8 8.102.3 RESUMEN

1. OBJETIVO DEL ENSAYE

Determinar el límite Líquido de un suelo mediante la máquina de Casagrande.

2. MATERIALES A UTILIZAR

Para el ensaye se utilizan los siguientes materiales:

- Plato de Evaporación de porcelana
- Espátula
- Aparato de Límite líquido o de Casagrande
- Acanalador
- Recipientes para la muestra (cápsulas)
- Balanza
- Probeta
- Horno

3. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA A UTILIZAR

Muestra seca al aire o al horno a temperatura a 60°C. La muestra debe tener un tamaño superior a 160 gr de material que pasa por el tamiz de 0.5 mm de abertura (ASTM N°40).

Al material que pasa por tamiz N°40 se le agrega agua destilada y se mezcla con espátula hasta asegurar una mezcla homogénea. Dejar curando la muestra en el plato de evaporación hasta el tiempo mínimo de curado 1 hr para suelos de baja plasticidad, 12 hrs para suelos de plasticidad media, y para suelos altamente plásticos este plazo no debe ser inferior a 24 hrs.

4. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

- Calibración de la máquina de Casagrande

Verificar la masa de la taza de bronce (200 ± 20 gr)

Verificar que el apoyo de la taza de bronce tenga una resiliencia tal que, una bolita de acero de 8 mm de diámetro, dejada caer libremente desde una altura de 25 cm. Rebote entre 19 y 22.5 cm.

Ajustar la altura de caída de la taza de bronce, utilizando el calibrador de 10 mm. Se verifica que la distancia entre el punto de percusión y la base sea de 10 mm exactamente.

Verificar medidas del acanalador.

- Ensaye

Cuando la mezcla de suelo-agua está debidamente homogeneizada, colocar una porción de suelo en la taza de bronce con la espátula centrada sobre el punto de apoyo de la taza con la base; moldear y extenderla con la espátula evitando la incorporación de burbujas de aire en la mezcla. Enrasar y nivelar a 10 mm en el punto de máximo espesor. Reincorporar el material excedente al plato de evaporación

Dividir la pasta de suelo pasando el acanalador cuidadosamente de modo que se forme una ranura clara y bien delineada de las dimensiones especificadas. El acanalador se debe pasar manteniéndolo perpendicular a la superficie interior de la taza. La formación de la ranura se debe efectuar con el mínimo de pasadas, limpiando el acanalador después de cada pasada.

Colocar el aparato sobre una base firme, girar la manivela levantando y dejando caer la taza con una frecuencia de dos golpes por segundo hasta que las paredes de la ranura entren en contacto en el fondo del surco a lo largo de un tramo de 10 mm. Registrar el número de golpes requeridos.

Retirar aproximadamente 10 gr del material que se junta en el fondo del surco, colocar en un recipiente y determinar su humedad.

Repetir las operaciones anteriores cuatro veces más empleando el material reunido en el plato de porcelana.

Nota: El ensaye se debe efectuar de la condición más húmeda de la muestra a la más seca, de tal manera de obtener una consistencia que requiera entre 10 a 45 golpes para cerrar la ranura.

5. EXPRESIÓN DE RESULTADOS

Calcular y registrar la humedad de cada prueba W, de acuerdo don la siguiente expresión:

$$W = \frac{(\text{peso del suelo húmedo} - \text{peso del suelo seco})}{\text{Peso del suelo seco}} \times 100$$

Construir gráfico semilogarítmico, con la humedad (w) como ordenada en escala aritmética y el número de golpes N como abscisa en escala logarítmica.

Expresar el límite líquido del suelo LL como la humedad correspondiente a la intersección de la curva de fluidez con la abscisa de 25 golpes.

Anexo G

MÉTODO PARA DETERMINAR EL LÍMITE PLÁSTICO LNV 90 – M.C. VOL. 8 8.102.4 RESUMEN

1. OBJETIVO DEL ENSAYE

Determinar el límite Plástico y el Índice de Plasticidad de un suelo.

2. MATERIALES A UTILIZAR

Para el ensaye se utilizan los siguientes materiales:

- Plato de Evaporación de porcelana
- Espátula
- Superficie de amasado (placa de vidrio)
- Recipientes para la muestra (cápsulas)
- Balanza
- Patrón de comparación
- Probeta
- Horno

3. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA A UTILIZAR

Muestra seca al aire o al horno a temperatura a 60°C. La muestra debe tener un tamaño superior a 40 gr de material que pasa por el tamiz de 0.5 mm de abertura (ASTM N°40).

Al material que pasa por tamiz N°40 se le agrega agua destilada y se mezcla con espátula hasta asegurar una mezcla homogénea. Dejar curando la muestra en el plato de evaporación hasta el tiempo mínimo de curado 1 hr para suelos de baja plasticidad, 12 hrs para suelos de plasticidad media, y para suelos altamente plásticos este plazo no debe ser inferior a 24 hrs.

4. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

Tomar una porción de la muestra ya preparada de aproximadamente 1 cm³.

Amasar la muestra entre las manos y hacerla rodar con la palma de la mano o la base del pulgar sobre la superficie de amasado conformando un cilindro sólo con el peso de la mano.

Cuando el cilindro alcance un diámetro de aproximadamente 3 mm, doblar amasar nuevamente y volver a conformar el cilindro.

Repetir la operación hasta que el cilindro se disgregue al llegar a un diámetro de aproximadamente 3 mm, en trozos de longitud entre 0.5 a 1 cm y no pueda ser amasado ni reconstituido.

Reunir las fracciones del cilindro disgregado y colocarlos en una cápsula de humedad. Determinar y registrar su humedad. Repetir las etapas anteriores con dos porciones más de la muestra.

5. EXPRESIÓN DE RESULTADOS

Calcular y registrar el límite plástico o la humedad de cada prueba de acuerdo con la siguiente expresión:

$$LP = \frac{(\text{peso del suelo húmedo} - \text{peso del suelo seco})}{\text{Peso del suelo seco}} \times 100$$

Calcular el índice de plasticidad, de acuerdo a la fórmula:

$$IP = LL - LP$$

Nota: Si no es posible determinar uno de los límites o cuando la diferencia es negativa, debe informarse el índice de plasticidad como no plástico NP

Calcular el Índice Líquido, de acuerdo a la expresión:

$$IL = \frac{(W - LP)}{IP}$$

Anexo H

MÉTODO PARA DETERMINAR LA RELACIÓN HUMEDAD-DENSIDAD, PROCTOR MODIFICADO

LNV 95 – M.C. VOL. 8 8.102.7

RESUMEN

1. OBJETIVO DEL ENSAYE

Determinar la densidad máxima de un suelo compactado y su correspondiente humedad óptima. Para aquellos suelos en no que se permite una curva definida de su relación humedad-densidad y que además contengan menos de un 12% de partículas menores que 0.08 mm se debe determinar la densidad de acuerdo con el Método 8.102.8 (LNV 96).

2. MATERIALES A UTILIZAR

- Molde metálico cilíndrico de 100 o 150mm de diámetro nominal
- Pisón metálico, con una masa de 4500 ± 10 gr. y altura de caída de 460 ± 2 mm
- Probetas graduadas
- Balanza
- Horno
- Regla de acero
- Tamices
- Herramientas de mezclado: paila, cuchara, llana, espátula

3. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA A UTILIZAR

Secar la muestra al aire o al horno a temperatura menor a 60°C hasta que se vuelva desmenuzable. Disgregar terrones evitando reducir el tamaño natural de las partículas.

Pasar la muestra por tamiz 5 mm para los métodos A y B y el tamiz de 20 mm, para los métodos C y D. Descartar el material retenido.

4. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

Preparar 5 pailas con 6000 gr. de suelos para los métodos B y D y con 3000 gr. de suelo para los métodos A y C.

Para los método B y D las pailas deben prepararse con los porcentajes de suelo calculados de acuerdo a granulometría según reemplazos.

Agregar a cada paila el agua en función del peso seco de la muestra. Homogeneizar el material y dejarlo reposar por un período de media hora para suelos de nula plasticidad, para suelos de plasticidad media curar al menos 3 hrs y para los suelos de alta plasticidad como mínimo 24 hrs. Cubrir el material con un plástico, de manera de evitar la evaporación de agua, mientras se realiza el ensaye.

Pesar el molde y medir su volumen mediante sistema de agua. Ajustar el molde a su placa y ajustar el collar. Introducir papel filtro en el fondo del molde. Colocar el molde en el poyo de compactación.

Vaciar aproximadamente 1/5 de la altura del molde más el collarín. Compactar la capa con 25 golpes (método A y C) y 56 golpes (métodos B y D). Los golpes de pisón deben estar uniformemente repartidos

Repetir 4 veces las operaciones anteriores escarificando las superficies compactadas antes de agregar una nueva capa. Al compactar la última capa debe quedar un pequeño exceso de material por sobre el borde del molde.

Retirar el collar y enrasar cuidadosamente con la regla el nivel del molde. Los huecos superficiales deben retaparse con material fino. Pesar el molde con suelo compactado, restar la masa del molde, determinando la masa de suelo compactado que llena el molde.

Determinar la densidad húmeda del suelo compactado dividiendo la masa del suelo compactado que llena el molde por la capacidad volumétrica del mismo.

Extraer el material del molde y tomar dos muestras representativas del suelo compactado y tomar sus humedades. (la forma más representativa sería el total de la muestra). Registrar la humedad como el promedio de ambas humedades.

Repetir todos los pasos anteriores con cada una de las fracciones restantes hasta que haya un decrecimiento en la densidad húmeda del suelo, con un mínimo de cinco determinaciones.

Nota Práctica: El ensaye se debe efectuar de una condición seca con humedades crecientes. El ideal es trabajar con humedades que partan por el lado seco (dos puntos) y uno por el lado saturado, los otros dos puntos restantes deben realizarse entrelazados con los puntos anteriores. **Se aconseja** que en suelos granulares con finos, las humedades sean en intervalos de 1,5 en 1,5 y a medida que aumenta el fino, el valor debe ir en intervalos de 2 en 2.

5. EXPRESIÓN DE RESULTADOS

Calcula la densidad seca del suelo compactado para cada determinación, de acuerdo a la fórmula siguiente:

$$\rho_d = \frac{100 \rho_h}{w + 100} \quad \text{en que:}$$

ρ_d : Densidad seca del suelo compactado (Kg/m^3)

ρ_h : Densidad húmeda del suelo compactado (kg/m^3)

w : Humedad del suelo compactado %

Construir curva de relación Humedad-Densidad, con la densidad seca del suelo compactado como ordenada y la humedad como abscisa. Registrar los puntos correspondientes a cada determinación y construir la curva conectando dichos puntos. Expresar la humedad óptima como la correspondiente al punto máximo de la curva y la Densidad Seca Máxima como la correspondiente a la humedad óptima.

Anexo I

MÉTODO PARA DETERMINAR LA DENSIDAD RELATIVA EN SUELOS NO COHESIVOS

LNV 96 – M.C. VOL. 8 8.102.8

RESUMEN

OBJETIVO

Determinar la densidad seca máxima y mínima de los suelos no cohesivos, no cementados, con finos cuyo porcentaje que pasa por el tamiz N°200 sea menor o igual a 12% y Tamaño Máximo Nominal (TMN) hasta 80mm. (Se recomienda además aplicar este procedimiento a aquellos suelos que cumpliendo con lo señalado anteriormente, tengan un IP menor o igual que 5).

Este método es aplicable a suelos en que la compactación por impacto no produce una curva bien definida de relación humedad/densidad y la densidad máxima por impacto resulta generalmente menor que la obtenida por métodos vibratorios.

APARATOS Y MATERIALES A UTILIZAR

- Mesa vibradora.
- Moldes normalizados, con una capacidad nominal de 3 lts y 14 lts respectivamente.
- Placas base y tubos guía
- Sobrecargas, una para cada tamaño de molde
- Manilla para cada placa base
- Deformómetro para comparar calibres con indicador de dial, un recorrido de 50 mm y graduaciones de 0.01 mm.
- Barra de calibración
- Aparato de vaciado: Embudo de 12.5 mm y 25 mm de diámetro por 150 mm de largo, con descarga cilíndrica.
- Bandejas de mezclado de dos tamaños (900x600x10mm y 400x400x50mm)
- Balanzas
- Aparejo para izar que soporte a lo menos 1400 N de carga
- Herramientas y accesorios: pala, poruña, brocha, cronómetro, pie de metro, etc.

PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

1. Calibración:

1.1 Volumen del molde: Determine el volumen del molde mediante uno de los procedimientos siguiente:

- a) Por medición directa determine la altura y el diámetro interior promedio del molde, aproximando a 0.1 mm. calcular el volumen aproximando a 1 cm³.
- b) Por llenado con agua a temperatura ambiente, enrasando con placa de vidrio para eliminar las burbujas y el exceso de agua. Medir la temperatura del agua y determinar su densidad. La capacidad volumétrica del molde está dada por $V_c = m_w/r_w$, aproximando a 1 cm³, donde m_w corresponde a la masa de agua que llena el molde.

1.2 Lectura inicial del calibre: Determinar y registrar los espesores de la placa base y la barra de calibración, aproximando a 0.01 mm.

Colocar la barra de calibración sobre el molde, a lo largo del diámetro que pasa por el eje de los anclajes guía.

Inserte la sujeción del calibre en cada uno de los anclajes guías, con el vástago del calibre sobre un extremo de la barra de calibración y en el eje de los anclajes guía.

Determine seis lecturas del calibre, tres en cada lado y calcule el promedio de las seis lecturas.

Registrar la lectura inicial del calibre (L_i) sumando el espesor de la placa base más el promedio de las seis lecturas y restando el espesor de la barra de calibración., aproximando a 0.01 mm.

1.3 Masa inicial del molde: registrar la masa del molde vacío, aproximando a 100 gr. para el molde de 14 lt y a 1 gr para el molde de 3 lt.

2. Preparación de la muestra:

2.1 Secar la muestra a 110 ± 5 °C. y pasar por un tamiz de abertura suficientemente pequeña para romper todas las partículas de suelo débilmente cementadas.

El tamaño de la muestra a ensayar depende del TMN de las partículas del suelo en estudio:

TMN (mm)	Tamaño min. muestra (kg.)
80	45
40	10
20	10
10	10
5	10

3. Determinación de la Densidad Mínima:

3.1 Colocar el molde sobre una superficie firme, plana y horizontal.

3.2 Llenar el molde con material para el ensaye con el aparato de llenado seleccionado de acuerdo al TMN de las partículas:

TMN (mm)	Aparato de llenado para densidad mínima	Capacidad nominal del molde (lt)
80	Pala o poruña	14.2
40	Poruña	2.8
20	Poruña	2.8
10	Embudo de 25mm	2.8
5	Embudo de 12.5mm	2.8

Si el TMN es menor o igual a 10mm, se debe vaciar el material en un flujo constante y con una altura de caída libre del suelo de 25 mm, moviendo el embudo en espiral desde la pared del molde hacia el centro a fin de formar una capa de espesor uniforme. Llenando hasta aproximadamente 25 mm por sobre el borde del molde, enrasando el material excedente.

Si el TMN es mayor a 10 mm se debe colocar de modo que el material se deslice en lugar de caer, sobre el fondo del molde. Para esto se debe colocar el aparato de llenado tan cerca como sea posible y si es necesario, sujete con las manos las partículas mayores para impedir que rueden afuera. Llène hasta aproximadamente 25 mm por sobre el borde del molde. Enrase

el material excedente mediante una pasada continua con la regla de acero de modo que cualquier leve proyección de las partículas mayores por sobre el borde del molde, compense aproximadamente los huecos superficiales mayores.

3.3 Pesar el molde con el suelo, determinar y registrar la masa seca del suelo que llena el molde como ms, aproximando a 100 g para el molde de 14.2 l y a 1 gr para el de 3 lt.

3.4 Repetir los pasos anteriores hasta obtener 3 o más resultados consistente. Registrar el valor más bajo conseguido.

4. Determinación de la densidad máxima (Método Seco):

4.1. Colocar el tubo guía sobre el borde del molde y ajuste el sistema de fijación. Ajuste las dos tuercas en sus respectivos tornillos. Suelte el tornillo restante y retire el tubo guía.

4.2. Llenar el molde, de acuerdo con el procedimiento descrito en 3.2

4.3. Colocar la placa base, tubo guía y sobrecarga y vibrar el molde durante un período de 8 min. Retirar la sobrecarga y el tubo guía

4.4. Medir 2 lecturas del calibre, una en cada lado de la placa base y registrar el promedio de ambas lecturas como Lf aproximando a 0.01 mm.

4.5. Pesar el molde con el suelo. Determinar y registrar la masa seca del suelo que llena el molde como ms aproximando a 100 g para el molde de 14l y a 1 g para el de 3l.

4.6. Repetir los pasos anteriores hasta obtener 3 o más resultados consistentes y registrar el valor más alto conseguido.

5. Determinación de la densidad máxima (Método Húmedo):

5.1 Este método puede efectuarse con el material de la muestra agregándole agua o con el suelo húmedo de terreno. Si se agrega agua al suelo seco, dejar en remojo por un período mínimo de 1/2 hora.

5.2 Llenar un molde con suelo húmedo por medio de pala o poruña. Agregue agua tal que una pequeña cantidad de agua libre se acumule sobre la superficie del suelo durante el llenado.

5.3 Durante y justo después del llenado del molde, vibrar el suelo por un período total de 6 minutos, cuidando reducir la amplitud del vibrador para evitar que se agite excesivamente. Durante los minutos finales remover el agua que aparezca sobre la superficie del suelo.

5.4 Enrasar el molde, colocar la placa base, tubo guía y sobrecarga y vibrar la muestra cargada durante un período de 8 minutos.

5.5 Retirar la sobrecarga y el tubo guía, medir 2 lecturas del calibre, una en cada lado de la placa y registrar el promedio de ambas lecturas Lf aproximando a 0.01 mm.

5.6 Retirar cuidadosamente la muestra que llena el molde y secarla hasta masa constante. Registrar la masa seca del suelo que llena el molde como ms, aproximando a 100 g para el molde de 14l y a 1 g para el de 3l.

5.7 Repetir los pasos anteriores hasta obtener 3 o más resultados consistentes y registrar el valor más alto conseguido.

EXPRESIÓN DE RESULTADOS

1.- Densidad seca mínima (kg/m^3)

$$\rho_{\min} = \frac{m_s}{V}$$

m_s = masa seca del suelo que llena el molde(gr)

V = Capacidad volumétrica del molde (cm^3)

2.- Densidad seca máxima (kg/m^3)

$$\rho_{\max} = \frac{m_s}{V_c}$$

m_s = masa seca del suelo que llena el molde

V = volumen del suelo compactado, determinado de acuerdo a:

$$V_c = \frac{[V - (L_i - L_f) \times \text{área molde}]}{10}$$

L_i : lectura inicial del calibre (mm)

L_f : lectura final del calibre (mm)

3.- Densidad Relativa (%)

$$D_r = \frac{[\rho_{\max} (\rho_d - \rho_{\min})]}{\rho_d (\rho_{\max} - \rho_{\min})} \times 100$$

ρ_d = Densidad del suelo en el terreno. (kg/m^3)

ANEXO J

MÉTODO DEL CONO DE ARENA PARA DETERMINAR EL DENSIDAD EN TERRENO

LNV 62 – M.C. VOL. 8 8.102.9

RESUMEN

1. OBJETIVO

Determinar en terreno la densidad de suelos cuyo tamaño máximo absoluto sea menor o igual a 50 mm en un caso o menores o iguales a 150mm, en el otro.

Este procedimiento está referido a 2 equipos utilizados en la medición del volumen de la perforación: cono de arena de 6" (cono convencional) y cono de arena de 12" (macrocono).

2. APARATOS A UTILIZAR

- Arena normalizada de ensaye: compuesta por partículas cuarzosas, sanas y subredondeadas, no cementadas, comprendidas entre 2 mm y 0.5 mm, lavada y seca en horno a $110 \pm 5^\circ\text{C}$.
- Aparato de Densidad (Cono de arena convencional o Macrocono)
Cono convencional : Aparato medidor del volumen que controla el llenado de un cono de 6" de diámetro y 60° de ángulo basal. Recipiente de aproximadamente 5 lt. de capacidad.
Macrocono: Aparato medidor de volumen de forma similar al cono convencional, construido proporcionalmente a una escala mayor. El macrocono controla el llenado de un cono de 12" de diámetro y su recipiente tiene una capacidad aproximada de 35lt. Está adaptado para el control de capas de suelo de espesor mayor a 20cm. y de hasta 150 mm de tamaño máximo de partículas. Utiliza la misma arena normalizada que el cono convencional.
- Recipiente para la muestra de terreno
- Balanza: De 20kg de capacidad y resolución de 1g cuando se utilice el cono convencional. De 50kg de capacidad y resolución de 10g cuando se utilice el macrocono.
- Depósito para calibración de la arena: Para cono convencional, recipiente metálico de 165mm de diámetro interior y entre 3 y 3,5 lt de capacidad. Para Macrocono, recipiente metálico de 300mm de diámetro interior y de 21 lt de capacidad.
- Horno
- Envases para contener las muestras y la arena de ensaye
- Picota, chuzo, pala, combo, martillo, cuchara, brocha, huincha de medir, etc.

3. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

3.1. Determinación de la capacidad volumétrica del depósito:

- Colocar el depósito limpio y seco sobre una superficie plana, firme y horizontal.
- Llenar el depósito con agua a temperatura ambiente y enrasar con una placa de vidrio, eliminando burbujas de aire y el exceso de agua.
- Determinar la masa de agua que llena el depósito y registrar como M_w , aproximando a 1 gr.
- Medir la temperatura del agua y determinar su densidad ρ_w .
- Determinar la capacidad volumétrica del depósito como V_m , aproximando a 1cm^3 , de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_m = M_w / \rho_w$$

3.2. Calibración de la arena de ensaye:

- Se coloca un depósito sobre una superficie plana, firme y horizontal.
- Montar sobre el depósito la placa base y sobre ella asentar el aparato de densidad y llenar su recipiente con la arena de ensayo
- Se abre la válvula y se deja fluir la arena hasta que no se observe movimiento de éste dentro del cono. En ese momento se cierra la válvula.
- Se retira el aparato de densidad y la placa base. Se enrasa cuidadosamente sin producir vibración. Una vez efectuado el enrase, asiente la arena dando golpes suave en el manto del depósito.
- Se determina la masa de arena que llena la medida y se registra como m_a , aproximando a 1 gramo.
- Se calcula la densidad de la arena como:

$$\rho_a = \frac{m_a}{V_m} \quad \text{Siendo } V_m \text{ la capacidad volumétrica del depósito}$$

- Efectuar este procedimiento 5 veces. Para su aceptación, la diferencia entre los valores extremos de las cinco determinaciones realizadas no deberá exceder de 1.5%, respecto a la media aritmética de ellas. De no cumplirse esta condición, repetir el ensaye.
- Se calcula la densidad aparente como el promedio de los cinco valores obtenidos. Expresar el resultado en gr/cm^3 , con una aproximación de dos decimales.

3.3 Calibración de la masa de arena que llena el cono basal:

- Con la válvula cerrada se llena el recipiente del aparato de densidad con arena normalizada y se registra su masa como m_i , aproximando a 1 gramo.
- Se coloca la placa base sobre una superficie plana, horizontal y firme
- Se asienta el aparato de densidad sobre la placa base.
- Se abre la válvula y se deja fluir la arena hasta que no se observe movimiento de ésta dentro del cono. Luego se cierra la válvula.
- Se determina la masa del aparato más la arena remanente y se registra como m_f , aproximando a 1 gramo.
- Se determina la masa que llena el cono basal como $m_c = m_i - m_f$
- Efectuar esta operación tres veces. Para su aceptación, la diferencia de los valores extremos de las tres determinaciones realizadas no deberá exceder de 1.0% respecto de la media aritmética de ellas.

3.4. Procedimiento para el ensaye densidad en terreno (determinación del volumen de la perforación de ensaye):

- Se prepara la superficie de modo que quede plana y nivelada.
- Se coloca la placa base sobre dicha superficie.
- Se excava dentro de la abertura de la placa una perforación de profundidad similar al espesor de la capa a analizar, cuidando de no alterar las paredes del orificio. Se efectúa la perforación de modo tal que el orificio inicial tenga un diámetro menor que el de la placa y se afina posteriormente hacia los bordes.
- Se coloca el material extraído en un recipiente o bolsa, evitando pérdidas y/o contaminaciones, el cual se debe cerrar herméticamente para conservar la humedad del suelo. Se registra inmediato su masa húmeda (m_h) aproximando a 1 gr. Se extrae una muestra representativa del material y determine la humedad de la muestra en laboratorio (w).

Masa mínima de muestra para determinar la humedad en suelos de $TMA \leq 50$ mm

Tamaño Máximo Absoluto de partículas (mm)	Masa mínima de muestra (gr.)
50	3.000
25	1.000
12,5	750
5	500
2	100
0,5	10

- Se determina y registra la masa del aparato de densidad con la totalidad de la arena y se registra como mt_i aproximando a 1 gr.
- Se asienta el aparato sobre la placa, se abre la válvula y se deja fluir la arena hasta el instante en que cese el escurrimiento. Se cierra la válvula y se registra el peso del aparato con la arena remanente (mt_f), aproximando a 1 gramo.
- Se calcula la masa de arena de la perforación como:

$$m_p = (mt_i - mt_f) - mc$$

- Se recupera la arena de ensaye y se deja aparte con el fin de darle posteriormente las características iniciales, antes de utilizarla nuevamente.

4. EXPRESIÓN DE RESULTADOS

1. Determinar la masa seca del suelo extraído:

$$ms = \frac{mh}{(1 + w/100)}$$

mh = masa húmeda del material extraído de la perforación (gr)
 w = Humedad del suelo determinada en laboratorio.

2. Calcular el volumen de la perforación del ensaye (V_p)

$$V_p = \frac{m_p}{\rho_a}$$

m_p = Masa de arena contenida en la perforación de ensaye (gr)
 ρ_a = Densidad aparente de la arena de ensaye (g/cm^3)

3. Calcular la Densidad seca del suelo (ρ_d)

$$\rho_d = \frac{ms}{V_p}$$

4. Calcular la Densidad del suelo húmedo (ρ_h)

$$\rho_h = \frac{mh}{V_p}$$

Anexo K

MÉTODO PARA DETERMINAR LA DENSIDAD DE PARTÍCULAS SÓLIDAS LNV 93 – M.C. VOL. 8 8.102.10 RESUMEN

1. OBJETIVO DEL ENSAYO

Determinar la Densidad de partículas sólidas de suelos compuestos por partículas menores a 5 mm.

Cuando el suelo se compone de partículas mayores a 5 mm se debe aplicar el método 8.202.20 Densidad Neta de los Suelos (LNV 68). Cuando el suelo se compone tanto de partículas mayores como menores a 5 mm, ensayar por separado según el método que corresponda. El resultado es el promedio ponderado de ambas fracciones.

2. APARATOS Y MATERIALES A UTILIZAR

- Matraz o Picnómetro
- Balanza
- Reductor de presión o bomba de vacío
- Termómetro
- Embudo, poruña, brochas, recipientes para las muestras.
- Horno
- Agua destilada, Solución disolvente de grasas

3. ACONDICIONAMIENTO DE LA MUESTRA DE ENSAYE

La muestra de ensaye compuesta por partículas menores que 5 mm deben tener un tamaño mínimo, referido a su masa seca, de 25 gr cuando se usa el frasco y de 10 gr cuando se usa la botella con tapón.

La muestra de ensaye puede estar con su humedad natural o seca en horno. En el primer caso se registra su masa seca (ms) al final del ensayo y para el segundo caso se seca la muestra hasta masa constante a $110 \pm 5^\circ\text{C}$ y se determina su masa seca (ms) y luego se sumerge en agua destilada por a lo menos 12 hrs.

4. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

1. Calibración del Picnómetro:

- 1.1 Limpiar, secar, pesar y registrar la masa del picnómetro vacío (Mf)
- 1.2 Llenar con agua destilada a temperatura ambiente hasta que la parte inferior del menisco coincida con la marca de calibración. Secar el interior del cuello del picnómetro y también el exterior. Pesar y registrar la masa del picnómetro más agua (Mai)
- 1.3 Insertar un termómetro en el agua hasta el centro del picnómetro z registrar la temperatura de calibración (ti) aproximando a 1°C

1.4 Calcular valores de Ma (masa del picnómetro mas agua) a distintas temperaturas, que probablemente prevalezcan durante el ensayo, de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$Ma (tx) = \frac{\rho_w(tx) \times [Ma(ti) - Mf]}{\rho_w(ti)} + Mf$$

Donde: $\rho_w (tx)$ = Densidad del agua a una temperatura dada tx
 $\rho_w (ti)$ = Densidad del agua a la temperatura de calibración ti
Ma (ti) = Masa del picnómetro más agua a temperatura de calibración ti
Ma (tx) = Masa del picnómetro más agua a un temperatura dada tx
Mf = Masa del picnómetro vacío

2. Ensaye:

2.1 Colocar la muestra seca en el picnómetro.

2.2 Agregar agua destilada hasta alcanzar aproximadamente los $\frac{3}{4}$ de la capacidad del frasco o la mitad de la capacidad de la botella.

2.3 Remover el aire atrapado por los siguientes procedimientos:

2.3.1 Sometiendo al picnómetro a una cámara de vacío parcial (presión de aire igual o menor que 13.3 KPa, aproximadamente a 100 mm de Hg.) por un período de 15 minutos. El picnómetro debe agitarse suavemente para ayudar a la remoción del aire.

2.3.2 Caliente o hierva, por a lo menos 10 min., haciendo girar ocasionalmente el picnómetro para ayudar a la remoción del aire. Posteriormente someta el contenido a presión de aire reducido.

2.3.3 Si no cuenta con cámara de vacío, puede colocar el picnómetro en un baño maría de glicerina por lo general 10 min. de hervor son suficientes para expulsar el aire contenido en el material, se debe esperar que el picnómetro alcance la temperatura ambiente para continuar la prueba.

2.4 Agregar agua destilada hasta la marca de calibración. Limpiar y secar el exterior con un paño limpio y seco.

2.5 Determinar y registrar la masa del picnómetro con la muestra más agua (Mm). Determinar y registrar la temperatura tx de ensayo aproximando a 1°C

Nota: Es recomendable efectuar dos veces cada prueba para corroborar resultados.

5. EXPRESIÓN DE RESULTADOS

1.0 Calcular la densidad de las partículas sólidas ρ_s de acuerdo a la siguiente expresión

$$\rho_s = \frac{Ms}{(Ms+Ma) - Mm} \times \rho_w$$

ρ_w = Densidad del agua a la temperatura de ensayo

Ms = masa seca de la muestra de ensayo (gr.)

Ma = masa del picnómetro más el agua a la Temperatura de ensayo (gr.)

Mm = Masa del picnómetro más la muestra y el agua a la Temperatura de ensayo (gr.)

Anexo L

MÉTODO DE ENSAYE CBR LNV 92 – M.C. VOL.8 8.102.11 RESUMEN

1. OBJETIVO

Determinar la capacidad de soporte en el laboratorio, preparando tres probetas de suelo con la misma humedad y con niveles de energía variables.

2. MATERIALES

- Prensa de ensaye, con una capacidad mínima de 44,5 KN
- Molde metálico cilíndrico ($152,4 \pm 0,7$ mm de diámetro y $177,8 \pm 0,1$ mm de altura)
- Disco espaciador metálico cilíndrico de $150,8 \pm 0.8$ mm de diámetro
- Pisón
- Aparato para medir la expansión
- Cargas, según norma
- Pistón de penetración
- Herramientas y accesorios

3. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

Secar la muestra al horno a temperatura menor a 60°C (Disgregar terrones en caso necesario siguiendo instrucciones del monitor). Preparar 3 pailas con 7000 gr de suelo seco de acuerdo al método B o D del Proctor Modificado.

Nota: El procedimiento que se analiza en esta guía está pensada para el control de las distintas capas que se compone un camino, y por lo tanto, cada capa se debe preparar de acuerdo a un método de compactación, que en el caso particular, se ha escogido el Proctor Modificado. Para estudios de proyectos, los CBR deben realizarse con la humedad propia de terreno y con energías variables.

4. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

Agregar agua según contenido de humedad óptima a cada una de las tres pailas de suelo en función de la masa seca y mezclar homogéneamente. Colocar la mezcla en un depósito tapado por un período de 1/2 hora o más para obtener una distribución uniforme de humedad.

Para cada molde realice los pasos siguientes:

Colocar el disco espaciador sobre la placa base y fijar el molde. Colocar un disco de papel filtro sobre el espaciador. Compactar cada una de las cinco capas de suelo húmedo en el molde, escarificando cada capa antes de realizar la siguiente.

A cada molde se le aplican diferentes energías (golpes), ejemplo: 56, 25 y 10 golpes en 5 capas, de tal manera que la densidad en la cual se desee determinar la razón de soporte quede en un rango de 90% a 100% de la densidad máxima obtenida por el ensaye de proctor modificado.

Colocada la última capa se procede a sacar el collarín y enrasar cuidadosamente la muestra de cada molde. Rellenar con material bajo malla 5 mm, cualquier hueco que pueda haber quedado en la superficie. Sacar la placa base perforada y el disco espaciador y pesar el molde con el suelo compactado.

Colocar un disco de papel filtro sobre la superficie enrasada, para luego invertir el molde y fijarlo a la placa base perforada. Luego colocar el vástago ajustable y la placa perforada sobre la probeta de suelo compactado y colocar la sobrecarga.

Dejar saturando el material por el período correspondiente al tipo de suelo, con su respectivo dial para medir el hinchamiento o expansión en cada molde .

5. PENETRACIÓN

Antes de producir la penetración se debe dejar drenando la probeta por un período mínimo de 15 minutos. Colocar sobre la probeta las cargas necesarias para producir una sobrecarga igual a la ejercida por el pavimento (en ningún caso debe ser menor que 4,54 kg.). Si la probeta ha sido previamente sumergida, la sobrecarga debe ser aplicada durante el período de inmersión.

Apoyar el pistón de penetración con la carga más pequeña posible, la cual no debe exceder de 45 N. Colocar los diales de tensión y deformación en cero. Aplicar la carga en el pistón de penetración de manera que la velocidad sea de 1.27 mm por minuto. Anotar las lecturas de carga en los siguientes niveles de penetración: 0,64 – 1,27 – 1,91 – 2,54 – 3,18 – 3,81 – 4,45 – 5,08 – 7,62 – 10,16 – 12,7 milímetros.

Nota: Para equipos con diales en pulgadas estos intervalos corresponden aproximadamente a: 0.025; 0.050; 0.075; 0.100; 0.125; 0.150; 0.175; 0.200; 0.300; 0.400; 0.500 pulgadas

Sacar el suelo del molde y determinar la humedad después de la penetración.

6. EXPRESIÓN DE RESULTADOS

Con la humedad obtenida después de la penetración, determinar el grado de saturación de cada probeta de acuerdo a la siguiente expresión:

$$S = \frac{W_s}{e} \times \frac{\rho_s}{\rho_w}$$

Donde :

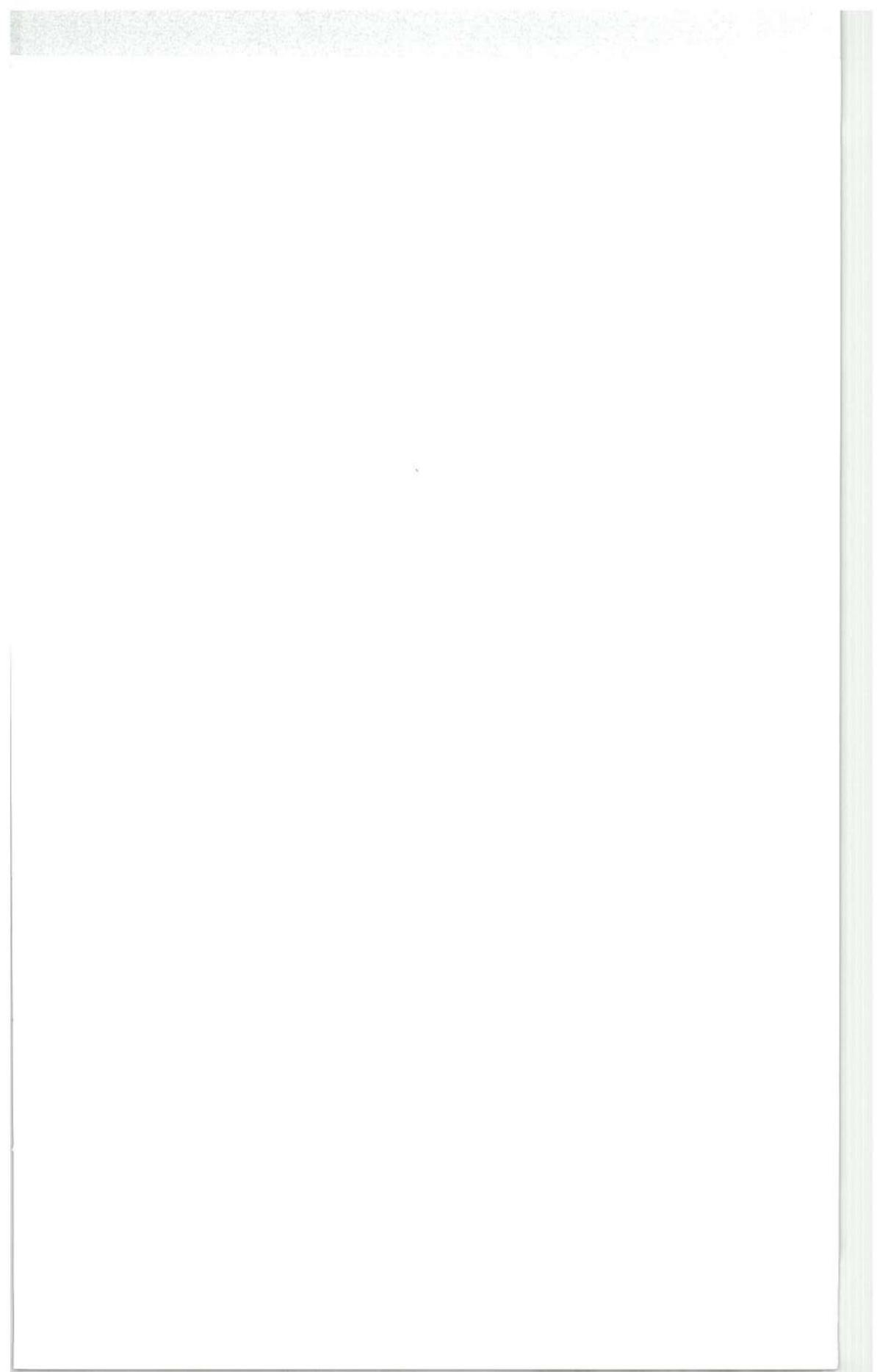
W_s : humedad después de la penetración

e : Índice de huecos

ρ_w : Densidad del agua

ρ_s : Densidad de Partículas sólidas

Trazar la curva en un gráfico de tensión/penetración. En algunos casos la curva puede tomar, inicialmente, la forma cóncava hacia arriba debido a irregularidades de la superficie u otras causas. En dichos casos el punto cero debe corregirse trazando una recta tangente a la mayor pendiente de la curva y trasladando el punto en que esta tangente corta a la abscisa. Con los CBR obtenidos para cada probeta, trazar el gráfico CBR/Densidad compactada seca (DCS) y determinar la razón de soporte correspondiente al 95% de la DMCS o para una densidad seca preestablecida.



**CURSO LABORATORISTA VIAL
VOLUMEN III
GEOTECNIA**

**REGISTRO DE PROPIEDAD INTELECTUAL
INSCRIPCIÓN N° 164676.**

El Laboratorio Nacional de Vialidad está ubicado en
calle Rupanco 202 La Florida, Santiago-Chile.
Teléfonos: 4496154 - 4496170 • Fono-Fax: 4496168

Diseño y Diagramación
www.publisiga.cl

Impresión
Ograma



GEOTECNIA
VOLUMEN III