

1501
A.532
1996
E.72

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA DE TRABAJO DE GRADUACIÓN

**ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO
COMPACTADO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE
SAN SALVADOR**

PRESENTADO POR

151017003

MARCOS SAMUEL BARAHONA MELÉNDEZ

LESLY EMIDALIA MENDOZA MEJIA

FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

ANA URSELA RAMÍREZ MEJÍA

15101704

PARA OPTAR AL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL



CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO DE 1996.-

Recibido el 09 de mayo 1996



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR : DR. BENJAMÍN LÓPEZ GUILLÉN

SECRETARIO GENERAL : LIC. ENNIO ARTURO LUNA

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO : ING. JOAQUÍN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

SECRETARIO : ING. JOSÉ RIGOBERTO MURILLO CAMPOS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR : ING. JULIO EDGARDO BONILLA ÁLVAREZ



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:
INGENIERO CIVIL

Título:

**ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO COMPACTADO EN EL
ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR**

Presentado por:

MARCOS SAMUEL BARAHONA MELÉNDEZ
LESLY EMIDALIA MENDOZA MEJIA
FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN
ANA URSELA RAMÍREZ MEJÍA

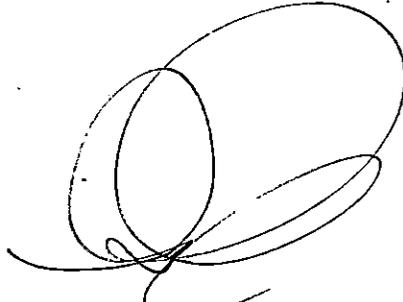
Trabajo de graduación aprobado por:

COORDINADOR : ING. ROLANDO AMAYA DE LEÓN
ASESOR : ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA
ASESOR : ING. PORFIRIO LAGOS VENTURA

San Salvador, Mayo de 1996.

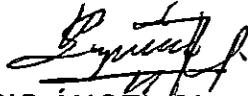
Trabajo de graduación aprobado por :

Coordinador :



ING. ROLANDO AMAYA DE LEÓN

Asesor :



ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA

Asesor :



ING. PORFIRIO LAGOS VENTURA

AGRADECIMIENTOS

Esta sección se realiza para devolver, en parte, la ayuda desinteresada que personas, instituciones y empresas nos brindaron para el desarrollo del presente trabajo.

Agradecimientos especiales a:

NUESTROS ASESORES:

Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. Rolando Amaya de León, Ing. Porfirio Lagos Ventura, por brindarnos desinteresadamente sus conocimientos, sin los cuales no habría sido posible la realización del presente estudio.

ARQ. MELITINA DE CORNEJO:

Por estar siempre en el lugar y el momento justo, brindándonos su ayuda para solucionar todos los problemas que tuvimos.

EVELIO LÓPEZ:

Por su constante apoyo técnico en la realización de las innumerables pruebas de laboratorio que realizamos en la ejecución de este trabajo.

ING. ARTURO QUEZADA:

Por ayudarnos a dar los primeros pasos en este camino que iniciamos hace más de un año.

ING. MARIO VELASQUEZ E ING. FREDY HERRERA COELLO:

Por la hospitalidad que nos brindaron al permitirnos utilizar la oficina de VELCO INGENIEROS, para realizar trabajos propios del presente estudio.

SUSAN ELIZABETH CAMPOS:

Por la valiosa colaboración que en todo momento estuvo presta a dar.

ROXANA ARTEAGA PEÑA Y FAMILIA:

Por abrimos las puertas de su hogar y soportarnos en incontables noches de desvelo.

NUESTROS AMIGOS:

Que de cualquier forma contribuyeron a que este éxito se realizara.

DEDICATORIA

AL DIOS TODO PODEROSO:

Por ser el Creador y Supremo Hacedor, que me ha brindado la luz del conocimiento, auxilio vital en la vida.

A MIS PADRES:

Carlota Meléndez y Néstor Barahona por brindarme el ser, por recibir de ellos siempre el más grande apoyo moral y material y darme esta herencia para toda la vida.

A MIS HERMANOS:

Saúl y Bene, por ser el auxilio inmediato en todas las circunstancias de mi vida, y la vez ser un ejemplo a seguir.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS:

Por haber trabajado incansablemente hasta el último momento, para conseguir juntos esta victoria.

A FAMILIARES Y AMIGOS:

Con mucho cariño para todas aquellas personas que de cerca o lejos han seguido este proceso, y que han estado siempre pendientes de las diferentes etapas del mismo.

Samuel.

DEDICATORIA

A Dios todo poderoso y a su madre la Santísima Virgén María:

Por haberme guiado en el transcurso de esta carrera que hoy cúlmino.

A mis padres:

Carlos Mauricio Mendoza Hidalgo y Emidalia Amada Mejia de Mendoza, por haberme inculcado el hábito de la preparación académica; por su perseverancia orientadora y por que a pesar de sus ocupaciones me han brindado siempre su apoyo, necesario; para culminar mi carrera. Hoy, les puedo decir orgullosamente que sus esfuerzos no han sido en vano y que la semilla que ayer sembraron hoy a dado frutos.

A mis hermanos:

Fernando y Paty, a quienes les agradezco su comprensión y apoyo el cual nunca falto.

A mi novio Roger:

Por la inmensa paciencia, amor y apoyo que siempre me brindó en todos estos años. Te amo.

A mis compañeros de tesis:

Fredy, Ursela y Samuel, por la gran amistad y confianza que esta tesis nos ha dado la oportunidad de conocer.

Lesty.

DEDICATORIA

A Dios todo poderoso, a mi querida Madre, a mi amada novia (Susan), a mi prima Roxana, a mis compañeros de tesis y a todas las personas que creyeron en mí.

Fredy.

DEDICO ESTE TRABAJO A

DIOS TODO PODEROSO Y A NUESTRO SEÑOR JESUCRISTO:

Por haberme permitido concluir esta carrera y llenarla en toda su trayectoria de grandes bendiciones.

MIS PADRES:

Héctor Ramírez y Ana Dolores Mejía de Ramírez, por todo su amor, apoyo, comprensión, así como por todos sus consejos y frases de aliento; quiero agradecerles todo el esfuerzo que les signifique mi estudio, ya que siempre lo llevaron con mucho amor. Los quiero mucho.

MI HERMANA NORMA :

Por todo el amor, paciencia y colaboración que me regala cada día, ya que todo esto también estuvo presente en los momentos difíciles de mi carrera.

MI HERMANA TANIA :

Por su amor, colaboración y por compartir conmigo toda su alegría y optimismo, ya que me ayudó siempre a sentirme bien.

FAMILIA JACOBO MORALES:

Fátima, Edgardito, Israel Alberto y Doña Lety, por la hospitalidad, alegría y amistad que me proporcionaron en los momentos difíciles de mi trabajo.

MIS AMIGOS:

Por su amistad y ayuda desinteresada. Gracias.

Ursela.

ÍNDICE.

	pág.
- INTRODUCCIÓN.....	i
- ANTECEDENTES.....	i
- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	ii
- OBJETIVOS.....	ii
- ALCANCES Y LIMITACIONES.....	iii
- JUSTIFICACIÓN.....	iv

CAPITULO I

1.0 INTRODUCCIÓN.....	2
1.1 GEOLOGÍA DEL LUGAR.....	3
1.1.1 TECTONISMO Y GEOLOGÍA DE EL SALVADOR.....	3
1.1.2 GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA DE EL SALVADOR.....	5
1.1.3 GEOLOGÍA DEL A.M.S.S. Y SUS ALREDEDORES.....	8
1.2 ASPECTOS GENERALES SOBRE MECÁNICA DE SUELOS.....	17
1.2.1 DEFINICIÓN DE SUELO Y ROCA.....	17
1.2.2 PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS.....	17
1.2.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS GRUESOS.....	17
1.2.2.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS FINOS.....	19
1.2.2.3 ESTRUCTURA DE LOS SUELOS.....	23
1.2.2.4 RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS.....	24

1.2.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS	26
1.2.4 IDENTIFICACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE SUELOS	38
1.2.4.1 IDENTIFICACIÓN DE SUELOS	38
1.2.4.2 CLASIFICACIÓN DE SUELOS	39
1.3 TEORÍA DE LA COMPACTACIÓN	43
1.3.1 MECÁNICA DE LA COMPACTACIÓN	43
1.3.2 RELACIONES ENTRE LA HUMEDAD Y PESO ESPECÍFICO	44
1.3.3 FACTORES QUE AFECTAN LA COMPACTACIÓN	46
1.3.4 PRUEBAS DE COMPACTACIÓN	52
1.4 MAQUINARIA EN LA COMPACTACIÓN DE SUELOS	54
1.4.1 MÉTODOS Y EQUIPO UTILIZADO EN EL PROCESO DE COMPACTACIÓN EN EL CAMPO.....	54
1.5 SUPERVISIÓN DE LA COMPACTACIÓN.....	56
1.5.1 DATOS SOBRE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	56
1.5.2 MÉTODO DE HILF	57
1.5.3 MÉTODO DEL CONO DE ARENA.....	60
1.5.4 MÉTODO DEL VOLUMENSOR.....	62
1.6 NORMAS QUE SE UTILIZAN EN LOS ESTUDIOS DE SUELOS.....	63
 CAPITULO II	
2.0 INTRODUCCIÓN.....	65

2.1 PROCEDIMIENTO PARA LA EXTRACCIÓN DE MUESTRAS DE SUELO CON PROPÓSITOS INGENIERILES	65
2.2 PRUEBA DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	69
2.3 GRAVEDAD ESPECÍFICA.....	76
2.4 PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN.....	81
2.5 PRUEBA TRIAXIAL (CONSOLIDADA - NO DRENADA).....	95
2.6 PRUEBA DE PERMEABILIDAD (MÉTODO DE CARGA VARIABLE).....	106
2.7 PRUEBA PROCTOR ESTÁNDAR.....	110
2.8 PRUEBA PROCTOR MODIFICADO.....	116
2.9 PRUEBA HARVARD MINIATURA.....	117
2.10 PRUEBA DE CARGA CÍCLICA.....	121
2.11 PRUEBA DE RELACIÓN DE SOPORTE DEL SUELO (C.B.R.)	126
2.12 PROCEDIMIENTO PARA LA REALIZACIÓN DE LA DENSIDAD DE CAMPO POR MEDIO DEL CONO DE ARENA.....	134

CAPITULO III

3.0 INTRODUCCIÓN.....	140
3.1 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	140
3.2 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN	142
3.3 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE PRUEBAS TRIAXIALES	147
3.4 RESULTADOS DE LA PRUEBA DE PERMEABILIDAD	152

3.5 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE PRUEBA PROCTOR, MINIHARVARD Y DENSIDAD DE CAMPO	153
3.6 RESULTADOS OBTENIDOS DE LA RELACIÓN MÓDULO DE RESILIENCIA / C.B.R.	154
3.7 CORRELACIONES DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....	155
CONCLUSIONES	169
RECOMENDACIONES	170
BIBLIOGRAFÍA.....	172
ANEXOS.	

INTRODUCCIÓN

Dada la importancia que tiene el desarrollo de la infraestructura urbana de la ciudad capital y debido al acelerado crecimiento físico en que se encuentra, se hace necesario la materialización de proyectos civiles que generan una gran demanda de suelos aptos para la construcción, los cuales en la actualidad son muy escasos por lo que se vuelve importante el conocimiento de procesos que ayuden a mejorar las condiciones en que se encuentran dichos suelos en cuanto a la capacidad de soporte de carga. La utilización de procesos mecanizados para mejorar dicha capacidad de soporte, ocasiona que las propiedades que posee el suelo en su estado natural se vean modificadas luego del reacomodo de sus partículas al aplicársele una energía de compactación determinada, esta última es controlada comúnmente en el medio constructivo nacional, por pruebas rutinarias de compactación de laboratorio pudiendo efectuarse por los métodos Proctor AASHTO T-99 y AASHTO T-180; considerando que en la actualidad no se tiene una clara convicción acerca de cual es el método que mejor represente el comportamiento de este al ser compactado, y a la vez desconociendo el efecto que dicha energía produce sobre la granulometría del mismo; se plantea entonces efectuar la presente investigación con el objeto de brindar información sobre la necesaria energía de compactación para un suelo, así como datos sobre las propiedades mecánicas de este, para que auxilien a las actuales y futuras generaciones de ingenieros, en la ejecución de edificaciones, fundadas sobre suelos que garanticen la seguridad de las mismas.

ANTECEDENTES

En los últimos años, El Salvador ha experimentado una explosión demográfica muy acelerada, este aumento en la población ha generado la necesidad de nuevas viviendas, para darle solución a este problema.

Durante el reciente conflicto que se vivió en El Salvador, muchas personas se vieron en la necesidad de dejar sus lugares de origen y trasladarse a otros que ofrecieran una mayor seguridad.

Uno de los lugares que mas ha sufrido estos problemas es la ciudad capital, lo cual ha generado un aumento en el desarrollo de complejos habitacionales, en diferentes lugares de San Salvador, incluso en lugares donde se requieren grandes cortes y rellenos, esto debido a las

características topográficas de la zona. Dichos trabajos requieren de un control adecuado para lograr un comportamiento satisfactorio del suelo. Debido a esto, se puede decir que las obras de terracería juegan un papel muy importante en la ejecución de cualquier obra civil, y para que éstas presenten la resistencia requerida es necesario que se conozcan las propiedades mecánicas de los suelos que se utilizan para tal efecto, y así poder proyectar más eficientemente dichas obras y a la vez asegurar las construcciones que se cimentarán sobre ellos.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la actualidad dentro del A.M.S.S., existen muchas empresas que se dedican a la actividades de terracería y específicamente a procesos de compactación, las cuales hasta la fecha han garantizado su eficiencia al auxiliarse de un laboratorio de control de calidad, cuando en tales compactaciones existe un control de las misma, de lo contrario se ha dejado a la experiencia de las personas involucradas, para decidir, la mejor forma de aplicación dichos tratamientos, por lo que en tal situación se vuelve de mucha ayuda el conocimiento de las propiedades mecánicas de los suelos compactados, así como las propiedades que posee el mismo en los bancos de préstamo que abastecerán al proyecto.

El conocimiento de propiedades como son: la permeabilidad, resistencia al corte y deformación que tiene el suelo después de ser compactado, serían de gran ayuda tanto al contratista como al constructor, pues les servirían de parámetros para conocer el grado de compactación óptimo que necesitaría el suelo para resistir las cargas a las que estará sometido en un futuro; lo que vendría a repercutir en una disminución de costo en el equipo y mano de obra que intervienen en esta tarea, ya que no se utilizaría más de lo necesario.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Analizar las propiedades mecánicas que adquiere el suelo del A.M.S.S., luego del reacomodo que experimenta el mismo al ser sometido a un proceso de compactación, determinando la energía

específica necesaria para mejorar dichas propiedades, y a la vez establecer correlaciones de las cuales se puedan auxiliar los ingenieros y arquitectos.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinación de forma directa de propiedades que no han sido objeto de estudios anteriores tales como permeabilidad y deformación, de muestras de suelos compactados.
- Correlacionar por medio de gráficos el grado de compactación adquirido por un suelo, con cada una de las propiedades mecánicas obtenidas de los mismos (Resistencia al corte, permeabilidad, deformación)
- ✱• Contribuir de forma práctica a la industria de la construcción, brindando parámetros que se puedan tomar en cuenta al momento de realizar un trabajo de compactación sobre una terracería.
- Obtener el módulo de resiliencia propio de la forma de reacción del suelo en estudio, para correlacionarlo con la prueba CBR

ALCANCES Y LIMITACIONES

Para el desarrollo de este estudio, se realizarán los ensayos siguientes:

- Análisis granulométrico.
- Gravedad específica.
- Permeabilidad.
- Prueba de compresión triaxial.
- Prueba de consolidación.
- Compactación de laboratorio Proctor normal y modificado.
- Harvard Miniatura.
- Densidad de campo.
- Prueba de carga cíclica (triaxial).
- Prueba del CBR

Para realizar las pruebas mencionadas se extraerán muestras alteradas e inalteradas de suelo, tanto en estado al natural como en estado compactado, para lo cual se hará necesario visitar terracerías en ejecución de dos proyectos en particular, siendo estos: La Urbanización Nuevos Horizontes, ubicada en Ilopango y La Urbanización Monte Alto, ubicada en Cumbres de la Escalón de San Salvador.

El estudio se limitará únicamente en terracerías para la fundación de construcciones y diseño de pavimentos en urbanizaciones.

JUSTIFICACIÓN

Los suelos de las áreas urbanas de nuestro país se ven afectados por distintos fenómenos, sean éstos de origen natural o provocados por el hombre.

Al ser removido el suelo de su posición original, en el proceso de terracería durante la ejecución de un proyecto de construcción, se ven alteradas las propiedades que el suelo tenía en su estado natural; por lo que es necesario en este caso, darle un tratamiento adecuado con el fin de llevarlo a un estado de resistencia que soporte los esfuerzos producidos por la construcción de obras civiles; esto ha conducido a buscar, ampliar el conocimiento de la mecánica y comportamiento de los suelos.

En la actualidad se desconocen las propiedades que presenta el suelo después de compactarse, así como otros parámetros como son el módulo de resiliencia del suelo, que se utiliza muy frecuentemente como una proporción en función del CBR del suelo, esto para poder diseñar espesores de pavimentos en el recapeo de calles. Es por ello la importancia de estudiar dichos parámetros, ya que pueden ser utilizados al momento de planificar y ejecutar una obra de terracería o rehabilitación de calles o vías pavimentadas.

CAPITULO I

GEOLOGÍA Y MECÁNICA DE SUELOS

1.0 INTRODUCCIÓN

Muchos siglos han tenido que pasar para que se haya podido alcanzar un avance significativo en el estudio de la mecánica de los suelos, ya que debido a las experiencias no muy gratas que se han tenido con relación al comportamiento del mismo, en interacción con las estructuras sobre él cimentadas, han llevado a los estudiosos de los suelos a la conclusión que toda edificación debe en gran parte su estabilidad y buen funcionamiento estructural, a las propiedades del suelo sobre el cual se asienta; de aquí la importancia de que se evalúe el efecto que tales propiedades tienen en el comportamiento del suelo, pues cada estado que éste presente, hace que algunas propiedades tengan mayor influencia que otras y ocasionen que la variedad de suelos que existen tengan comportamientos diferentes aunque se encuentren sometidos bajo condiciones similares de carga. Por ello, cuando se proyecta una estructura el análisis del suelo se vuelve una necesidad, ya que por medio de éste se puede llegar a definir una interacción suelo - estructura que garantice condiciones óptimas, tanto a nivel de costos como de seguridad estructural de un proyecto. Pero muchas veces los suelos proyectados para sostener edificaciones no se encuentran en circunstancias favorables para ser sometidos a tales condiciones; por lo que, en estos casos, el profesional interesado tiene que buscar alternativas de solución para utilizar el suelo adecuadamente, de manera que no afecte la seguridad ni el aspecto económico del proyecto. Un procedimiento que es muy utilizado para mejorar las condiciones del suelo, consiste en el reacomodo de partículas por medio de un proceso de compactación, ya que, con dicho proceso se tiende a mejorar las propiedades mecánicas del mismo. La buena planificación y ejecución de una obra civil se garantiza al analizar cada uno de los factores que intervienen en ésta, por lo que siendo el suelo un factor de primordial importancia es necesario que la supervisión de las terracerías se incluya; ya que con esto, se garantizan resultados lo suficientemente confiables en relación directa con las propiedades inherentes al mismo.

1.1 GEOLOGÍA DEL LUGAR

1.1.1 TECTONISMO Y SISMICIDAD DE EL SALVADOR

El Salvador a lo largo de toda su historia geológica, se ha caracterizado por una gran actividad volcánica, aunado a una pronunciada actividad sísmica, debido a la situación geográfica del territorio, ya que está ubicado como parte de la región llamada "Cinturón de Fuego del Pacífico"

El vulcanismo del país tuvo su origen en el lado norte de la Depresión de Nicaragua, que es un graben o fosa que atraviesa las repúblicas de Guatemala, El Salvador, Honduras, Nicaragua y el Norte de Costa Rica.

En El Salvador se han reconocido dos clases de vulcanismos:

1. Vulcanismo Joven o activo, localizado al Sur del Graben, el cual se reconoce en el país con el nombre de "Fosa Central".
2. Vulcanismo Antiguo o extinguido, localizado al Norte del Graben, en la unidad topográfica denominada "Montaña Interior".

De acuerdo a lo anterior, se puede mencionar que El Salvador posee un tectonismo bastante intenso y que tal actividad volcánica aún continúa en la actualidad.

En El Salvador únicamente se tiene conocimiento del concepto "Tectónica de Fractura", dicha información ha sido producto del estudio realizado por Durr¹, según los cuales, existen en el territorio salvadoreño los tres sistemas tectónicos siguientes:

- Uno que corre en dirección Oeste - Noroeste.
- Otro que lo hace en dirección Norte - Noreste.
- Un tercero cuya dirección es Norte - Noroeste.

De los cuales el más importante es el primero de los mencionados, ya que se le ha empleado para la subdivisión del país en zonas morfológico - geológicas.

¹ Meléndez, B. y Fuster, J.M. "Geología", Madrid, Paraninfo, 1966. 687P. No de registro 801/66.

SISTEMA O-NO

Lo más notable de este sistema son sus desplazamientos verticales que se observan en todo el país, a lo largo de esta dirección (ver fig. 1.1).

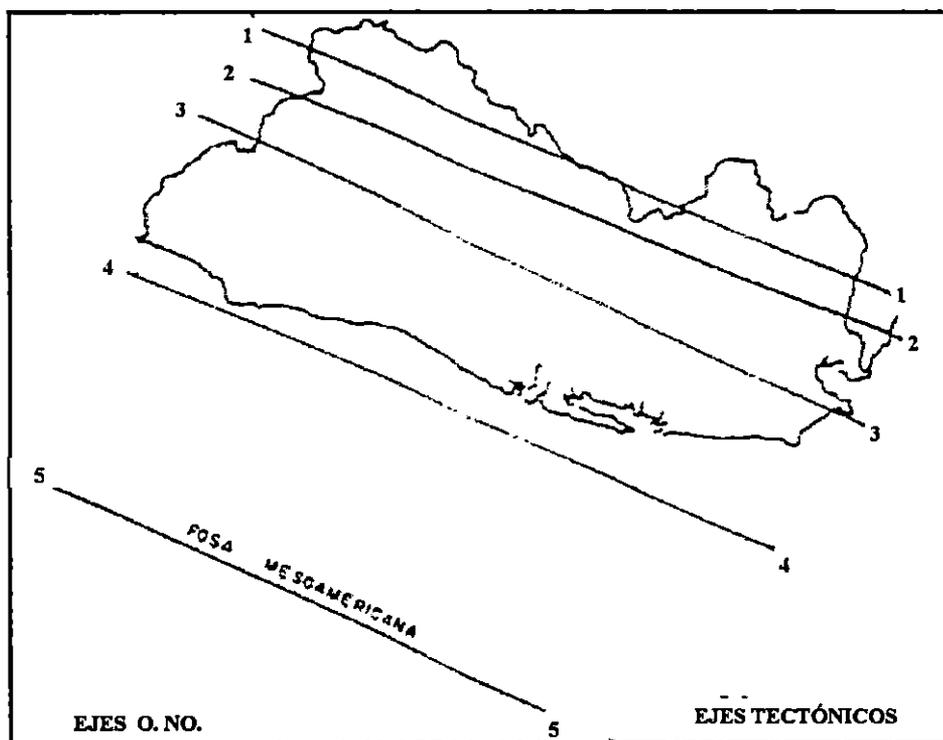


Figura 1.1 Ejes tectónicos O - NO de El Salvador, según Durr. (Tomado de "Energía geotérmica" informe No 1).

A través del tiempo geológico la actividad de este sistema se ha desplazado hacia el Sur.

A este sistema se le pueden reconocer cinco ejes principales:

- El primero, forma el Límite Sur de la Montaña Fronteriza y presenta dislocaciones verticales de aproximadamente mil metros. Aparentemente no posee ninguna clase de vulcanismo, ni actividad sísmica alguna.

- El segundo eje presenta dos características importantes, la primera consiste en la presencia de un vulcanismo individual apagado en el Norte del país (Cadena Interior) y la otra, en la formación de un graben del tipo "Y".

- El tercer eje, parece ser el más prominente, sus dislocaciones tectónicas forman continuamente fosas tectónicas (Fosa Central); cuenta con un vulcanismo individual joven, el cual todavía se encuentra en parte activo.

- El cuarto y quinto eje están situados en el Océano Pacífico. Poseen una actividad sísmica muy pronunciada, por lo que en la actualidad son los ejes de mayor actividad.

En lo referente a los otros dos sistemas tectónicos (N - NE y N - NO) no se hará descripción de ellos por considerarse de menor importancia.²

1.1.2 GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA DE EL SALVADOR

Las rocas más antiguas encontradas en El Salvador, demuestran que la geología del país comenzó en la Era Secundaria, más exactamente entre el Cretácico Medio y Cretácico Superior.

Desde el punto de vista geológico, el territorio salvadoreño esta formado por las siguientes clases de rocas:

-Rocas Volcánicas, las cuales cubren más de un 90% de todo el país, que por su composición química y mineralógica comprenden rocas efusivas, riolíticas, y dacíticas en menor proporción; andesíticas y basálticas, así como también materiales piroclastos, en una mayor escala.

-Rocas sedimentarias marinas, localizadas en el extremo Noroeste del país, en la zona del Norte del Departamento de Santa Ana y parte de Chalatenango; la mayoría del material existente son calizas, conglomerados de cuarzo y areniscas.

-Rocas sedimentarias de origen orgánico, localizadas en diferentes partes de la República. (pequeños depósitos de diatomita o lignita).

-Rocas de carácter intrusivo, clasificadas petrográficamente como granitos, granodioritas, monzonitas y dioritas.

² Ver "Geología de El Salvador" Dirección de Publicaciones, Ministerio de Cultura y Comunicaciones Primera Edición, Tomo I, 37 - 38 p., San Salvador 1986.

Todas estas rocas hacen de El Salvador un país de edad geológica relativamente joven, cabe mencionar que la mayoría de ellas se formó en la Era Terciaria, posiblemente en los períodos Oligocénico y Miocénico.

En lo que respecta a la geomorfología del país se han realizado algunos estudios³, cuyos investigadores estuvieron de acuerdo en la existencia de seis unidades geológico - tectónicas, las cuales se mencionan a continuación:

- 1- Planicie Costera
- 2- Cadena Costera
- 3- Fosa Central
- 4- Cadena Interior
- 5- Fosa Interior
- 6- Montaña fronteriza

PLANICIE COSTERA

Esta unidad consta de dos zonas, una ubicada en el Oeste y la otra en el centro del país, abarcando un poco más del 12% del territorio nacional. Entre el material presente en dicha área se tiene: pómez, arena, limos, capas arcillosas, etc.

CADENA COSTERA

Cubre aproximadamente un 12% de la superficie salvadoreña, a dicha zona se le ha considerado como un bloque con una inclinación de 5° hacia el Sur con terminación en el mar o debajo de la Planicie Costera.

Su petrografía la conforma aglomerados volcánicos gruesos y densos, los cuales están intercalados con capas delgadas de lava andesítica y estratos de tobas e igmimbritas.

³ Meyer-Abich, 1953-1954: Durr 1960 y Gierloff - Emden 1956 Citados por SEEGER. D. "Influencia de la Geología Regional en la Hidrología de El Salvador", Anales Servicio Geológico Nacional, No. 4, San Salvador, 1961. 111p.

FOSA CENTRAL

Comprende un 20% de la superficie del país, dicha zona se extiende a lo largo de éste con un rumbo ONO - ESE, limitada tanto al Norte como al Sur, por escarpamientos de diversas alturas, posee un ancho que varía entre 10 y 30 km.

Esta zona es considerada como el mayor rasgo estructural de el Salvador, cuyo origen se ha explicado de la siguiente manera: en el Terciario Superior, fuerzas de compresión regional dieron lugar a la formación de un geoanticlinal, que se extiende paralelamente a la costa del Pacífico, desde Guatemala hasta Nicaragua, pasando también por El Salvador. Posteriormente, fuerzas de tensión a lo largo de la cresta del este geoanticlinal dieron lugar a una zona de fallas, seguidas de un hundimiento, formándose finalmente dicha fosa. El vulcanismo cuaternario de El Salvador está activado por esta zona de fallas.

Dentro de la petrografía de la zona se encuentran los siguientes materiales:

- Piroclastos tales como pómez, escorias, lapilli, tobas, cenizas volcánicas; y
- Lavas

Los primeros se caracterizan por su carácter dacítico - riolítico, en tanto que las lavas son en su mayoría, basáltico - andesíticas.

CADENA INTERIOR

También abarca un 20% del territorio salvadoreño, se encuentra ubicada entre la Fosa Interior y Fosa Central, su basamento está formado por aglomerados volcánicos de edad Pliocénica; una de sus características principales es que está formada por volcanes que geológicamente están considerados inactivos tales como Guazapa, Sihuatepeque, y Cacahuatique.

FOSA INTERIOR

Es la unidad geomorfológica mas pequeña del país, ya que ocupa un 5% del territorio, se sitúa en el Noroeste y cuenta con una longitud de 70 km.

Entre los materiales encontrados en dicha zona tenemos, material epiclástico y tobas.

MONTAÑA FRONTERIZA

Comprende un 25% del país, está compuesta por dos elementos estructurales, los cuales geológicamente son bien heterogéneos;

- 1- La serie marina de Metapán, formada por las rocas más antiguas del país y,
- 2- La serie de Chalatenango, que en parte está formada por rocas intrusivas.

Ver en detalle la ubicación geográfica de las unidades Geológico - Tectónicas en la fig. 1.2 , además de dos perfiles transversales del territorio para mostrar en elevación la forma de cada una de las unidades mencionadas, mostradas en las fig. 1.3 y 1.4 en pags. 9, 10, 11 resp.

1.1.3 GEOLOGÍA DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR

Estudiar la geología de esta área se vuelve importante, sobre todo si se evalúan los cambios que son producto del desarrollo del país (políticos, económicos y sociales), ya que éstos, vienen a tener algún efecto indirectamente en el uso del suelo que forman tales zonas, debido a la demanda de terrenos aptos para construir, que tal desarrollo exige.

1.1.3.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL A.M.S.S..

El Área Metropolitana de San Salvador, está ubicada dentro del graben que atraviesa la República en dirección O - NO y en las faldas orientales del volcán de San Salvador.

Extendiéndose sobre una superficie relativamente plana, erosionada entre 650 y 850 m.s.n.m. La parte Este presenta una superficie plana, cortada por muchos surcos erosivos y ríos, que originan fuertes y profundos taludes en los cauces.

En el Sur está bordeada por la Montaña Costera (alturas hasta de 1100 m.s.n.m.) y el Cerro de San Jacinto (1154 m.s.n.m.) hacia el Oeste el volcán de San Salvador (1967 m.s.n.m.), en el Este por el lago de Ilopango (450 m.s.n.m.), y al Norte por el Cerro de Mariona (798 m.s.n.m.).

UNIDADES GEOLÓGICO TECTÓNICAS DE EL SALVADOR

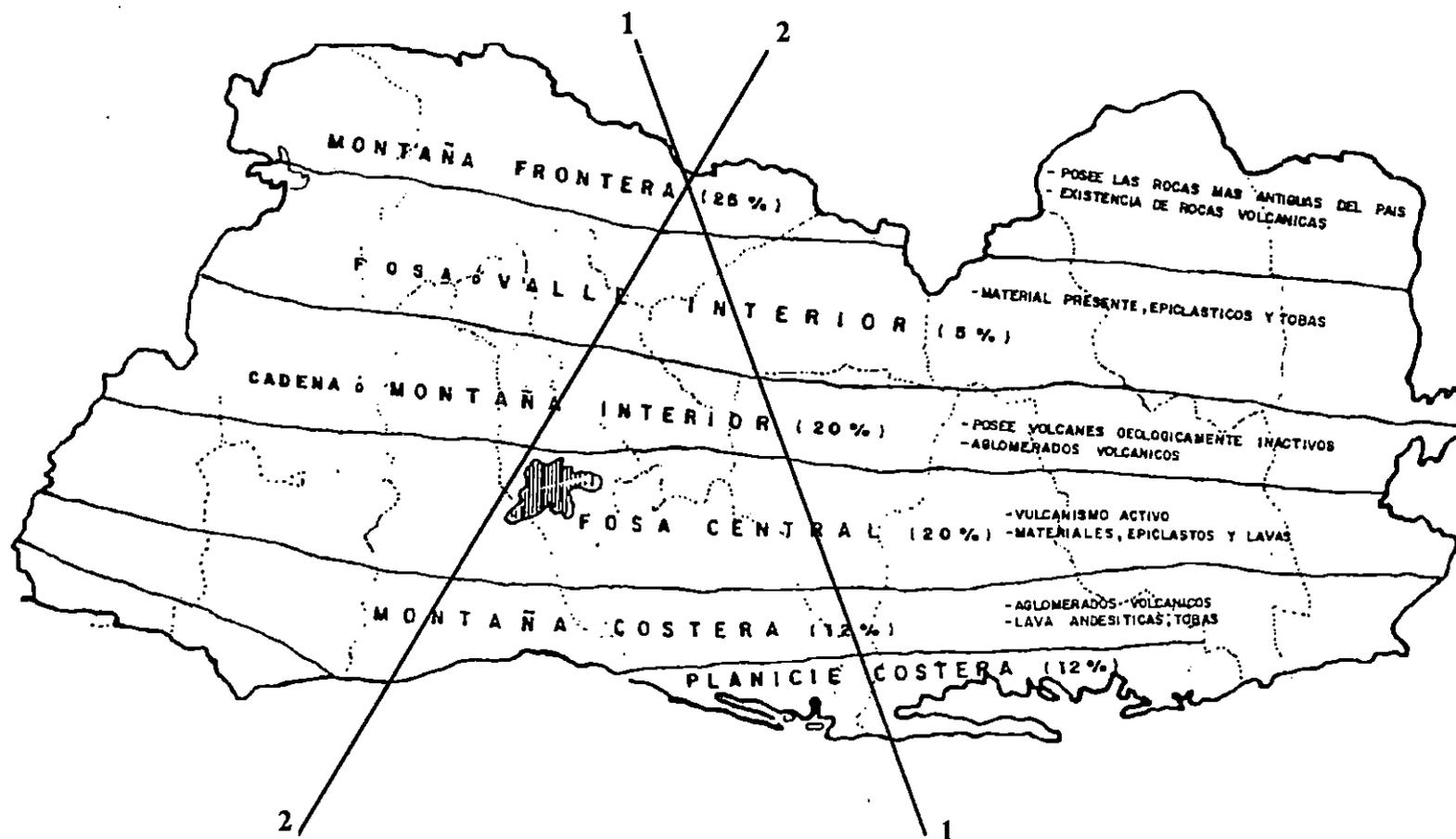


Figura 1.2. Ubicación esquemática de las unidades geológico tectónicas y los materiales que se encuentran en el lugar.
Tomado de Geografía de El Salvador, 1ª Edición, Tomo I, Dirección de Publicaciones Ministerio de Cultura y Comunicaciones S.S. 1986.

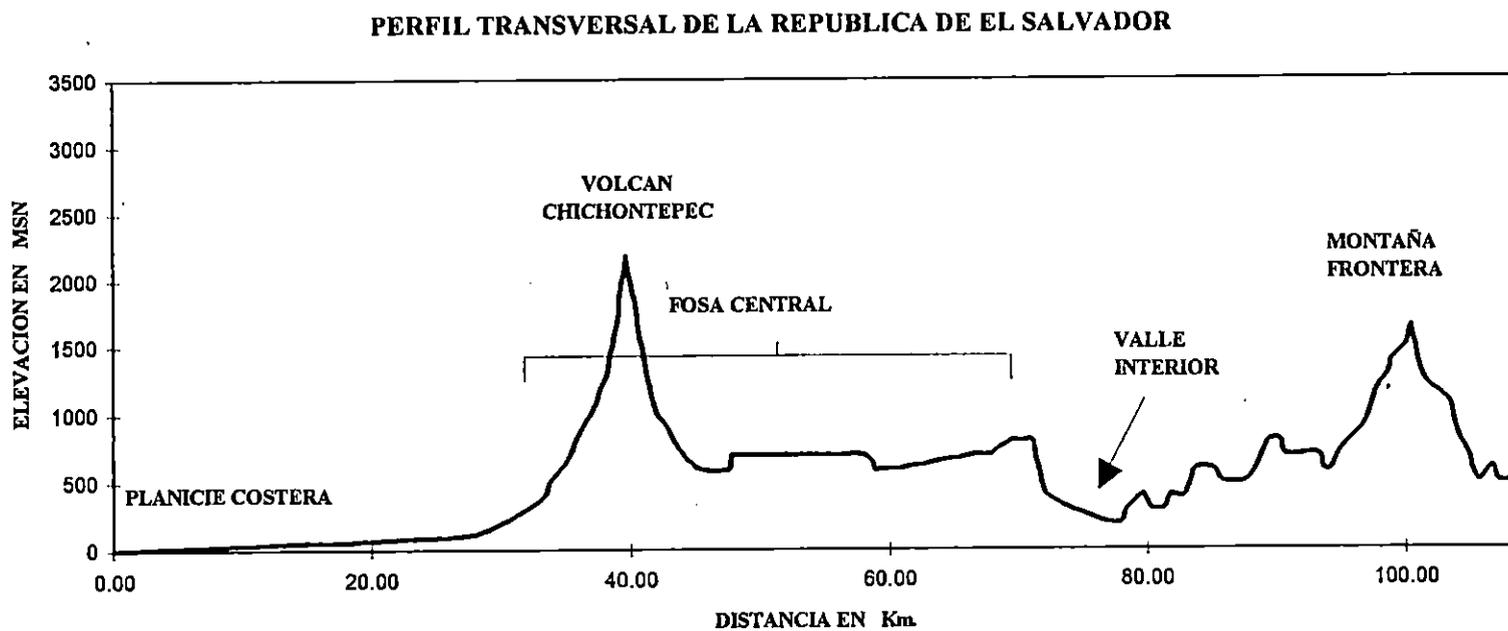


Figura 1.3. Perfil transversal de la República de El Salvador. Línea 1-1, ubicada en figura 1.2
(Elaborado en base a carta Aeronáutica N° 1 de la República de El Salvador)

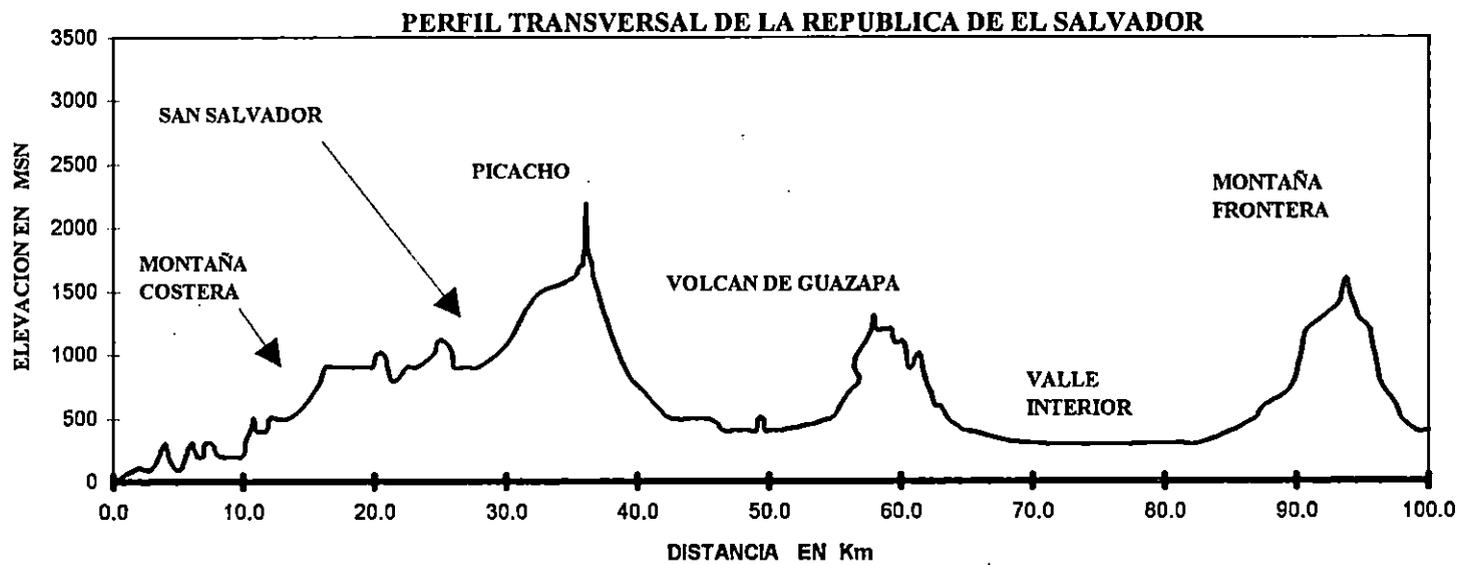


Figura 1.4. Perfil transversal de la República de El Salvador. Línea 2-2, ubicada en figura 1.2
(Elaborado en base a carta Aeronáutica N° 1 de la República de El Salvador)

1.1.3.2 ESTRATIGRAFÍA DEL A.M.S.S..

El A.M.S.S. y sus alrededores se encuentran ubicados aproximadamente en la Fosa Central del país, en el valle de las Hamacas. Dentro de las principales formaciones geológicas de dicha área, se encuentran la Formación Bálsamo, Formación Cuscatlán y Formación San Salvador (ver fig. 1.5).

FORMACIÓN SAN SALVADOR

	<u>ESPESOR PROMEDIO</u>
-Aluviones (incluyendo material redepositado por medios artificiales, propios de la actividad del hombre)	mas de 20m
-Piroclásticos ácidos y depósitos volcánicos epiclásticos (tierra blanca)	más de 50m
-Piroclásticos ácidos y depósitos volcánicos epiclásticos (tobas color café)	más de 25m
-Rocas efusivas andesíticas y basálticas localmente escoria en parte intercalada con material anterior	más de 10m

FORMACIÓN CUSCATLÁN

	<u>ESPESOR PROMEDIO</u>
-Rocas efusivas ácidas a intermedio ácidas , algunas de las cuales presentan la misma edad y más antiguas de los piroclásticos ácidos y rocas volcánicas epiclásticas	.más de 25m.
-Piroclásticos ácidos y rocas volcánicas epiclásticas en parte igmimbritas y depósitos de tobas fundidas	más de 80m

FORMACIÓN DEL BÁLSAMO

	<u>ESPESOR PROMEDIO</u>
-Rocas efusivas andesíticas - basálticas, en parte de la misma edad del material de los epiclásticos volcánicos y rocas piroclásticas básicas	más de 30m
-Epiclásticos volcánicos y rocas piroclásticas básicas, con intercalaciones de corrientes de lava andesítica	más de 100m

Analizando las formaciones anteriores se puede decir que los materiales presentes en el área de estudio son de origen volcánico, los cuales consisten en su mayoría en depósitos de lava.

En general, los materiales que la componen son productos piroclásticos y epiclásticos. El color característico es de café a amarillo, más o menos consolidados de grano medio a fino y que alcanzan un espesor mayor de 25 mts., del lado Este de la ciudad. Este aumento de espesor se presenta a medida que se acerca al lago de Ilopango.

Algunas características de la formación San Salvador son las siguientes:

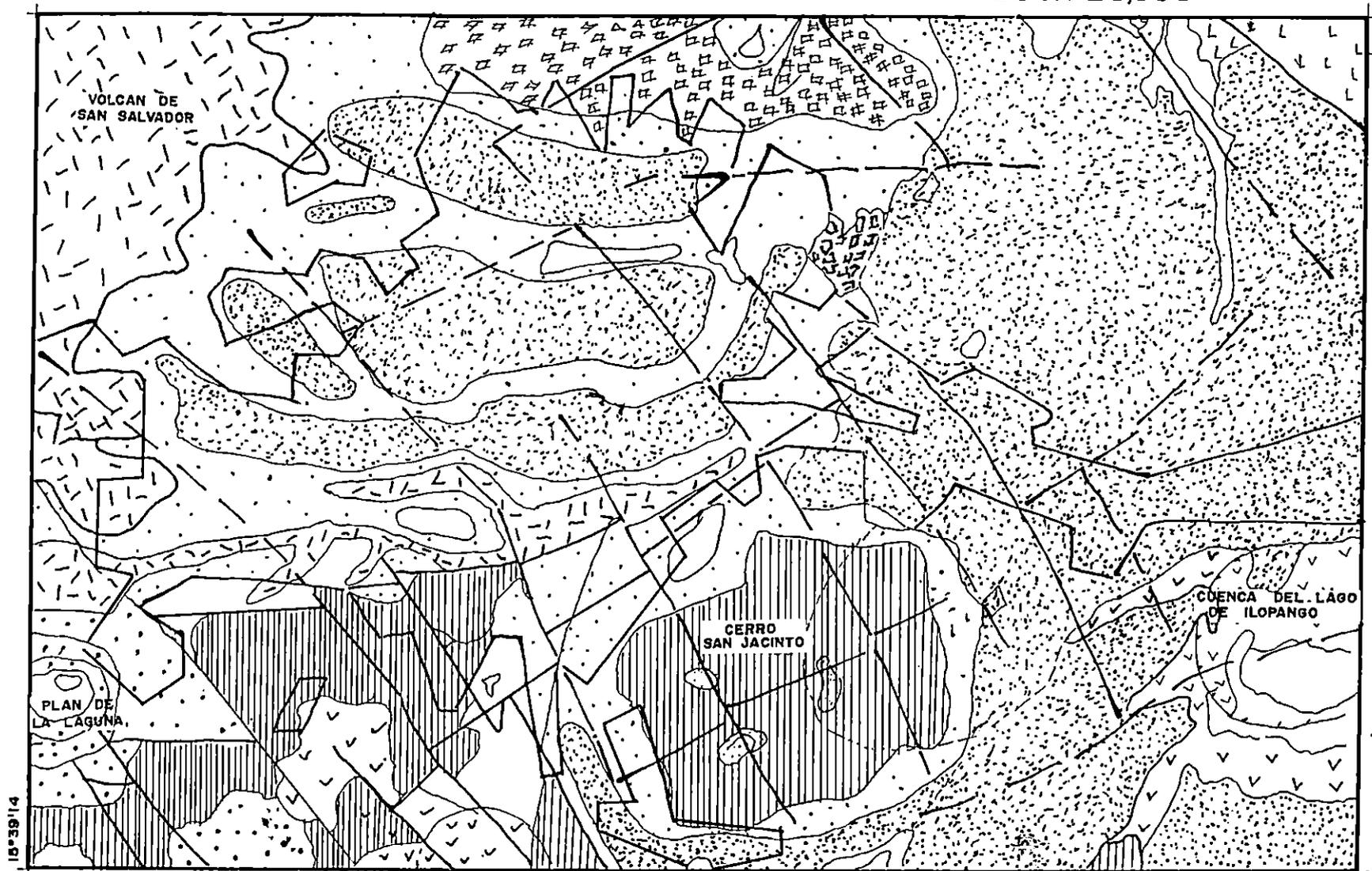
-Cerca del Boquerón se produce una intercalación de los estratos de escoria negra y rojiza (espesores de 2 mts.).

-Los espesores de tobas de color café varían considerablemente cerca del volcán (faldas superiores e intermedias) disminuyendo notoriamente a medida que se alejan del volcán.

-Existen flujos de lava producto de la erupción del volcán de San Salvador.

-Dentro de la secuencia de materiales piroclásticos y epiclásticos se han desarrollado estratos de suelos volcánicos de color café con espesores mayores de 1.50 mts.

MAPA GEOLOGICO DEL AREA DE SAN SALVADOR ESC. 1:20,000



15°39'14"

89°15'19"

80°06'33"



FIG. 15

TOMADO DE H. SCHMIDT-THOME "THE GEOLOGY OF THE SAN SALVADOR AREA"

1.1.3.3 TIPO DE SUELOS DEL A.M.S.S. Y SUS CARACTERÍSTICAS.

El Área Metropolitana de San Salvador está constituida básicamente de cenizas volcánicas, productos piroclásticos depositados de erupciones sucesivas violentas de los volcanes de Ilopango y Boquerón. En estos depósitos predominan la pómez, que es un silicato de aluminio y hierro generalmente ácido, de reducida densidad como espuma solidificada; cuyos huecos y tubos intercomunicados de variedad fibrosa, se originaron debido al gran desprendimiento de gases en su formación. La forma de los granos de suelo predominante, es equidimensional y su textura es rugosa, la distribución granulométrica varía, pero básicamente se puede clasificar como un limo arenoso (ML) o una arena limosa (SM) de muy baja plasticidad, los porcentajes de arena de pómez que contienen varía del 10% al 80% y en ocasiones se presenta como una arena pomítica limpia (SP). Los espesores de estos estratos son variables. En ocasiones se encuentran cascajos volcánicos intemperizados debido a la presencia de compuestos de hierro, formando estratos de pequeños espesores subyaciendo a las cenizas volcánicas; a mayor profundidad se encuentran formaciones de rocas basálticas y andecíticas.

Para San Salvador corresponden en su mayoría, los siguientes tipos de suelo: arenas limosas, limos arenosos, limos arcillosos, arcillas y suelos altamente contaminados de materia orgánica.

No obstante, los suelos de características fricciantes predominantes en el área son desde el punto de vista petrológico, cenizas volcánicas de edad reciente producto del marcado volcanismo explosivo del área.

En cuanto a los suelos arcillosos, se han formado como consecuencia del arrastre de las zonas altas del volcán de San Salvador donde la meteorización es mayor como producto de la condición climática.

Considerando que los materiales que están presentes en esta zona son de origen volcánico, se hará una breve descripción de ellos.

Fragmentos Piroclásticos:

Los Piroclastos (Rocas ígneas) son fragmentos que se originan cuando se escapan violentamente los gases de los volcanes, arrastrando porciones de lo fundido.

Existen tres variedades de piroclastos de acuerdo a su origen: Juveniles, cognatos y accidentales.

1- Juveniles (o esenciales): son derivados directamente de la erupción del magma.

2- Cognatos (o accesorios): rocas volcánicas comagmáticas de previas erupciones de un mismo volcán, que están presentes antes de la erupción.

3- Accidentales: son derivados de materias de base subvolcánica y pueden ser de cualquier tipo de composición.

Los piroclastos se nombran de acuerdo al tamaño del grano en tres tipos principales: Cenizas, Lapilli y Bombas o Bloques.

Cenizas o arenas: Son de tamaño inferior a 2 mm., fácilmente arrastrados por el viento, las cuales se depositan a grandes distancias, mientras que el material de grano fino (polvo volcánico) puede permanecer indefinidamente en suspensión.

Lapilli: Está constituido por fragmentos cuyo tamaño oscila entre los 2 y 64 mm. Este término se reserva para materiales de composición basáltica y se caracteriza por su color negro.

Bombas o Bloques: Son fragmentos que miden entre 3 y 30 cm., aunque también se pueden encontrar ejemplares mucho mayores cuya forma redondeada la adquieren al girar en el aire, todavía calientes.

Entre los materiales que están considerados dentro de la división descrita anteriormente se tienen:

Breccia Piroclástica: es un agregado consolidado de bloques, contienen menos del 25% de lapilli y ceniza; este término se aplica a las rocas volcanoclásticas compuestas predominantemente de partículas volcánicas angulares mayores de 2 mm. de tamaño.

Escoria: son pedazos magmáticos, consolidados durante el vuelo; no son tan porosos, por tal motivo tienden a ser más pesados que la pómez.

Tobas: Son materiales piroclastos que caen normalmente fríos y lejos de los centros eruptivos y que adquieren una consistencia soldada, producto de procesos secundarios de cristalización o circulación de fluidos.

Fragmentos Epiclásticos:

Son fragmentos volcánicos con un tipo de deposición diferente al de los piroclastos, los cuales son producidos por las condiciones climáticas, así como por la erosión de las rocas volcánicas derivadas de los volcanes viejos .

1.2 ASPECTOS GENERALES SOBRE MECÁNICA DE SUELOS

1.2.1 DEFINICIÓN DE SUELO Y DE ROCA.

SUELO:

"Sedimentos u otra acumulación no consolidada de partículas sólidas, producidos por la desintegración física y/o química de las rocas, el cual puede o no contener materia orgánica"⁴

ROCA:

"Sólido natural de materia mineral encontrado en grandes masas o fragmentos"⁵

1.2.2 PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS.

1.2.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS GRUESOS.

FORMA: En las partículas gruesas, la forma de estas influye grandemente en la compacidad y estabilidad de los depósitos que conforman.

⁴ ASTM D 643-90, pág 129, 1990.

⁵ ASTM D 643-90, pág 147, 1990.

Atendiendo a la forma los suelos gruesos pueden clasificarse como: Redondeados, subredondeados, angulares y subangulares.

TAMAÑO: Para las partículas gruesas, el tamaño constituye el parámetro más importante para determinar la bondad ingenieril del material, pues la correcta distribución de tamaños (Granulometría) en una masa de suelo puede garantizar una densidad óptima al emplearse métodos de compactación adecuados.

→ El análisis granulométrico o granulometría se refiere a la determinación de la cantidad (en porcentaje) de diferentes tamaños de partículas que constituyen el suelo. Dicho análisis sirve para estimar la influencia que puede tener en la densidad del material compactado; aunque esto último dependerá más que todo del tipo de suelo de que se trate.

Existen varios procedimientos para determinar la granulometría de un suelo: En el caso de suelos gruesos la clasificación de los tamaños de las partículas se realiza por el “tamizado” que consiste en el cribado del material por diferentes tamices, con distinta abertura de la malla. A medida que el suelo es más fino la clasificación por tamizado se hace más difícil y hasta imposible teniéndose que recurrir a la clasificación por “sedimentación” o análisis granulométrico en húmedo.⁶

Con toda la información obtenida de la composición granulométrica del material, se procede a representarla gráficamente para formar la curva granulométrica de dicho suelo.

La curva granulométrica suele dibujarse con porcentajes que pasan (en peso) como ordenadas y tamaño de las partículas como abscisas (en escala logarítmica) preferiblemente, para tener una mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos).

De la curva de distribución granulométrica se determinan ciertos diámetros característicos como lo son D_{10} , D_{30} , y D_{60} (donde D se refiere al diámetro

⁶ Ver “Ingeniería de Cimentaciones”, Peck, Ralph B. et al, 1ª Edición, Editorial Limusa, México, 1993, pág. 34.

aparente de la partícula y el subíndice denota el porcentaje de material más fino que dicho diámetro).

El D_{10} es el diámetro efectivo de un suelo. La indicación del rango de variación del tamaño de las partículas del suelo lo da el coeficiente de Uniformidad dado por:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Para arenas $Cu > 6$ } bien graduado

Para gravas $Cu > 4$ } bien graduado

Los suelos con $Cu < 3$, se consideran muy uniformes.

La medida de la forma de la curva entre D_{60} y D_{10} , y que indica la existencia o no de vacíos de graduación es El Coeficiente de Contracción dado por:

$$Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

Valores de Cc que no estén entre 1 y 3, indican la falta de diámetros entre D_{10} y D_{60} .

Además, estos parámetros son utilizados en la clasificación del suelo para usos ingenieriles.

1.2.2.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS FINOS.

MINERALOGÍA:

La mineralogía en un material conformado por partículas gruesas, no es tan determinante como lo es para los suelos finos.

"En los granos gruesos de los suelos, las fuerzas de gravitación predominan fuertemente sobre cualquiera otras fuerzas; por ello, todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar. El comportamiento mecánico e hidráulico de tales suelos está definido por características circunstanciales, tales como la compacidad del depósito y la orientación de sus partículas individuales.

En los suelos de grano muy fino, sin embargo, fuerza de otros tipos ejercen acción importantísima; ello es debido a que en estos granos, la relación de área - volumen alcanza valores de consideración y fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales cobrar significación. En general, se estima que esta actividad, en la superficie de la partícula individual es fundamental para tamaños menores que dos micras (0.002 mm)"⁷

LÍMITES DE CONSISTENCIA:

Para hablar de límites es necesario hacer referencia a la plasticidad de los suelos como propiedad que presentan estos ante las deformaciones sin rompimiento. Esta propiedad se presenta en la arcilla en grado variable.

Para determinar o conocer la plasticidad de un suelo se utilizan los límites de consistencia o límites de Atterberg, los cuales son:

CAPA ABSORBIDA (CA):

Este estado se presenta en las arcillas, y se da en el momento que el agua se polariza y forma una capa al rededor de los iones de las partículas de suelo, manteniéndose unidas entre sí por fuerzas electrostáticas.

LÍMITE LIQUIDO (LL):

Es el contenido de humedad en un suelo con el cual este tiene una resistencia de 25 kg/cm².

LÍMITE PLÁSTICO (LP):

Es el contenido de humedad en un suelo con el cual se cuarteo cuando se hacen con el rodillos de 1/8 de pulg. (3 mm).

⁷ Juárez Badillo - Rico Rodríguez "Mecánica de Suelos", 3ª Edición, Tomo I, Editorial Limusa, México, 1992, pág. 41.

LÍMITE DE CONTRACCIÓN (LC):

Es el contenido de humedad en un suelo para el cual este ya no cambia de volumen; o aquel en la que se detiene la contracción de su masa, a un cuando se continúe evaporando el agua presente en este.

En la fig. 1.6 se representan gráficamente estos límites de consistencia.⁸

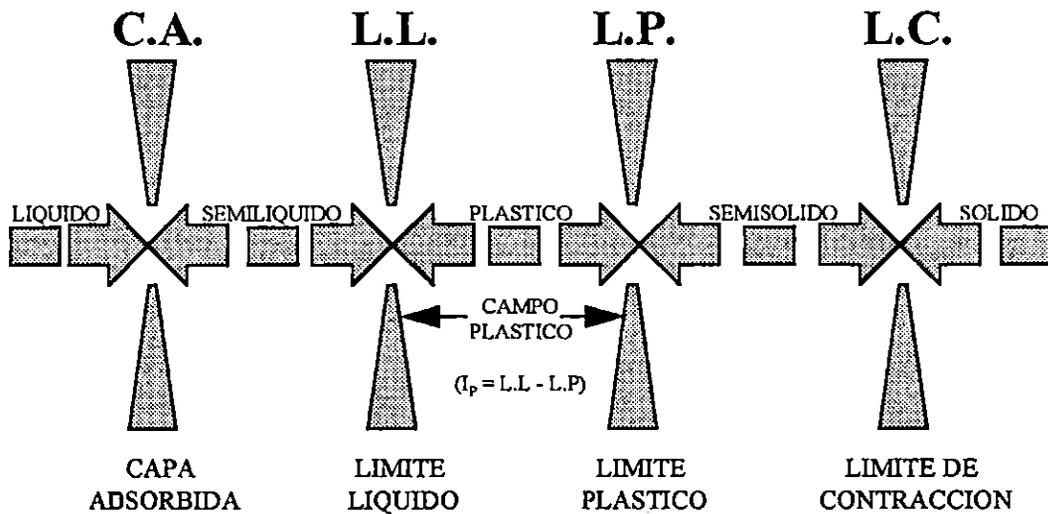


Figura 1.6 Representación gráfica de los límites de consistencia.

Al intervalo de variación de la humedad en la cual el sistema se comporta como material plástico se llama intervalo plástico y la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico se conoce como índice de plasticidad I_p :

$$I_p = LL - LP$$

El límite líquido y el índice de plasticidad proporcionan juntos una medida de la plasticidad de un suelo.

⁸ Valle Rodas, Raúl. "Carreteras, Calles y Aeropistas", Quinta Edición, Editorial El Ateneo, Buenos Aires, 1970, pág 57.

CONSISTENCIA Y SENSIBILIDAD:

CONSISTENCIA: Es de las propiedades más importantes de los materiales finos, en estado natural, y se expresa cualitativamente con términos como blando, medio, firme, y duro.

La medida cuantitativa de un suelo cohesivo inalterado puede expresarse en función de su resistencia a la compresión q_u (determina en probetas sin confinar).

En la tabla 1.1 se muestra la relación entre los términos cualitativos que denotan la consistencia y los valores cuantitativos de la resistencia a la compresión simple.

Consistencia	Identificación de campo	Resist. a la Comp. Simple q_u (kg/cm ²)
Muy blanda	El puño penetra en ella fácilmente varios centímetros.	Menos de 0.25
Blanda	El pulgar puede penetrar en ella fácilmente varios centímetros.	0.25 a 0.50
Media	El pulgar con esfuerzo moderado puede penetrar en ella varios centímetros.	0.50 a 1.00
Firme	El pulgar se encaja fácilmente pero solo penetra con gran esfuerzo.	1.00 a 2.00
Muy firme	La uña del pulgar se encaja fácilmente.	2.00 a 4.00
Dura	La uña del pulgar se encaja con dificultad.	mayor de 4.00

TABLA 1.1 Expresiones Cualitativas y Cuantitativas de la Consistencia de las arcillas.
(Tomado de Peck, "Ingeniería de Cimentaciones", 1ª Edición, Editorial Limusa, México, 1993, pág. 47)

SENSIBILIDAD:

Es una propiedad característica de las arcillas y puede observarse al remodelar una muestra de suelo que ya haya sido probada anteriormente a la compresión, probándola nuevamente, teniendo el cuidado de conservar las mismas condiciones de humedad.

Numéricamente se define como:

$$S_i = \frac{q_u \text{ inalterada}}{q_u \text{ alterada}}$$

1.2.2.3 ESTRUCTURA DE LOS SUELOS.

ESTRUCTURA PRIMARIA:

Se refiere a la forma en que están dispuestos los granos en la masa de suelo. Dicha disposición se forma por lo general, en el proceso de sedimentación o meteorización de las rocas. La estructura primaria de un suelo puede clasificarse como: simple, floculada, o dispersa.

La estructura simple es aquella en que cada grano tiene contacto directo con lo circundante.

En la estructura floculada el borde o esquina de una laminilla de arcilla tiende a ser atraída a la cara plana de otra., debido a esto las partículas presentan una estructura mas suelta que la simple.

En la estructura dispersa los bordes esquinas y caras de las láminas de arcilla tienen cargas eléctricas semejantes, por lo tanto las partículas se repelen entre sí y toman posiciones casi paralelas

ESTRUCTURA SECUNDARIA:

Esta se refiere a las discontinuidades que pueden darse en una masa de suelo, después de la deposición o formación de este.

Estructuras secundarias en un suelo pueden ser: grietas, juntas, superficies de resbalamiento y concreciones.

Las grietas y juntas son el resultado de la desecación del material y algunas veces después de la deposición de este. Las superficies de resbalamiento se dan en las arcillas duras y son superficies pulidas que han experimentado un movimiento diferencial o expansión. Las concreciones son acumulaciones de carbonatos o de compuestos de hierro.

Es importante mencionar que las discontinuidades que representan las estructuras secundarias, pueden impartirle a la masa de suelo, propiedades muy distintas a las esperadas en condiciones normales.

1.2.2.4 RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS:

En un suelo pueden presentarse las tres fases constituyentes: la sólida, representada por los granos minerales o partículas sólidas presentes; la líquida, representada por el agua que llena parte de los vacíos dejados por el material sólido; y la gaseosa que ocupa el resto de vacíos.

La fase líquida y gaseosa del suelo forman el volumen de vacíos de este, mientras que la fase sólida constituye el volumen de los sólidos.

En la fig. 1.7 se muestra esquemáticamente estos conceptos:

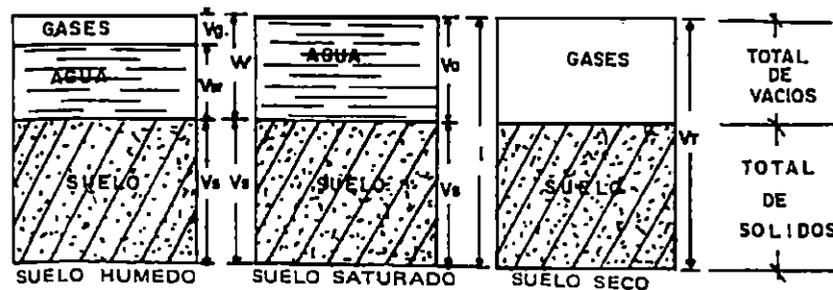


Figura 1.7 Esquema de las diferentes fases del suelo.

(Tomado de Crespo Villalaz, "Mecánica de Suelos y Cimentaciones", 1ª Edición, Editorial Limusa, México, 1990)

A continuación se definen una serie de conceptos, de utilidad para la determinación en el laboratorio de lo suelto o lo compacto de una muestra de suelo, debe tomarse en cuenta la siguiente designación de términos.

V_s :	Volumen de sólidos de la muestra	V_w :	Volumen de agua de la muestra
V_g :	Volumen de gas de la muestra	V_v :	Volumen de vacíos ($V_v = V_w + V_g$)
V :	Volumen total de la muestra	W_w :	Peso del agua presente en la muestra
W_s :	Peso de los componentes sólidos de la muestra	W :	Peso total de la muestra.
e :	Relación de vacíos real	e_{max} :	Relación de vacíos en el estado más suelto del suelo
e_{min} :	Es la relación de vacíos en el estado mas compacto posible.	γ_w :	Peso Volumétrico del agua de valor de 1 gr/cm ³

NOMBRE DE LA RELACIÓN	FORMULA PARA SU DETERMINACIÓN
POROSIDAD	$\eta = (V_v / V) \times 100$
RELACIÓN DE VACÍOS U OQUEZAD	$e = V_v / V_s \quad \text{ó} \quad e = \eta / (1 - \eta)$
CONTENIDO DE HUMEDAD	$w\% = (W_w / W_s) \times 100$
GRADO DE SATURACIÓN	$G_w\% = (V_w / V_v) \times 100$
PESO VOLUMÉTRICO	$\gamma = W / V$
PESO VOLUMÉTRICO SECO	$\gamma_d = W_s / V$
PESO VOLUMÉTRICO SATURADO	$\gamma_{sat} = (W_s + W_w) / V$
PESO UNITARIO DE LOS SÓLIDOS	$\gamma_s = W_s / V_s$
PESO ESPECIFICO RELATIVO DE LOS SÓLIDOS	$S_s = \gamma_s / \gamma_w$
COMPACIDAD RELATIVA	$I_d = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$

Tabla 1.2 Fórmulas para la obtención de las Relaciones Volumétricas y Gravimétricas

1.2.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS.

PERMEABILIDAD.

Es una propiedad que representa la facilidad que tiene el agua de moverse a través de un medio poroso. El suelo posee vacíos o cavidades que no están aisladas, sino que funcionan como conductos pequeños e irregulares que están interconectados y por los cuales puede fluir el agua de la misma manera que lo hace en otros conductos.

No existe método confiable para poder determinar experimentalmente valores de esta propiedad, solamente se obtienen valores aproximados de la misma. Los métodos utilizados comúnmente se basan en el uso de la Ley de Darcy:

$$v = ki$$

Y la cantidad de flujo circulante es:

$$q = kAi$$

Donde:

k = coeficiente de permeabilidad.

$i = h/L$ = gradiente hidráulico.

h = Diferencia de cargas hidráulicas a lo largo de la muestra.

L = Longitud de la muestra a través de la cual se mide h .

q = cantidad de flujo por unidad de tiempo.

A = Área de la sección transversal de la masa de suelo en consideración.

El coeficiente de permeabilidad es una constante (con dimensiones de velocidad) que expresa la facilidad con que el agua atraviesa un suelo.

La magnitud del coeficiente de permeabilidad depende de muchos factores pudiendo enumerarse los siguientes:

a) Viscosidad del agua:

Es una función directa de la temperatura: Cuando más alta es la temperatura, menor es la viscosidad y más alta es la permeabilidad. Debido a esto es conveniente referir la permeabilidad a una temperatura de 20°C.

b) Tamaño, forma y área de los conductos:

Considerándose específicamente que mientras más finos los granos, los ductos son mas pequeños; además que la presencia de partículas angulares y laminares tienden a reducir la permeabilidad, no así, si el suelo está compuesto predominantemente por partículas redondeadas y esféricas.

c) Grado de Saturación:

Este es un factor principal, porque el aire en los poros reduce el área de la sección transversal y hasta puede llegar a obstruir completamente algunos poros.

La correcta obtención del coeficiente de permeabilidad es de vital importancia en la formación de criterios, que posteriormente el proyectista adopte, a la hora de solucionar problemas que requieran de éste parámetro.

Entre los métodos para determinar la permeabilidad tenemos dos categorías:

- Directos:

- Métodos de laboratorio

1. Permeámetro de carga constante.
2. Permeámetros de carga variable.

- Métodos de Campo.

1. Pozos de bombeo.
2. Métodos de zanjas.

- Indirectos

- Cálculo a partir de la curva granulométrica.
- Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
- Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

Métodos de laboratorio.⁹

1. Permeámetro de carga constante:

Es utilizado para ensayar suelos muy permeables (gravas y arenas); el cual consiste en someter la muestra de suelo a un flujo establecido de agua bajo una carga hidráulica constante (ver fig. 1.8). Se recoge un volumen V en un tiempo dado t , se mide la carga hidráulica h , el área de la muestra A , y la longitud de la muestra L y así tenemos que el coeficiente de permeabilidad se calcula de la siguiente manera:

$$K = \frac{VL}{hAt}$$

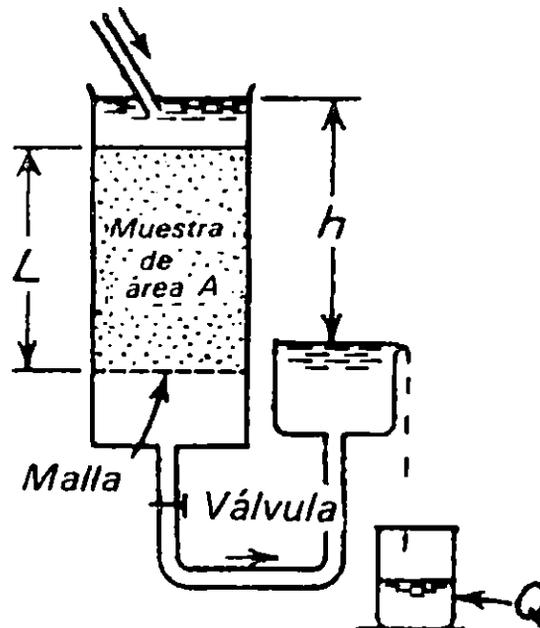


Figura 1.8 Esquema de un Permeámetro de Carga Constante

(Tomado de Peck, "Ingeniería de Cimentaciones", 1ª Edición, Editorial Limusa, México 1993, pág. 70)

2. Permeámetro de carga variable:

Este método se utiliza para encontrar k de limos y arenas muy finas o arcillas. El método consiste en obtener el tiempo que tarda en pasar el agua de una carga hidráulica h_1 a una carga

⁹ Se describirán sólo los métodos de laboratorio directos por ser éstos los de mayor interés para el desarrollo de este documento.

final h_2 , se mide el área de la sección de la muestra A ; así como la longitud de la muestra L , para este método el coeficiente de permeabilidad se basa en la fig. 1.9 y se calcula así:

$$K = \frac{aL}{At} \operatorname{Ln} \frac{h_1}{h_2}$$

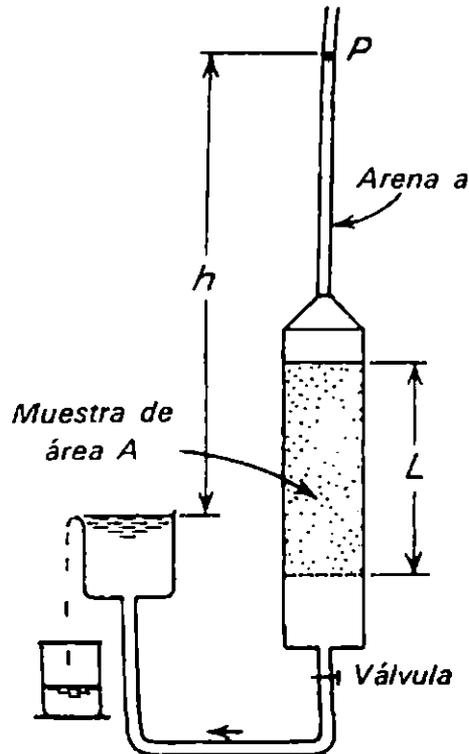


Figura 1.9 Esquema de un Permeámetro de Carga Variable

(Tomado de Peck, "Ingeniería de Cimentaciones", 1ª Edición, Editorial Limusa, México 1993, pág. 70)

Para valores de permeabilidad en diferentes tipos de suelo ver tabla 1.3.

Tipo de suelo.	Intervalo de K (cm/seg.)
Gravas limpias	100 a 1
Arenas limpias	1 a 10^{-3}
Arenas muy finas, limos o mezclas de arena y limo	10^{-3} a 10^{-7}
Arcillas	10^{-7} a 10^{-9}

Tabla 1.3 Valores de permeabilidad para diferentes tipos de suelo.

(Tomado de "Curso Sobre Actualización de Conocimientos de Tecnología de Materiales y Mecánica de Suelos" por Ing. Guzmán Urbina, ASIA 1978.)

RESISTENCIA AL CORTE.

La resistencia al esfuerzo cortante es la característica principal relacionada con la capacidad de los suelos a soportar cargas sin llegar a la falla.

Un esfuerzo aplicado a una superficie plana de un sólido se puede descomponer en dos componentes: Una perpendicular (normal) al plano, que se llama esfuerzo normal, σ y la otra que actúa en la superficie del plano que se llama esfuerzo cortante τ . Mohr demostró que la falla de un material no es causada por esfuerzos normales que alcancen un cierto máximo o punto de fluencia, o solo por esfuerzos cortantes que alcancen un máximo, sino por la combinación crítica de ambos esfuerzos el normal y el cortante.

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos depende de un número importante de factores; en suelos gruesos, los principales son la compacidad, la forma de los granos y la granulometría. En suelos cohesivos, existen dos enfoques en cuanto a los factores que afectan, el primero consiste en considerar que la resistencia depende esencialmente del esfuerzo efectivo, de la trayectoria de esfuerzo, y de la velocidad de deformación; el segundo expresa el hecho experimental de que la resistencia de un suelo cohesivo que se deforma a volumen constante depende principalmente de su historia previa a la carga, de la trayectoria de esfuerzos y la velocidad de deformación, siendo el primer factor el más importante.

De lo anterior tenemos que la ley de resistencia se expresa para el primer enfoque:

$$\tau_f' = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

donde:

- τ_f' : Esfuerzo cortante en el plano de falla.
- σ : Esfuerzo normal total sobre el plano considerando
- ϕ : Ángulo de fricción aparente en términos de esfuerzos efectivo.
- c' : Cohesión aparente en términos de esfuerzos efectivo.
- u : Presión de poro.

Considerando el segundo enfoque tenemos:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

donde:

- τ_f : Esfuerzo cortante en el plano de falla.
- σ : Esfuerzo normal total sobre el plano considerando
- ϕ : Ángulo de fricción aparente en términos de esfuerzos totales.
- c : Cohesión aparente en términos de esfuerzos totales.

En este caso c y ϕ no son propiedades del material, sino son función de sus características, de la historia de la carga previa y de las condiciones de carga y drenaje.

La resistencia al corte de un suelo cohesivo puede, por lo tanto, expresarse en términos de esfuerzo efectivos o totales, ya que ambas expresiones son igualmente válidas, pues en el método de los esfuerzos totales la influencia de los efectivos aparece implícitamente en los resultados.

Existen diferentes pruebas para determinar la resistencia al corte de los suelos, entre las que se tienen¹⁰:

- a) Pruebas Triaxiales
- b) Prueba de Corte Directo
- c) Prueba de la Veleta
- d) Prueba de Penetración Estándar

PRUEBAS TRIAXIALES.

Estas pruebas son ampliamente utilizadas en la actualidad para encontrar las características de Esfuerzo - Deformación del suelo.

Existen tres tipos de pruebas triaxiales:

- i) Prueba Lenta S (Consolidada, Drenada)
- ii) Prueba Consolidada Rápida R (Consolidada, No Drenada)
- iii) Prueba Rápida Q (No Consolidada, No Drenada.)

¹⁰ Se detallan únicamente las pruebas triaxiales por ser las utilizadas en el presente trabajo.

Prueba Lenta (S):

Para la elaboración de la prueba, primeramente se somete al suelo a una presión hidrostática σ_3 (ver fig 1.12a), con el fin de que haya consolidación bajo la presión actuante: posteriormente es llevada la muestra hasta la falla aplicando la carga axial en incrementos pequeños e intervalos de tiempos suficientemente largos para garantizar la no existencia de presión de poros antes de la aplicación de la siguiente carga. En esta prueba se permite el drenaje durante todo el proceso por lo que los esfuerzos aplicados son efectivos: es decir no existe presión de poros.

Prueba Consolidada Rápida (R):

En esta prueba el espécimen es sometido a presión hidrostática hasta alcanzar la consolidación (por lo que el esfuerzo llega a ser efectivo hasta este momento) enseguida se cierra la válvula de drenaje y la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de tal manera que no haya cambios de volumen durante la aplicación de esta.

Prueba Rápida (Q):

En este tipo de prueba la muestra no es sometida a ningún proceso previo antes de llevarlo a la falla. En una primera etapa se le aplica presión hidrostática e inmediatamente después se somete a la falla el espécimen con una aplicación rápida de la carga axial. Durante este proceso no existe drenaje ni consolidación de la muestra.

La representación de los resultados que proporcionan las pruebas triaxiales se hacen por medio de diferentes gráficos, siendo estos los de Esfuerzo - Deformación y los Círculos y Envoltentes de Mohr (ver fig. 1.11 y 1.12).

El primero representa el incremento de esfuerzo normal contra la deformación en la dirección que dicho esfuerzo aumenta, la relación entre estos dos parámetros nos proporciona el Módulo de Elasticidad del suelo, que geoméricamente representa la pendiente de la curva Esfuerzo - Deformación Unitaria (ver fig. 1.10). Debe hacerse notar que el módulo de elasticidad no es constante en todo el régimen posible de esfuerzos para la mayoría de los suelo y de las rocas, ni tampoco es el mismo para la carga que para la descarga..

En el segundo se representa el estado de esfuerzos de un elemento cualquiera del interior del espécimen, en el que el esfuerzo principal menor (σ_3), es igual a la presión de la cámara, y el esfuerzo principal mayor (σ_1), es igual a la presión de la cámara mas el incremento del esfuerzo axial debido a la carga aplicada por el vástago. Las combinaciones críticas de los esfuerzos Normales y Cortantes, forman una línea que se llama Envolvente de Falla de Mohr (ver fig. 1.11).

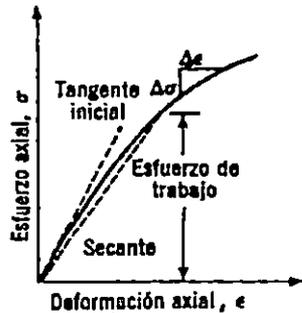


Figura 1.10 Gráfica Esfuerzo Deformación

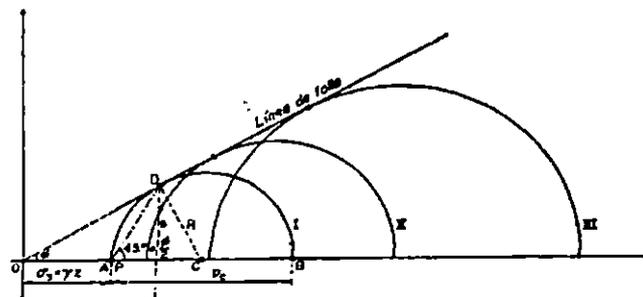
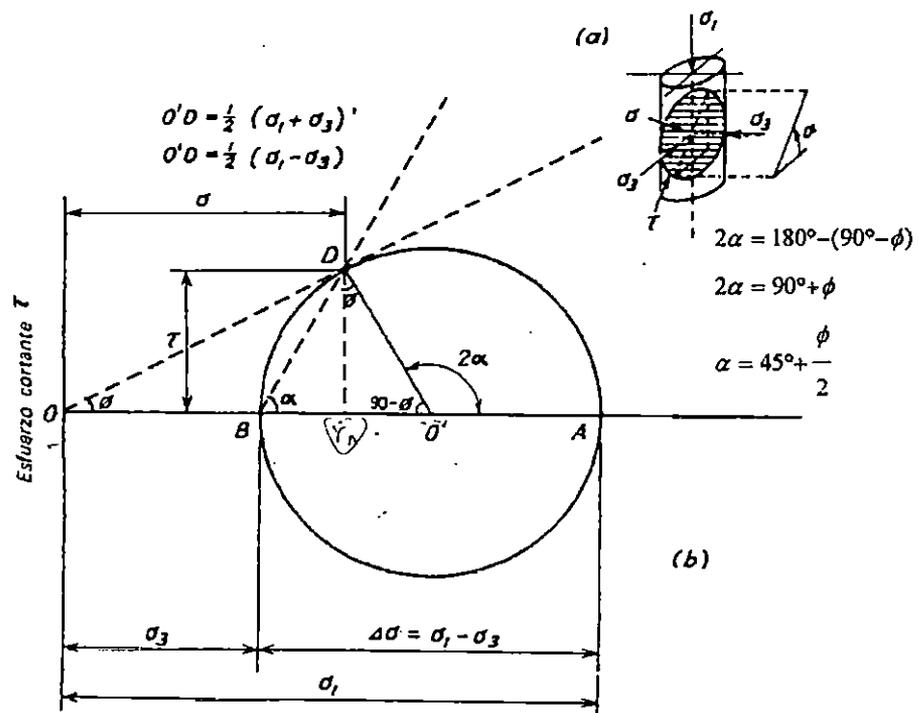


Figura 1.11 Círculos y Envolvente de Mohr



Figuras 1.12 a y b Esquema de los Esfuerzos en el Plano de Falla de un espécimen y Circulo de Mohr (Tomado de Peck, "Ingeniería de Cimentaciones", 1ª Edición, Editorial Limusa, México, 1993, pág. 117)

CONSOLIDACIÓN

Se llama proceso de consolidación a la disminución de volumen que tenga lugar en un lapso de tiempo, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo.

La prueba de consolidación se realiza con el objetivo de obtener información sobre los aspectos siguientes:

1. La magnitud de las deformaciones totales que pueden presentarse bajo distintas cargas.
2. La evolución con el tiempo de la deformación sufrida por un suelo bajo una carga determinada.

Buscando cumplir con el primer objetivo, es necesario dibujar la curva de compresibilidad (relación de vacíos *vrs* $\log P$) ver figura 1.13; la cual es posible definir con los datos de presión y deformación que se conocen durante la prueba.

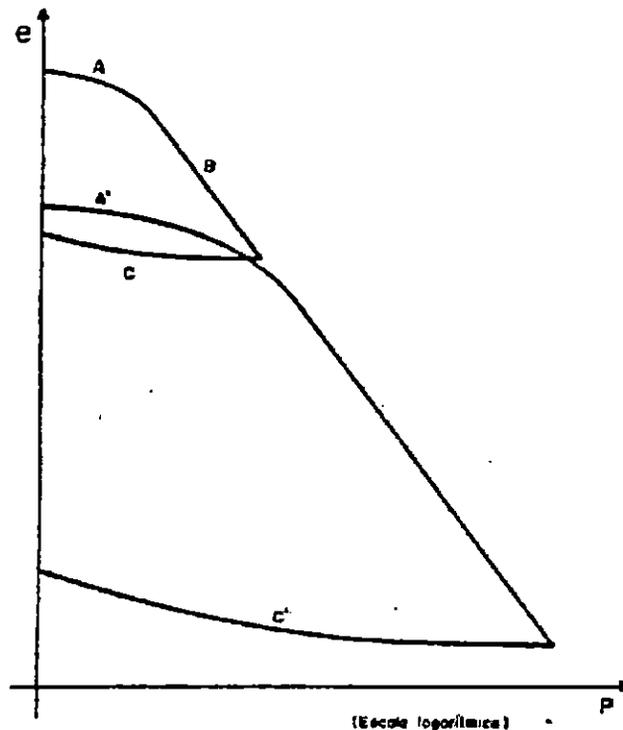


Figura 1.13 Curva de Compresibilidad

(Tomado de Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo, "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", 1ª Edición, Tomo 1, Editorial Limusa, México, 1981, pág. 46)

Dicha curva muestra el comportamiento de los asentamientos que experimenta el suelo para diferentes tramos A, B, C, D. Como se observó en la figura 1.13; dichos tramos se mencionan a continuación:

Curva de recompresión (A): En este tramo el asentamiento que sufre el suelo es ocasionado, por el efecto de someter dicho suelo a una magnitud de carga que hubiese soportado con anterioridad.

Rama Virgen (B) : Los asentamientos que sufre el suelo en esta rama, son generados al someter al suelo a cargas nunca antes soportadas.

Curva de descarga (C) : Este tramo refleja la recuperación que sufre el suelo, al retirársele las cargas aplicadas, así como la deformación permanente; debido a que dicha recuperación nunca llega a la relación de vacíos inicial.

Curva de recarga (D) : Con este tramo se da inicio a un nuevo ciclo de carga, pues dicho tramo es similar al A.

Los asentamientos generados en cada uno de los tramos de la curva de compresibilidad son de mucha importancia desde el punto de vista ingenieril, debido a que con los valores de asentamientos obtenidos por dicha curva se logra tener un parámetro de comparación, acerca de la magnitud de los asentamientos que un suelo puede desarrollar al verse sometido al peso de una estructura.

Considerando que el segundo objetivo trata de la evolución que tiene la deformación a través del tiempo, se hace necesario auxiliarse de la Teoría de Consolidación Unidimensional de Terzaghi¹¹, ya que dicha teoría establece una relación entre el grado de consolidación del estrato y el factor tiempo.

¹¹Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo. "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", 1ª Edición, Tomo 1, Editorial Limusa, México, 1981, pag. 43-56, (explicación sobre la Teoría de Consolidación Unidimensional de Terzaghi).

Como resultado de aplicación estricta de dicha teoría se ha obtenido la curva U(%)-T (ver fig. 1.14); donde U(%) representa el grado de consolidación y T, el factor tiempo que involucra todos las variables que afectan el progreso de la consolidación.(Ver valores de T en tabla 1.4).

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

Donde:

t = Instante del proceso de consolidación en que se mide u.

C_v = Coeficiente de consolidación.

H = Espesor del estrato, considerando el drenaje.

U %	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	∞

Tabla 1.4 Relación teórica U% - T

(Tomado de Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo, "La Ingeniería de Suslos en las Vías Terrestres", 1ª Edición, Tomo 1, Editorial Limusa, México, 1981, pág. 51)

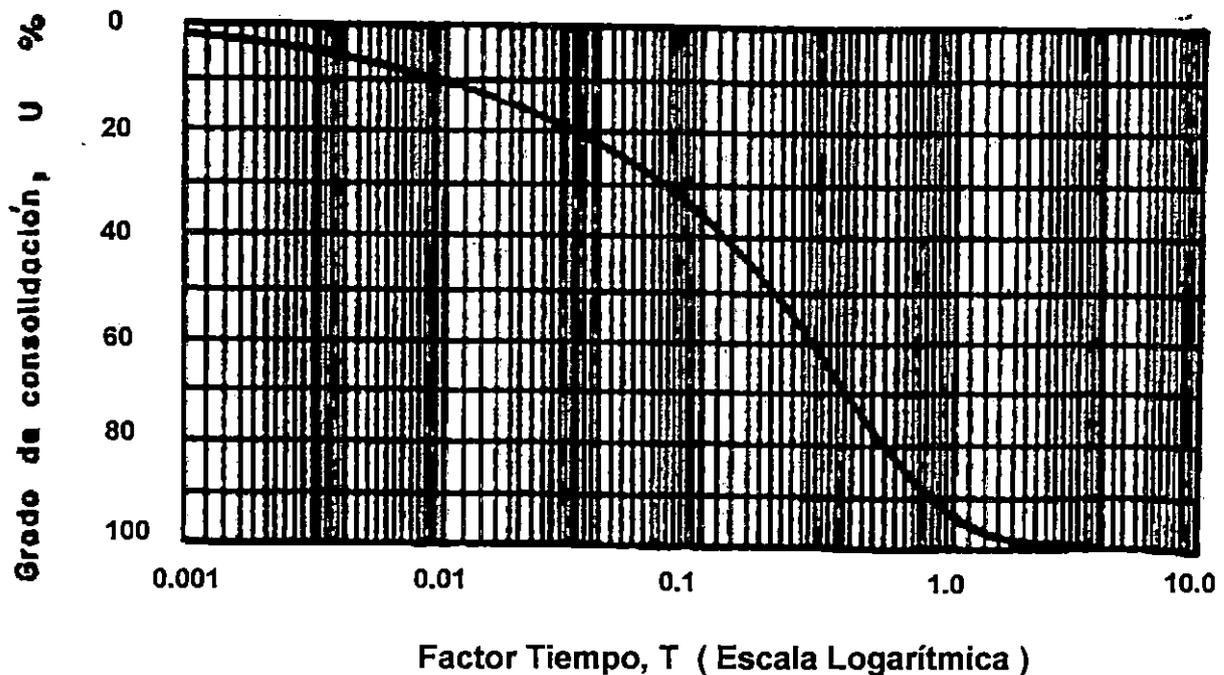


Figura 1.14 Curva Teórica de Consolidación

(Tomado de Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo, "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", 1ª Edición, Tomo 1, Editorial Limusa, México, 1981, pág. 50)

Así, que si un suelo sigue la Teoría de Terzaghi, al comparar la curva teórica U% - T; definida en base a dicha teoría, y la curva de consolidación establecida en el laboratorio, deberán presentar cierta semejanza (ver fig. 1.15), aunque en realidad ningún suelo sigue estrictamente la curva teórica, por lo que para realizar dicha comparación, se han establecido criterios para determinar los límites de consolidación primaria e inicio de consolidación secundaria; éstos son la determinación del 0% y 100% de consolidación, dichos conceptos son los límites de la consolidación primaria y que han sido aplicados a la curva teórica y que pueden ser aplicados a suelos que cumplan con la misma.

Consolidación Primaria: Deformación debida al proceso hidrodinámico de consolidación.

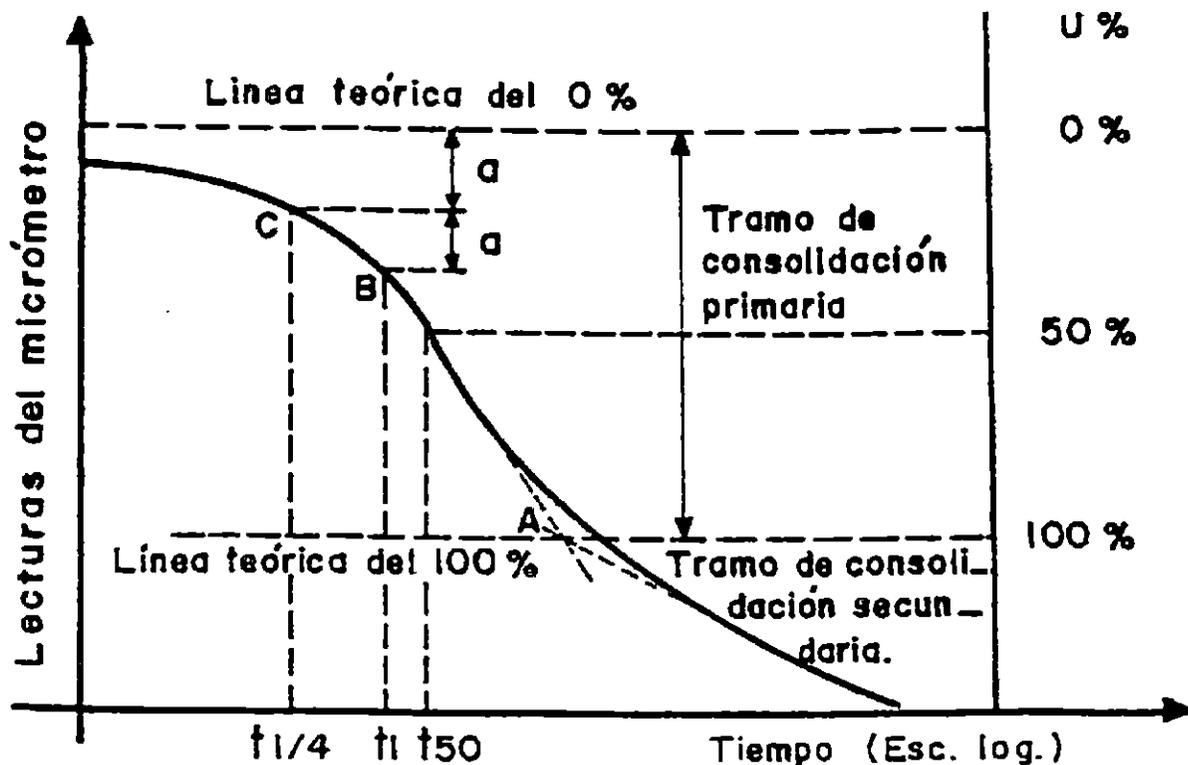


Figura 1.15 Curva de Consolidación

(Tomado de Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo, "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", 1ª Edición, Tomo 1, Editorial Limusa, México, 1981, pág. 53)

Consolidación Secundaria: Es el resultado de un reajuste plástico de los granos del suelo a los nuevos esfuerzos, de la fractura progresiva de las ligaduras entre los granos y posiblemente de la fractura progresiva de las partículas; éste régimen depende del aumento de esfuerzos (ΔP) y de las características del suelo.

1.2.4 IDENTIFICACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS.

1.2.4.1 IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS.

La identificación de un suelo con fines ingenieriles, es de gran relevancia, dado que por medio de esta identificación se pueden conocer, cualitativamente, las propiedades mecánicas e hidráulicas de este, según a un grupo predefinido en el que se sitúe.

"La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúe; naturalmente, según ya se dijo, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación".¹²

En el campo, un ingeniero puede necesitar identificar o realizar una clasificación previa de un suelo, para lo cual puede auxiliarse de su experiencia adquirida en la materia y de ciertas pruebas sencillas como: Inspección visual, tamaños y granulometría de las partículas, dilatancia o reacción al sacudimiento, resistencia al quebramiento en estado seco, tenacidad o consistencia cerca del límite plástico, color y olor¹³; con estas pruebas puede obtenerse una clasificación preliminar del suelo, lo cual puede ser de gran utilidad en la ejecución de una obra, mientras se realiza una clasificación más precisa del material en el laboratorio.

1.2.4.2 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

Los sistemas de clasificación de los suelos son tan antiguos como la misma Mecánica de Suelos, en un principio éstos se basaban más que todo, en una descripción visual (olor, color, textura, etc.), posteriormente se introdujo el análisis por tamizado o granulométrico que ofreció un medio más sencillo para clasificarlos. Cabe mencionar que éste método a pesar de lo sencillo que resulta, presenta criterios de clasificación poco apropiados, porque la correlación de la distribución granulométrica con las propiedades fundamentales (resistencia, compresibilidad, permeabilidad) resultan demasiado inseguras.

Actualmente existen métodos de clasificación de suelos, entre los cuales se pueden mencionar:

- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. (SUCS).
- Asociación Americana de Agencias Oficiales de Carreteras y Transporte (AASHTO).
- Sistema del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA).
- Sistema de la Agencia Federal de Aviación (FAA), entre otros.

¹² Juárez Badillo - Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos", 3ª Edición, Tomo I, Editorial Limusa, México 1992. p 138.

¹³ Ver Juárez Badillo - Rico Rodríguez "Mecánica de suelos", 3ª Ed., Tomo I, Editorial Limusa, México 1992. p 158 - 161.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

El sistema de clasificación de suelos que más usan los especialistas en cimentaciones en la actualidad fue elaborado por Arthur Casagrande.

En 1969, el sistema Unificado fue adoptado por la American Society for Testing and Materials, como método estándar de clasificación de suelos para obras de ingeniería ASTM D-2487.

De acuerdo con este sistema: divide a los suelos en dos grandes grupos:

- Los gruesos, formados por partículas mayores que la malla N° 200 y menores que la malla de 3" y la fina formada por partículas que pasan la malla N° 200.
- La fracción gruesa se subdivide en gravas y arenas teniendo como frontera la malla N° 4. Este sistema simboliza estos suelos de la siguiente manera:

1. Grava y suelo gravoso, símbolo G.
2. Arena y suelo arenoso, símbolo S.

También éstos se subdividen separadamente en cuatro grupos:

- a- Bien graduado, símbolo W.
- b- Material bien graduado con excelente cementante arcilloso, símbolo C.
- c- Mal graduado, símbolo P.
- d- Material grueso con finos, no comprendidos en los grupos anteriores, símbolo M.

La fracción fina se subdivide en grupos, tomando en cuenta sus características de plasticidad, las cuales se relacionan con las propiedades mecánicas e hidráulicas, que interesan al ingeniero, así podemos decir que los finos se subdividen en tres grupos:

1. Suelos limosos inorgánicos y suelos arenosos muy finos, símbolo M.
2. Arcillas inorgánicas, símbolo C.
3. Limos y arcillas orgánicas, símbolo O.

Cada uno de éstos grupos de suelos finos se subdividen de acuerdo al límite líquido en:

- a- Suelos finos con límite líquido de 50 o menos, símbolo L
- b- Suelos finos con límite líquido mayor de 50, símbolo H.

Suelos con elevada proporción de materia orgánica, usualmente fibrosos como la turba y los fangos de muy alta compresibilidad, no se subdividen y se colocan en un grupo, símbolo P.

En la tabla 1.5 se esquematiza gráficamente el Sistema Unificado.

La Carta de Plasticidad.

Esta es una contribución más de Casagrande al Sistema de Clasificación, en ella se representan los suelos en un Sistema de coordenadas $Ll - Ip$, dentro de la cual se ubican los suelos a partir de los límites que posean, los que se encuentran divididos por una línea conocida como línea A de Casagrande, la cual divide a los suelos en 4 zonas.

La máxima contribución de la carta de plasticidad es situar en ella un suelo desconocido por medio de sus límite líquido e Índice de plasticidad.¹⁴

Sistema de Clasificación de Suelos AASHTO.

Este sistema de clasificación de suelos es muy similar al Unificado, con la excepción de que utiliza un índice de grupo, así como también divide a los suelos en dos grandes categorías:

- Materiales granulares (35% ó menos del total pasa la malla N° 200.)
- Materiales limo - arcilloso (más del 35% del total pasa el tamiz N° 200.)

A su vez éstos se dividen en:

- Materiales gravosos: A1, A2, A3.
- Materiales limo-arcillosos A4, A5, A6, A7,

El índice de grupo se puede calcular con la fórmula:

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Donde:

- a: % de material más fino que la malla N° 200 > 35% pero menor que el 75%, expresado como un # entero positivo. ($1 \leq a \leq 40$).¹⁵
- b: % de material que pasa el tamiz N° 200 mayor que el 35% pero menor que el 55%, expresado como un # entero positivo. ($1 \leq b \leq 40$).

¹⁴ Juárez Badillo - Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos", 3ª Edición, Tomo I, Editorial Limusa, México 1992. p 151.

¹⁵ "a" será igual a 1, cuando el porcentaje de finos sea igual al 36%, 2 igual al 37% y así sucesivamente.

- c: Porción del límite líquido mayor que 40 pero no mayor que 60, expresada como un número positivo. ($1 \leq c \leq 20$).
- d: Porción del índice de plasticidad mayor que 10 pero no excedente de 30, expresado como un # positivo entero. ($1 \leq d \leq 20$).

El índice de grupo nos sirve específicamente para comparar diferentes suelos dentro de un mismo grupo.¹⁶

Debido a que el Sistema Unificado y el AASHTO son los más utilizados, son los que se desarrollarán en este capítulo.

1.3 TEORÍA DE LA COMPACTACIÓN.

1.3.1 MECÁNICA DE LA COMPACTACIÓN

En general, se entiende por compactación el mejoramiento artificial de las propiedades mecánicas del suelo.

En este proceso se busca reducir la relación de vacíos al mínimo, lo cual se logra de varias maneras:

- 1- Reorientación de las partículas
- 2- Fractura de las ligaduras entre granos
- 3- distorsión de las partículas absorbidas¹⁷
- 4- Flexión

La compactación se logra específicamente por el esfuerzo que la máquina de compactar ejerce sobre suelo, donde la maquinaria a usar dependerá del tipo de suelo de que se trate.

¹⁶ Ver Joseph E. Bowles, "Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil", 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill, pág. 70-73.

¹⁷ SOWERS AND SOWERS "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones" 1ª Edición, Editorial Limusa, México 1993, pág 263

En los suelos cohesivos la compactación se realizará específicamente por distorsión y reorientación en cambio en un suelo no cohesivo ésta se logra principalmente por reorientación de los granos.

En la compactación la humedad que posee el suelo es un factor muy importante para tal proceso, ya que a medida esta aumenta, la tensión capilar de la película húmeda entre los granos disminuye haciendo que la compactación sea más efectiva.

Sin embargo si la humedad aumenta excesivamente llevará al suelo a la saturación, y ocasionará que el esfuerzo neutro que sea crea impida que la relación de vacíos ya no se reduzca, produciéndose como consecuencia de este efecto que el esfuerzo de compactación que se aplique no sea efectiva, de lo que se puede concluir que la saturación de un suelo es el límite teórico de compactación para una humedad.¹⁸

1.3.2 RELACIÓN ENTRE HUMEDAD Y PESO ESPECÍFICO.

Todos los esfuerzos que se realicen para mejorar las condiciones de soporte de un suelo van orientados a reducir la relación de vacíos del mismo, dando como resultado el incremento de su peso volumétrico.

Si se realiza un ensayo bajo condiciones controladas en las que se mantenga constantes la energía y el tipo de compactación sobre un mismo suelo, y nada más variando sobre distintas porciones del mismo su contenido de agua, se obtiene una curva que relaciona el peso específico seco (γ_d) (Ver ecuación siguiente), con el porcentaje de humedad de las muestras (ver fig. 1.16).

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad ; \quad \gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$$

La importancia de este gráfico estriba en que bajo las condiciones establecidas, existe una humedad a la cual el suelo logra su peso específico máximo, esta es denominada: humedad óptima .

¹⁸ SOWERS AND SOWERS "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones" 1ª Edición, Editorial Limusa, México 1993, pág 264.

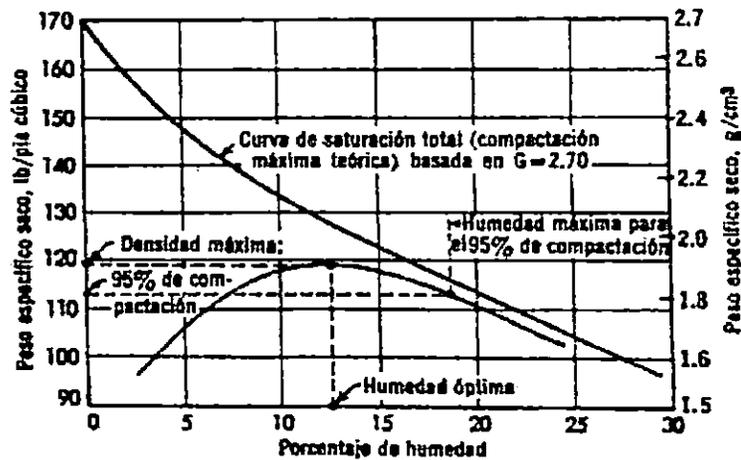


Figura 1.16 Curva de Humedad - Peso Volumétrico Seco

(Tomado de SOWERS AND SOWERS "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones" 1ª Edición, Editorial Limusa, México 1993)

Si se realizara una compactación perfecta se eliminaría todo el aire atrapado entre las partículas de suelo, fenómeno que generaría una saturación; por existir solo dos fases en la muestra de suelo (sólida y líquida). Se puede obtener con los pesos específicos secos que corresponden a la saturación, una curva que corresponde a la compactación máxima teórica que se puede lograr con ese suelo.

Su fórmula de cálculo es la siguiente:

$$\gamma_z = \frac{\gamma_w}{w + (1 + G_s)}$$

Donde:

γ_z = Peso específico seco máximo teórico obtenido de una muestra compactada a una humedad determinada.

γ_w = Peso específico húmedo

w = Humedad del suelo

G_s = Gravedad específica del suelo.

Se obtienen de la curva humedad - peso específico dos humedades para obtener el mismo peso específico. El incremento de la humedad de un suelo genera en primera instancia un aumento en el peso específico, teniendo como límite la curva de saturación, después de lo cual si se da un incremento de humedad los γ_d comienza a descender, ya que gran parte del volumen del suelo está

ocupado por agua. Si existe una leve diferencia entre la curva de compactación verdadera y la curva de saturación es debido al aire que se encuentra ocupando algunos poros. Si se quisiera dar una definición de humedad óptima podría ser la humedad suficiente para disminuir el rozamiento de las partículas, permitiendo el reacomodo, pero sin llegar a ocupar por completo los poros del suelo.

1.3.3 FACTORES QUE AFECTAN LA COMPACTACIÓN DEL SUELO.

- *ENERGÍA DE COMPACTACIÓN.*

La Energía Específica de compactación es la que se entrega al suelo por unidad de volumen, durante el proceso mecánico de que se trate.

Resulta fácil evaluar la energía de compactación que se le aplica al suelo en el laboratorio, cuando ésta es aplicada por impacto. La energía de compactación puede ser evaluada por la siguiente fórmula:

$$E_c = \frac{NnWh}{V}$$

Donde:

E_c = Energía específica de compactación.

N = Número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación.

n = Número de capas que se disponen hasta llenar el molde.

W = Peso del pisón compactador.

h = Altura de caída del pisón, al aplicar los impactos al suelo.

V = Volumen total del molde de compactación, igual al volumen total del suelo compactado.

En las pruebas de compactación donde se aplica presión estática al suelo, la energía se puede evaluar de similar forma, en términos del tamaño del molde, el número de capas, la presión que se aplique a cada capa y el tiempo de aplicación. Pero la manera de cuantificar la

energía presenta inconvenientes ya que es afectada por la deformabilidad del suelo y el tiempo de aplicación de la carga.

Es aún más difícil de cuantificar la energía cuando ésta es aplicada por amasado, ya que por este método la compactación se realiza: “mediante un cierto número de aplicaciones de carga por medio de un pisón que produce presión, que varían gradualmente desde cero hasta un valor máximo y luego se invierte el proceso en la descarga”. La energía aplicada de esta manera no se puede evaluar de una forma sencilla, pero se puede variar a voluntad si se producen cambios en la presión de apisonado, número de capas, número de aplicaciones del pisón por capas, área del pisón o en el tamaño del molde.¹⁹

Si se preparan diferentes muestras de suelo y se compactan con diferentes energías de compactación se obtendrán curvas similares de humedad - peso específico seco, pero con humedad óptima y peso específico seco máximo diferente, como se puede ver en la fig. 1.17

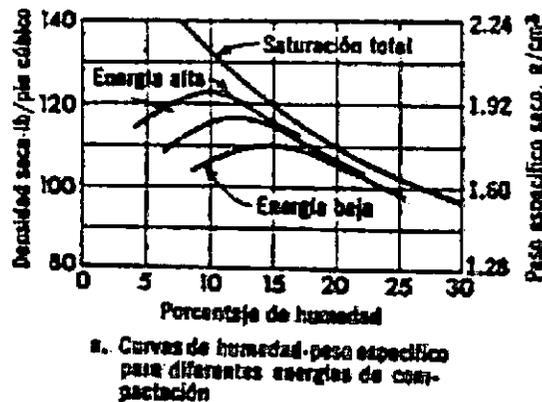


Figura 1.17 Efecto de la Energía de Compactación en las Curvas de Humedad - Peso Específico y Peso Específico Máximo
(Tomado de SOWERS AND SOWERS "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones" 1ª Edición, Editorial Limusa, México 1993)

De esta figura se puede observar la relación entre la energía de compactación y el peso específico seco máximo; y analizar que para aumentar el peso específico se requiere de la aplicación de una gran energía de compactación.

¹⁹ Alfonso Rico y Hermilo del Castillo "La Ingeniería de Suelos en la Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas", 1a Edición, Tomo I, Editorial Limusa, México, 1981, pág. 156.

En la fig. 1.18 se muestra el efecto de la aplicación de energía de compactación a un suelo. Se puede observar que a mayor energía de compactación en la rama seca mayor será el peso volumétrico seco y menor el contenido de humedad óptimo; en cambio si se compacta en la rama húmeda el peso volumétrico seco no aumenta al ser sometido a una mayor energía (lo cual indica que se estaría amasando el suelo).

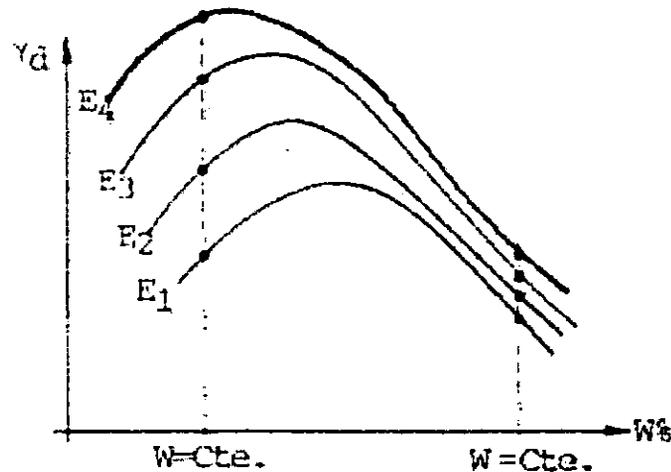


Figura 1.18 Efecto del aumento de la Energía de Compactación en las Curvas de Humedad - Peso Específico, para las ramas seca y húmeda de la curva. (Tomado de ING. MARIO GUZMAN URBINA E ING. RICARDO BURGOS OVIEDO "Revista ASIA N°. 58", San Salvador 1980)

Es por ello que la manera de como se aplica la energía tiene una repercusión significativa en el peso específico del suelo, pues dependiendo del tipo de suelo, así será el método de aplicación para que la compactación sea más efectiva; teniendo siempre en cuenta que existe un límite en la resistencia propia de los granos del suelo, y si se le aplica demasiada energía estos podrían romperse y pulverizarse, quedando sin efecto el proceso de compactación.

En el campo la energía de compactación depende de:

- Las condiciones de confinamiento lateral.
- El peso del equipo.
- La presión de contacto.
- La forma de contacto rodillo - suelo.
- Espesor de la capa.

- Número de pasadas.
- Velocidad del equipo.

- CONTENIDO DE HUMEDAD.

El contenido de humedad que tenga el suelo cuando se va a compactar, es un factor muy importante, el cual debe especificarse a partir del porcentaje de compactación que se requiera, pues para ello debe tomarse como parámetro el contenido óptimo de humedad, ya que si se necesita un alto porcentaje de compactación, la fluctuación en humedad es pequeña y si el porcentaje es bajo la fluctuación es más grande. Esto se puede entender mejor si se observa la fig. 1.19.

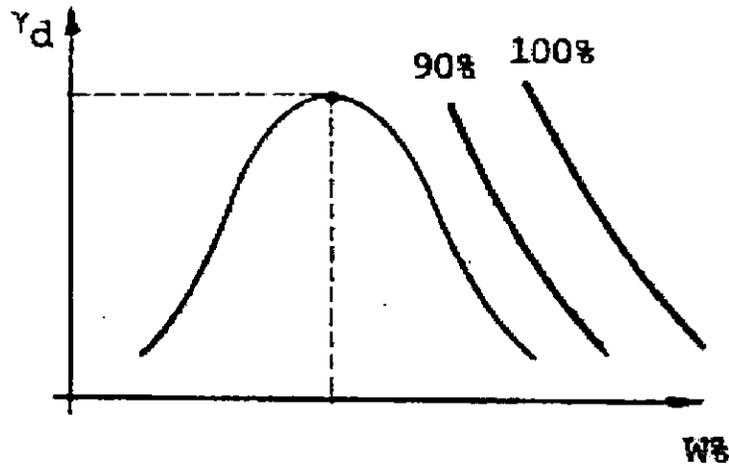


Figura 1.19 Efecto del contenido de humedad en el proceso de compactación.

(Tomado de ING. MARIO GUZMAN URBINA E ING. RICARDO BURGOS OVIEDO "Revista ASIA N°. 58", San Salvador 1980)

- GRANULOMETRÍA DEL SUELO.

La granulometría afecta a la compactación de una manera directa, pues un suelo bien graduado se compactará mejor que un suelo mal graduado, ya que cuando se utiliza el primero, los vacíos dejados por las particulares grandes serán llenados por las partículas pequeñas, de lo expuesto

anteriormente se puede decir que un suelo bien graduado tendrá un mayor peso específico seco que un suelo uniforme.

Para observar la influencia que tiene la granulometría en la compactación, podemos ver la fig. 1.20, donde verificaremos que un suelo bien graduado tendría un γ_d mayor con contenido de humedad óptima menor, lo contrario de lo que ocurre con un suelo mal graduado.

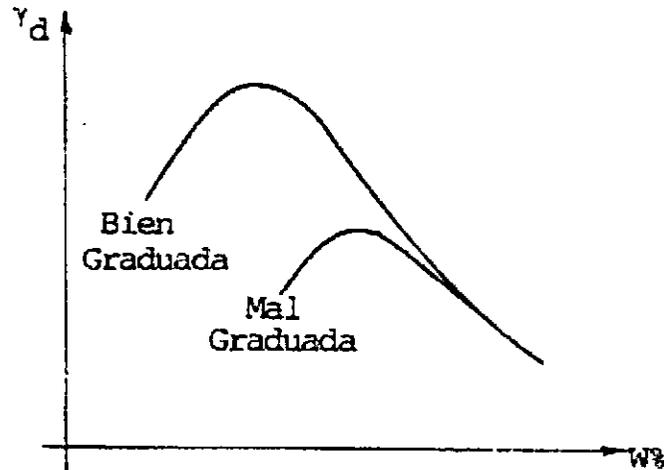


Figura 1.20 Efecto de la granulometría en el proceso de compactación.

(Tomado de ING. MARIO GUZMAN URBINA E ING. RICARDO BURGOS OVIEDO "Revista ASIA N°. 58", San Salvador 1980)

- PREPARACIÓN DEL SUELO ANTES DE COMPACTAR.

El curado del suelo antes de compactar, tiene una gran injerencia en este proceso, pues entre más tiempo se deja curando el suelo, la humedad tenderá a distribuirse mejor, lo que producirá una mejor compactación; en cambio, si el suelo no se cura, presentará capas más compactadas que otras, lo que hará que ésta no sea uniforme.

Otro efecto, que se puede notar es que cuando se utiliza la misma muestra para hacer la prueba de compactación las partículas del suelo se degradan, lo que resulta en un cambio en la granulometría del mismo suelo, este efecto se puede notar en la fig. 1.21, donde la curva de compactación se desplaza hacia arriba y a la derecha.

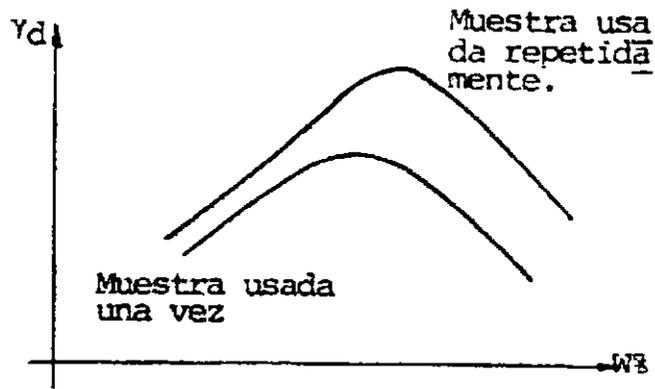


Figura 1.21 Efecto de la preparación del suelo en el proceso de compactación.

(Tomado de ING. MARIO GUZMAN URBINA E ING. RICARDO BURGOS OVIEDO "Revista ASIA N°. 58", San Salvador 1980)

- TIPOS DE COMPACTACIÓN.

Dependiendo del suelo y el equipo que usemos para compactar así seleccionaremos la prueba de laboratorio para controlar la compactación, pues esta deberá representar mejor las condiciones de campo. En el campo, existen diferentes formas para aplicar la energía de compactación en los suelos, pero los más utilizados en la industria de la construcción son:

- | | | |
|----------------|------------------|-------------------|
| a) Por amasado | c) Por impacto | e) Métodos mixtos |
| b) Por presión | d) Por vibración | |

En el laboratorio existen los siguientes métodos de compactación:

- Compactación dinámica o Proctor
- Compactación estática o Porter
- Compactación por amasado o Harvard.

Para ver la influencia de este factor se puede ver la fig. 1.22; esta fue obtenida de la aplicación de compactación a suelos arcillosos y tratando que γ_d sea constante.

Se puede ver en esta figura que la gráfica punteada de campo se acerca más a la prueba por amasado o Harvard, esto indica que dependiendo del suelo y equipo así será la prueba de laboratorio a usar para controlar la compactación.

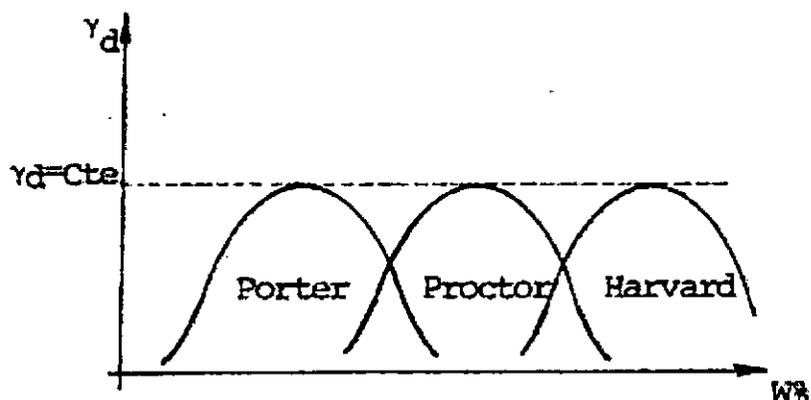


Figura 1.22 Efecto del método de compactación en el proceso de compactación.
 (Tomado de ING. MARIO GUZMAN URBINA E ING. RICARDO BURGOS OVIEDO "Revista ASIA N° 58", San Salvador 1980)

1.3.4 PRUEBAS DE COMPACTACIÓN.

Las pruebas de compactación surgieron debido a la necesidad de representar en el laboratorio las condiciones que se tienen en el campo cuando se compacta.

Las pruebas que más se usan son las llamadas: Prueba Proctor así llamadas por su autor, el cual desarrolló los conceptos de humedad óptima-peso específico máximo; estas pruebas son:

- Prueba Proctor Normal.
- Prueba Proctor Modificada.

Aunque existen otras pruebas como lo son:

- Prueba Porter.
- Prueba Harvard Miniatura.

PRUEBA PROCTOR NORMAL.

Esta consiste en compactar el suelo en 3 capas dentro de un molde de dimensiones y forma especificadas, esto se hace por medio de un pisón que se deja caer libremente, donde el número de golpes por capas se encuentran especificadas.²⁰

La energía que esta prueba le proporciona al suelo es de 6 Kg.cm /cm³.

²⁰ Ver norma ASTM D698-91, 1990.

PRUEBA PROCTOR MODIFICADO.

Este método surge como una modificación del anterior, ya que la prueba Proctor normal, empezó a no lograr representar en forma adecuada las condiciones que se daban en el campo, lo que se dio debido a que el equipo de compactación tuvo un desarrollo comercial muy acelerado.

En esta prueba se modificó el número de capas de 3 a 5 aumentando al mismo tiempo el peso del pisón y la altura de caída del mismo, con éstas modificaciones se consiguió elevar la energía específica de compactación de 6 kg.cm /cm^3 a 27.2 Kg.cm /cm^3 ; y por consiguiente el peso específico máximo obtenido con esta energía será mayor que la que se obtuvo con la prueba Proctor normal.²¹

PRUEBA HARVARD MINIATURA.

Posteriormente al surgimiento de estas pruebas, en la Universidad de Harvard, el profesor S. D. Wilson desarrolló una prueba a la cual bautizó como miniatura por las dimensiones del molde empleado; el cual es bastante pequeño en comparación a los utilizados en las otras pruebas. Esta prueba se utiliza para suelos finos plásticos, con partículas menores de 2 mm.

PRUEBA ESTÁTICA O PORTER.

Esta prueba fue ideada por O. J. Porter, la cual consiste en compactar el suelo colocándolo en un molde cilíndrico de 6" de diámetro, el suelo se dispone en 3 capas acomodándolo con 25 golpes con una varilla de punta de bala, por cada capa, luego al conjunto de las tres capas se le ejerce una presión gradual que va incrementando hasta llegar a 140.6 Kg/cm^2 la cual se mantiene por un minuto²². La prueba es utilizada con muy buenos resultados en suelos predominantemente friccionantes.

²¹ Ver Norma ASTM D1557, 1990.

²² Esta presión se aplica por una máquina de compresión con capacidad mínima de 30 toneladas (según Alfonso Rico - Hermilo Del Castillo "La Ingeniería de Suelos en las Villas Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas" Vol. 1, 1ª Edición, Editorial Limusa, 1981, pág 227).

1.4 MAQUINARIA EN LA COMPACTACIÓN DE SUELOS

1.4.1 MÉTODOS Y EQUIPOS UTILIZADOS EN LA COMPACTACIÓN EN CAMPO.

El suelo debe brindar seguridad durante toda la vida útil de las estructuras que sobre él se cimienten, por lo cual debe poseer propiedades tales que disminuyan el riesgo de falla por causa de éste.

La remoción del suelo de su posición natural por medio de procesos de excavación, produce un esponjamiento del mismo, debido a la penetración del aire entre sus partículas. Antes de que este suelo pueda soportar una estructura sobre si mismo, los espacios vacíos deben eliminarse por medio de un proceso de aplicación de energía, a fin de obtener una masa sólida con gran resistencia de mayor densidad y por consiguiente de mayor capacidad para soportar cargas. La compactación produce beneficios adicionales tales como: impedir el hundimiento del suelo, reduce la permeabilidad, disminuye la dilatación y contracción del suelo y otros.

Se utilizan en el campo métodos variados de compactación, *tales como.* cada uno tiene sus aplicaciones y limitaciones, además de que proporcionan diferentes energías de compactación, se identifican entre si por las fuerzas aplicadas y el tiempo de aplicación de las mismas.

Los procedimientos desarrollados para lograr el grado de compactación deseado sobre los diferentes tipos de suelo son los que a continuación se detallan:

- Por Amasado
- Por Impacto
- Por métodos mixtos.
- Por Presión
- Por Vibración

COMPACTACIÓN POR AMASADO

Esta se ejecuta con la utilización de un rodillo pata de cabra que consiste en un cilindro de acero con patas salientes, las que aplican una presión estática alta en un área reducida (de 45 a 60 cm²).

El efecto de amasado se da por el hecho de que la presión ejercida por el rodillo pata de cabra al pasar con sus vástagos sobre cualquier suelo no es uniforme en el tiempo; los vástagos penetran

ejerciendo presiones crecientes, alcanzando las máximas cuando el vástago se encuentra vertical y con su máxima penetración.

Los rodillos más comúnmente usados se pueden enmarcar en dos categorías: ligeros, con presiones entre 10 y 20 Kg./cm² y medianos, con presiones entre 25 y 50 Kg./cm².

Debido al pequeño ancho del área cargada, el rodillo patas de cabra es el más apropiado para ser utilizado sobre los suelos cohesivos, pero también puede ser utilizado sobre limo arenoso o arena limosa con muy buenos resultados.

COMPACTACIÓN POR PRESIÓN

En la ejecución de esta se hace uso de los rodillos lisos y neumáticos, los cuales aplican una presión moderada sobre un área relativamente ancha de manera que se desarrolla una capacidad de carga suficiente para soportar la presión sin falla.

Toda la presión aplicada proviene esencialmente de la carga estática producida por el peso del equipo.

Esta maquinaria y tipo de compactación proporcionan excelentes resultados al ser aplicados sobre suelos no cohesivos o de baja cohesión, tales como: gravas, arenas arcillosas y arenas limosas.

COMPACTACIÓN POR IMPACTO

Este es el método más antiguo de compactación. Al apisonar se ejerce una presión de corta duración al producirse el choque, que a la vez produce alguna vibración. En este grupo se clasifican todos los tipos de pisones ya sean estos manuales o del tipo mecanizados (bailarinas). Su aplicación está restringida a pequeñas áreas de relleno y capas delgadas de suelo debido a que la operación con esta es lenta y por consiguiente su rendimiento es bajo.

Este método de compactación puede ser efectivo tanto en suelos cohesivos como en los no cohesivos.

COMPACTACIÓN POR VIBRACIÓN

Para éste método de compactación se emplean mecanismos de vibración formado principalmente por una placa metálica curva, encargada de transmitir las ondas vibratorias al material de trabajo. Los hay en unidades aisladas automotrices y en unidades múltiples montadas en una

armazón automotriz. El mayor rendimiento con este tipo de compactación se logra sobre suelos no cohesivos.

COMPACTACIÓN POR MÉTODOS MIXTOS

- Rodillos lisos o neumático vibratorio.

Estos han sido desarrollados para producir al mismo tiempo mayor peso y mayor intensidad de vibración. La aplicación de rodillos lisos o neumáticos del tipo vibratorios son capaces de compactar suelos no cohesivos en capas de 30 a 90 cm. de espesor al peso específico máximo Proctor estándar, en dos o tres pasadas.

- Rodillo Pata de Cabra Vibratorio.

Estos se aplican a suelos finos arcillosos con el beneficio de permitir la utilización de una capa de suelo de mayor espesor, esto último ligado al peso del equipo en uso.

1.5 SUPERVISIÓN DE LA COMPACTACIÓN

1.5.1 DATOS SOBRE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA EL CONTROL DE LA COMPACTACIÓN EN CAMPO

Toda especificación técnica debe proporcionar información sobre los procedimientos correctos que son utilizados en el proceso de compactación, los cuales deben ser adecuados a las condiciones propias del suelo a tratar.

Una de las actividades de la supervisión para la compactación de campo, consiste en la determinación de la densidad del suelo en el sitio, así como también la humedad con que se logró dicha densidad. Para lo cual se auxilia con lo especificado en la norma ASTM D 1556-90.

Los datos obtenidos de la prueba de compactación de campo son comparados con los datos de compactación obtenidos de los ensayos de laboratorio.

Proctor Normal (ASTM D 689, AASHTO T-99) y
Proctor Modificado (ASTM D 1557, AASHTO T-180).

Con dicha relación se obtiene una compactación de campo relativa, ésta puede variar, según los requerimientos de capacidad que son demandados por la magnitud de las cargas de la edificación que sobre él se cimiente.

1.5.2 MÉTODO DE CONTROL DE COMPACTACIÓN DE HILF.

Este método resulta de la necesidad de acelerar los procedimientos del control de compactación de campo que tradicionalmente están en uso; teniendo el mérito principal, de que se puede conocer en el termino aproximado de una hora el grado de compactación alcanzado y de un modo preciso, esto se logra porque el método no requiere el conocimiento del contenido de agua de la muestra obtenida para fines de control.

Otras de las ventajas se encuentran en que las pruebas que se hacen se efectúan directamente sobre el material objetivo de control, con lo que se toman en cuenta heterogeneidad en la obra.

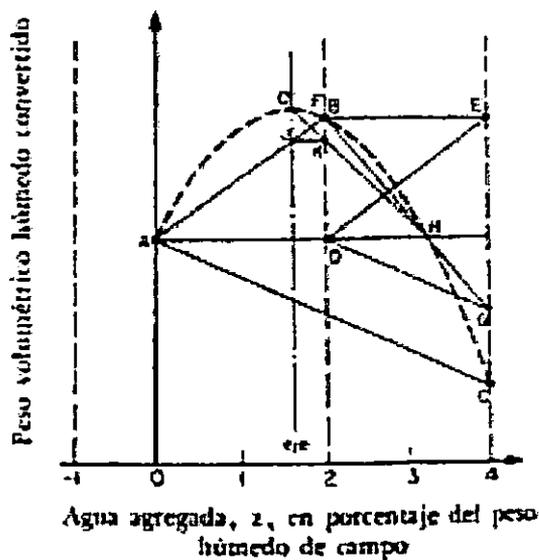
PROCEDIMIENTO PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO HILF.

Este método permite la determinación rigurosa del grado de compactación en el sitio y la estimación aproximada de la diferencia entre el contenido de agua óptima y el contenido de agua de campo, utilizando cualquier patrón de laboratorio.

El procedimiento es el siguiente:

- 1) Determinar el peso volumétrico húmedo del suelo del terraplén, mediante un muestreo del mismo.
- 2) Compactar con el método patrón, una porción representativa de la muestra, con el contenido de agua de campo. Calcular el peso volumétrico húmedo de la muestra compactada, trazándose el punto resultante (Plano A) en una gráfica como la de la fig. 1.23 sobre la línea $Z = 0$
- 3) Tomar otra porción de la muestra, agregándole un peso de agua al 2% de su peso húmedo y se compacta.

Luego se determina el peso volumétrico húmedo de la muestra compactada, dividiéndose por 1.02 para determinar el peso volumétrico húmedo convertido, trazándose el punto resultante (punto B) sobre la línea $Z = +2\%$.



- 1.— Trazar una línea horizontal por A y verticales por B y C
- 2.— Trazar DE paralela a AB hasta la vertical por C y proyectar E horizontalmente hasta la vertical por B para definir F
- 3.— Trazar DG paralela a AC hasta la vertical por C
- 4.— Trazar FG hasta la horizontal por A para definir H
- 5.— Trazar la bisectriz de AH, esta es el eje de la parábola
- 6.— Definir J en la intersección del eje con AB, y proyectar J horizontalmente hasta la vertical por B para definir K
- 7.— Definir el vértice de la parábola O, en la intersección de KH con el eje

Figura 1.23 Método gráfico de Hilf.

(Tomado de "Manual de Mecánica de Suelos", Secretaría de Recursos Hidráulicos, 5ª Edición, México, 1970)

- 4) Determinar un tercer punto (punto C) por el método aplicable entre los tres siguientes:
 - a) Si el punto B está arriba de A, tomar otra porción de la muestra con el contenido de agua de campo, agregándole un poco de agua igual al 4% de su peso húmedo y se compacta; determinar el peso volumétrico húmedo de la muestra compactada, dividiéndose por 1.04 obteniéndose el peso volumétrico compactado, trazándose el punto resultante sobre la recta $Z = 4\%$ (punto C).
 - b) Si el punto B se desliza más del 3% debajo de A, tomar otra muestra con el contenido de agua de campo, haciéndose perder un porcentaje de agua de campo de $Z = 2\%$ del peso inicial, luego compactándose. Determinar el peso volumétrico húmedo del material compactado, dividiéndose por $(1 - Z)$ para obtener el peso volumétrico húmedo convertido, trazándose el punto C sobre la línea Z correspondiente.
 - c) Si el punto c está menos del 3% debajo de A, tomar una porción de la muestra con la humedad de campo y agregar un peso del agua al 1% de su peso húmedo y

compactarlo. Determinar el peso volumétrico húmedo del suelo compactado, dividiendo por 1.01, dibujar el punto C resultante sobre la línea $Z = + 1\%$.

- 5) Trazar un parábola de eje vertical entre los puntos A, B y C por cualquiera de los siguientes métodos:
- Si el punto B está sobre A y C aplicar el método de la fig. 1.23
 - Si el punto B tiene ordenada entre A y C, antes de aplicar el método de la fig. 1.23, proceder como sigue:
 - Calcular con Y_1/Y_2 ver fig. 1.24
 - Entrar con Y_1/Y_2 y determinar Z_m de la curva de la fig. 1.24.
 - Dibujar los puntos A, B y C simétricos con respecto al eje de la parábola.
 - Elegir tres de los seis puntos disponibles, preferiblemente los dos extremos y uno de los dos más próximos al eje de la parábola, luego aplicar el método de la fig. 1.23.
- 6) Para determinar el grado de compactación del material del terraplén con respecto al patrón de compactación de laboratorio, dividir el peso volumétrico húmedo en el sitio determinado en el paso 1, entre el máximo peso volumétrico húmedo convertido por el vértice de la parábola trazada en el paso 5, multiplicándose por 100.
- 7) Para determinar la diferencia aproximada entre el contenido de agua óptimo del patrón de laboratorio W_o , y el contenido de agua de campo W_f , estimar el valor W_o mediante una relación empírica como la de la fig. 1.23 y aplicar la ecuación:

$$W_o - W_f = \frac{Z_m}{1 + Z_m} (1 + W_o)$$

En que Z_m es la abscisa del vértice de la parábola construida en el paso 5.

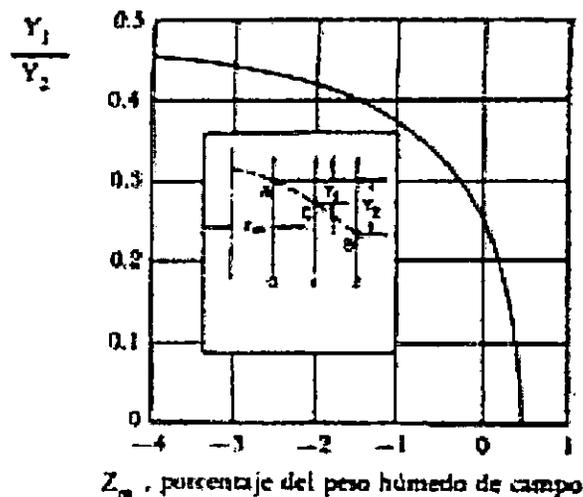


Figura 1.24 Valores de Z_m para localizar el eje de la parábola cuando W_f es próximo a W_o .
 (Tomado de "Manual de Mecánica de Suelos", Secretaría de Recursos Hidráulicos, 5ª Edición, México, 1970)

1.5.3 CONTROL DE COMPACTACIÓN POR MEDIO DEL CONO DE ARENA.

La compactación se supervisa llevando un control estricto de la densidad del terraplén en ejecución, para lo cual el encargado de tal actividad se auxilia de diferentes métodos a aplicar, entre los cuales se encuentra el del Cono de Arena.

Este método puede ser usado bajo ciertas condiciones que debe cumplir el suelo, como las que se mencionan:

- 1- El suelo debe mantener sus paredes estables de tal manera que cuando se excave los lados del agujero de prueba, no se derrumben.
- 2- El suelo no debe tener cantidad apreciable de material grueso, que contenga partículas de más de 1.5 pulgadas.
- 3- No es recomendable usar el método cuando las condiciones de humedad son tales que al excavar el agujero de prueba, se filtre el agua hacia adentro del mismo, o sea en suelos saturados o cerca de la saturación.

Si se usa el método sobre suelos altamente plásticos u orgánicos, debe tenerse sumo cuidado durante la excavación del agujero de prueba, ya que estos pueden deformarse produciendo un cambio

de volumen, ya sea por una leve vibración o por los movimientos producto del trabajo cercano realizado durante la ejecución del ensaye.

El método consiste en excavar un agujero sobre el terreno en estudio, del cual se extrae el material y se guarda en un depósito que asegure que no habrá pérdida de humedad. Luego de hecho el agujero de unos 12 cm de diámetro por 12 cm de profundidad aproximadamente, se procede a llenar el espacio dejado por el suelo, con arena de peso específico conocido, para luego por diferencias de peso conocer el volumen del mismo:

$$V = \frac{M_1 - M_2}{\rho_{arena}}$$

Donde:

V = Volumen del agujero de prueba.

M_1 = Masa de la arena contenida en el agujero, cono y plato.

M_2 = Masa de la Arena contenida en el cono y plato.

ρ_{arena} = Peso específico de la arena.

La densidad del suelo se obtiene, en un primer paso, dividiendo el peso obtenido de la muestra con humedad de campo (extraída del agujero de prueba) entre el volumen calculado como ya se describió. Se obtiene la humedad del suelo y se calcula la densidad del suelo seco, como segundo paso.

$$\gamma_h = \frac{W_h}{V}$$

Donde:

γ_h = Densidad del suelo húmedo

W_h = Peso de la muestra humedad

V = Volumen del agujero de prueba

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + \frac{w\%}{100}}$$

Donde:

γ_d = Densidad del suelo seco.

γ_h = Densidad del suelo húmedo.

$w\%$ = Contenido de agua en porcentaje.

Todos los casos en que se obtiene la densidad del suelo seco en el campo, se relacionan con una densidad patrón obtenida en el laboratorio por alguno de los métodos de compactación que existen; esta se expresa generalmente en término de porcentaje, dividiendo la densidad obtenida en el campo entre la densidad de laboratorio.

1.5.4 CONTROL DE COMPACTACIÓN POR MEDIO DEL VOLUMENSOR.

Este se utiliza como un efectivo sustituto del método del Cono de Arena, y como todos con el fin de obtener la densidad del suelo en el campo.

El procedimiento de las pruebas es básicamente el mismo entre los dos métodos.

Para este, en mención, se excava hasta hacer un agujero de dimensiones apropiadas, guardando el material extraído de tal manera que no pierda humedad. Luego habiendo hecho el agujero se coloca el medidor de volúmenes, a través del cual se bombea una cantidad de agua, medida en relación a su volumen; hacia el agujero, envuelta en una membrana elástica lo suficientemente delgada para que no influya en el volumen del agujero y que a la vez se amolde de la mejor manera a la forma y textura del mismo.

El volumen del agujero se obtiene por diferencias de volúmenes antes de la prueba y después de la prueba. La densidad se calcula tal y como se hizo en el método del Cono de Arena.

1.6 NORMAS QUE SE UTILIZAN EN LOS ESTUDIOS DE SUELOS

1.6.1 PRUEBAS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES DEL SUELO.

Para el diseño y construcción de cimentaciones y obras de terracería, las propiedades de los suelos, tales como peso volumétrico, permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad e interacción con el agua, son de primordial importancia, por ello realizar pruebas de laboratorio al suelo se vuelve una herramienta para el conocimiento de tales propiedades, pruebas que son útiles para la obtención de datos que ayuden al conocimiento de éste, ya que cuando un suelo es afectado por una obra de ingeniería, se vuelve necesario conocer el comportamiento del mismo, al ser sometido a esfuerzos; tales esfuerzos se desarrollan cuando se le alteran las condiciones primitivas al suelo.

A continuación se mencionan las pruebas que se utilizaran para el conocimiento de tales propiedades

NORMAS DE REFERENCIA

NOMBRE DE PRUEBA	NORMA (ASTM)
Gravedad específica	D 854 - 91
Granulometría (Método Mecánico)	D 422 - 65
Prueba Triaxial	D 2850 - 87
Pruebas de compactación	
Proctor Normal	D 698 - 91
Proctor Modificado	D 1557 - 91
Prueba de Consolidación	D 2435 - 90
Prueba CBR	D 1883 - 87
Prueba de Permeabilidad	D 2434 - 68
Prueba de Densidad de Campo	D 1556 - 90
Prueba de Módulo de Resiliencia	D 2850 - 87

CAPITULO II

**PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO PARA
LA DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES
DEL SUELO.**

2.0 INTRODUCCIÓN

El avance de la Mecánica de Suelos trajo consigo el desarrollo de métodos de prueba que ayudan a la investigación de las propiedades de estos, en cuanto a conocer su capacidad a resistir cargas, la reacción ante la presencia del agua ocupando sus vacíos permeables, la deformabilidad del mismo, así como también las pruebas tendientes a determinar el tipo de suelo objeto de prueba, llámese este: limo, arcilla, grava, arena, u otros.

Además se realizan insistentes investigaciones relacionadas con aquellas pruebas que ayuden a mejorar las condiciones del suelo in situ, restituyendo material con propiedades de reacción inapropiada ante la aplicación de cargas provenientes de diferentes tipos de estructuras que sobre él se cimientan, por uno de propiedades que permitan una estructura estable, duradera y segura para el usuario, objetivo último de todo estudio relacionado.

El desarrollo de este capítulo se presenta como una guía de las pruebas a seguir para la obtención de la mayoría de propiedades del suelo, así como lo relacionados con la supervisión de los mismos en los procesos de ejecución de terracerías, presentándose procedimientos de prueba, equipos, y fórmulas para el desarrollo de los cálculos.

2.1 PROCEDIMIENTO PARA LA EXTRACCIÓN DE MUESTRAS DE SUELO CON PROPÓSITOS INGENIERILES

Para la investigación de las propiedades del suelo, se hace necesario el obtener muestras representativas que reflejen las condiciones generales del suelo en el sitio. Esta actividad puede realizarse de dos formas: obteniendo muestras Inalteradas y obteniendo muestras Alteradas.

A una muestra se le llama inalterada, cuando se toman todas las precauciones necesarias para mantener las mismas condiciones que tenían en el lugar de procedencia, y alterada, en caso contrario.

a) Muestras Alteradas

• **Herramientas y Equipo :**

- 1 Pico
- 1 Pala
- 1 Balde
- 1 Bote con tapadera hermética
- Costales o Cajones
- Etiquetas

• **Procedimiento para Pozo a Cielo Abierto¹:**

1. Abrir un foso de aproximadamente 1 x 1.5 mt hasta una profundidad de 5 mt, o hasta encontrar material no excavable.
2. En una de las paredes del foso, abrir una ranura vertical de aproximadamente 20 x 15 cm.
3. Recoger todo el material extraído de la ranura.
4. Si la muestra es muy grande cuartearla hasta obtener un tamaño apropiado (ver tabla 2.1).
5. Guardar en un recipiente hermético o en una bolsa sellada, una cantidad de suelo para contenido de humedad.

¹ Existen otros métodos que no serán expuestos, como el método de la pala posteadora, etc.

6. Trasladar el material al laboratorio en sacos, que contengan sus respectivas tarjetas de identificación de muestra, con información: del proyecto, fecha, localización, altura del estrato y otros que se consideren necesarios.

Cantidad global en Kg.	Prueba	cantidad particular en Kg.
50 - 60	Triaxial	4
	Consolidación	1
	Permeabilidad	3
	Granulometría	10
	Proctor	14
	Densidad	1
	Limites de consist.	2

Cuadro 2.1 Cantidades Aproximadas Necesarias para la Realización de las Pruebas de Laboratorio

b) Muestras Inalteradas

• **Herramientas y Equipo:**

- 1 Pico
- 1 Pala
- 1 Barra
- 1 Espátula
- 1 Cuchillo largo
- 1 Caja con tapadera
- 1 Cocina
- 2 Brochas
- Parafina y Mantas

• **Procedimiento :**

1. Limpiar y Nivelar el terreno
2. Trazar un cuadro de aproximadamente 30 cm de lado.

3. Excavar al rededor del área marcada hasta una profundidad un poco mayor de la altura que se le quiera dar a la muestra.
4. Cortar a través de la base, dejando la muestra de las dimensiones deseadas.(ver Fig. 2.1)
5. Cubrir las caras de la muestra con mantas para luego aplicarle una capa de parafina, para protegerla del ambiente.(ver Fig. 2.2)



Figura 2.1



Figura 2.2.

6. Marcar con seña visible y reconocible la parte superior de la muestra.
7. Empacar la muestra para el transporte introduciéndola en una caja de madera rodeada de aserrín o paja y así protegerla de un probable golpe durante el viaje.

2.2 PRUEBA DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (ASTM D 422 - 90)

La prueba de análisis granulométrico persigue determinar la clasificación de un suelo por sus tamaños de partículas individuales; valiéndose de la curva granulométrica y de los valores de los coeficientes de uniformidad y curvatura.

La prueba se realiza por medio de la criba del material a través de diferentes mallas, a lo cual se conoce como: Análisis Granulométrico Mecánico; pero cuando el material que compone la muestra es demasiado fino, se hace necesario recurrir a métodos por sedimentación lo cual constituye el llamado: Análisis Granulométrico en Húmedo².

Para el análisis granulométrico mecánico o por tamizado pueden utilizarse indistintamente los siguientes grupos de mallas:

Grupo 1:

3", 2", 1½", 1", ¾", ⅜", N° 4, N° 10, N° 20, N° 40, N° 60, N° 140, N° 200.

Grupo 2:

3", 1½", ¾", ⅜", N° 4, N° 8, N° 16, N° 30, N° 50, N° 100, N° 200.

El material necesario para realizar la prueba se calcula según la tablas 2.2 y 2.3³:

Tamaño Máximo (pulgadas)	Peso seco mínimo a ensayar (gramos)
3/8	1000
1/2	2500
3/4	5000
1	10000
1½	15000
2	20000
2½	25000
3	30000
3½	35000

Tabla 2.2 Agregado grueso

² Ver Peck, Ralph - Hanson, Walter - Thornburn, Thomas, "Ingeniería de Cimentaciones", 1a. Edición, Editorial Limusa, México 1993., pág. 34.

³ Fuente A.A.S.H.T.O.

Para suelos arcillosos y limosos	500 grs.
Para suelos arenosos	1000 grs.

Tabla 2.3 Agregado fino

- **Equipo:**

- Juego de tamices del grupo 2 con tapa y fondo.
- Vibrador eléctrico (rop-tap).
- Balanza de 0.1 gr. de precisión.
- Balanza de 1.0 gr. de precisión.
- Brocha pequeña.
- Cepillo.
- Recipientes para pesar muestras.

- **Procedimiento:**

a) Para preparar la muestra se realizan los siguientes pasos:

1. Exponer una muestra de suelo a los rayos del sol o se secar en el horno.
2. Cuartear el suelo hasta obtener una muestra adecuada, según la tabla 2.2 y 2.3.
3. Pasar la muestra por la malla N° 4 y se determina el porcentaje de gravas y arenas.
4. De acuerdo a los porcentajes obtenidos se procede a analizar la muestra como gravas, arenas⁴, o por análisis granulométrico combinado.

b) La prueba por análisis granulométrico combinado se realiza de la siguiente manera:

1. Efectuar el tamizado⁵ del material retenido en la malla N° 4, usando las mallas: 3", 1½", ¾", ⅜" y N° 4, (ver fig. 2.3).

⁴ Para saber cuando es grava o arena ver tablas No. 1.5 de S.U.C.S. en cap. I . Pag. 42

- Determinar el peso de cada porción por tamaño y anotar éstos.



Figura 2.3 Juego de tamices para análisis granulométrico.

- Continuar con el análisis granulométrico de la fracción que pasa la malla N° 4; obteniendo previamente el contenido de humedad (w%) del suelo a ensayar así⁶:

$$w\% = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100\%$$

Calcular el peso seco total de la muestra así:

$$PS = \frac{PH}{1 + \frac{w}{100}}$$

- Cuartear la fracción que pasa la malla No 4 reduciéndola hasta obtener la cantidad de suelo necesaria a analizar (500 ó 1000 grs.)

⁵ Se puede realizar manual o automático dependiendo del peso de la muestra.

⁶ Para evitarse éste paso se recomienda trabajar con suelo secado al horno.

6. Tomar la muestra ya cuarteada y pesarla, éste será el peso de la muestra húmeda (PH).
7. Colocar la muestra en saturación durante 12 horas.
8. Con la muestra ya saturada desintegrar los grumos.
9. Lavar el suelo en la malla N° 200, dejando perder el material que pasa.
10. El suelo retenido se coloca en una cápsula (previamente pesada).
11. El material retenido se pone en el horno por unas 18 horas a $110^{\circ}\text{C}\pm 5^{\circ}\text{C}$, con el objeto de llevarlo a estado seco.
12. Sacar del horno el material lavado y retenido, obteniendo así el peso retenido parcial seco.
13. Calcular el peso del material perdido en el lavado así:

Material que pasó la malla N° 200 = Peso total seco - Peso retenido parcial seco.

(Obtenidos del paso 4 y 12 respectivamente)

14. Tamizar el material retenido parcial seco por las siguientes mallas: N° 4 , N° 8 , N° 16 , N° 30 , N° 50 , N° 100 , N° 200 , por un período no menor de 15 minutos.⁷
15. Determinar el peso de cada porción retenida en cada una de las mallas, de tal manera que la suma de éstos no tenga variación de $\pm 0.5\%$ del peso seco total.

⁷ Según Secretaría de Recursos Hidráulicos, "Manual de Mecánica de Suelos", 5a. Edición, Dirección de Proyectos, Departamento de Ingeniería Experimental, México 1970.

Cálculos:

1. Calcular los porcentajes de material parcial retenido en cada tamiz dividiendo el peso retenido en cada uno por el peso total seco.⁸
2. Con los porcentajes retenidos parciales, calcular los porcentajes retenidos acumulados y los porcentajes pasando (ver tabla 2.4)
3. Trazar la curva granulométrica del material en una gráfica que tiene por abscisas a escala logarítmica la abertura de las mallas y por ordenadas los porcentajes de material que pasan por dichas mallas, a escala natural.
4. Obtener de ella los diámetros característicos, para calcular el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura del suelo analizado.

Malla	Pesos retenidos (W)	% parcial retenido (P _r)	% retenido acumulado (P _a)	% que pasa (P _p)
1	W ₁	$P_{r1} = W_1/W_T \times 100$	$P_{a1} = P_1$	$100 - P_{a1}$
2	W ₂	$P_{r2} = W_2/W_T \times 100$	$P_{a2} = P_1 + P_2$	$100 - P_{a2}$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
n	W _n	$P_{rn} = W_n/W_T \times 100$	$P_{an} = P_1 + P_2 + \dots + P_n$	$100 - P_{an}$
	$W_T = W_1 + W_2 + \dots + W_n$			

Tabla 2.4

⁸ Si después de tamizar el material retenido parcial seco existe material que pase la malla N° 200, este deberá adicionarse al material que pasó la malla N° 200 por lavado.

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO : P1 PESO BRUTO 1967.14 gr
 LOCALIZACION : Cumbres de la Escalon FECHA 10-4-96
 DESCRIPCION DEL SUELO Suelo Natural

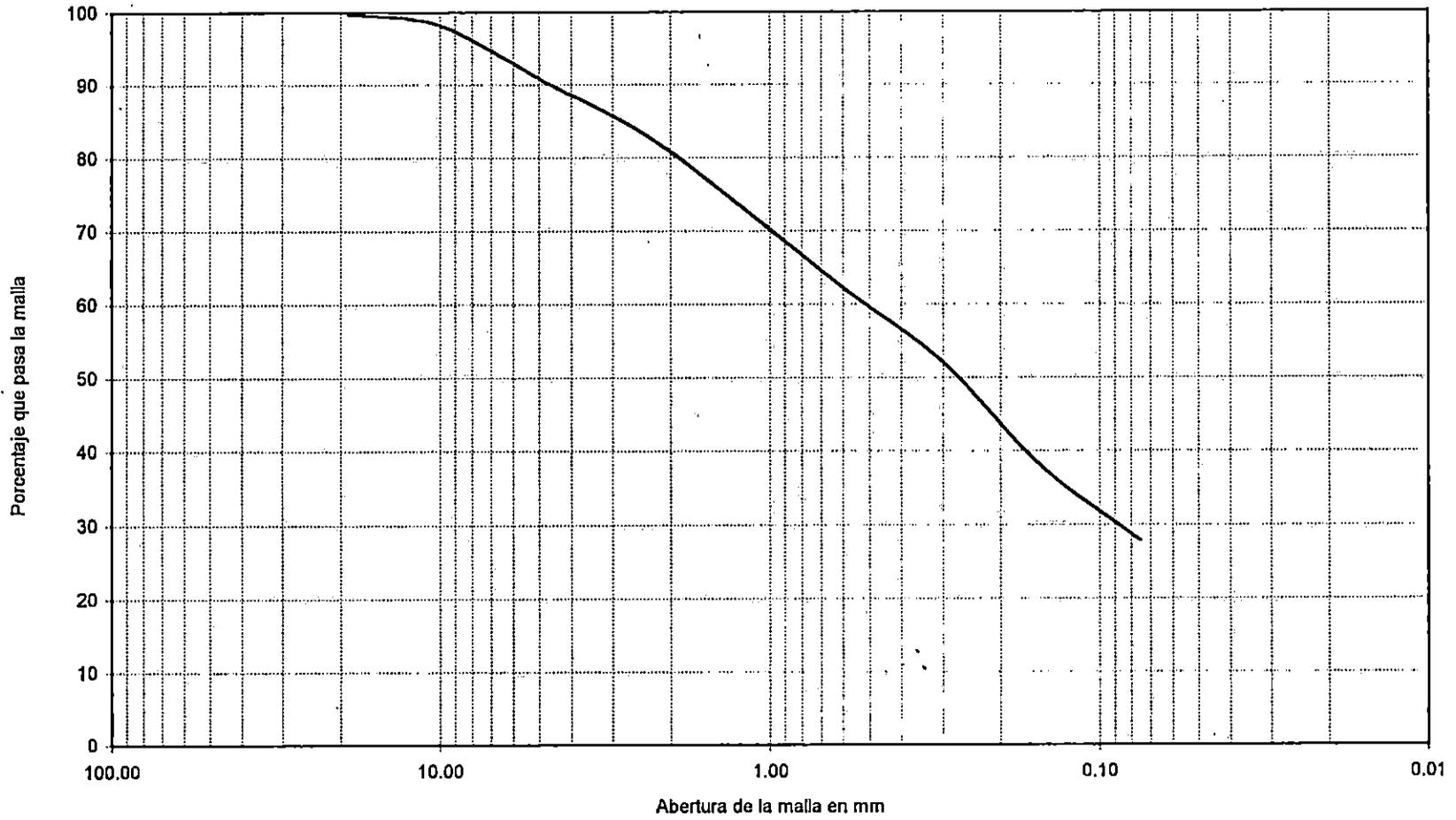
Malla	Abertura de la malla (mm)	Peso Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Retenido Acumulado	% que pasa la malla
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.50	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.52	11.09	0.56	0.56	99.44
1/4"	6.35	15.73	0.80	1.36	98.64
No 4	4.75	11.07	0.56	1.93	98.07
Pasa la No 4		1,929.25	98.07	100.00	0.00
Sumatoria		1,967.14	100.00	100.00	0.00

Malla	Abertura de la malla (mm)	Peso Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Retenido Acumulado	% que pasa la malla	% que pasa Corrido
No. 4	4.75				100	
8	2.36	10.07	2.05	2.05	97.95	96.07
16	1.18	16.75	3.41	5.45	94.55	92.73
30	0.59	28.20	5.73	11.19	88.81	87.10
50	0.30	46.91	9.54	20.73	79.27	77.75
100	0.15	48.92	9.95	30.67	69.33	67.99
200	0.08	60.70	12.34	43.02	56.98	55.89
Pasa la 200		280.24	56.98	100	0	0
Sumatoria		491.79	100	100	0	0

CONSIDERANDO GRANULOMETRIA COMPLETA

Sumatoria Gral.	1967.14	100	100	0	0
-----------------	---------	-----	-----	---	---

TABLA 25



CURVA GRANULOMETRICA
Suelo Natural, PROYECTO 1, CUMBRES DE ESCALON (ML)

Grafico 2.1

2.3 GRAVEDAD ESPECÍFICA (ASTM D 854 - 91)

La gravedad específica es una propiedad física de los suelos, la cual brinda gran ayuda en el cálculo de diferentes propiedades, entre las que se pueden citar:

- Relación de vacíos, con la que se pueden encontrar los coeficientes de compresibilidad y consolidación en la prueba de compresibilidad.
- En la prueba de permeabilidad para conocer la velocidad de descarga.

Los ejemplos anteriores son algunos de los usos que se le pueden dar a la gravedad específica.

Como paso previo se debe tener la curva de calibración del matraz que es la relación que hay entre la dilatación volumétrica del vidrio y del agua con respecto a su peso a diferentes temperaturas.

• **Equipo:**

- Material que pase la malla N° 4. Cuando la gravedad específica sea usada para la prueba del hidrómetro, se podrá usar material que pase la malla N° 10
- Matraces con marca de aforo con una capacidad de 500 cm³
- Balanza con precisión nominal de 0.1 gr.
- Termómetro graduado a una escala de 0.5 °C la división y capacidad de 50°C
- Cocina
- Piseta
- Recipiente para baño de María
- Embudo de vidrio con conducto largo
- Toallas de papel
- Solución para disolver grasa⁹
- Alcohol
- Agua destilada¹⁰

⁹ La solución para disolver grasa puede ser una mezcla de agua con jabón o detergente.

¹⁰ Puede usarse en la realización de la prueba, agua corriente sin obtener un error considerable en el resultado de ésta.



• **Procedimiento:**

1. Calibración de matraz¹¹.
2. Con la solución para disolver grasas lavar el matraz, posteriormente al lavado, con alcohol enjuagarlo perfectamente, luego dejarlo escurrir hasta que esté seco.
3. Pesar el matraz limpio y seco W_f .
4. Pesar una muestra de material que pase la malla N° 4, la muestra no podrá ser menor de 25 grs.¹²
5. Al matraz limpio, agregarle aproximadamente 100 ml de agua y pesar el conjunto W_{fa} .
6. Vaciar la muestra de suelo ayudado del embudo en el matraz con agua y pesar el conjunto W_{fma} . Después de pesado desprender el material adherido al cuello.¹³
7. Remover el aire atrapado en la muestra por medio de baño de María, agitando la muestra eventualmente para que el aire salga. El procedimiento de baño de María puede durar 10 minutos, o hasta que al agitar el matraz no salgan burbujas de aire de la muestra.
8. Agregar agua destilada o desairada hasta 2 cm. abajo de la marca de aforo.
9. Tomar la temperatura, introduciendo el termómetro hasta el centro del matraz.

¹¹ El procedimiento de calibración del matraz puede ser estudiado en Joseph E. Bowles, Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil , pág. 62..

¹² Si se prefiere la muestra de suelo puede ser secada al horno antes de la prueba, de lo contrario deberá obtenerse su peso seco después de esta..

¹³ Utilizando agua aplicada con una piseta.

10. Agregar agua hasta la marca de aforo procurando que la parte inferior del menisco, coincida con la marca de calibración (ver fig. 2.4).

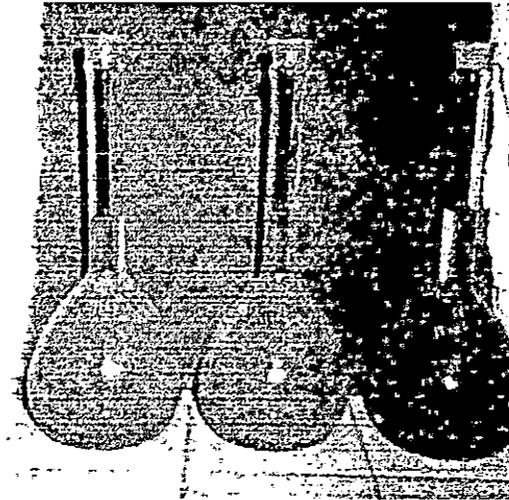


Figura 2.4 Matraces aforados.

11. Secar el cuello del matraz con una toalla de papel, teniendo cuidado de no absorber agua que haga bajar el nivel de aforo.
12. Secar el exterior del matraz.
13. Se pesa el conjunto de matraz + agua + suelo a la temperatura "x". Regularmente se especifican temperaturas de 20, 24 y 28 °C para tener el peso del matraz + agua + suelo y así obtener el valor de gravedad específica a temperaturas diferentes.¹⁴
14. Para obtener el peso de los sólidos se hace la diferencia entre el $W_{fma} - W_{fa} = W_s$; siempre y cuando el suelo de la muestra se haya secado al horno antes de la prueba,

¹⁴ Si no se obtiene la temperatura deseada del conjunto se procederá como sigue: Para bajar la temperatura regularmente se recurre a colocar el matraz con el agua + suelo en un recipiente que contenga hielo, con lo que se baja rápidamente la temperatura; luego de conseguido esto, se afora el recipiente con agua desaireada o destilada, se limpia el cuello y la parte exterior del matraz y se procede luego a pesar el conjunto.

pues de lo contrario deberá vertirse el contenido del ensayo en una bandeja y proceder luego a secar la muestra en un horno para obtener así el W_s .

15. De la curva de calibración, obtener el peso del matraz + agua a la marca de aforo a la temperatura del ensayo W_{ma} .¹⁵

16. La gravedad específica se obtendrá de la fórmula siguiente:

$$S_s = \frac{W_s}{W_{ma} + W_s - W_{fma}}$$

Donde:

S_s = Gravedad específica

W_s = Peso de los sólidos

W_{ma} = Peso de matraz + agua a temperatura de ensayo (de curva de calibración)

W_{fma} = Peso de matraz + agua + suelo a temperatura de ensayo

Es común, que se requiera obtener la gravedad específica referida a la densidad de agua a 20°C, si es necesario esto, se puede recurrir a la tabla 2.8, la que nos da valores de K; que es un factor de corrección que nos refiere la densidad de agua de una temperatura x a la de 20°C.

La fórmula para obtener la gravedad específica a 20°C es:

$$S_{s_{20^\circ C}} = K \times (S_{s_{T^\circ C}})$$

La gravedad específica obtenida a temperaturas diferentes deberán compararse, y si ésta proporciona un error < 1.02 se aceptarán los resultados y posteriormente se obtendrá un promedio de ellos:

Mayor valor de $S_s \leq 1.02 \Rightarrow$ O.K.

Menor valor de S_s

¹⁵ El cual se obtiene según, paso 1 de este procedimiento.

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SUELOS

Proyecto: P1

Fecha:

Localizacion: Cumbres de la Escalón

Identificación de matraz	" X"	No.8	No. 2
Peso de matraz + agua (sin aforar) en grs.	400.70	402.10	462.60
Peso de matraz + agua + suelo (sin aforar) en grs	486.10	502.00	563.40
Peso de suelo seco	85.40	99.90	100.80
Peso de matraz + agua + suelo (aforado) en grs.	733.90	724.63	730.59
Temperatura (°C)	29.5	29.0	30.0
Factor de correccion para T de 20° C	0.9958	0.9977	0.9974
Peso de frasco + agua (grs)	683.94	666.04	671.35
Gravedad especifica	2.410	2.418	2.425
Gr x factor por temperatura	2.400	2.413	2.419
Error=Gs mayor/Gs menor <= 1.02			1.003
Promedio			2.42

Tabla 2.6 a

Proyecto: P2

Fecha:

Localizacion: Ilopango

Identificación de matraz	" X"	No.8	No. 2
Peso de matraz + agua (sin aforar) en grs.	366.25	430.15	346.10
Peso de matraz + agua + suelo (sin aforar) en grs	466.70	530.25	446.10
Peso de suelo seco	100.45	100.10	100.00
Peso de matraz + agua + suelo (aforado) en grs.	741.50	724.90	729.00
Temperatura (°C)	29.0	29.0	29.0
Factor de correccion para T de 20° C	0.9977	0.9977	0.9977
Peso de frasco + agua (grs)	684.02	666.04	671.35
Gravedad especifica	2.338	2.427	2.361
Gr x factor por temperatura	2.332	2.422	2.356
Error=Gs mayor/Gs menor <= 1.02			1.010
Gravedad especifica promedio			2.34

Tabla 2.6 b.

Temperatura en °C	Densidad del agua en gr/cm ³	Factor de corrección k
16.0	0.99897	1.0007
16.5	0.99889	1.0007
17.0	0.99880	1.0006
17.5	0.99871	1.0005
18.0	0.99862	1.0004
18.5	0.99852	1.0003
19.0	0.99843	1.0002
19.5	0.99833	1.0001
20.0	0.99823	1.0000
20.5	0.99812	0.9999
21.0	0.99802	0.9998
21.5	0.99791	0.9997
22.0	0.99780	0.9996
22.5	0.99768	0.9995
23.0	0.99757	0.9993
23.5	0.99745	0.9992
24.0	0.99732	0.9991
24.5	0.99720	0.9990
25.0	0.99707	0.9988
25.5	0.99694	0.9987
26.0	0.99681	0.9986
26.5	0.99668	0.9984
27.0	0.99654	0.9983
27.5	0.99640	0.9982
28.0	0.99626	0.9980
28.5	0.99612	0.9979
29.0	0.99597	0.9977
29.5	0.99582	0.9976

Tabla 2.8 Factor de corrección K para agua a diferentes temperaturas.

2.4 PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN (ASTM D 2435 - 90)

Este método de prueba cubre el procedimiento para determinar el grado y la magnitud de consolidación de un suelo, cuando está restringido lateralmente y drenado axialmente; a la vez que está sujeto a incrementos de carga controlados. Dos métodos alternativos han sido propuestos para el desarrollo de dicha prueba.

1. Método A: Este método esta desarrollado para realizar incrementos de carga constantes con una duración de 24 horas o múltiplos de dicho intervalo de tiempo. Las lecturas tiempo - deformación son requeridas en un mínimo de dos incrementos de carga.

2. Método B: En éste método las lecturas tiempo - deformación son requeridas para todos los incrementos sucesivos de carga, son aplicados después de que se haya realizado el 100% de la consolidación primaria o en incrementos de tiempo constante como se describe en el método A.

Las lecturas tiempo - deformación son requeridas para determinar el tiempo de consolidación primaria y para evaluar el coeficiente de consolidación C_v . Puesto que C_v varía con el nivel de esfuerzo y los incrementos de carga o descarga, tales incrementos así como las lecturas, tienen que ser establecidos de acuerdo a las exigencias solicitadas por un proyecto en particular.

- **Equipo:**

- Un consolidómetro que incluye: anillo, 2 piedras porosas, micrómetro.
- Equipo necesario o disponible para el remoldeo de muestras.
- Un cronómetro.
- Una balanza de 0.1 grs. de precisión.
- Dos placas de vidrio.
- Juego de pesas.
- Otros: horno, cápsulas para contenido de humedad, cuchillo, regla metálica, pie de rey.

- **Procedimiento:**

a) Preparación de la muestra:

1. Utilizar una muestra de mayores dimensiones que las correspondientes al anillo y en forma cuidadosa labrar los bordes de ésta, de manera que pueda introducirse lentamente al anillo, ejerciendo un mínimo de presión hasta que dicho espécimen llegue al fondo del mismo.
2. Del material sobrante en la operación de labrado, obtener dos o tres muestras para determinar el contenido de humedad inicial.

3. Utilizar una sierra delgada para ajustar las caras del espécimen, dejando enrasadas ambas superficies.
4. Determinar la altura inicial del espécimen con una precisión de 0.025 mm., tomando el promedio de por lo menos 4 medidas espaciadas en igual proporción.
5. Calcular el volumen inicial del espécimen con una precisión de 0.25 cm³, a partir del diámetro y altura inicial de éste.
6. Pesarse y registrar el peso del anillo.
7. Pesarse el conjunto muestra más anillo, buscando conocer el peso de la muestra.

b) Desarrollo de la prueba:

1. Colocar el conjunto anillo, muestra y piedras porosas en la cazuela del consolidómetro, luego verter agua sobre ésta hasta cubrirla totalmente, con el fin de saturarla (ver fig. 2.5a y 2.5b).
2. Ajustar la lectura del deformímetro, dejando una lectura inicial suficiente para cubrir el hinchamiento generado durante la prueba, anotar dicha lectura.
3. Tomar lecturas del deformímetro para medir el hinchamiento de la pastilla después de 24 horas¹⁶, para completar el ciclo de saturación.
4. Aplicar los incrementos de carga buscando duplicar la presión sobre el suelo, para obtener valores de aproximadamente 12, 25, 50, 100, 200 y 400 Kpa.¹⁷
5. Para los incrementos de carga se registran las lecturas de deformación, en intervalos de 0.1, 0.25, 0.5, 1, 2, 3, 4, 8, 15, 30 minutos y luego a 1, 2, 4, 8 y 24 horas.

¹⁶ O hasta que 2 lecturas consecutivas se repitan.

¹⁷ ASTM D2435-90 pág. 318, Párrafo 11.4.1. Equivalencia a los incrementos de carga establecidos por la norma en referencia, y que se utilizaran en el presente trabajo son: 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4, 8 Kg/cm².

6. Luego de la última lectura de 24 horas duplicar la presión sobre la pastilla, y tomar las lecturas a intervalos de tiempo como el paso anterior, hasta el próximo incremento o decremento de carga.

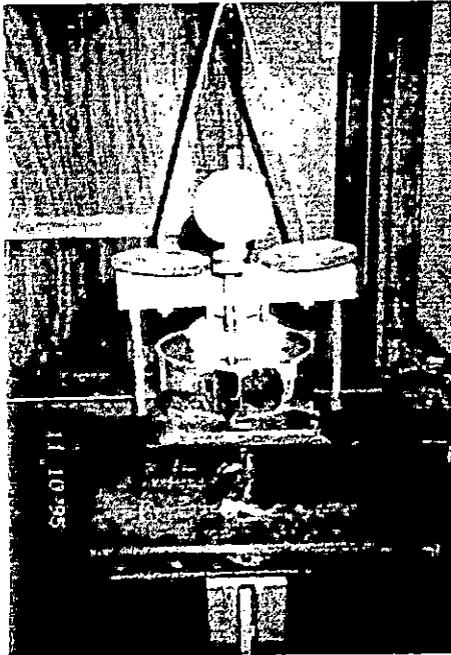


Figura 2.5a Probeta en saturación

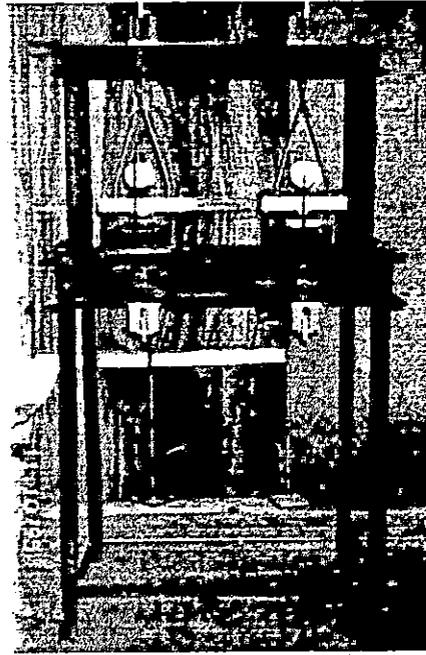


Figura 2.5b consolidómetro montado.

7. Continuar cambiando cargas, tomando lecturas de deformación contra tiempo transcurrido a través de todo el rango de cargas.
8. Pesar la muestra después de ser descargada, para determinar el contenido de humedad final.
9. Colocar la muestra en el horno a 110°C durante 16 horas para determinar el peso seco (W_s).
10. Dibujar las curvas de lectura de deformación contra log. tiempo y encontrar d_0 , d_{100} , y d_{50} así como los correspondientes t_{50} para cada incremento de carga y mostrar los valores sobre todas las curvas (dibujar en papel semilogarítmico), si se utiliza el método de Taylor, dibujar la curva de lectura del deformímetro contra $\sqrt{\text{tiempo}}$ para los

incrementos de carga y encontrar d_0 , d_{100} , d_{90} y el correspondiente t_{90} , así como el d_{50} y t_{50} .

11. Dibujar la curva de Compresibilidad: Relación de vacíos vrs Logaritmo de Presión ($e - \log.P$) (Kg/cm^2), determinando a la vez la carga de preconsolidación.¹⁸

Cálculos:

1. Calcular datos generales de la prueba, tal y como se enumeran en tabla 2.8
2. Calcular las presiones en la pastilla para los diferentes ciclos de carga.

$$\sigma = \frac{P}{A_c}$$

Donde:

σ = Presión, en Kg/cm^2

P = Fuerza, en kilogramos (calculada en base a las pesas colocadas en consolidómetro).

A_c = Área de la pastilla, en cm^2 .

3. Determinar la deformación o asentamiento de la pastilla para cada ciclo de carga y descarga (δ). Tomar como base el número de unidades marcadas por el deformímetro y multiplicar por la constante de éste, de tal forma de traducir las unidades a deformaciones.

$$\delta = (u) \times C$$

Donde:

δ = Deformación, en mm.

u = Número de unidades registradas en deformímetro.

C = Constante del deformímetro.

¹⁸ Si los requerimientos de esfuerzos solicitan establecer un período de recarga, se debe llegar en el primer ciclo de cargas hasta la penúltima de las presiones mencionadas en el numeral anterior para en el segundo ciclo de cargas llegar hasta la máxima de las presiones establecidas.

4. Calcular la deformación unitaria, ϵ , en porcentaje; dividiendo la deformación lineal de cada renglón (ver tabla 2.9) entre el espesor inicial $2H$.

5. Calcular el valor del espesor de la pastilla al final de cada ciclo de carga:

$$h = 2H - \delta$$

Donde:

h = espesor comprimido al final del ciclo (mm.)

$2H$ = espesor inicial (mm.)

δ = Deformación (mm.)

6. Calcular la altura o espesor que ocupará el agua en la pastilla (h_w) en mm.

$$h_w = 2H - 2H_o$$

$$2H_o = \frac{W_s \times 10}{\gamma_w S_s A_c}$$

Donde:

$2H$ = Altura inicial para cada variación de carga.

$2H_o$ = Altura de los sólidos. (pastilla de suelo sin vacíos) en mm.

W_s = Peso de los sólidos, en grs.

γ_w = Peso volumétrico del agua a la temperatura de prueba, en grs/cm^3 .

S_s = Densidad de los sólidos.

A_c = Área de la pastilla, en cm^2 .

7. Calcular la relación de vacíos para cada ciclo de carga e .

$$e = \frac{2H - 2H_o}{2H_o} = \frac{h_w}{2H_o}$$

8. Calcular el valor del recorrido del agua en la pastilla, teniendo en cuenta las condiciones de drenaje utilizadas.

$$H_m = \frac{2H_1 + 2H_2}{4}$$

$$\left(\frac{2}{4} (H_1 + H_2) \right)^2$$

Donde:

$2H_1 + 2H_2$: Es la suma de los espesores comprimidos en cada dos incrementos. (Ver tabla 2.3).

9. Calcular el valor del recorrido medio, para éste caso (doble drenaje), elevándolo al cuadrado.

$$H_m^2 = \frac{(H_1 + H_2)^2}{4}$$

10. Determinar el coeficiente de compresibilidad (a_v).

$$a_{v_{50\%}} = \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_1 - e_0}{p_1 - p_0} \text{ (cm}^2 / \text{Kg)}$$

Donde:

Δe : Variación en la relación de vacíos.

Δp : Variación en las presiones.

11. Determinar el coeficiente de consolidación (C_v) en cm^2/seg .

$$C_v = \frac{0.197 H_m^2}{t_{50\%}}$$

Pero si la curva esfuerzo - deformación se hizo con el rayador aritmético, Método de Taylor; el coeficiente se calcula de la forma siguiente:

$$C_v = \frac{0.848 H_m^2}{t_{90\%}}$$

Donde:

0.197 y 0.848 : Son datos teóricos proporcionados, correspondientes al 50% y 90% de consolidación primaria para el incremento de carga considerado.¹⁹

H_m : Longitud de trayectoria de drenaje más corta.

12. Calcular la relación de vacíos promedio e_m ; obtenida de las relaciones de vacíos de dos etapas consecutivas.

$$e_m = \frac{e_1 - e_2}{2}$$

13. Calcular el coeficiente de permeabilidad del suelo.

$$K_m = \frac{C_v \cdot a_v (\gamma_w^n)}{(1 + e_m) \times 1000}$$

Donde:

C_v, a_v, e_m : ya se definieron.

γ_w : peso volumétrico del agua, en gr/cm^3 .

14. Determinar la presión promedio P_m , de las presiones de dos incrementos consecutivos.

$$P_m = \frac{P_1 + P_2}{2}$$

Ver todos estos cálculos resumidos en tabla N° 2.9

¹⁹ Ver Rico, Alfonso - Del Castillo, Hermilio, "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas", 1a. Edición, Volumen 1, Editorial Limusa, México 1981. Pág. 51, tabla 1-1.

PRUEBA DE CONSOLIDACION

PROYECTO : P1
 LOCALIZACION : Cumbres de la Escalón
 DESCRIPCION DEL SUELO : Compactado en laboratorio T-99 95%
 TIPO DE SUELO: ML

OPERADOR: L. U.S.F
 FECHA : 07-12-95

Fecha	Tiempo (seg, min, hrs.)	Tiempo transcurrido (hrs,min,seg)	Temp. °C	Pesa No.	Lectura micrometro
11-dic	6:25 a.m	0	20.50	1	-4.10
		5 "			7.00
		10 "			7.30
		20 "			7.50
		30 "			7.50
		45 "			7.80
		1'			7.80
		2'			8.00
		3'			8.00
		5'			8.00
		10'			8.10
		15'			8.10
	6:55 a.m	30'			8.20
	7:25 a.m	1 hr	20.50		8.60
	8:25 a.m	2h			9.00
Recarga	9:25 a.m	3h	22.00	1+2	9.20
		5 "			14.50
		10 "			14.80
		20 "			14.90
		30 "			15.00
		45 "			15.20
		1'			15.30
		2'			15.50
		3'			15.80
		5'			15.90
		10'			16.30

Fecha	Tiempo (seg, min, hrs.)	Tiempo transcurrido (hrs,min,seg)	Temp. °C	Carga en Kg/cm ²	Lectura micrometro
		15'			16.50
		30'			17.00
	10:25 a.m	1 hr			17.40
	11:25 a.m	2h			18.10
Recarga	12:25 p.m	3h	25.50	1+2+3+4	18.40
		5 "			28.80
		10 "			29.10
		20 "			29.50
		30 "			29.80
		45 "			30.10
		1'			30.30
		2'			30.90
		3'			31.20
		5'			31.70
		10'			32.20
		15'			32.60
		30'			33.20
	1:25 p.m	1 hr			33.80
	2:25 p.m	2h			34.70
Recarga	3:25 p.m	3h	24.00	1+2+3+4	35.00
		5 "		5+6+7+8	48.50
		10 "			49.50
		20 "			50.00
		30 "			50.50
		45 "			50.90
		1'			51.20
		2'			51.90

OBSERVACIONE: Jueves 7-12-95 día que se dejó en saturación

TABLA 2.7

REGISTRO DE LA CONSOLIDACION DATOS INICIALES

FUENTE DE LA MUESTRA: Nuevos Horizontes
 Proyecto: P2
 Ubicación: Ilopango Tipo de Suelo : SM

DESCRIPCION DE LA MUESTRA		CONDICIONES	
Suelo natural:	No	Muestra :	Alterada
Suelo compactado en campo:	No	Densidad de campo =	
Suelo compactado en laboratorio:	Si	Proctor:	T-99 , 95%
		$\gamma_{\text{optimo}} \text{ (kg/m}^3\text{)} =$	1390
		$W_{\text{optima}} \text{ (%) =}$	20.50%

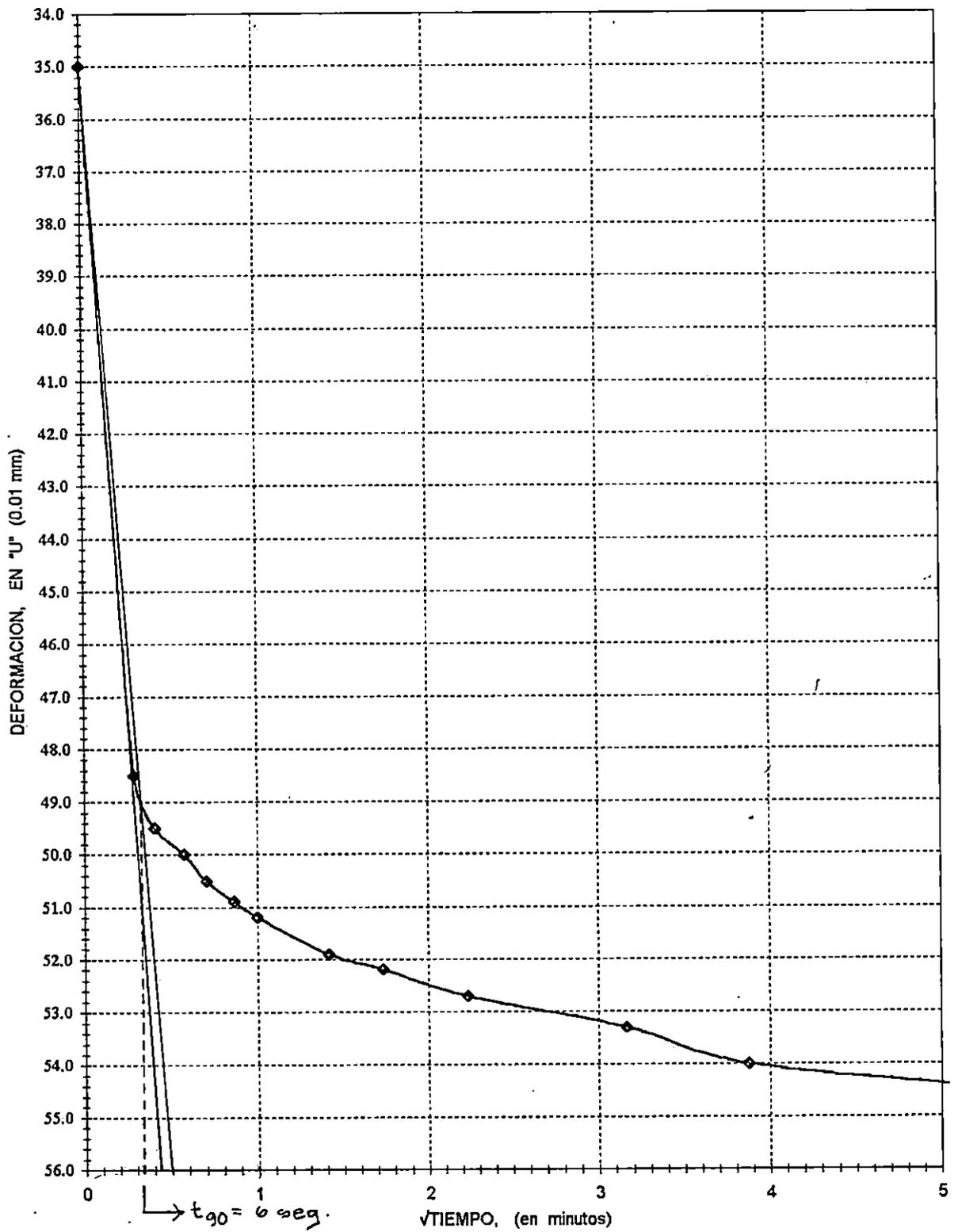
DATOS DEL ANILLO		
Peso (grs)		678.500
Diametro (cm)		6.324
Altura (cm)		2.548
Area (cm ²)		31.410
Volumen (cm ³)		80.034

PROPIEDADES INDICES DEL SUELO		
$L_L =$		
$L_P =$		
$I_p =$		
$L_C =$		
$G_r =$		2.34

Altura inicial de la muestra $[2H_i]$ (cm):	2.548
Altura final de la muestra $[2H_f]$ (cm):	2.541

DATOS DE LA MUESTRA		Unidades	Antes de la prueba	Despues de la prueba
Peso de probeta + anillo (W_{p+a})		grs.	802.58	812.43
Peso muestra humeda (W_h)		grs.	124.08	133.93
Contenido de humeda $(w\%)$		%	19.09%	26.18%
Peso de la muestra seca: (W_s)		grs.	104.19	106.14
Peso de agua (W_w)		grs.	19.89	27.79
Volumen de agua (V_w)		cm ³	19.89	27.79
Volumen Tot. (suelo+agua+vacios) (V_t)		cm ³	80.03	79.81
Volumen de los solidos $(V_s=W_s/G_r)$		cm ³	44.53	45.36
Volumen de vacios $(V_v=V_t-V_s)$		cm ³	35.51	34.45
Relacion de vacios inicial $(e=V_v/V_s)$		Adimensional	0.80	0.76
Grado de saturación $(G_w\%=V_w/V_v)$		%	56%	81%

TABLA 2.8



GRAFICA DEFORMACION - $\sqrt{\text{TIEMPO}}$ (METODO DE TAYLOR)
 T-99 95%, PROYECTO 2, URB. NUEVOS HORIZONTES, (SM)

GRAFICA 2.2

REGISTRO DE CONSOLIDACION

Proyecto: **P2**
 Proctor: **T-99, 95%**

Altura del anillo : 25.48 mm A= 31.41 cm² 2Ho = 14.18 mm
 Ws = 104.19 grs Gr= 2.34

CICLO	T °C	γ agua gr/cm ³	PESO Kg.	PRESION Kg/cm ²	Δ u	δ mm	2H mm	2H-2Ho mm	e=(2H-2Ho)/2Ho	Hm cm	Hm ² cm ²	T ₉₀ seg	a _v cm ² /seg	C _v cm ² /seg	Km cm/seg	Km 20° cm/seg	e _m	P _m kg/cm ²
				0	0	0	25.480											
	20.5	0.99812	0.00	0.0000	4.1	-0.0041	25.484	11.309	0.7978	1.2740	1.6230							
1	20.5	0.99812	8.07	0.2569	9.2	0.0051	25.475	11.299	0.7971	1.2735	1.6218	6.40	0.0025	0.2547	3.594E-07	3.59307E-07	0.7968	0.384639998
2	22.5	0.99768	16.08	0.5123	9.2	0.0143	25.466	11.290	0.7965	1.2729	1.6202	9.60	0.0023	0.1431	1.819E-07	1.81727E-07	0.7959	0.768184818
3	25.5	0.99694	32.17	1.0240	16.6	0.0309	25.449	11.274	0.7953	1.2719	1.6178	6.00	0.0015	0.2286	1.843E-07	1.84035E-07	0.7946	1.534411686
4	27.0	0.99654	64.23	2.0448	21.0	0.0519	25.428	11.253	0.7938	1.2707	1.6146	6.14	0.0010	0.2229	1.224E-07	1.22136E-07	0.7928	3.069651122
5	27.5	0.9964	128.41	4.0945	28.7	0.0806	25.399	11.224	0.7918	1.2701	1.6131	6.14	0.0001	0.2226	1.62E-08	1.6189E-08	0.7919	3.069651122
1D	20.5	0.99812	64.23	2.0448	3.8	0.0768	25.403	11.228	0.7921									
2D	22.0	0.9978	32.17	1.0240	3.1	0.0737	25.406	11.231	0.7923									
3D	24.0	0.99732	16.08	0.5123	3.2	0.0705	25.410	11.234	0.7925									
4D	26.0	0.99681	8.07	0.2569	3.1	0.0674	25.413	11.237	0.7927									
1R	26.0	0.99681	16.08	0.5123	2.0	0.0694	25.411	11.235	0.7926									

TABLA 2.9

REGISTRO DE CONSOLIDACION

Proyecto: **P2**
 Proctor: **T-99, 95%**

Altura del anillo : 25.48 mm A= 31.41 cm² 2Ho = 14.18 mm
 Ws = 104.19 grs Gr= 2.34

CICLO	T °C	γ agua gr/cm ³	PESO Kg.	PRESION Kg/cm ²	Δ u	δ mm	2H mm	2H-2Ho mm	e=2H-2Ho/2Ho	Hm cm	Hm ² cm ²	T ₉₀ seg	a _v cm ³ /seg	C _v cm ³ /seg	Km cm/seg	Km 20° cm/seg	e _m	P _m kg/cm ²
										1.2704	1.6140	5.40	0.0005	0.2535	6.607E-08	6.59788E-08	0.7925	0.768184818
2R	26.0	0.99681	22.17	1.0240	3.4	0.0728	25.407	11.232	0.7923									
										1.2703	1.6136	2.90	0.0002	0.4712	5.619E-08	5.61453E-08	0.7922	1.534411686
3R	20.0	0.99823	84.23	2.0448	3.1	0.0759	25.404	11.229	0.7921									
										1.2700	1.6129	5.40	0.0003	0.2533	3.885E-08	3.8839E-08	0.7918	3.069651122
4R	21.5	0.99791	128.61	4.0945	6.0	0.0839	25.396	11.221	0.7916									
										1.2690	1.6104	7.35	0.0006	0.1858	5.761E-08	5.75683E-08	0.7904	6.141753661
5R	24.5	0.9972	287.22	8.1890	32.3	0.1162	25.364	11.188	0.7893									
										1.2683	1.6086	7.35	0.0001	0.1856	9.441E-09	9.42821E-09	0.7895	6.141753661
1D	27.0	0.99654	128.61	4.0945	5.3	0.1109	25.369	11.194	0.7896									
2D	27.5	0.9964	84.23	2.0448	4.5	0.1054	25.374	11.198	0.7900									
3D	27.5	0.9964	22.17	1.0240	4.6	0.1018	25.378	11.203	0.7903									
4D	22.0	0.9978	18.09	0.5123	2.6	0.099	25.381	11.206	0.7905									
5D	24.5	0.9972	8.07	0.2569	3.1	0.0959	25.384	11.209	0.7907									
6D	26.5	0.99668	0.00	0.0000	23.7	0.0722	25.408	11.232	0.7924									

TABLA 2.9

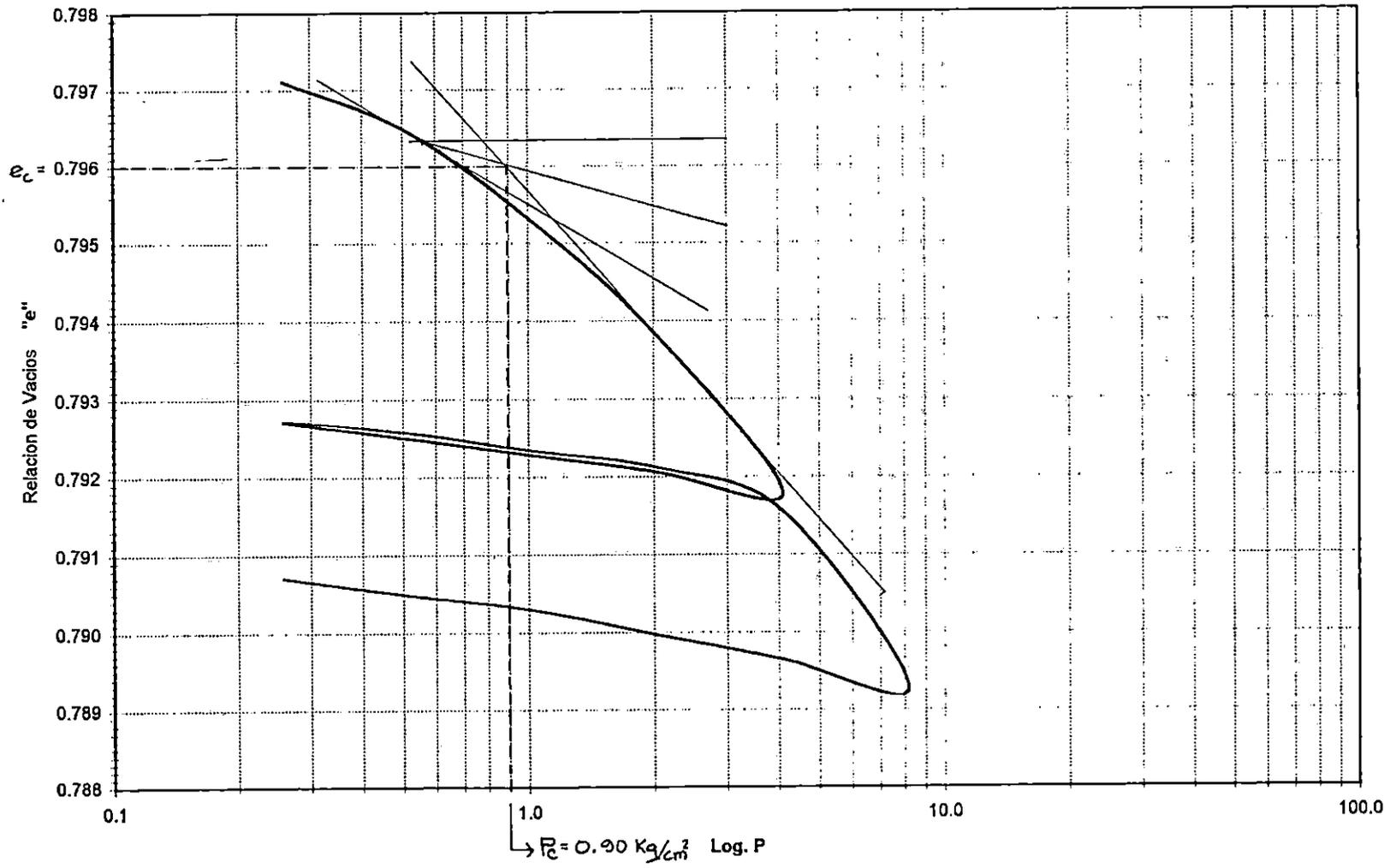


GRAFICO e- Log P
T-99 95%. PROYECTO 2 , URB. NUEVOS HORIZONTES, (SM)

GRAFICO 2.3

2.5 PRUEBA TRIAXIAL (ASTM D 2850 - 87), $Q(u,u)$.

La prueba de compresión triaxial sirve para determinar la cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna²⁰, y se realiza sujetando una probeta cilíndrica a una presión hidrostática de confinamiento, y a una presión axial que puede ser variada independiente de la presión de confinamiento.

En esta prueba la muestra se confina en la primera etapa bajo la presión de cámara σ_3 , luego; ésta se somete a una carga axial hasta que llegue a la falla.

El material necesario para realizar la prueba consiste de una muestra de suelo, generalmente no alterado, al cual se necesita investigar su cohesión y ángulo de fricción interno.

• Equipo:

- Equipo para labrar probeta (2 sierras de moldeo).
- Cámara de lucita.
- Membranas de hule.
- Dispositivo para expandir membrana.
- Bandas de hule para ajustar membrana.
- Pie de Rey.
- Base de bronce.
- Baleros (2).
- Tijera.
- Cronómetro.
- Cápsulas para contenido de humedad.
- Balanza de 0.1 gr. de precisión.
- Máquina de compresión triaxial.

²⁰ Estos datos sirven para determinar la capacidad admisible de un suelo mediante la aplicación de las teorías de capacidad de carga.

- **Procedimiento:**

a) Para preparar la muestra se seguirán los siguientes pasos:

1. De la muestra que se dispone se corta un fragmento prismático de suelo, con las sierras de moldeo (ver fig. 2.6)
2. Utilizando equipo de moldeo o manualmente, labrar el prisma hasta que éste consiga una forma cilíndrica, con un diámetro entre 30 mm. como mínimo y una relación de altura - diámetro de 2 a 2.5. Además debe de tenerse el cuidado de dejar los extremos del cilindro planos y paralelos entre sí.



Figura 2.6 Proceso de labrado de probeta.

3. Con el material que sobra del labrado, determinar el contenido de humedad de la muestra.
4. Pesar el espécimen (W_o) y tomar las dimensiones de los diámetros superior (d_s), medio (d_m) e inferior (d_i); así como también la altura inicial del cilindro (H_o).²¹

²¹ Si no se prueba el espécimen en el momento, se deberá conservar la humedad de éste, ya sea guardándolo en bolsas plásticas o en recipientes herméticos.

b) Realización de la prueba.

1. Colocar el espécimen sobre la base de bronce que a su vez se sitúa en el pedestal de la base de la cámara de presión, y colocar una pieza de lucita en su parte superior, la cual será la que transmitirá la carga axial a la muestra.
2. Con la ayuda del expansor de membranas se coloca una de éstas sobre la superficie cilíndrica del espécimen que a su vez quedará unida herméticamente al pedestal en la parte inferior y a la pieza de lucita en la parte superior. Colocando bandas de hule al conjunto para evitar así la infiltración de agua a la muestra.
3. En la parte superior del conjunto montado colocar un balero que unirá posteriormente la pieza de lucita con el vástago de la cámara de presión.
4. Colocar la cámara de presión, sin fijarla a su base.
5. Sobre el vástago de la cámara de presión colocar un nuevo balero que unirá a éste con el anillo de carga de la máquina.
6. Ajustar el deformímetro del anillo de carga y bajar el anillo con las manivelas hasta que éste haga contacto con el balero, teniendo el cuidado de no dañar el espécimen, aplicándole una carga prematura; para tal propósito se puede utilizar una manivela secundaria, que permite bajar el anillo con más precisión.²²
7. Ajustar el deformímetro para medir los cambios de altura.
8. Abrir las válvulas de agua hacia la cámara triaxial y cerrar la válvula de presión de aire, luego se procede a aplicar la presión deseada de confinamiento.²³ El agua sube y llena automáticamente la cámara.

²² El contacto anillo-balero se determina cuando comienza el movimiento en el deformímetro de carga.

²³ Las presiones más utilizadas son de 0.5 Kg/cm², 1 Kg/cm², y 1.5 Kg/cm².

9. Verificar que todas las válvulas estén cerradas y que no hallan escapes.
10. Activar la máquina triaxial.
11. Tomar cada 30 segundos, lecturas de carga y deformaciones longitudinales, hasta llegar a la falla.²⁴
12. Luego de la falla apagar la máquina y abrir todas las válvulas, esperar a que el agua baje de la cámara y desarmar todo el conjunto.
13. Retirar el espécimen observándose su falla (ver fig. 2.7) y dibujándola en la hoja de control, pesar y colocar al horno a 110°C durante 18 horas como mínimo.
14. Obtener su humedad.²⁵



Figura 2.7 Demostración de tipo de falla en probeta al final de la prueba.

²⁴ La falla se puede tomar como el momento de disminución de lecturas de carga, 5 lecturas iguales consecutivas, ó 15% de deformación axial. La norma recomienda registrar la carga en valores de porciento de deformación de 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, de 0.5 en 0.5 hasta 3 y de 1 en 1 hasta la falla, pero esto resulta poco práctico.

²⁵ Se ensayan un mínimo de tres especímenes a las presiones de confinamiento ya establecidas.

c) Cálculos:

1. Se procede a llenar el cuadro que se muestra en la tabla 2.1 , colocando las lecturas del anillo de carga (δ_a).
2. Multiplicando las lecturas anteriores por la constante del anillo, se obtiene la carga aplicada ($P = K_a * \delta_a$).
3. En la siguiente casilla se coloca la lectura del anillo de deformación (δ_m).
4. Para encontrar las deformaciones reales, multiplicar la lectura tomada por 10^{-2} obteniendo datos en unidades de milímetro ($\Delta_H = K_H * \delta_m$).
5. Calcular la deformación unitaria así:
$$\varepsilon = \Delta_H / H_0$$

donde: H_0 es la altura inicial del espécimen.
6. Calcular el termino $1 - \varepsilon$.
7. Calcular el área corregida de la muestra así: $A_c = A_m / (1 - \varepsilon)$.
8. Calcular el esfuerzo desviador así: $\sigma = P / A_c$
9. Dibujar la gráfica esfuerzo - deformación unitaria.
10. Trazar la tangente a la curva en el punto de inicio de carga.
11. Calcular el módulo de elasticidad (E_s), obteniendo la pendiente de la tangente a la curva.

$$E_s = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Donde:

σ : Esfuerzo.

ε : Deformación unitaria.

12. Calcular los esfuerzos principales así:

El esfuerzo principal menor (σ_3) es igual a la presión de la cámara.

El esfuerzo principal mayor (σ_1) es igual a la suma de la presión de la cámara (σ_3) más el esfuerzo axial debido a la carga del vástago en el punto de falla.

14. Con los datos anteriores se procede a dibujar el círculo de Mohr correspondiente al espécimen.²⁶

15. Repetir los pasos anteriores con las probetas restantes.

16. Con el conjunto de círculos ya trazados dibujar una tangente a todos éstos que representará a la envolvente de Mohr.

17. Midiendo el punto donde la tangente corta al eje "y" se obtendrá la cohesión (c), y la pendiente de ésta nos dará el valor del ángulo de fricción interna (ϕ).

18. Con los datos obtenidos establecer la ley de Resistencia al esfuerzo cortante, mediante la ecuación de Coulomb así:

$$\delta = C + \sigma \tan \phi$$

²⁶ Ver fig. 1.12 página 33 del capítulo I del presente documento.

PROYECTO : P-1

LOCALIZACION : CUMBRES DE LA ESCALON

TIPO DE MUESTRA : LIMO ARENOSO (ML)

DESCRIPCION MINI HARVARI $\gamma = 1443 \text{ kg/cm}^3$

FECHA 28-08-95

OPERADOR L.U.F.S

$\sigma_3 =$ 1.00 kg/cm²

DATOS INICIALES

Ds= 3.32 cm

As = 8.68 cm²

V = 61.21 cm³

Dc= 3.32 cm

Ac = 8.68 cm²

Wh = 107.9 kg

Di= 3.32 cm

Ai = 8.68 cm²

h = 7.02 cm

Am= $As+4Ac+Am / 6 =$ 8.68 cm²

TIEMPO (seg)	ANILLO CARGA	CARGA (kg)	MICROMET (mm)	DEFORM AXIAL (mm)	DEFORM UNITARIA (%)	- DEFORM UNITARIA	AREA CORRE- GIDA EN (cm ²)	ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm ²)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	1.0000	8.68	0.00
30	57.00	7.15	26.50	0.27	0.3777	0.9962	8.71	0.82
60	116.50	14.61	61.50	0.62	0.8764	0.9912	8.75	1.67
90	162.00	20.31	100.00	1.00	1.4251	0.9857	8.80	2.31
120	199.00	24.95	142.00	1.42	2.0237	0.9798	8.86	2.82
150	226.00	28.34	185.00	1.85	2.6365	0.9736	8.91	3.18
180	242.50	30.41	231.00	2.31	3.2920	0.9671	8.97	3.39
210	251.00	31.48	280.00	2.80	3.9903	0.9601	9.04	3.48
240	253.00	31.73	330.00	3.30	4.7029	0.9530	9.11	3.48
270	248.00	31.10	382.00	3.82	5.4439	0.9456	9.18	3.39
300	242.50	30.41	433.00	4.33	6.1707	0.9383	9.25	3.29
330	236.00	29.59	488.00	4.88	6.9545	0.9305	9.33	3.17

W%= 21.56%

σ_3 1.00 kg/cm²

Ws= 88.76 grs

$\sigma_1 - \sigma_3$ 3.48 kg/cm²

Ss = 2.42

σ_1 4.48 kg/cm²

Vs = 36.68 cm³

$(\sigma_1 + \sigma_3) /$ 2.74 kg/cm²

Vv = 24.23 cm³

$(\sigma_1 - \sigma_3) /$ 1.74 kg/cm²

Gs = 78.99

TABLA 2.10 b

PROYECTO : P-1

LOCALIZACION : CUMBRES DE LA ESCALON

TIPO DE MUESTRA : LIMO ARENOSO (ML)

DESCRIPCION MINI HARVAR $\gamma = 1419 \text{ kg/cm}^3$

FECHA 28-08-95

OPERADOR L.U.F.S

$\sigma_3 = 1.50 \text{ kg/cm}^2$

DATOS INICIALES

$D_s = 3.31 \text{ cm}$

$A_s = 8.60 \text{ cm}^2$

$V = 66.26 \text{ cm}^3$

$D_c = 3.32 \text{ cm}$

$A_c = 8.64 \text{ cm}^2$

$W_h = 107.2 \text{ kg}$

$D_i = 3.32 \text{ cm}$

$A_i = 8.67 \text{ cm}^2$

$h = 7.90 \text{ cm}$

$A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = 8.64 \text{ cm}^2$

TIEMPO (seg)	ANILLO CARGA	CARGA (kg)	MICROMET (mm)	DEFORM AXIAL (mm)	DEFORM UNITARIA (%)	1 - DEFORM UNITARIA	AREA CORRE- GIDA EN (cm ²)	ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm ²)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	1.0000	8.64	0.00
30	64.00	8.03	27.00	0.27	0.3418	0.9966	8.67	0.93
60	140.00	17.56	58.00	0.58	0.7342	0.9927	8.70	2.02
90	219.00	27.46	87.50	0.88	1.1076	0.9889	8.73	3.14
120	281.00	35.24	121.50	1.22	1.5380	0.9846	8.77	4.02
150	322.00	40.38	157.00	1.57	1.9873	0.9801	8.81	4.58
180	349.00	43.76	185.50	1.86	2.3481	0.9765	8.84	4.95
210	375.50	47.09	227.50	2.28	2.8797	0.9712	8.89	5.30
240	392.50	49.22	274.50	2.75	3.4747	0.9653	8.95	5.50
270	398.50	49.97	325.00	3.25	4.1139	0.9589	9.01	5.55
300	391.50	49.09	378.00	3.78	4.7848	0.9522	9.07	5.41
330	363.00	45.52	437.00	4.37	5.5316	0.9447	9.14	4.98
360	335.00	42.01	496.00	4.96	6.2785	0.9372	9.21	4.56

$W\% = 21.56\%$

$W_s = 88.76 \text{ grs}$

$S_s = 2.42$

$V_s = 36.68 \text{ cm}^3$

$V_v = 24.23 \text{ cm}^3$

$G_s = 78.99$

$\gamma_s = 1457.20 \text{ grs/cm}^3$

$\sigma_3 = 1.50 \text{ kg/cm}^2$

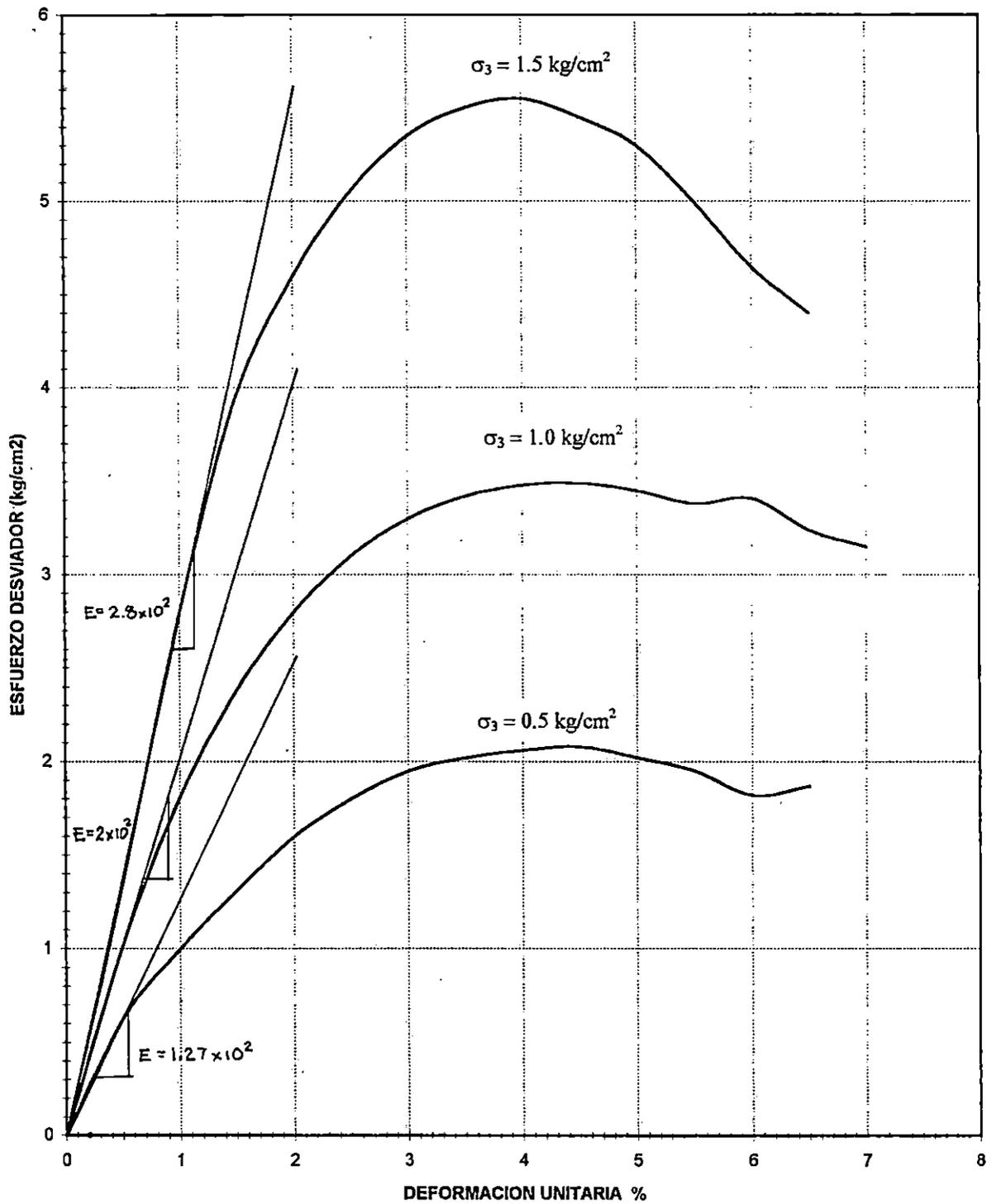
$\sigma_1 - \sigma_3 = 5.55 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_1 = 7.05 \text{ kg/cm}^2$

$(\sigma_1 + \sigma_3) / 2 = 4.27 \text{ kg/cm}^2$

$(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 = 2.77 \text{ kg/cm}^2$

TABLA 2.10 c

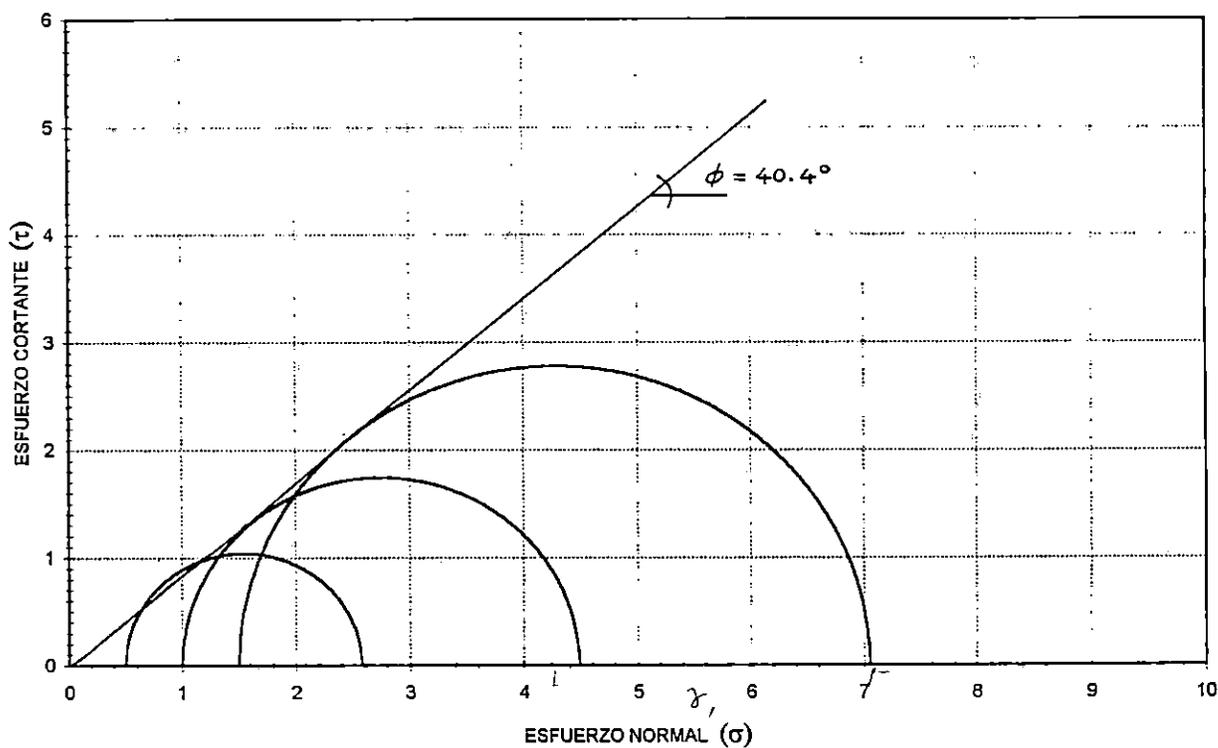


CURVA ESFUERZO - DEFORMACION
 MINI HARVARD, PROYECTO 1 , CUMBRES DE LA ESCALON (ML)

GRAFICO 2.4

DATOS PARA ELABORACION DE CIRCULOS DE MOHR

	Datos de probeta 1 (kg/cm ²)		Datos de probeta 2 (kg/cm ²)		Datos de probeta 3 (kg/cm ²)	
PROYECTO 1	$\sigma_1 =$	2.58	$\sigma_1 =$	4.48	$\sigma_1 =$	7.05
HARVARD	$\sigma_3 =$	0.50	$\sigma_3 =$	1.00	$\sigma_3 =$	1.50
MINIATURA	$(\sigma_1 + \sigma_3) / 2 =$	1.54	$(\sigma_1 + \sigma_3) / 2 =$	2.74	$(\sigma_1 + \sigma_3) / 2 =$	4.27
	$(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 =$	1.04	$(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 =$	1.74	$(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 =$	2.77



CIRCULOS Y ENVOLVENTE DE MOHR
 MINHARVARD, PROYECTO 1 CUMBRES DE LA ESCALON (ML)

GRAFICO 2.5

2.6 PRUEBA DE PERMEABILIDAD (ASTM D 2435 - 90) (CARGA VARIABLE)

Con este ensaye se determina la velocidad con que el agua fluye a través de los vacíos del suelo, con lo cual se calcula el coeficiente de permeabilidad (K).

- **Equipo:**

- Material que pasa la malla N° 4.²⁷
- Aparato de permeabilidad: el cual consta de base con piedra porosa.²⁸
- Cronómetro
- Termómetro graduado hasta 50°C
- Templete con mástil y soporte para sujetar tubos de ensayo
- Tubería
- Embudo
- Papel filtro

- **Procedimiento:**

1. Preparar el espécimen de suelo compactado.²⁹
2. Luego de preparado el espécimen de prueba, retirar el molde de su base metálica y colocar éste sobre las base porosa del permeámetro fijándolo cuidadosamente.
3. Sobre la superficie de la muestra colocarle papel filtro del mismo diámetro del molde que contiene el espécimen a ensayar.
4. Posteriormente colocarle la tapadera al molde de permeabilidad.

²⁷ Debido a que la prueba se realizará sobre suelo compactado según norma ASTM D698 ó D-1557, se considera que el material a usar será el que pase la malla N° 4, aunque este tipo de prueba se recomienda para suelos finos (arenas finas como: limos y arcillas).

²⁸ El molde a utilizar será de 4", igual al que se utiliza en las pruebas proctor.

²⁹ Según norma ASTM D698 ó D1557.

5. Ensamblar la tubería con el embudo a la tapadera, la cual servirá para alimentar de agua al permeámetro (ver Fig. 2.8).
6. Sujetar el embudo al templete con mástil. (Ver Fig. 2.9).
7. Una vez instalado el equipo, proceder a saturar la muestra agregando agua en el embudo, por 24 horas. Hay que tener cuidado de que el embudo tenga siempre agua para alimentar la muestra (ver fig. 2.10).

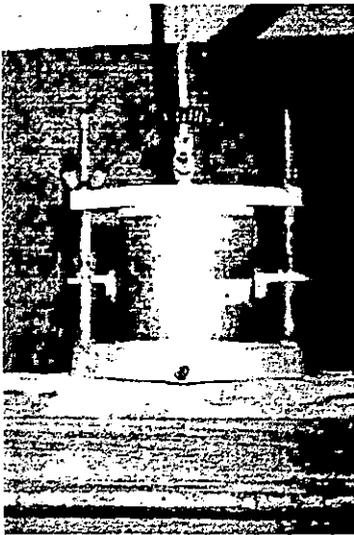


figura 2 8



figura 2 9



figura 2 10

8. Pasado este tiempo, proceder a aforar la columna de agua que se aplicará a la muestra; cerciorándose de que se encuentre saturada, lo cual se observa cuando existe flujo de agua a través del conducto de salida del permeámetro.
9. Luego se mide la altura o carga hidráulica sobre la muestra h_1 , y se anota el tiempo al cual se tomó dicha altura. Dejar pasar un tiempo y cuando la columna de agua haya bajado una altura considerable por la tubería, medir la carga y anotar la hora a la cual se hizo la medición h_2 .

10. Repetir el procedimiento de los pasos 8 y 9, unas dos veces más para obtener otros valores de K.
11. Una vez obtenidos los datos necesarios y para finalizar la prueba tomar muestras representativas de suelo, con el objetivo de obtener el contenido de humedad correspondiente a la saturación. Teniendo el cuidado de no tomarlas de la parte extrema superior del espécimen por el posible hinchamiento que pueda sufrir en ésta zona.

Cálculos:

El coeficiente se calculará a partir de la siguiente fórmula:

$$K = \frac{a \cdot l}{\Delta t \cdot A} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

Donde:

a = Área de la sección transversal de la tubería de entrada, en cm²

A = Área de sección transversal de la muestra de suelo, en cm²

h₁ = Carga hidráulica inicial a través de la muestra

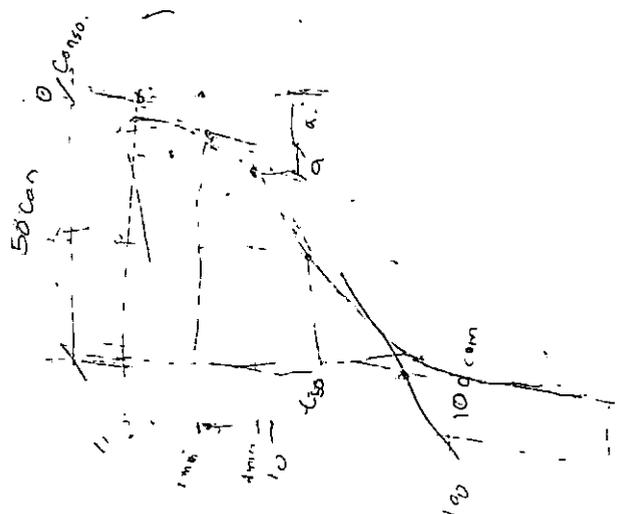
h₂ = Carga hidráulica a través de la muestra al final del ensayo

l = Longitud de la muestra en cm

Δt = Tiempo transcurrido durante el experimento, en segundos

l_n = Logaritmo natural

Se calcularán los valores de K para cada ensayo y posteriormente se obtendrá un promedio de éstos.



PRUEBA DE PERMEABILIDAD

PROYECTO : P1

LOCALIZACION : Cumbres de la Escalón

FECHA : 3-oct-95

DESCRIPCION DEL SUELO : Compactado en laboratorio T-180 100

HUMEDAD : 15.70%

PESO VOL. DE LA MUESTRA : 1527 Kg/m³

S_s = 2.42

TIPO DE SUELO: ML

$$K = \frac{a \cdot l}{A \cdot \Delta t} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

DATOS GENERALES:

Fecha	Hora		Carga (mt)
	h	min	
3-oct-95	05:52	p.m.	1.955
4-oct-95	09:06	a.m.	0.778
4-oct-95	11:41	a.m.	0.69

Variables		Datos	
Δt	(seg)	64140	54840
A	(cm ²)	80.72	80.72
h1	(mt.)	1.955	1.955
h2	(mt.)	0.69	0.778
a	(cm ²)	0.281	0.281
l	(cm.)	11.668	11.668
K	(cm/s)	6.59527E-07	6.8247E-07
W _{sat}	(%)	22.26	22.26
		K _{prom}	6.71E-07

TABLA 2.11

2.7 PRUEBA PROCTOR ESTÁNDAR (ASTM D 698-91, AASHTO T-99)

Este método de prueba controla los procesos de compactación que se realizan en laboratorio, cuando se busca determinar la relación entre el contenido de humedad ($W\%$) y peso volumétrico seco del suelo (γ_s), para que con dichos datos se pueda definir una curva compactación.

La compactación se realiza en un molde de 4" ó 6" pulgadas (101.60 ó 152.4) mm. de diámetro, golpeando con un martillo de 5.5 lbs. (24.4 N) con una altura de caída de 12 pulgadas (305 mm.), produciendo una energía de compactación de 12,400 lbf . pie / pie³ (600 Kn.m / m³).

Este método es aplicable únicamente a suelos que tengan un 30% o menos en peso de partículas retenidas en la malla de 3/4".

La Norma ASTM D698-91, establece procedimientos alternativos (métodos), que pueden ser usados, si el material se adapta a lo especificado por dichos métodos; pero si éste no lo está, se deberá hacer una modificación para adaptarlo a la graduación del material.

Método A

Molde: 4 pulg. (101.6 mm.) de diámetro

Material: que pase la malla N° 4 (4.75 mm)

Número de capas: tres

Número de golpes por capa: 25

Uso: puede ser utilizado si el 20% o menos en peso de material es retenido en la malla N° 4

Método B

Molde: 4 pulg. (101.6 mm.) de diámetro

Material: que pase la malla de 3/8" (9.5 mm.)

Número de capas: tres

Número de golpes por capa: 25

Uso: podrá ser usado si más del 20% en peso del material es retenido en la malla N° 4 y 20% o menos es retenido en la malla de $\frac{3}{8}$ ".

Método C

Molde: 6 pulg. (152.4 mm.) de diámetro

Material: que pase la malla de $\frac{3}{4}$

Número de capas: tres

Número de golpes por capa: 56

Uso: puede ser usado si más del 20% en peso de material, es retenido en la malla de $\frac{3}{8}$ " y menos del 30%, es retenido en la malla de $\frac{3}{4}$ ".

La Norma AASHTO, establece los cuatro procedimientos siguientes para realizar dicho ensayo.

Método A

Molde: 4 pulgadas de diámetro (101.6 mm)

Material: que pase la malla N° 4 (4.75 mm)

Número de capas: tres

Número de golpes por capa: 25

Método B

Molde: 6 pulgadas (152.4 mm.) de diámetro

Material: el suelo que pasa la malla N° 4 (4.75 mm)

Número de capas: tres

Número de golpes por capa: 56

Método C

Molde: 4 pulgadas (101.6 mm.) de diámetro

Material: el suelo que pasa la malla de $\frac{3}{4}$ " (19 mm)

Número de capas: tres

Número de golpes por capa: 25

Método D

Molde: 6 pulgadas (152.4 mm.) de diámetro

Material: el suelo que pasa la malla de $\frac{3}{4}$ " (19 mm)

Número de capas: tres

Número de golpes por capa: 56

• **Equipo:**

- Molde de 4" ó 6" de diámetro (dependiendo del método a usar)

- Martillo de compactación (2.5 Kg. y altura de caída 12")

- Extractor de muestra y gato hidráulico

- Balanza de 0.1 gr. de precisión

- Horno de secado

- Varios:

-Regla metálica

-Guantes de hule

-Cucharón

-Probeta de 500 ml.

-Mallas: N° 4, $\frac{3}{8}$ ", $\frac{3}{4}$ "

-Recipientes para determinar contenido de humedad.

• **Procedimiento:**

a) Preparación de la humedad del suelo para definir curva de compactación.

1. Secar la muestra de suelo al aire libre durante aproximadamente 24 horas antes del ensayo.
2. Si pasado las 24 horas de exponer la muestra al aire, se observa que aún tiene cierto grado de humedad, procédase a la determinación de éste (valor de humedad inicial W_i).
3. Determinar método a usar.

4. Tamizar la muestra secada al aire por la malla N° 4 (4.75 mm.), $\frac{3}{8}$ " (9.5 mm.) ó $\frac{3}{4}$ " (19.0 mm.), dependiendo del método que se utilice.
5. Preparar por lo menos 4 muestras (preferentemente 5) de tal manera, que la variación de humedad de las mismas, permita definir dos puntos en la rama seca y dos en la húmeda, y si se prepara la quinta, buscar darle una humedad que se estime lo más cercanamente posible a la humedad óptima.³⁰
6. Usar aproximadamente 2.3 Kg. de material tamizado por cada muestra para ser compactada con el método A ó B, y 5.9 Kg. si se utiliza el método C (ver fig. 2.11).

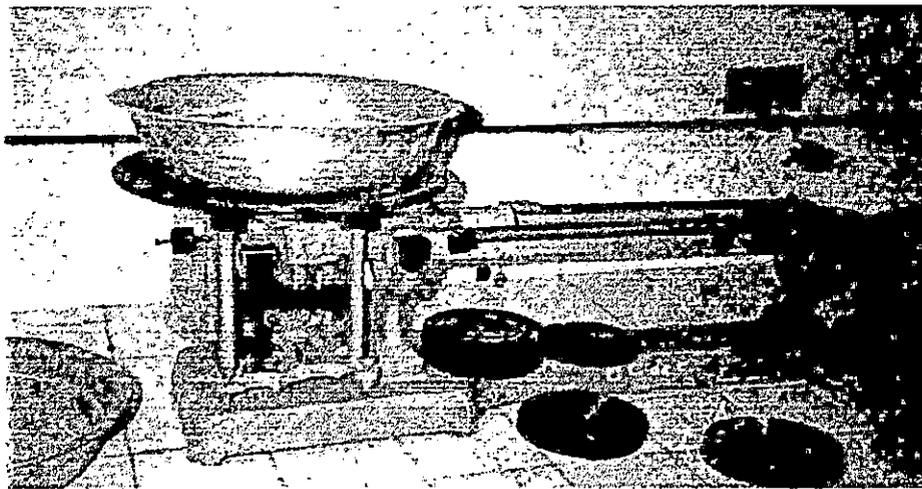


Figura 2.11 Proceso de pesado de material.

7. Cuando se calcula la cantidad de agua para añadir a las muestras, hacer incrementos que varíen en \pm un 2% y en caso de suelos con alto contenido de humedad óptimo, las variaciones podrán ser mayores del 2% pero no deberán exceder del 4%.³¹
8. Agregar al suelo (muestra) la cantidad de agua necesaria para hacerla llegar a la humedad requerida y mezclar completamente hasta observar un color uniforme.

³⁰ Norma ASTM D698-91, pág. 169, Nota 6: comentario sobre cómo estimar la humedad óptima.

³¹ Para determinar la cantidad de agua necesaria para la humedad que se requiera (12, 15, 17, 19, 20, 24, 26)%, considérese la humedad inicial de la muestra y adicione la cantidad de agua faltante.

9. Permitir que la muestra entre en un proceso de curado dejándola reposar, antes de realizar la compactación, por un período no menor del estipulado en la tabla. 2.12³²

Clasificación	Mínimos períodos de tiempo (horas). -
GW, GP, SW, SP	No requiere
GM, SM	3
Todos los demás suelos	16

Tabla 2.12 Requerimientos en los tiempos de duración de curado

b) Proceso de Compactación

1. Pesar el molde de compactación (con base y sin anillo de extensión) y además determinar sus dimensiones internas (diámetro y altura).
2. Fijar la base metálica al molde con la extensión (collarín) y ajustarlos debidamente.
3. Colocar el molde en una superficie rígida, nivelada y uniforme, para realizar la prueba sin error.
4. Compactar el espécimen en el número de capas que corresponda al método, procurando que cada una sea de igual espesor (ver Fig. 2.12).
5. Compactar cada capa uniformemente con 25 golpes si se utiliza molde de 4" (101.6 mm.) o con 56, si el molde es de 6" (152.4 mm.) (ver Fig. 2.13).
6. Al finalizar cada capa, picar con un cuchillo la superficie de ésta, para garantizar una buena adherencia con la próxima capa.
7. Al finalizar la compactación de la última capa, utilizar un cuchillo para aflojar el suelo del collar, de tal manera que al retirar éste, no se pierda material de la capa superior del espécimen (ver Fig 2.14).

³² ASTM D698-1 pág. 169 tabla 1.

8. Enrasar el material del molde con una regla metálica.
9. Quitar la placa de base y pesar el conjunto molde - muestra compactada.
10. Sacar el cilindro de suelo compactado utilizando un gato hidráulico.
11. Cortarlo axialmente a través de su centro de tal forma de sacar dos partes, y luego tomar una muestra de la parte central de cada una de éstas.



Figura 2.12



Figura 2.13

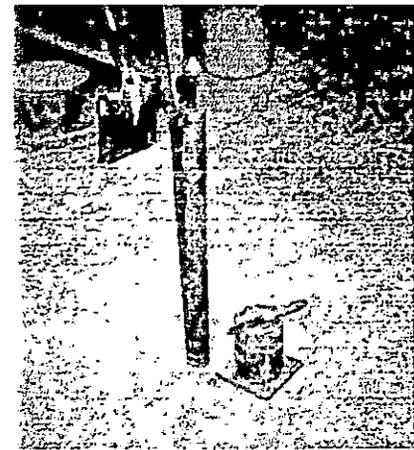


Figura 2.14

Proceso de elaboración de un espécimen Proctor.

Cálculos:

Calcular el peso unitario seco y el contenido de humedad para cada espécimen, graficar dichos valores para definir la curva de compactación (ver gráfico 2.6).

$$\gamma_w = \frac{\text{Peso de la muestra sin molde}}{\text{Volumen del molde}}$$

$$\gamma_s = \frac{\gamma_w}{1 + w\%}$$

Donde:

γ_w = Peso volumétrico húmedo.

γ_s = Peso volumétrico seco.

$W\%$ = Contenido de humedad.

2. Calcular los puntos para determinar la curva de saturación.

$$W_{sat} = \frac{(\gamma_w)G_s - \gamma_d}{(\gamma_d)(G_s)} \times 100$$

Donde:

W_{sat} = Contenido de agua correspondiente a la saturación.

γ_w = Peso unitario húmedo.

γ_d = Peso unitario seco.

G_s = Gravedad específica del suelo.

2.8 PRUEBA PROCTOR MODIFICADA (ASTM D 1557-91, AASHTO T-180)

Esta prueba es una variación de la prueba Proctor estándar, que obedece al rápido desenvolvimiento del equipo de compactación, por lo que ésta busca representar en forma adecuada las mayores compactaciones que podrían alcanzarse en campo; así que la energía de compactación especificada para este método de prueba es mayor que la del método estándar; dicha energía es lograda colocando al suelo en 5 capas y aplicando 25 golpes por capa, utilizando un martillo de 10 lbs. (44.5 N), con una altura de caída de 18" (457 mm.), considerando a la vez que el espécimen puede ser preparado en un molde de 4" ó 6" (101.6 ó 152.4 mm.) de diámetro, produciendo una energía de compactación de 56000 lb-pie/pie³ (2700 KN-m/m³).

Los procedimientos indicados para esta prueba son los mismos que para la prueba estándar, únicamente se tiene que tomar en cuenta que se trabajará con un martillo de un peso y altura de caída mayor, así como que la compactación se realizará en 5 capas.

2.9 PRUEBA HARVARD MINIATURA

Este método de compactación, es muy utilizado en suelos finos; representando muy bien las condiciones que se dan en el campo cuando se compactan por el método de amasado.

Usualmente se utiliza con suelos que contengan partículas menores de 2 mm., y se usa para ello un pisón previamente calibrado (ver Fig. 2.15) que transmite una fuerza máxima de 10 kg. por pisoneada.

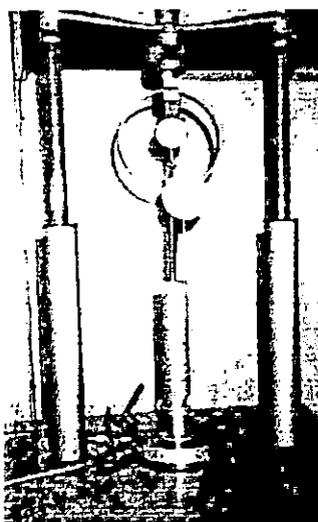


Figura 2.15 Calibración de pistón.

• Equipo:

- Molde metálico cilíndrico de compactación; con extensión y placa de base.
- Malla N° 10
- Pistón metálico
- Extractor de muestras
- Una balanza con precisión de 0.1 gr.
- Regla metálica.
- Espátula.
- Recipientes para contenidos de humedad.
- Horno.

• **Procedimiento:**

1. Tamizar el material por la malla No. 10.
2. Tomar las dimensiones del molde; así como su peso sin base ni extensión W_m .
3. Cuartear una muestra representativa de aproximadamente 3 Kg.³³ Agregar a la muestra la cantidad de agua que sea necesaria para hacerla llegar a la humedad requerida.
4. Luego de agregar el agua, dejar la muestra en un proceso de curado el tiempo estipulado en la tabla 2.12.
5. Con el molde ajustado a su base y provisto de su extensión, colocar la mezcla de suelo y agua del paso anterior en 5 capas; dando a cada capa un número de presiones que dependerá de la densidad que se requiera.³⁴
6. Después de haber apisonado una capa, picar con la espátula en la parte superior de ésta; para que haya una mejor unión entre capa y capa; teniendo cuidado de que cada capa sea aproximadamente de igual espesor.
7. Una vez terminado de compactar el espécimen; quitar el molde de su base así como la extensión cuidadosamente y proceder a enrasar la muestra.
8. Pesar el molde que contiene la muestra compactada; con aproximación de 0.1 gr. W_{m+s}
9. Sacar la muestra del molde, utilizando el extractor (ver fig. 2.16) y tomarla completa para contenido de humedad.

³³ De preferencia secada al horno para suelos limosos y al aire para suelos arcillosos; este paso es opcional.

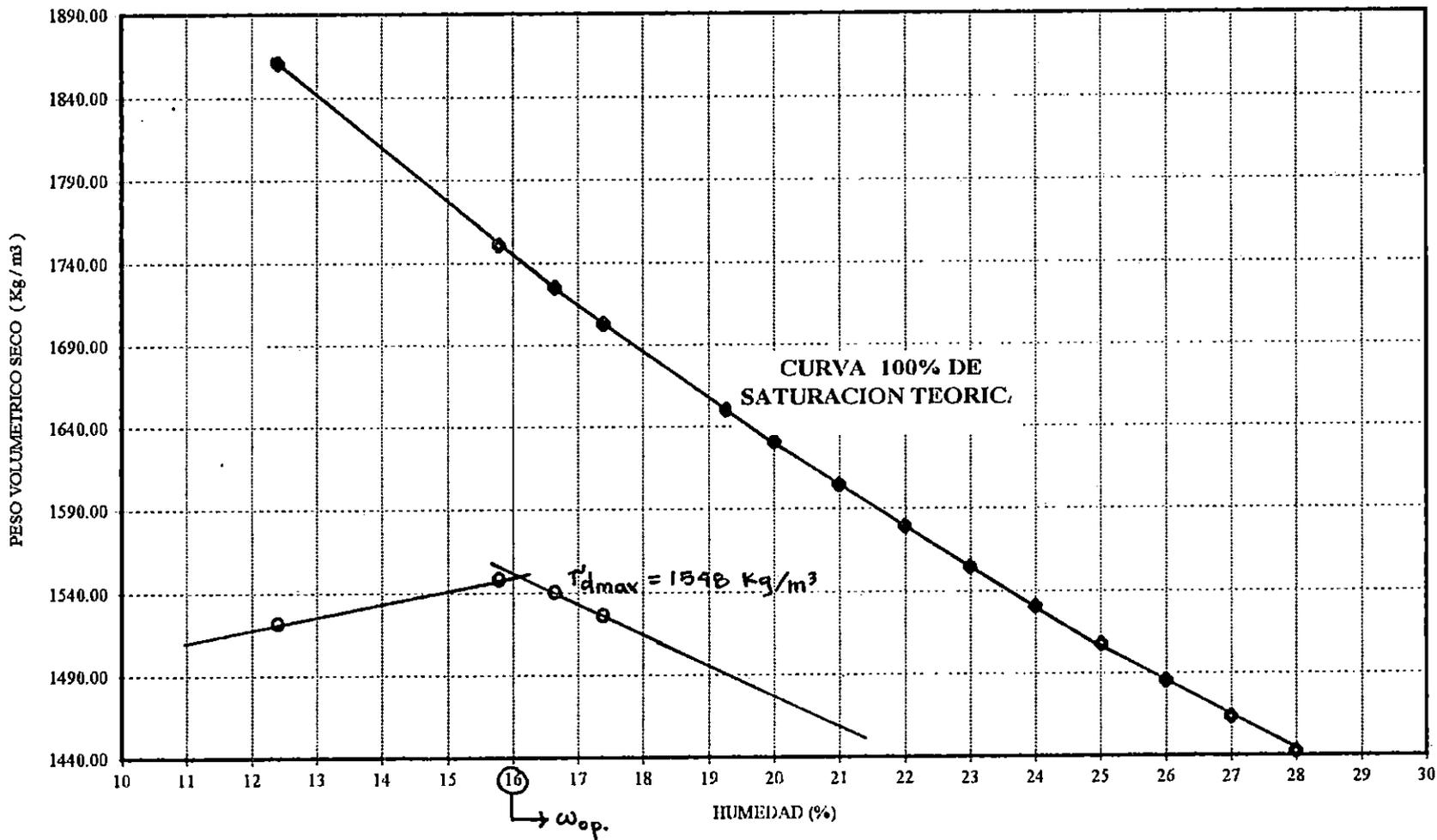
³⁴ En nuestro caso se harán varias curvas de $\sigma_d - w\%$; con diferentes pisonadas; tratando de que el σ_d se encuentre entre $\sigma_{d\text{óptimo}}$ del T-99 y $\sigma_{d\text{óptimo}}$ del T-180.

RELACION DENSIDAD - HUMEDAD

Proyecto	: Cumbres de Escalon	Fecha:	14-oct-95
Norma	: AASHTO T-180	Método	: A
No de Capas	: 5	No de golpes	: 25
Tipo de suelo	: SM	No de molde	: "A"
		Dimensiones del Molde	
		h =	11.65 cm
		D =	10.13 cm

W de la muestra (gr)	2100		2100		2100		2100		2100	
humedad de prueba (%)	14		16		17		18		20	
Agua agregada (ml)	9.25		43.58		63.52		85.18		191	
Wsuelo h + molde (gr)	6011		6088		6092		6087		6115	
Wmolde (gr)	4405		4405		4405		4405		4405	
Wsuelo húmedo (gr)	1606		1683		1687		1682		1710	
Volumen del molde (cm ³)	938.9		938.9		938.9		938.9		938.9	
Peso vol. húmedo (gr/cm ³)	1.711		1.793		1.797		1.791		1.821	
Humedad prom. (%)	12.41		15.79		16.65		17.40		19.27	
Peso vol. seco (Kg/m ³)	1522		1548		1540		1526		1527	
Curva de Saturación max.	1861		1751		1725		1703		1650	
No de tara	79	2	52	27	67	24	64	61	53	8
Wsuelo hum.+ tara (gr)	59.80	62.80	65.30	69.10	64.20	67.40	68.66	69.40	59.20	71.19
Wsuelo seco + tara (gr)	53.92	57.41	57.86	61.00	56.40	59.30	59.98	60.60	50.90	61.82
W de agua (gr)	5.88	5.39	7.44	8.10	7.80	8.10	8.68	8.80	8.30	9.37
W de tara (gr)	10.30	9.90	10.10	10.40	9.80	10.40	10.00	10.10	10.20	10.20
W de suelo seco (gr)	43.62	47.51	47.76	50.60	46.60	48.90	49.98	50.50	40.70	51.62
Cont. de humedad (%)	13.48	11.34	15.58	16.01	16.74	16.56	17.37	17.43	20.39	18.15

Tabla 2.12



CURVA HUMEDAD - PESO VOLUMETRICO SECO
PROCTOR T 180, PROYECTO 1, CUMBRES DE LA ESCALON (ML)

GRAFICO 2.6

10. Repetir los pasos del 3 al 10 para diferentes contenidos de humedad.³⁵

Cálculos:

Los cálculos serán los mismos que para la prueba Proctor T - 99 ó T - 180.

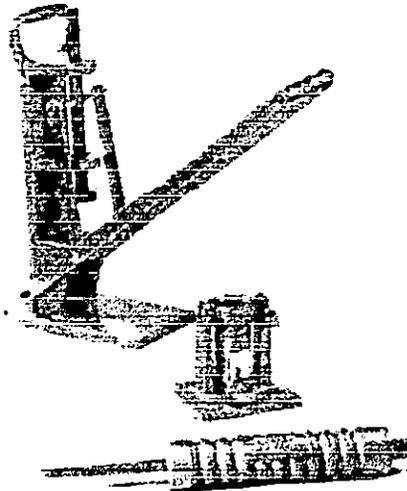


Figura 2.16 Equipo para la prueba de Miniharvard.

2.10 PRUEBA DE CARGA CÍCLICA.

Esta prueba permite conocer el comportamiento elástico del suelo ante procesos de carga y descarga, propiedad que es de suma importancia para el diseño de carreteras.

Una forma rápida de conocer el módulo de resiliencia del suelo en la práctica es utilizando la relación establecida por el Instituto del Asfalto $E = 1500 \text{ CBR}$.

El ensaye se realiza tomando como base la prueba triaxial, ya que éste se desarrolla en condiciones similares, diferenciándose entre sí por las siguientes características:

1. El número de especímenes.
2. La forma de aplicación de la carga.
3. Magnitud de la presión de confinamiento.

³⁵ Se recomienda de 6 a 8 puntos para definir la curva $\sigma_d - w$.

La primera se refiere a la utilización de un sólo espécimen para el desarrollo de la prueba, aunque con el objeto de obtener datos más representativos, se recomienda ensayar un mínimo de 3 probetas para calcular un promedio.

La segunda es el fundamento de la prueba ya que se somete al espécimen a una serie de ciclos de carga y descarga en secuencias alternadas, que pueden ser de tres a cinco veces hasta que se llegue a la falla en la última.³⁶

La tercera se establece para representar la presión de confinamiento única del suelo, a la que es sometida en condiciones reales.³⁷

- **Equipo:**

Ver prueba triaxial.

- **Procedimiento:**

1. Someter al espécimen a una presión de confinamiento preestablecida, dentro de la cámara triaxial.
2. Aplicar a través del vástago de la cámara a una velocidad de 1 mm/min, hasta llegar a un valor de aproximadamente un cuarto de la carga última que se espera resista el espécimen.
3. Llegado al cuarto de carga, descargar inmediatamente hasta que se observe que el deformímetro del anillo de carga registre un valor de cero.
4. Anotar la deformación axial remanente de la probeta.
5. Repetir los pasos del 2 al 4, pero en el paso 2 aumentando la carga aplicada de tal manera que se realicen tres incrementos de la misma proporción.

³⁶ Para determinar el nivel de carga a alcanzar en cada ciclo; debe tenerse conocimiento previo de la magnitud aproximada de la carga última que resistirá un espécimen ensayado bajo la misma presión de confinamiento.

³⁷ Se prevee calcular ésta presión determinando el esfuerzo que la base, sub-base y capa de rodadura ejercen sobre el suelo de la subrasante.

6. En el último ciclo de carga llevar al espécimen hasta la falla, registrando el valor de la carga máxima.
7. Establecer la forma de la falla y determinar el contenido de humedad de la probeta.

Cálculos:

- Dibujar la gráfica esfuerzo - deformación de todos los ciclos de carga.
- Trazar tangentes a las curvas en el punto de inicio de carga.
- Calcular el módulo de elasticidad (E_s), obteniendo la pendiente de la tangente a la curva del primer ciclo de carga:

$$E_s = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Donde:

σ : Esfuerzo.

ε : Deformación unitaria.

- Calcular el módulo de resiliencia (E_r) obteniendo el promedio de las pendientes de las tangentes de los ciclos adicionales de carga:

$$E_r = \frac{\sum_{i=1}^n E_{r_i}}{n} \quad \text{y} \quad E_{r_i} = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}$$

TRIAxIAL CICLICA

PROYECTO : P2 FECHA : 24-ene-96 OPERADOR L.U.F.S
 LOCALIZACION : Ilopango TIPO DE SUELO : SM
 DESCRIPCION DEL SUELO : Compactado en Lab. K (anillo de carga) : 0.1254
 T 180 $\gamma_d = 1496 \text{ Kg/m}^3$

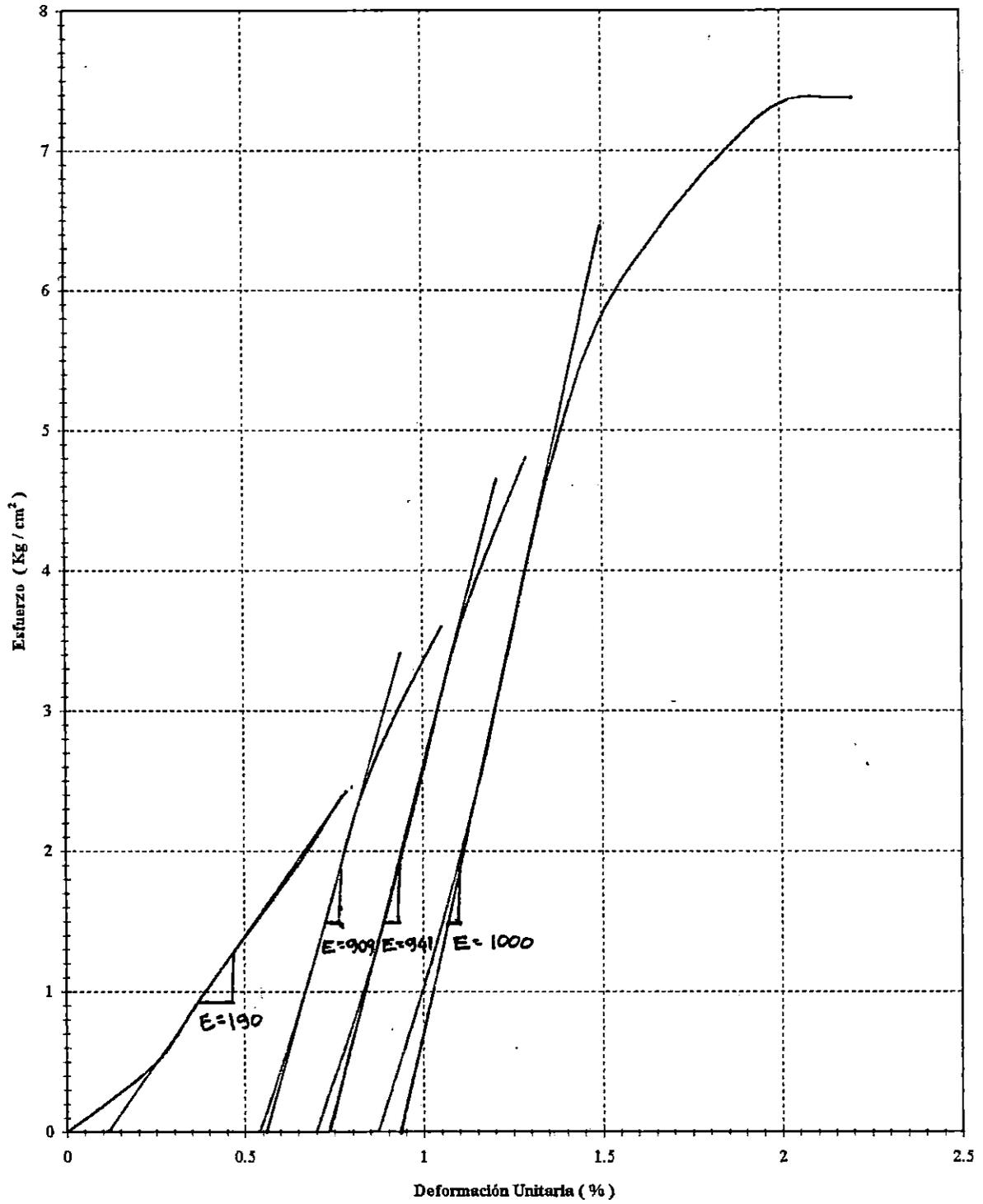
DATOS INICIALES

Ds = 3.78 cm As = 11.22 cm² Wmuest = 148.90 gr
 Dc = 3.66 cm Ac = 10.52 cm² Vmuest. = 87.38 cm³
 Di = 3.59 cm Ai = 10.12 cm² $\gamma_{\text{muest}} = 1704 \text{ Kg/m}^3$
 h = 8.27 Am = (As+4Ac+Ai)/6 = 10.57 cm² $\sigma_3 = 0.50 \text{ Kg/cm}^2$

TIEMPO (min)	ANILLO DE CARGA (0.0001")	CARGA (Kg.)	MICROM. (U) (0.01 mm)	DEFORM. AXIAL (mm)	DEFORM. UNIT. (%)	I-DEFORM UNIT.	AREA CORREG. (cm ²)	ESFUERZO DESV. (Kg/cm ²)
	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000	1.0000	10.57	0.00
	40	5.02	20.00	0.2000	0.2418	0.9976	10.54	0.48
	80	10.03	31.00	0.3100	0.3748	0.9963	10.53	0.95
	120	15.05	42.60	0.4260	0.5151	0.9948	10.51	1.43
	160	20.06	54.00	0.5400	0.6530	0.9935	10.50	1.91
	200	25.08	64.00	0.6400	0.7739	0.9923	10.48	2.39
	0	0.00	44.70	0.4470	0.5405	0.9946	10.51	0.00
	50	6.27	51.50	0.5150	0.6227	0.9938	10.50	0.60
	100	12.54	57.40	0.5740	0.6941	0.9931	10.49	1.20
	150	18.81	62.80	0.6280	0.7594	0.9924	10.49	1.79
	200	25.08	68.50	0.6850	0.8283	0.9917	10.48	2.39
	250	31.35	76.80	0.7680	0.9287	0.9907	10.47	2.99
	300	37.62	87.00	0.8700	1.0520	0.9895	10.45	3.60
	0	0.00	57.90	0.5790	0.7001	0.9930	10.49	0.00
	100	12.54	70.80	0.7080	0.8561	0.9914	10.48	1.20
	200	25.08	81.40	0.8140	0.9843	0.9902	10.46	2.40
	300	37.62	91.40	0.9140	1.1052	0.9889	10.45	3.60
	400	50.16	106.70	1.0670	1.2902	0.9871	10.43	4.81
	0	0.00	72.00	0.7200	0.8706	0.9913	10.47	0.00
	100	12.54	84.40	0.8440	1.0206	0.9898	10.46	1.20
	200	25.08	95.00	0.9500	1.1487	0.9885	10.44	2.40
	300	37.62	103.80	1.0380	1.2551	0.9874	10.43	3.61
	400	50.16	113.00	1.1300	1.3664	0.9863	10.42	4.81
	500	62.70	128.00	1.2800	1.5478	0.9845	10.40	6.03
	600	75.24	161.50	1.6150	1.9528	0.9805	10.36	7.26
	608.5	76.31	182.00	1.8200	2.2007	0.9780	10.33	7.38

Wh+tara	Ws+tara	Tara No.	Wtara	Wagua	Wsuelo s.	w%
123.7	110.3	26	10	13.4	100.3	13.36

TABLA 2.13



GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACION PARA MODULO DE RESILIENCIA
 muestra 1 Compactado Lab. T 180, PROYECTO 2, URB. NUEVOS HORIZONTES (SM)

GRAFICO 2.7

2.11 PRUEBA DE RELACIÓN DE SOPORTE DEL SUELO (CBR)

El CBR es un ensayo realizado sobre una muestra de suelo en condiciones de humedad y densidad controladas, que pretende determinar la resistencia del mismo, a una fuerza de corte producido por punzonamiento. Los datos obtenidos del ensaye se utilizan directamente en el diseño de pavimentos para carreteras.

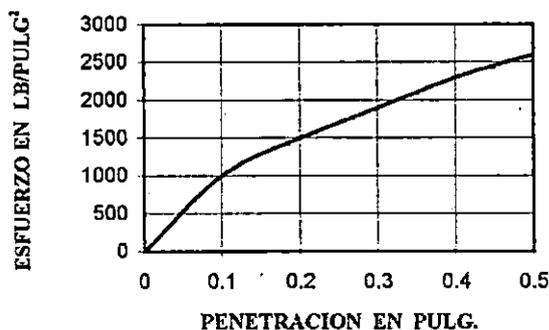
El CBR es un número que determina una relación de soporte que no representa una constante del suelo ensayado, sino que depende del grado de compactación del suelo durante el ensayo.

La relación de soporte de una muestra de suelo se establece determinando la carga unitaria necesaria para conseguir penetrar a una profundidad normada, un pistón de 1.954 pulg. de diámetro, para luego compararla contra la carga unitaria patrón obtenida para lograr la misma profundidad de penetración, sobre una muestra estándar de piedra triturada. Ver tabla 2.15.

Sistema Métrico Decimal		Sistema Inglés	
Penetración mm	Presiones Kg/cm ²	Penetración pulg.	Presiones lb/pulg ²
0.00	0.00	0	0
2.54	70.31	0.1	1000
4.08	105.46	0.2	1500
7.62	133.58	0.3	1900
10.16	161.71	0.4	2300
12.60	182.8	0.5	2600

Tabla 2.15 Presiones Típicas de la Piedra Triturada Para la Prueba CBR

CURVA TIPICA ESFUERZO - PENETRACION PARA
PRUEBA CBR



Gráfica 2.9

• **Equipo:**³⁸

- Molde: de 6 pulg. de diámetro interno y una altura de 7 pulg., extensión y una base perforada con agujeros de $\frac{1}{16}$ pulg. de diámetro.
- Disco espaciador: de altura 2.416 pulg. construido de metal sólido.
- Martillo de compactación: tal como se especifica en la Norma ASTM D 698-91 ó ASTM D 1557-91
- Placa y vástago: el vástago ajustable para medir el hinchamiento de la muestra y la placa, con perforaciones de $\frac{1}{16}$ pulg. de diámetro.
- Pesas: de forma anular con un peso de 2.27 Kg. ó partidas de 1.135 Kg. en peso, montadas sobre la placa del literal d) del detalle de equipo.
- Máquina de carga.
- Pistón de penetración: de 1.954 pulg. de diámetro.
- Trípode.³⁹
- Deformímetro.

³⁸ Especificaciones técnicas más detalladas sobre el equipo; consultar en la Norma ASTM D-1883 87.

³⁹ El deformímetro se monta en el trípode que a su vez se coloca sobre el borde del cilindro ajustando la altura del vástago (literal d) del detalle del equipo) a la altura del receptor de movimientos de deformímetro.

- **Procedimiento:**

1. Elaborar los especímenes de prueba según la Norma ASTM D-698 ó ASTM D-1557⁴⁰ en un cilindro de 6 pulg. de diámetro, previa preparación de la muestra de suelo, para lo cual deben tomarse en cuenta las siguientes recomendaciones:

Si en la muestra de suelo se tiene material que se retenga en la malla $\frac{3}{4}$ de pulg., debe efectuarse una corrección de tal manera que se sustituya este material (si no es mayor del 30% del peso)⁴¹, por la misma cantidad en peso de material, que pase la malla de $\frac{3}{4}$ de pulg. y se retenga en la malla N° 4.

2. Elaborar 3 especímenes de prueba, al contenido de humedad óptimo⁴², cada uno con diferente número de golpes por capa (10,25,56)⁴³, para obtener diferentes pesos volumétricos, de tal manera que éstos varíen unos puntos arriba y abajo del valor de densidad requerido
3. Colocar en las superficies libres del espécimen de suelo compactado, una cubierta de papel filtro con el fin de no permitir el escape de partículas de suelo a través de las placas perforadas ubicadas sobre las mismas.
4. Sobre la superficie superior del espécimen,⁴⁴ colocar sobrepesas en una cantidad no menor de 4.54 Kg. (10 lbs.)⁴⁵ o proporcional al peso del pavimento que sobre él actuará.

⁴⁰ Se utilizará en el presente estudio la Norma ASTM D 1557-91

⁴¹ Dato obtenido de la Norma ASTM D 1557-91, numeral 1.2

⁴² Humedad óptima obtenida de curva humedad-peso volumétrico seco

⁴³ Obtenido de la Norma ASTM D 1883-87

⁴⁴ El vacío dejado por el disco espaciador, que es la parte inferior durante la fabricación del espécimen, se utiliza luego para acomodar las sobrepesas al invertir la posición del molde.

⁴⁵ Se utilizará en el presente estudio la sobrecarga mínima.

5. Sumergir el conjunto molde, suelo y pesas en agua de tal manera que ésta tenga acceso libre por la parte superior e inferior de la muestra, debiendo mantenerse el nivel constante durante todo el período de saturación, establecido en 96 hrs.⁴⁶ (ver fig. 2 17)



Figura 2 17 muestras en saturación

6. Colocar el deformímetro instalado en el trípode, sobre la parte terminal del vástago ajustable, que ha sido previamente colocado sobre la cara superior del espécimen, en conjunto con las sobrepesas y la placa perforada. El objeto del deformímetro es el de llevar un registro del hinchamiento gradual que experimenta la muestra durante el período que se somete a saturación, realizando las lecturas cada 24 horas, aproximadamente.
7. Tomar al término del período de saturación la lectura final de deformación producida por el hinchamiento, expresándolo como un porcentaje de la altura inicial de la muestra. Posteriormente sacar la muestra de la inmersión y dejarla drenar por 15 min.

⁴⁶ Según la Norma ASTM D-1883-87 este período puede reducirse para suelos granulares, que logren la saturación rápidamente. Esto se comprueba con variaciones nulas o mínimas en las lecturas del registro de hinchamiento.

8. Preparar la muestra para efectuar la penetración, quitando el papel filtro y recolocando las sobrepesas que se usaron durante la saturación.
9. Aplicar una carga previa sobre el pistón de penetración para lograr que éste asiente perfectamente en la superficie de la muestra, pero que en ningún caso excederá los 4.54 Kg. (10 lbs.). Luego aplicar la carga a una velocidad de $12.7 \text{ mm}/\text{min}$ ($0.05 \text{ pulg.}/\text{min}$).

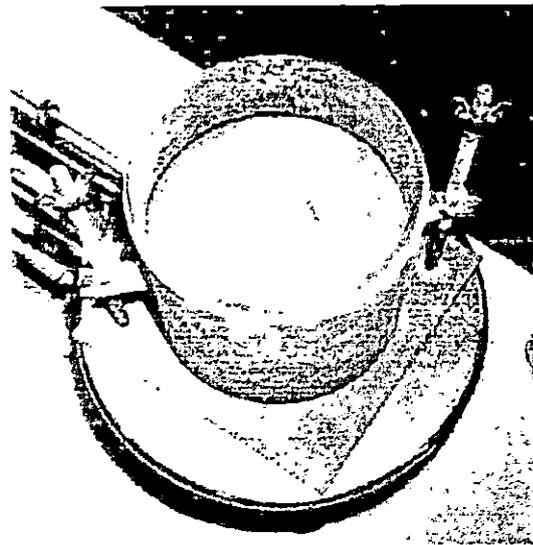


Figura 2.18 especimen penetrado

10. Registrar sincronizadamente las lecturas de penetración y de carga a intervalos de deformación dados.⁴⁷

⁴⁷ 0.025, 0.05, 0.075, 0.1, 0.125, 0.150, 0.175, 0.20, 0.3, 0.4, 0.5, todas en pulgadas. De la Norma ASTM D-1883-87.

VALOR DE SOPORTE RELATIVO (C.B.R.)

Trabajo No.: _____ fecha : 30-abr-96
 Muestra No.: 1 Ubicación Cumbres de la Escalón Tipo de Suelo : ML

COMPACTACION

Molde No. /No. de Golpes	3 / 10		2 / 25		1 / 56	
Agua Agregada						
% Agua Agregada						
Peso Suelo Humedo + Molde	10835		10824		10970	
Peso Molde	7380		7154		7173	
Peso Suelo Humedo	3455		3670		3797	
Volumen del Molde	2101.72		2107.3		2106.4	
Contenido de Agua	17.03		17.30		17.38	
Peso Volumétrico Humedo	1644		1742		1803	
Peso Volumétrico Seco	1405		1485		1536	
Peso de la Muestra <i>Antes Penetrac.</i>	11090		11000		11070	
Saturada + Molde <i>Despues Penetrac.</i>	11083		10979		11055	
Peso Muestra Sat. Despues Penetrac.	3703		3825		3882	
w % (de saturación)	25.5		23		21.4	
Tara No.	43	88	29	25	4	21
Peso Suelo Húmido + Tara	81.5	85.2	86.1	72.9	76.8	64.4
Peso Suelo Seco + Tara	71.15	74.2	74.8	63.7	66.92	56.38
Peso de Tara	10.1	9.9	10.1	10	9.9	10.4
Peso de Agua	10.35	11	11.3	9.2	9.88	8.02
Peso de Suelo Seco	61.05	64.3	64.7	53.7	57.02	45.98
Contenido de Agua %	16.95	17.11	17.47	17.13	17.33	17.44

REGISTRO DEL HINCHAMIENTO

Molde No 3			Molde No 1			Molde No 2		
Sobrecarga 10 lb			Sobrecarga 10 lb			Sobrecarga 10 lb		
Hora y Fecha	Lect (u) (0.01mm)	Deform. (Pulg.)	Hora y Fecha	Lect(u) (0.001in)	Deform. (Pulg.)	Hora y Fecha	Lect(u) (0.01mm)	Deform. (Pulg.)
06:10 p.m. 31-ene-96	500	0	06:10 p.m. 31-ene-96	500	0	06:10 p.m. 31-ene-96	500	0
06:00 p.m. 1-feb-96	541.5	0.0163	06:00 p.m. 1-feb-96	513.8	0.0138	06:00 p.m. 1-feb-96	515	0.0059
06:30 p.m. 2-feb-96	545.6	0.0180	06:30 p.m. 2-feb-96	513.8	0.0138	06:30 p.m. 2-feb-96	515.8	0.0062
04:30 p.m. 5-feb-96	547	0.0185	04:30 p.m. 5-feb-96	512.3	0.0123	04:30 p.m. 5-feb-96	513.5	0.0053

PENETRACION

Pen. en Pulg.	Molde No 3		Molde No 1		Molde No 2	
	No de Golpes 10		No de Golpes 25		No de Golpes 56	
	Tipo	MS	Tipo	MS	Tipo	MS
	Lect (.0001")	Lb/pulg. ²	Lect (.0001")	Lb/pulg. ²	Lect (.0001")	Lb/pulg. ²
0.025	3.5	14.6	6.5	27.1	15.0	62.5
0.050	9.0	37.5	20.0	83.3	43.0	179.2
0.075	18.5	77.1	43.5	181.3	83.0	345.8
0.100	32.0	133.3	64.0	266.7	130.0	541.7
0.150	54.0	225.0	100.0	416.7	208.0	866.7
0.200	69.0	287.5	125.0	520.8	275.0	1145.8
0.250	75.0	316.7	150.0	625.0	329.5	1372.9
0.300	89.0	370.8	181.5	756.3	377.0	1570.8
0.400	114.5	477.1	227.5	947.9	439.0	1829.2
0.500	131.0	545.8	263.0	1095.8	558.0	2325.0

TABLA 2.14

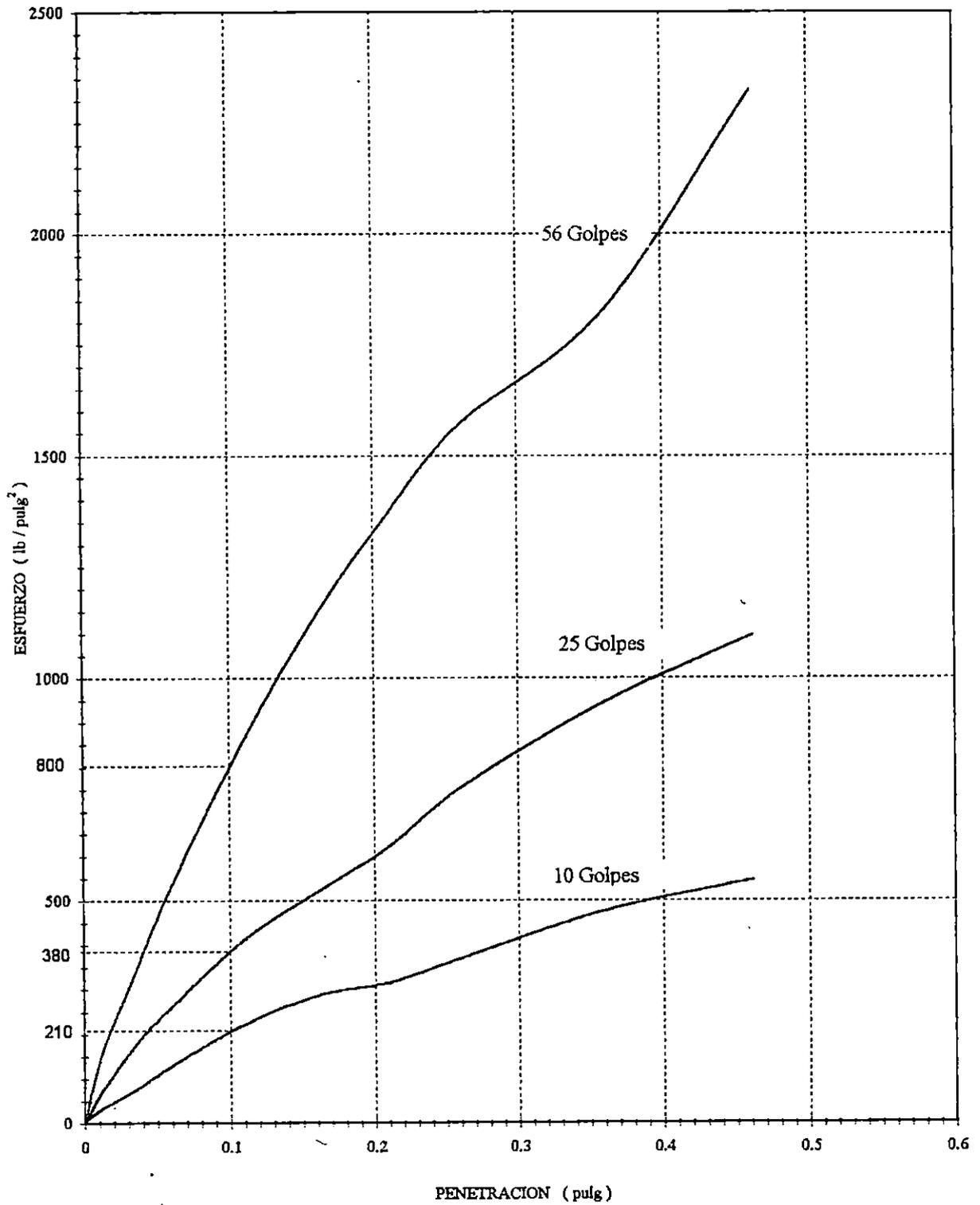


GRAFICO ESFUERZO - PENETRACION DE CBR
PROYECTO 1 CUMBRES DE LA ESCALON (ML)

GRAFICO 2.8

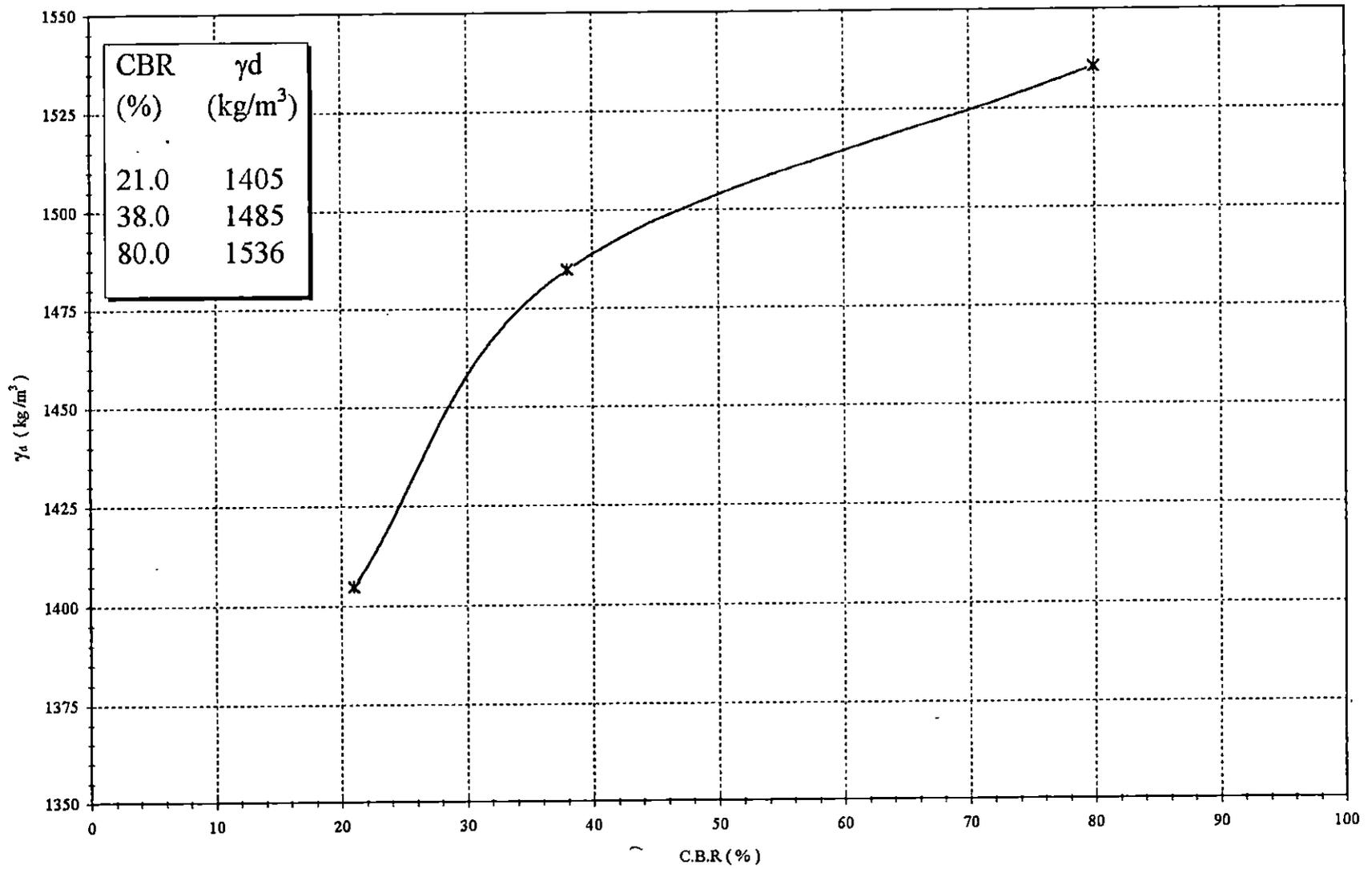


GRAFICO γ_d - CBR
PROYECTO 1 CUMBRES DE LA ESCALON (ML)

GRAFICO 2.9

Cálculos:

1. Construir la curva esfuerzo - penetración para cada espécimen, efectuando a la vez una corrección base de las que sea necesario (Ver Gráfico 2.8).
2. Obtener el CBR dividiendo el esfuerzo obtenido a la penetración de 0.1 pulg. sobre la muestra ensayada, entre el esfuerzo dado a la misma penetración de la piedra triturada.(Ver tabla 2.15).

$$CBR = \frac{\text{Esfuerzo del Ensaye}}{\text{Esfuerzo Patron}} \times 100$$

3. Dibujar la curva de relación Peso Volumétrico Seco - CBR (Ver fig. 2.9), para poder obtener el CBR al peso volumétrico seco que se requiera.

2.13 PROCEDIMIENTO PARA LA REALIZACIÓN DE LA DENSIDAD DE CAMPO POR MEDIO DEL CONO DE ARENA.

Este método puede ser utilizado para determinar la densidad que un suelo tiene en el sitio. Se puede emplear sobre todo tipo de suelos sean éstos compactados o en estado natural, que cumplan con un mínimo de condiciones; como que no estén saturados, que mantengan un buen grado de firmeza en cortes verticales, que no contengan material mayor de 1½" pulg. en su estructura, entre otros.

La densidad de campo se expresa como un porcentaje de la máxima densidad obtenida en laboratorio por medio de alguno de los métodos de compactación existentes.⁴⁸

⁴⁸ Proctor Normal o Modificado, Miniharvard, Porter.

- **Equipo :**

- Cono y depósito de arena: El depósito con la suficiente capacidad para contener un volumen mayor del necesario para llenar el agujero en el suelo, cono y el plato.
- Plato de base: de metal, con un agujero centrado, del mismo diámetro de la parte inferior del cono que se asentará sobre él.
- Arena: con densidad conocida.⁴⁹, limpia, seca, uniforme en densidad y granulometría.
- Balanza: con capacidad de 20 Kg.
- Horno.
- Misceláneos: cuchillo, brocha, almádana, cincel, pines, cuchara cromada, bolsas plásticas.

- **Procedimiento :**

a) Parte previa del laboratorio.

1. Calibrar el cono y la arena (ver Fig. 2.20).

Este paso se realiza para determinar la cantidad de arena que ocupará el espacio del conjunto: cono y plato, así como la determinación del peso volumétrico de la misma.

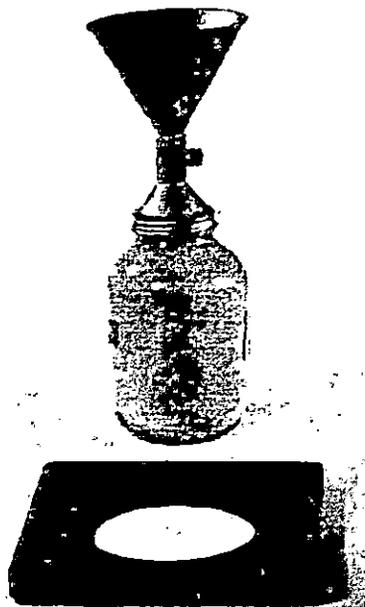


Figura 2.20

⁴⁹ A utilizar en los ensayos arena de Ottawa.

b) Procedimiento de Campo.

1. Escoger el lugar más representativo en ubicación y elevación, para luego preparar la superficie dejándola más o menos a nivel.
2. Asentar el plato y fijarlo al suelo con unos pines alrededor de su borde exterior.
3. Abrir un agujero a través del hueco central del plato, guardando el suelo que va siendo extraído, en una bolsa, debiendo evitarse la pérdida de humedad en la muestra. El agujero puede tener una profundidad que varíe de 7 a 13 cm.⁵⁰
4. Limpiar el agujero procurando que no quede material suelto pegado a las paredes del mismo.
5. Invertir el cono y depósito de arena, colocándolo sobre el plato, debiendo haber pesado previamente el conjunto: arena, cono y plato (ver Fig 2.21).

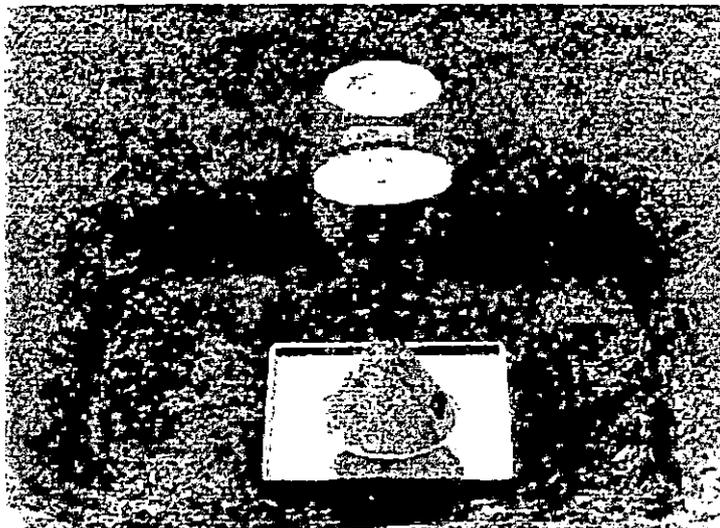


Figura 2.21 equipo para densidad de campo

6. Abrir la válvula de la parte superior del cono, para dejar caer la arena hasta que se llene el agujero, plato y cono.⁵¹

⁵⁰ Obtenido de la Norma ASTM D 1556-90, tabla 1.

⁵¹ Se debe evitar o minimizar cualquier vibración cerca del área del ensaye.

7. Cerrar la válvula y retirar el cono y depósito para luego pesarlo, para obtener la diferencia de pesos al final de la prueba.

Cálculos:

1. Calcular la cantidad de arena retenida en el frasco.

$$M_{1 \text{ arena contenida en agujero+cono+plato}} = M_{i \text{ cono+depósito + arena inicial}} - M_{f \text{ cono+depósito + arena final.}}$$

2. Pesar el suelo extraído del agujero (w_h), para luego pesar una muestra representativa del total, para contenido de humedad.
3. Calcular el volumen del agujero.

$$V = \frac{(M_1 - M_2)}{\rho_{\text{arena}}}$$

4. Calcular el peso volumétrico húmedo del suelo. (γ_h)

$$\gamma_h = \frac{w_h}{V}$$

Donde:

W_h = Peso de suelo extraído del agujero.

γ_h = Volumen del agujero.

5. Calcular el peso volumétrico seco del suelo. (γ_s)

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \frac{w}{100}}$$

6. Determinar el peso volumétrico relativo del suelo en el campo.

$$\% = \frac{\gamma_s}{\gamma_{s \text{ Laboratorio}}}$$

CAPITULO III

**ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

3.0 INTRODUCCIÓN

En esta etapa se presentaran los resultados obtenidos de cada una de las pruebas realizadas, dándose a la vez una interpretación de los mismos; así como diversas correlaciones entre los resultados obtenidos y las propiedades mecánicas.

Se presentan a continuación datos básicos que servirán de parámetros para la identificación particular de cada suelo en estudio, teniéndose para el proyecto Cumbres de la Escalón (denominado proyecto 1) un suelo limo arenoso (ML) con un valor de gravedad específica $S_s=2.42$; y para el proyecto Urbanización Nuevos Horizontes (denominado proyecto 2) un suelo arena limosa (SM con 20% de pómez) y un valor de gravedad específica $S_s=2.34$.

3.1 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE ANÁLISIS

GRANULOMÉTRICO

Esta prueba fue realizada en dos condiciones; una cuando el suelo se encuentra en su estado natural y la otra cuando se ha sometido a un proceso de compactación. Es así como se obtuvo para el suelo natural del proyecto 1 un, limo arenoso con un 1.93% de gravas, 42.18% de arenas y un 55.89% de finos; en cambio para el proyecto 2, donde se tiene una arena limosa (SM con 20% de pómez), un porcentaje de gravas de 9.72%, de arenas 62.42% y de finos un 27.86%; del mismo modo se obtuvo la granulometría de los suelos compactados, los cuales nos servirán para comparar el efecto de la compactación sobre el suelo. Estos resultados se muestran en las tablas 3.2 y 3.3.

RESUMEN DE RESULTADOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO 1 CUMBRES DE LA ESCALON

Tipo de Muestra	Tipo de Suelo	γ_d (kg / m ³)	PORCENTAJE DE FINOS	PORCENTAJE DE GRAVAS	PORCENTAJE DE ARENAS	MODULO DE FINURA
Suelo Natural	ML	1206	55.89	1.93	42.18	0.71
Comp. Campo	"	1376	51.72	5.33	42.95	0.82
T 180 100%	"	1548	58.83		41.17	0.63
T 180 95%	"	1536	58.89		41.11	0.66
T 180 90%	"	1525	59.38		40.62	0.66
T 99 100%	"	1451	58.28		41.72	0.68
T 99 95%	"	1438	58.35		41.65	0.68
T 99 90%	"	1440	54.04		45.96	0.68
MINIHARVARD	"	1450	53.43		46.57	0.69

TABLA 3.1

PROYECTO 2 ILOPANGO

Tipo de Muestra	Tipo de Suelo	γ_d (kg / m ³)	PORCENTAJE DE FINOS	PORCENTAJE DE GRAVAS	PORCENTAJE DE ARENAS	MODULO DE FINURA
Suelo Natural	SM	1257	27.86	9.72	62.42	1.59
Comp. Campo	"	1354	50.55	8.44	41.01	1.09
T 180 100%	"	1474	39.29		60.71	1.49
T 180 95%	"	1499	40.61		59.39	1.36
T 180 90%	"	1483	39.84		60.16	1.36
T 99 100%	"	1363	35.87		64.13	1.66
T 99 95%	"	1365	36.95		63.05	1.58
T 99 90%	"	1354	36.84		63.16	1.59
MINIHARVARD	"	1433	40.78		59.22	1.32

TABLA 3.2

3.2 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Las variaciones de los coeficientes de compresibilidad (a_v) obtenidos de la prueba de consolidación, en muestras en estado natural y compactado para el mismo tipo de suelo presentan los siguientes resultados:

- Para el proyecto 1 conformado por limo arenoso (ML), el a_v disminuye para el suelo compactado en campo en un 94% y para suelos compactados en laboratorio hasta un 97% (ver tabla 3.4), ambos respecto al suelo natural.
- Para el proyecto 2 conformado por arena limosa pomítica, a_v el disminuye para el suelo compactado en campo en un 30% y para suelos compactados en laboratorio hasta un 96% (ver tabla 3.5), ambos respecto al suelo natural.

PERIODOS DE TIEMPO EN LOS QUE SE REALIZA LA CONSOLIDACION PRIMARIA

DESCRIPCION	PROYECTO 1 LIMO ARENOSO (ML) (en seg)	PROYECTO 2 ARENA LIMOSA (ML) (en seg)
Suelo Natural	6.68 - 8.00	10.66 - 54.00
Suelo Comp. Campo	6.51 - 9.37	10.66 - 25.62
T - 180	5.33 - 15.33	5.61 - 37.74
T - 99	6.0 - 14.72	6.82 - 29.92

TABLA 3.3

En la tabla anterior (tabla 3.3) se muestran los tiempos para los cuales se ha completado la consolidación primaria para diferentes condiciones del suelo, sea este en su estado natural o que haya sido afectado por un proceso de compactación para diferentes energías, estos tiempos oscilan desde 5.33 seg. hasta 54.0 seg. para estos tipos de suelo en general, aunque si se analizan los resultados tomando en cuenta cada tipo de suelo, se puede observar que la consolidación primaria se realiza más rápidamente para las muestras de limo arenoso que para el de la arena limosa.

**RESULTADOS DE PRUEBA DE CONSOLIDACION
(VARIACION DE LOS COEFICIENTES DE COMPRESIBILIDAD PARA DIFERENTES GRADOS DE
COMPACTACION RESPECTO AL SUELO NATURAL)**

PROYECTO 1 *CUMBRES DE LA ESCALON*
Tipo de suelo: ML (Limo Arenoso)

DESCRIPCION	γ_s (kg/m ³)	$e_{inicial}$	$e_{(final)}$	Δe	Δp	a_v	a_v en % respecto al suelo natural	$1 - a_v$ en %	OBSERVACIONES
Suelo Natural	1206	1.9140	0.8974	1.0166	4.00	0.2542	100%	0%	
Suelo Comp. Campo	1376	0.9022	0.7730	0.1292	8.00	0.0162	6%	94%	El valor $(1 - a_v)$ en % indica el % en que se disminuye el coeficiente de compresibilidad cuando la muestra es sometida a un proceso de consolidación.
T - 180	1559	0.6420	0.6270	0.0150	8.00	0.0019	1%	99%	
T - 180	1545	0.6549	0.5882	0.0667	8.00	0.0083	3%	97%	
T - 180	1542	0.6768	0.5911	0.0857	8.00	0.0107	4%	96%	
T - 99	1428	0.7418	0.6666	0.0752	8.00	0.0094	4%	96%	
T - 99	1433	0.7407	0.6477	0.0930	8.00	0.0116	5%	95%	
T - 99	1421	0.7267	0.6370	0.0897	8.00	0.0112	4%	96%	

TABLA 3.4

**RESULTADOS DE PRUEBA DE CONSOLIDACION
(VARIACION DE LOS COEFICIENTES DE COMPRESIBILIDAD PARA DIFERENTES GRADOS DE
COMPACTACION RESPECTO AL SUELO NATURAL)**

PROYECTO 2 URB. NUEVOS HORIZONTES
Tipo de suelo: SM (Arena Limosa)

DESCRIPCION	γ_s (kg/m ³)	$e_{inicial}$	e_{final}	Δe	Δp	a_v	a_v en % respecto al suelo natural	$1 - a_v$ en %	OBSERVACIONES
Suelo Natural	1257	1.2480	1.2190	0.0290	8.00	0.0036	100%	0%	
Suelo Comp. Campo	1354	0.7011	0.6900	0.0111	8.00	0.0014	38%	62%	El valor $(1 - a_v)$ en % indica el % en que se disminuye el coeficiente de compresibilidad cuando la muestra es sometida a un proceso de consolidación.
T - 180	1500	0.7186	0.7173	0.0013	8.00	0.0002	4%	96%	
T - 180	1506	0.6611	0.6538	0.0073	8.00	0.0009	25%	75%	
T - 180	1497	0.6189	0.6121	0.0068	8.00	0.0009	23%	77%	
T - 99	1403	0.8100	0.8033	0.0067	8.00	0.0008	23%	77%	
T - 99	1390	0.7978	0.7896	0.0082	8.00	0.0010	28%	72%	
T - 99	1375	0.7824	0.7723	0.0101	4.00	0.0025	70%	30%	

TABLA 3.5

PRUEBA DE CONSOLIDACION

PROYECTO No. 1

UBICACION : CUMBRES DE LA ESCALON

TIPO DE SUELO : ML

	γ_{seco}	w%
T-99 =	1,427.00 kg/m ³	16.00%
T-180 =	1,548.00 kg/m ³	21.50%

TIPO DE MUESTRA	TIPO DE SUELO	γ_{seco} kg/m ³	w% inicial	t ₁₀₀ (seg)	a _v (cm ² / kg)	C _v (cm ² / seg)	P _c kg/cm ²	W% (saturacion)
SUELO NATURAL	LIMO ARENOSO	1206	32.50%				1.95	40.90%
Primera recarga	(ML)			6.67 - 8.00	0.46 - 0.021	0.23 - 0.16		
Segunda recarga				6.67 - 8.00	0.009 - 0.005	0.19 - 0.17		
SUELO COMPACTADO	"	1376	20.80%				1.20	30.60%
Primera recarga				6.51 - 9.37	0.12 - 0.006	0.16 - 0.14		
Segunda recarga				6.82 - 9.62	0.007 - 0.002	0.14 - 0.14		
T-180 (100%)	"	1545	14.00%				1.80	21.30%
Primera recarga				5.33 - 15.33	0.005 - 0.0008	0.27 - 0.09		
Segunda recarga				6.00 - 11.33	0.08 - 0.004	0.23 - 0.12		
T-180 (95%)	"	1542	14.50%				1.00	25.40%
Primera recarga				6.82 - 9.12	0.07 - 0.003	0.22 - 0.16		
Segunda recarga				6.00 - 8.17	0.005 - 0.001	0.23 - 0.18		
T-180 (90%)	"	1559	15.70%				1.80	24.20%
Primera recarga				6.67 - 12.00	0.099 - 0.004	0.21 - 0.11		
Segunda recarga				5.33 - 9.66	0.008 - 0.001	0.26 - 0.16		
T-99 (100%)	"	1433	18.90%				1.50	24.50%
Primera recarga				8.0 - 10.66	0.05 - 0.005	0.18 - 0.13		
Segunda recarga				8.0 - 10.66	0.005 - 0.002	0.18 - 0.13		
T-99 (95%)	"	1428	19.90%				1.40	26.60%
Primera recarga				6.67 - 7.77	0.03 - 0.006	0.23 - 0.18		
Segunda recarga				6.67 - 7.77	0.007 - 0.002	0.21 - 0.18		
T-99 (90%)	"	1421	20.10%				1.04	22.70%
Primera recarga				6.82 - 14.72	0.065 - 0.005	0.21 - 0.09		
Segunda recarga				6.0 - 8.17	0.006 - 0.002	0.22 - 0.19		

TABLA 3.6

PRUEBA DE CONSOLIDACION

PROYECTO No. 2
 UBICACION : ILOPANGO
 TIPO DE SUELO : SM

γ_{seco} w%
 T-99 = 1,378.00 kg/m³ 18.00%
 T-180 = 1,518.00 kg/m³ 20.50%

TIPO DE MUESTRA	TIPO DE SUELO	γ_{seco} kg/m ³	w% inicial	t ₁₀₀ (seg)	a _v (cm ² / kg)	C _v (cm ² / seg)	P _c kg/cm ²	w% (saturacion)
SUELO NATURAL	ARENA LIMOSA	1250	14.16%				1.90	36.66%
Primera recarga	POMITICA (SM)			10.67 - 54.00	0.0001 - 0.0081	0.0909 - 0.2098		
Segunda recarga				10.67 - 43.20	0.0001 - 0.0006	0.1728 - 0.2858		
SUELO COMPACTADO		1354	2.86%				3.40	25.18%
Primera recarga				10.66 - 25.62	0.0001 - 0.0046	0.1563 - 0.2496		
Segunda recarga				5.61 - 15.35	0.0001 - 0.0004	0.2487 - 0.4227		
T-180 (100%)		1500	18.10%				2.30	29.44%
Primera recarga				5.61 - 12.73	0.0001 - 0.0026	0.2919 - 0.3644		
Segunda recarga				5.61 - 14.11	0.0001 - 0.0004	0.3372 - 0.4708		
T-180 (95%)		1506	18.09%				2.50	25.94%
Primera recarga				5.61 - 15.35	0.0001 - 0.0023	0.1296 - 0.3665		
Segunda recarga				5.61 - 24.82	0.0001 - 0.0004	0.1424 - 0.4709		
T-180 (90%)		1497	17.62%				2.30	22.34%
Primera recarga				14.11 - 31.74	0.0001 - 0.0037	0.1429 - 0.2105		
Segunda recarga				5.61 - 14.11	0.0001 - 0.0003	0.2228 - 0.3128		
T-99 (100%)		1403	20.50%				2.00	25.15%
Primera recarga				3.22 - 10.66	0.0004 - 0.0001	0.1423 - 0.4693		
Segunda recarga				3.22 - 5.22	0.001 - 0.0002	0.2894 - 0.4686		
T-99 (95%)		1390	19.09%				0.90	26.18%
Primera recarga				7.93 - 15.55	0.0001 - 0.0025	0.1431 - 0.2719		
Segunda recarga				4.37 - 20.91	0.0001 - 0.0006	0.1856 - 0.4712		
T-99 (90%)		1375	18.96%				1.30	26.67%
Primera recarga				6.82 - 15.35	0.0001 - 0.0038	0.2495 - 0.2667		
Segunda recarga				4.26 - 12.73	0.0001 - 0.0006	0.2659 - 0.4637		

TABLA 3.7

TIEMPOS DE CONSOLIDACION - ESPESORES DE ESTRATO

	PROYECTO 1 (ML)	PROYECTO 2 (SM)
Espesores mt	Tiempo de Consolidación días	Tiempo de Consolidación días
2	1.13	4.00
4	4.53	16.00
6	10.20	36.00
8	18.13	64.00
10	28.33	100.00
12	40.80	144.00
14	55.53	196.00
16	72.53	256.00
18	91.80	324.00
20	113.33	400.00

TABLA 3.8

3.3 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE PRUEBAS TRIAXIALES

De las pruebas triaxiales realizadas para obtener la resistencia al corte de los suelos en estudio se ha observado que para un limo arenoso se obtuvieron valores del ángulo de fricción interna de hasta 42° , en cambio para el suelo arena limosa se tienen valores mayores de hasta 56° ; esto se explica por el hecho de que la SM es más friccionante que el ML. También se debe tomar en cuenta para afirmar esto otros factores que influyen en la resistencia del suelo, como lo son; la forma de los granos y además el tamaño de las partículas; que para el SM es bastante mayor que para el ML. Además las pruebas dan valores de Cohesión aparente de hasta un máximo de 1.2 kg/cm^2 , que está en relación con la humedad del suelo.

Los rangos de las variaciones de los valores de ϕ , c, E, G_w y e; se pueden ver en las tablas 3.9 y 3.10, y la ley de resistencia al corte se presenta en forma de gráfico para todos los ensayos realizados (gráfico 3.1 y 3.2), esto para los dos proyectos en estudio.

RESULTADOS DE LA PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL Q(U,U) DE TODAS LAS MUESTRAS DE SUELO ENSAYADAS

PROYECTO: "CUMBRES DE LA ESCALON"
TIPO DE SUELO: ML (Limo Arenoso)

Tipo de Muestra	Ensayo	γ_d (kg/cm ³)		w%		Gw%	e	Modulo Elasticidad $E \times 10^2$ (kg/cm ²)				c (kg/cm ²)	ϕ (grados)	Esfuerzo Cortante (kg/cm ²)		
		Muestra	Probeta Triaxial	Muestra	Probeta Triaxial			$\sigma_3=0.5$	$\sigma_3=1.0$	$\sigma_3=1.5$	Prom.			$\sigma=1.0$	$\sigma=2.0$	$\sigma=3.0$
Suelo Natural	A1	1206	1278	31.57	31.20	83.33	0.91	0.95	0.96	1.89	1.27	0.33	31	0.93	1.53	2.13
S. Comp. Campo	B1	1376	1330	17.60	17.20	51.00	0.82	1.09	1.44	1.73	1.42	0.00	41	0.87	1.74	2.61
Comp. Lab. T-180	C1	1543	1539	16.68	15.04	62.90	0.57	3.69	5.51	5.55	4.92	0.90	42	1.80	2.70	3.60
"	C2	1520	1461	15.92	14.93	55.36	0.66	3.24	4.66	4.81	4.24	0.95	39	1.76	2.57	3.38
"	C3	1530	1464	14.97	15.23	56.50	0.65	2.76	3.98	6.01	4.25	0.72	42	1.62	2.52	3.42
Comp. Lab. T-99	D1	1388	1302	20.30	16.81	52.35	0.86	1.87	1.75	2.81	2.14	0.30	40	1.14	1.98	2.82
"	D2	1443	1384	20.81	19.43	62.99	0.75	0.93	1.39	1.59	1.30	0.50	37	1.25	2.01	2.76
"	D3	1446	1411	20.60	18.41	62.59	0.72	1.49	1.84	2.40	1.91	0.30	38	1.08	1.86	2.64
Comp. Lab. Harvard	E1	1434	1413	23.16	21.60	73.73	0.72	1.27	2.00	2.80	2.02	0.00	40	0.85	1.69	2.53

TABLA 3.9

RESULTADOS DE LA PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL Q(U,U) DE TODAS LAS MUESTRAS DE SUELO ENSAYADAS

PROYECTO: "URB. NUEVOS HORIZONTES" ILOPANGO
TIPO DE SUELO: SM (Arena Limosa con 20% de pómez)

Tipo de Muestra	Ensayo	γ_d (kg/cm ³)		w%		Gw%	e	Modulo Elasticidad $E \times 10^2$ (kg/cm ²)				c (kg/cm ²)	ϕ (grados)	Esfuerzo Cortante (kg/cm ²)		
		Muestra	Probeta Triaxial	Muestra	Probeta Triaxial			$\sigma_3=0.5$	$\sigma_3=1.0$	$\sigma_3=1.5$	Prom.			$\sigma=1.0$	$\sigma=2.0$	$\sigma=3.0$
Suelo Natural	A1	1257	1165	14.20	14.80	25.50	1.29	1.10	1.37	1.05	1.17	0.23	27	0.73	1.25	1.75
S. Comp. Campo	B1	1354	1400	23.60	6.35	21.76	0.68	6.50	9.32	10.93	8.90	1.20	47	2.27	3.34	4.42
Comp. Lab. T-180	C1	1504	1423	18.40	14.60	54.00	0.65	1.98	4.09	5.01	3.69	0.80	48	1.90	3.00	4.30
"	C2	1492	1439	18.80	15.70	58.60	0.63	2.98	3.92	5.63	4.20	0.80	48	1.90	3.00	4.30
"	C3	1511	1469	18.70	15.10	59.50	0.60	2.29	5.69	5.44	4.50	0.00	56	1.33	2.65	4.00
Comp. Lab. T-99	D1	1376	1318	22.00	19.00	56.90	0.77	0.70	1.09	1.28	1.02	0.45	32	1.07	1.70	2.30
"	D2	1380	1327	21.10	20.10	62.00	0.77	0.93	2.16	1.62	1.57	0.50	28	1.03	1.56	2.10
"	D3	1382	1306	21.50	20.00	60.00	0.79	0.89	1.57	1.59	1.35	0.35	34	1.02	1.70	2.40
Comp. Lab. Harvard	E1	1407	1388	19.90	19.30	65.50	0.69	0.84	1.83	2.26	1.64	0.45	31	1.05	1.65	2.30

TABLA 3.10

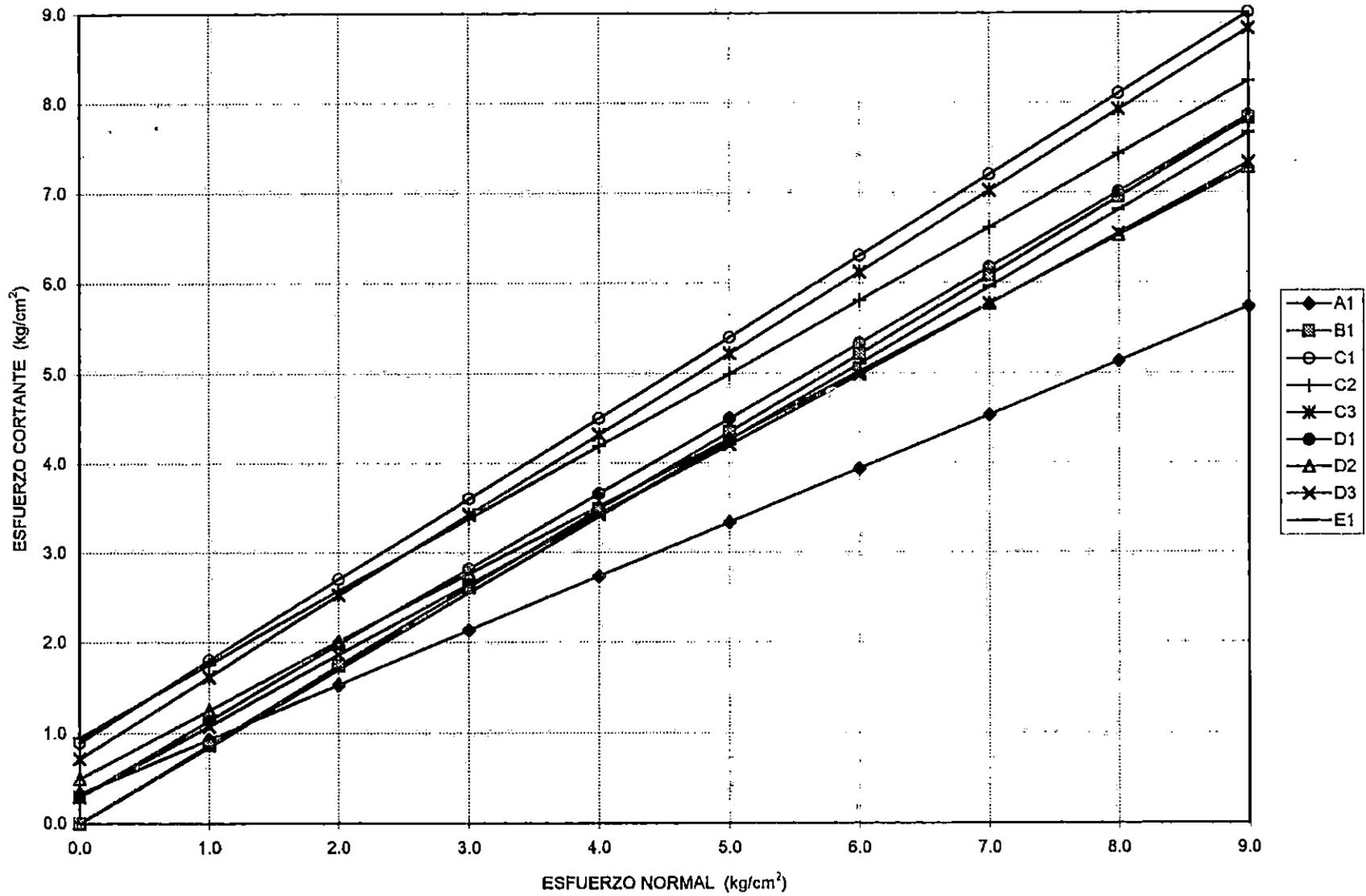
GRAFICO τ - σ PROYECTO 1 CUMBRES DE LA ESCALON (ML)

GRAFICO 3.1

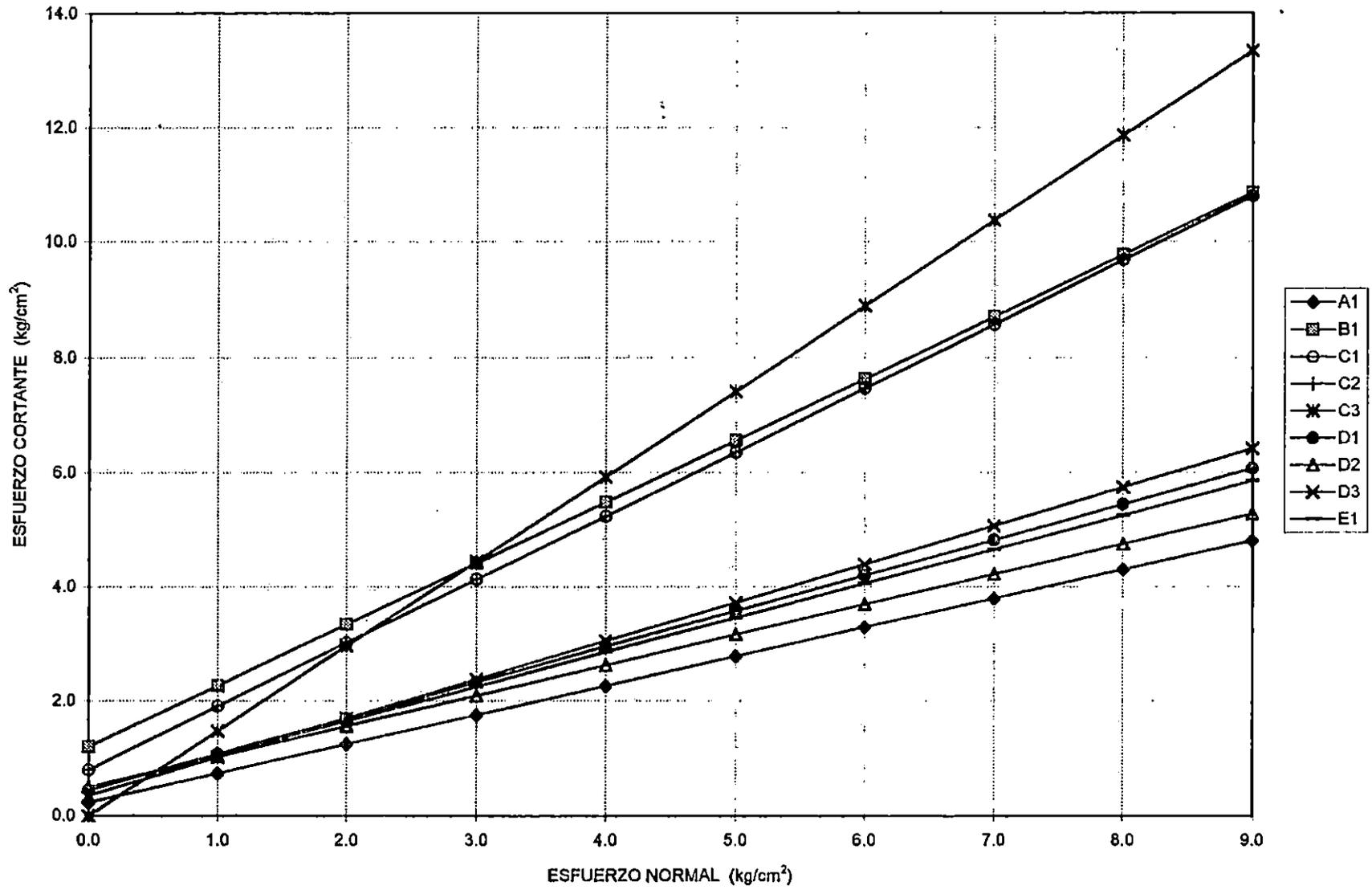


GRAFICO τ - σ PROYECTO 2 URB. NUEVOS HORIZONTES (SM)

GRAFICO 3.2

3.4 RESULTADOS DE LA PRUEBA DE PERMEABILIDAD

Dos métodos han sido utilizados para la determinación de los valores del coeficiente de permeabilidad "k"; el método directo, realizado en el laboratorio por medio de un permeámetro de carga variable, y el método indirecto donde se tomaron los valores obtenidos de la prueba de consolidación.

Según los datos observados en las tabla 3.11 y 3.12 los valores de permeabilidad obtenidos para el proyecto 1 son mayores que los generados para el proyecto 2, además si se analizan los valores de k encontrados por el método directo para el proyecto 1, se observa valores menores que los reportados por el método indirecto.

RESULTADOS DE PRUEBA DE PERMEABILIDAD

Proyecto: "CUMBRES DE LA ESCALON" (P1)
Tipo de Suelo: ML (Limo Arenoso)

	Tipo de Muestra	γ_d (kg/m ³)	k	k x 10 ⁻⁶	w% _{sat}	e
Método Directo	T99	1383	1.68E-06	1.68	23.05	0.75
	T99	1412	1.60E-06	1.6	23.28	0.72
	T99	1419	1.85E-06	1.85	24.36	0.71
	T180	1527	6.03E-07	0.603	22.26	0.58
	T180	1537	5.38E-07	0.538	21.96	0.57
	T180	1539	2.73E-07	0.273	22.11	0.57
Método Indirecto	Suelo Natural	1206	3.00E-05	30	40.94	1.91
	Comp. Campo	1376	2.51E-06	2.51	30.64	0.90
	T99	1421	2.83E-06	2.83	22.68	0.73
	T99	1428	3.03E-06	3.03	26.60	0.74
	T99	1433	2.22E-06	2.22	24.45	0.74
	T180	1542	1.68E-06	1.68	25.42	0.68
	T180	1545	2.57E-06	2.57	21.30	0.65
	T180	1559	3.02E-06	3.02	21.80	0.64

TABLA 3.11

RESULTADOS DE PRUEBA DE PERMEABILIDAD

Proyecto: "URB. NUEVOS HORIZONTES" (P2)

Tipo de Suelo: **SM** (Arena Limosa)

	Tipo de Muestra	γ_d (kg/m ³)	k	$k \times 10^{-6}$	w% _{sat}	e
Método Directo	T99	1355	8.44E-07	0.844	24.81	0.73
	T99	1373	4.17E-07	0.417	23.11	0.70
	T99	1374	1.16E-06	1.16	23.37	0.70
	T180	1461	1.56E-07	0.156	20.42	0.56
	T180	1492	1.42E-07	0.142	18.79	0.60
	T180	1520	6.34E-08	0.0634	20.85	0.58
Método Indirecto	Suelo Natural	1257	7.54E-07	0.754	36.66	1.25
	Comp. Campo	1354	4.22E-07	0.422	25.18	0.70
	T99	1375	5.34E-07	0.534	26.67	0.78
	T99	1390	3.59E-07	0.359	26.18	0.80
	T99	1403	1.08E-07	0.108	25.15	0.81
	T180	1497	4.56E-07	0.456	22.34	0.62
	T180	1500	9.11E-08	0.0911	29.44	0.72
	T180	1506	5.06E-07	0.506	25.94	0.66

TABLA 3.12

3.5 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE PRUEBAS PROCTOR, MINIHARVARD Y DENSIDAD DE CAMPO.

Por la metodología de la investigación utilizada, en los cuales se necesita obtener muestras de suelo compactadas, se realizaron ensayos para poder determinar el peso volumétrico máximo en estado seco del suelo después de haber compactados muestras a diferentes humedades, consiguiéndose de esta manera establecer la humedad óptima a la cual se obtiene dicho peso volumétrico. En la tabla 3.1 se presentan los datos obtenidos de la curva humedad peso volumétrico seco de muestras compactadas con un Proctor normal y modificado, además del Harvard miniatura.

Como un dato particular se observa que de forma global los pesos volumétricos alcanzados en el proyecto 1, con un ML (Limo Arenoso), son mayores que los alcanzados que la Arena Limosa (SM) en el proyecto 2, aunque esto no represente menor o mayor calidad de uno con respecto al otro.

Además se puede observar que la densidad en el campo de las terracerías, son del rango del 90 al 95% del peso volumétrico máximo obtenido en laboratorio de un Proctor AASHTO T99.

RELACION DENSIDAD - HUMEDAD

PRUEBA	CUMBRES DE LA ESCALON P-1 (ML)		ILOPANGO P-2 (SM)	
	Peso Volumétrico Seco (kg/m ³)	Humedad Optima (%)	Peso Volumétrico Seco (kg/m ³)	Humedad Optima (%)
Proctor AASHTO T180	1548	16.0	1518	18.0
Proctor AASHTO T99	1427	21.5	1378	20.5
Harvard Miniatura	1455	22.0	1397	22.0
Densidad de Campo	1309	17.6	1283	23.5
Grado de Compactacion	92%		93%	

TABLA 3.13

3.6 RESULTADOS OBTENIDOS DE LA RELACIÓN MÓDULO DE RESILIENCIA / CBR

Se pretende encontrar, con datos de CBR y Módulos de Resiliencia obtenidos de Triaxiales de Carga Cíclica, una relación empírica utilizando estos dos parámetros para encontrar una constante k que multiplicada por el CBR se obtenga, sin necesidad de realizar, ensayos el Módulo de Resiliencia que sería representativo de los suelos a los que se les ha realizado la prueba, con el objeto de poder ser utilizado como parámetro en la constitución de la subrasante en trabajos de carreteras.

Los resultados obtenidos de relacionar el Módulo de Resiliencia entre datos de CBR obtenidos estos proporcionalmente a los pesos volumétricos propios de las probetas de las triaxiales Cíclicas, son los que se presentan en los cuadros que se detallan para dos tipos de suelo utilizados para las diferentes pruebas (SM con un 20% de pómez y un ML).

CORRELACION CARGA CICLICA / CBR

PROYECTO : P1 FECHA : 30/4/96
 LOCALIZACION : Cumbres de Escalón TIPO DE SUELO : ML

Condicion de la Muestra	γ_d kg/cm ³	PORCENTAJE DE COMPACT.	M_R kg/cm ²	M_R lb/pul ²	CBR %	K
CBR muestra 1						
suelo natural	1229	79%	475.67	6754.51		
suelo comp. campo	1376	89%	684.44	9719.05	16	607.44
T - 180	1488	96%	874.17	12413.20	37	335.49

TABLA 3.14

PROYECTO : P2 FECHA : 30/4/96
 LOCALIZACION : Ilopango TIPO DE SUELO : SM

Condicion de la Muestra	γ_d kg/cm ³	PORCENTAJE DE COMPACT.	M_R kg/cm ²	M_R lb/pul ²	CBR %	K
CBR muestra 1						
suelo natural	1257	83%	286.28	4065.18		
suelo comp. campo	1354	89%	2964.00	42088.80	8	5261.10
T - 180	1496	99%	929.00	13191.80	56	235.57

TABLA 3.14

3.7 CORRELACIONES DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Considerando que uno de los objetivos del presente estudio es conocer el efecto que tiene el proceso de compactación en el comportamiento de las propiedades mecánicas del suelo, se han correlacionado por medio de gráficos variables que intervienen en el proceso de compactación como lo son: peso volumétrico seco, coeficiente de permeabilidad, ángulo de fricción interna, módulo de elasticidad, humedad de saturación, relación de vacíos y coeficiente de compresibilidad. Por lo que al relacionar estos se obtienen gráficos que muestran el

comportamiento de una propiedad con respecto a otra; dichos gráficos se han generado trazando una curva de regresión que mejor se adapte a los resultados obtenidos.

Las variables que se correlacionaron fueron las siguientes:

- Peso volumétrico seco - Coeficiente de compresibilidad.
- Peso volumétrico seco - Ángulo de fricción interna.
- Peso volumétrico seco - Módulo de elasticidad.
- Peso volumétrico seco - Coeficiente de Permeabilidad.
- Peso volumétrico seco - Relación de vacíos.
- Peso volumétrico seco - Humedad de saturación.

Experimentalmente se ha comprobado que a mayor peso volumétrico seco, disminuyen: la humedad de saturación, la relación de vacíos y el coeficiente de permeabilidad; y aumentan el módulo de elasticidad y el ángulo de fricción interna; lo dicho se evidencia en las gráficas que a continuación se presentan, y que pueden servir de parámetro en la obtención de las respectivas propiedades, exclusivamente para los tipos de suelos estudiados.

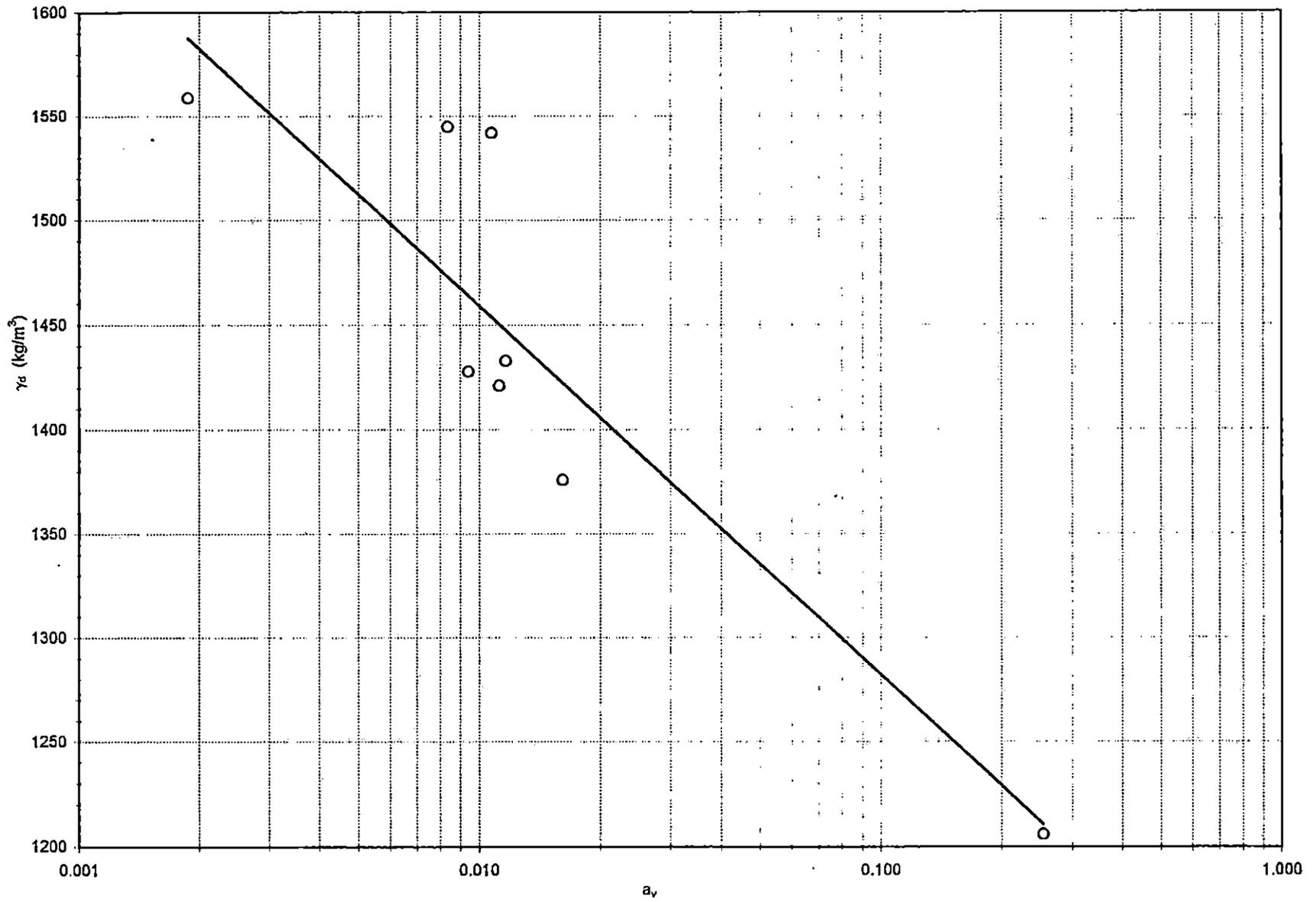


GRAFICO $\gamma_d - a_v$ PROYECTO 1 CUMBRES DE LA ESCALON (ML)

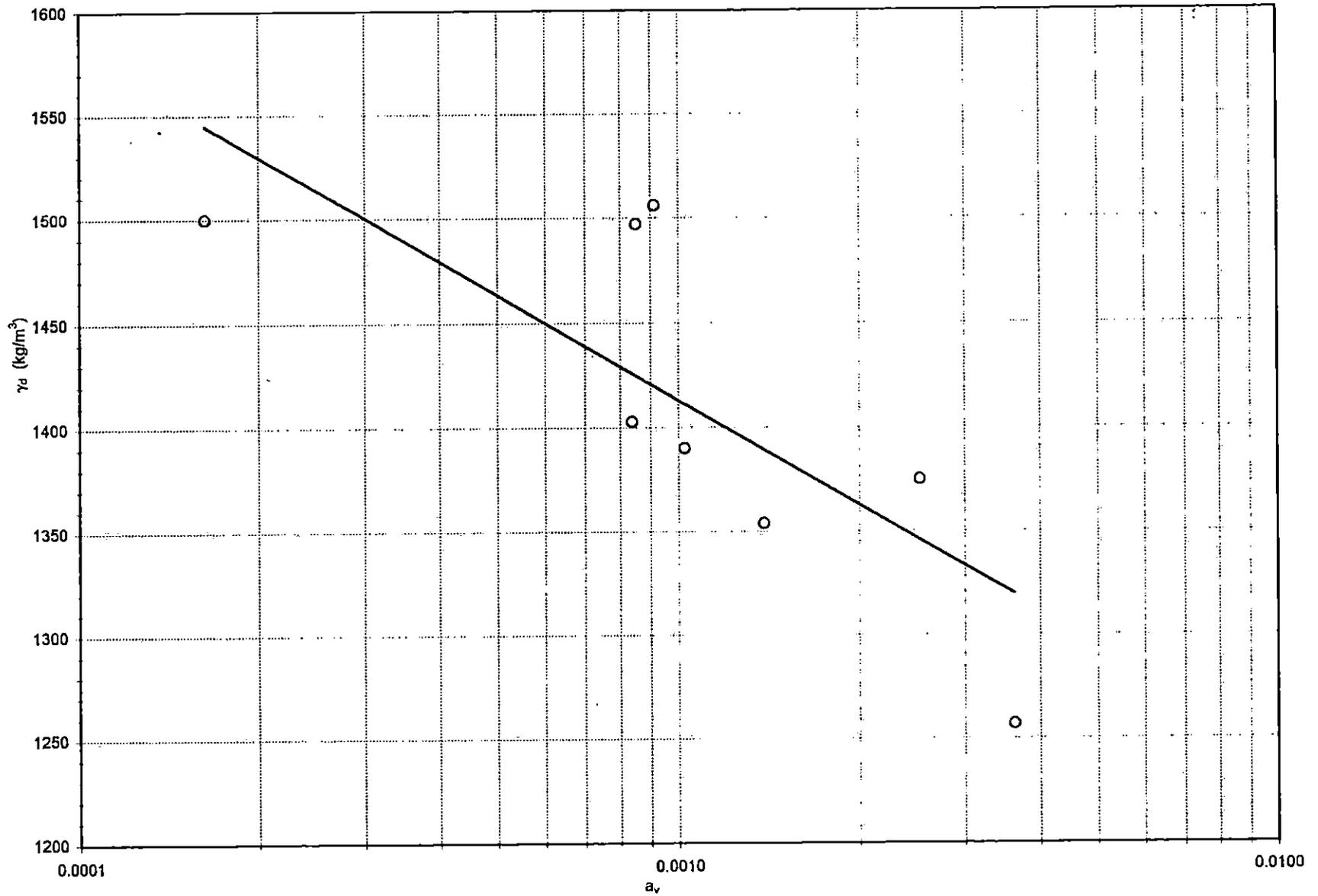
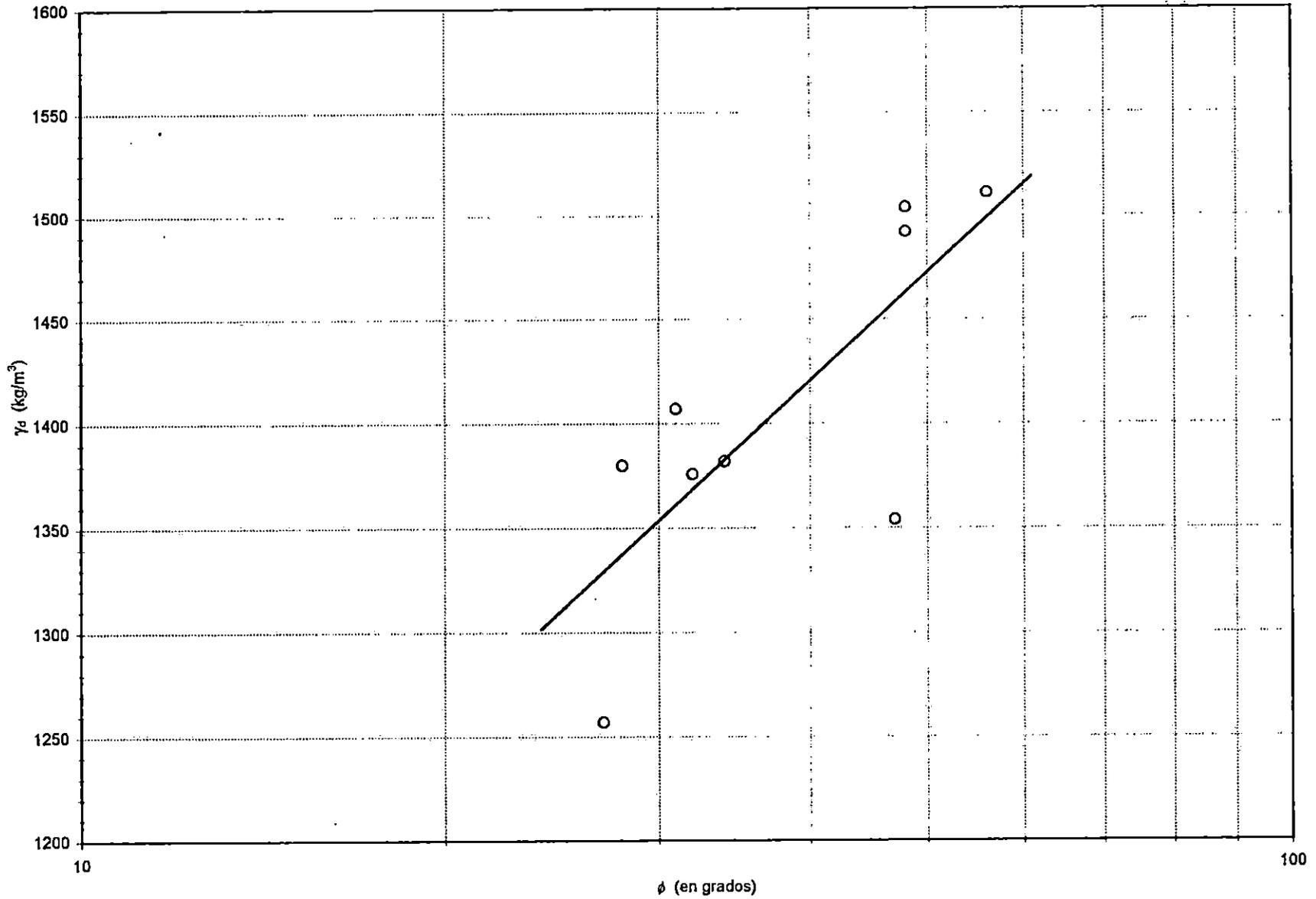
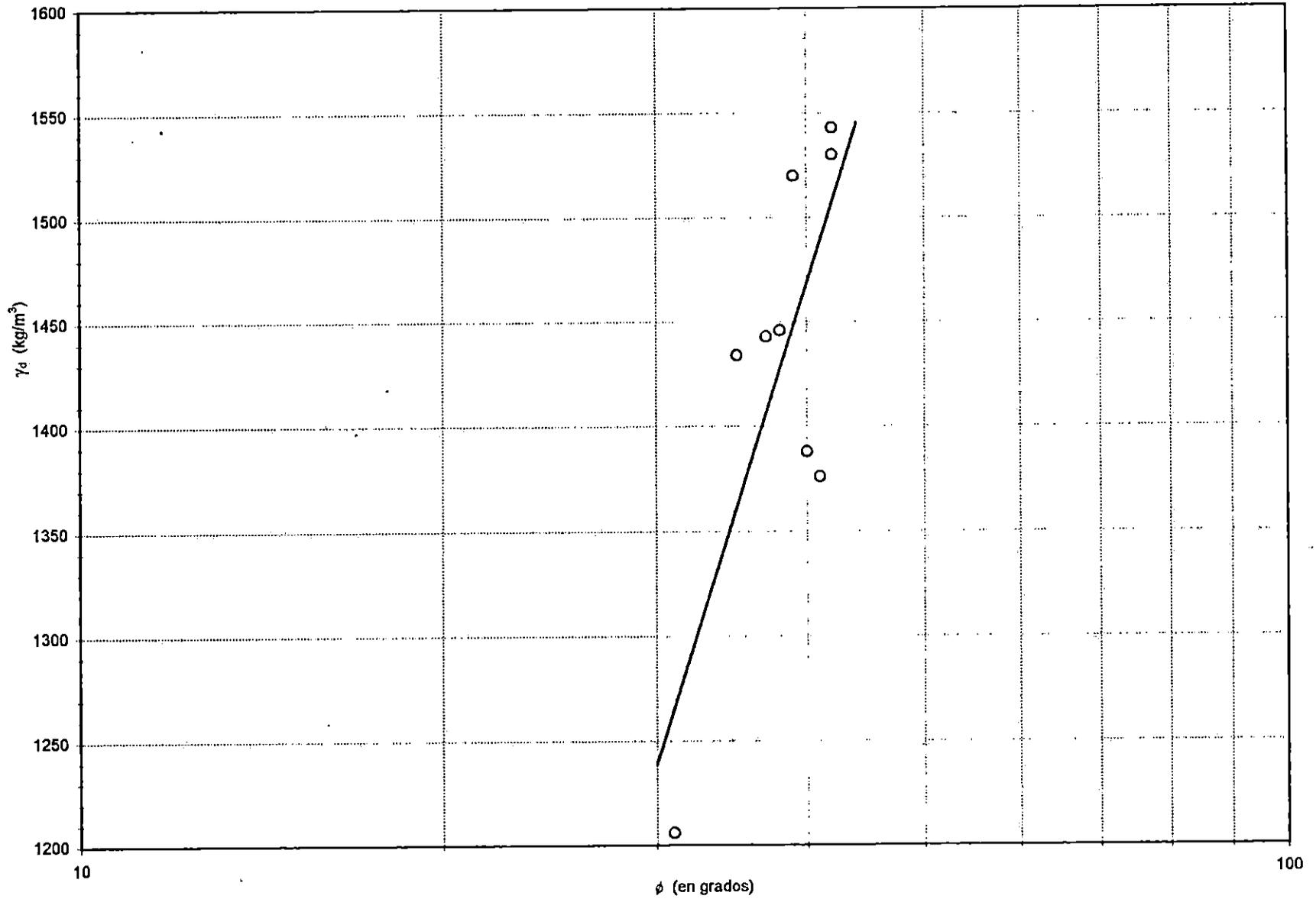


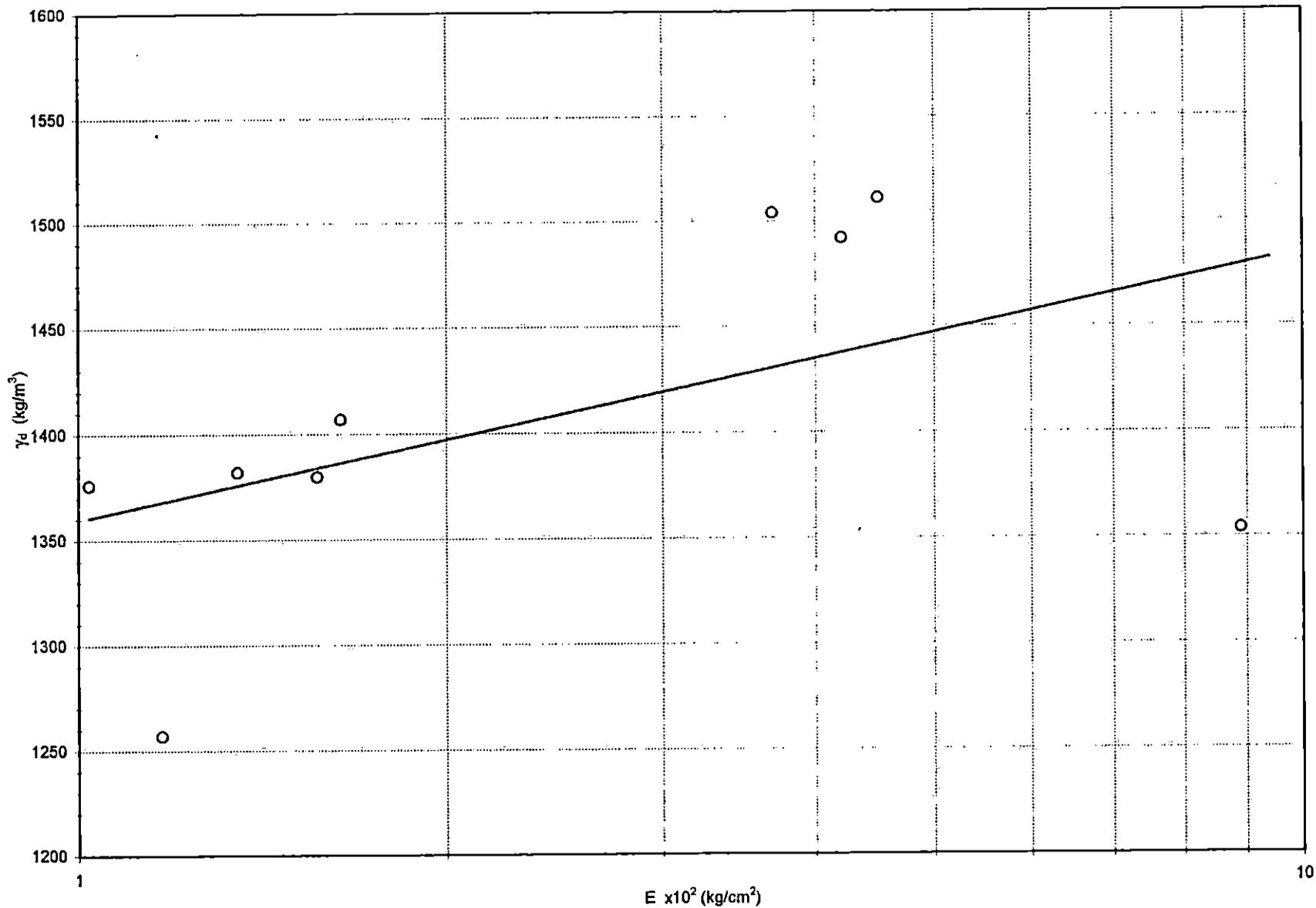
GRAFICO $\gamma_d - a_v$ PROYECTO 2 URB. NUEVOS HORIZONTES (SM)



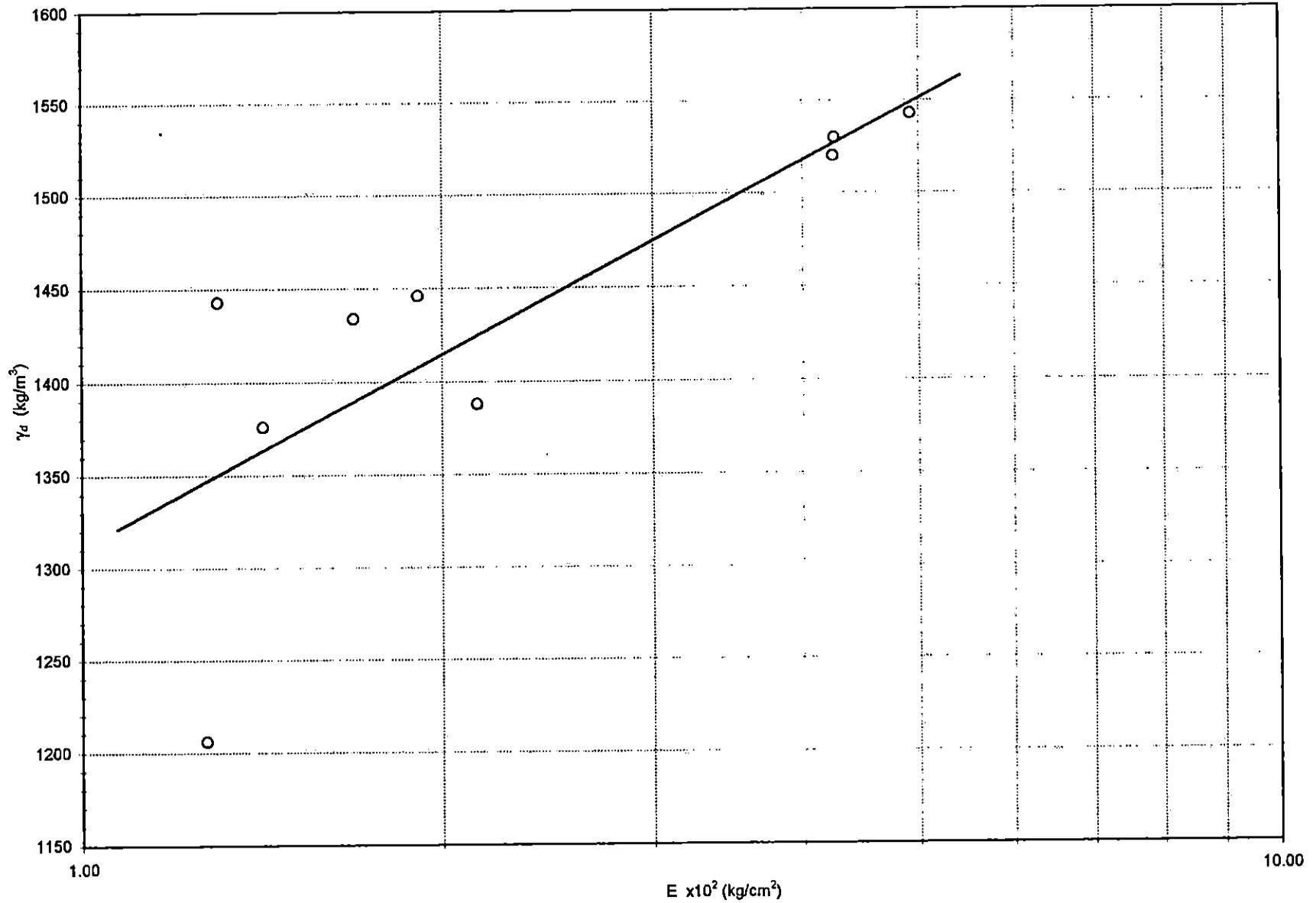
GRAFICA $\gamma_d - \phi$ PROYECTO 2 URB. NUEVOS HORIZONTES (SM)



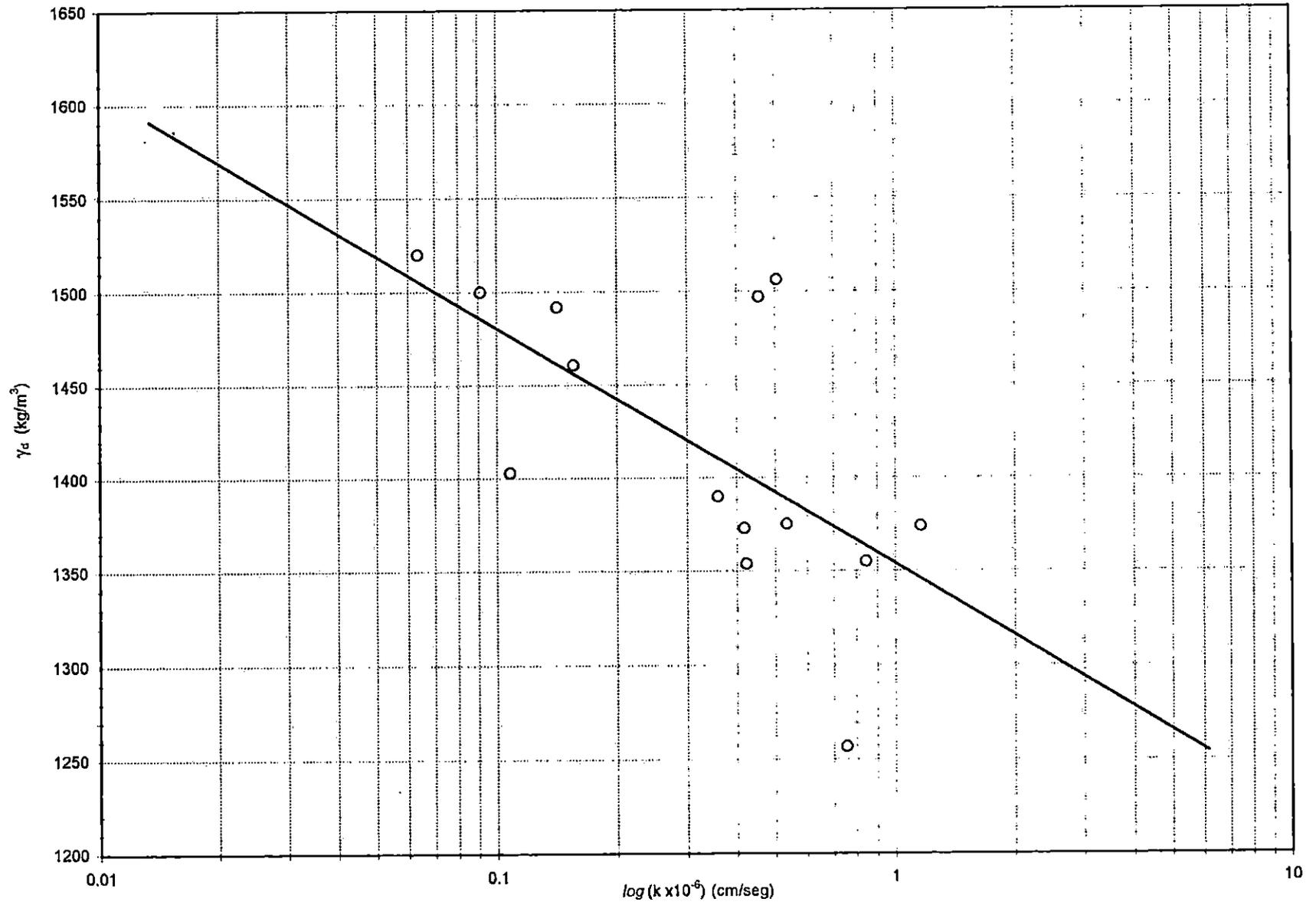
GRAFICA $\gamma_d - \phi$ PROYECTO 1 CUMBRES DE LA ESCALON (ML)



GRAFICA γ_d - E PROYECTO 2 URN. NUEVOS HORIZONTES (SM)



GRAFICA $\gamma_d - E$ PROYECTO 1 CUMBRES DE LA ESCALON (ML)

GRAFICO $\gamma_d - \log k$ PROYECTO 2 URB. NUEVOS HORIZONTES (SM)

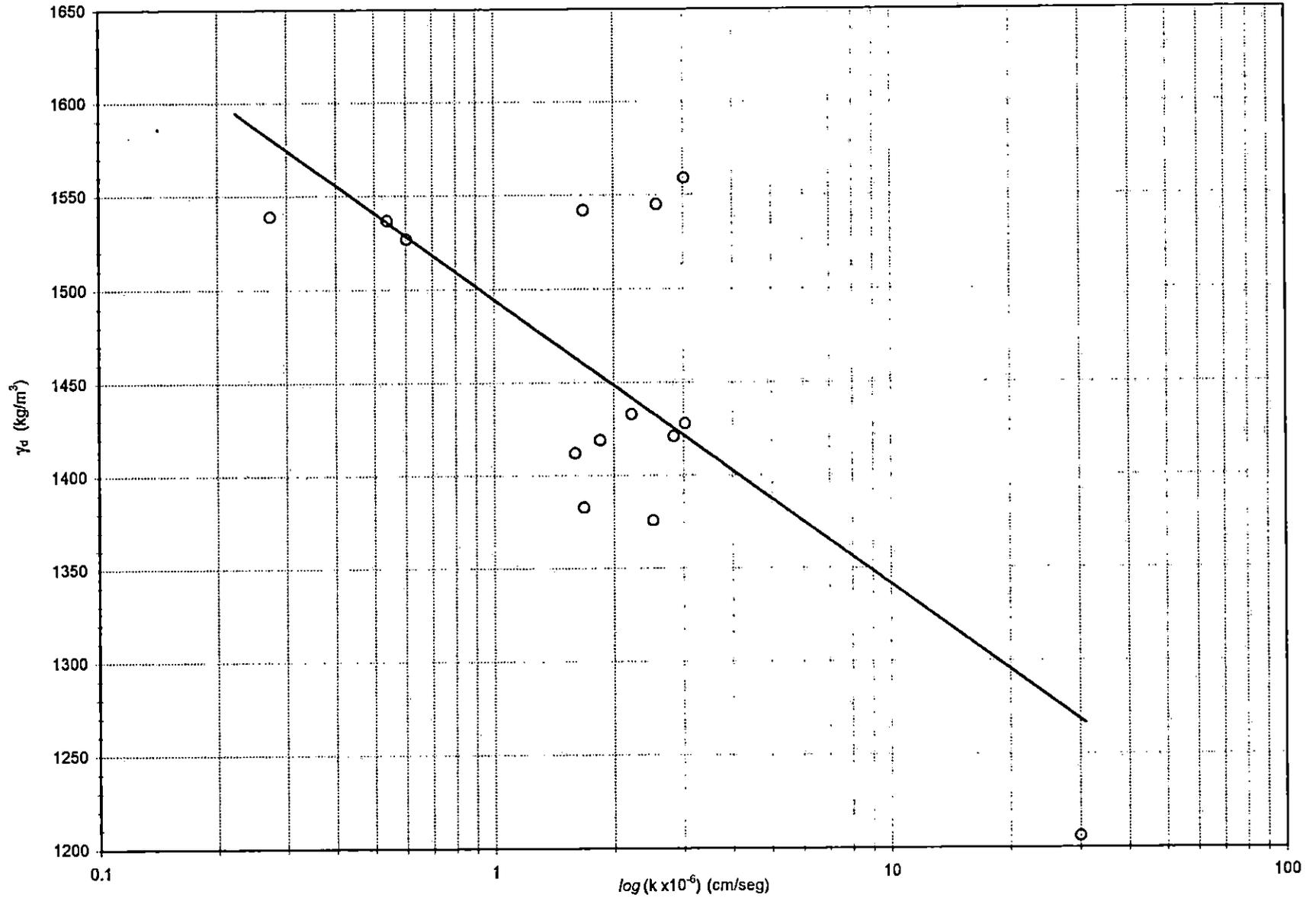


GRAFICO $\gamma_d - \log k$ PROYECTO 1 CUMBRES DE LA ESCALON (ML)

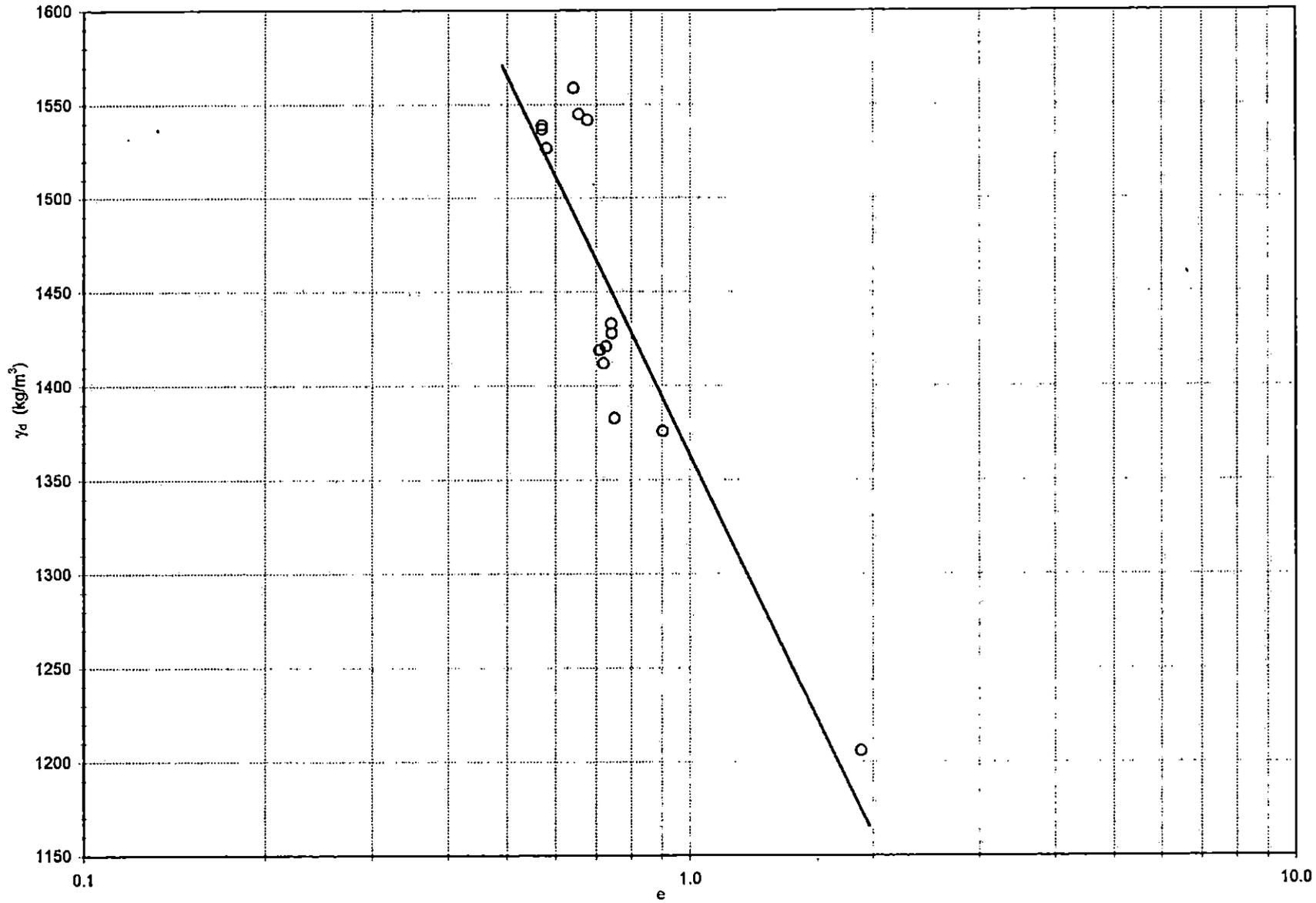
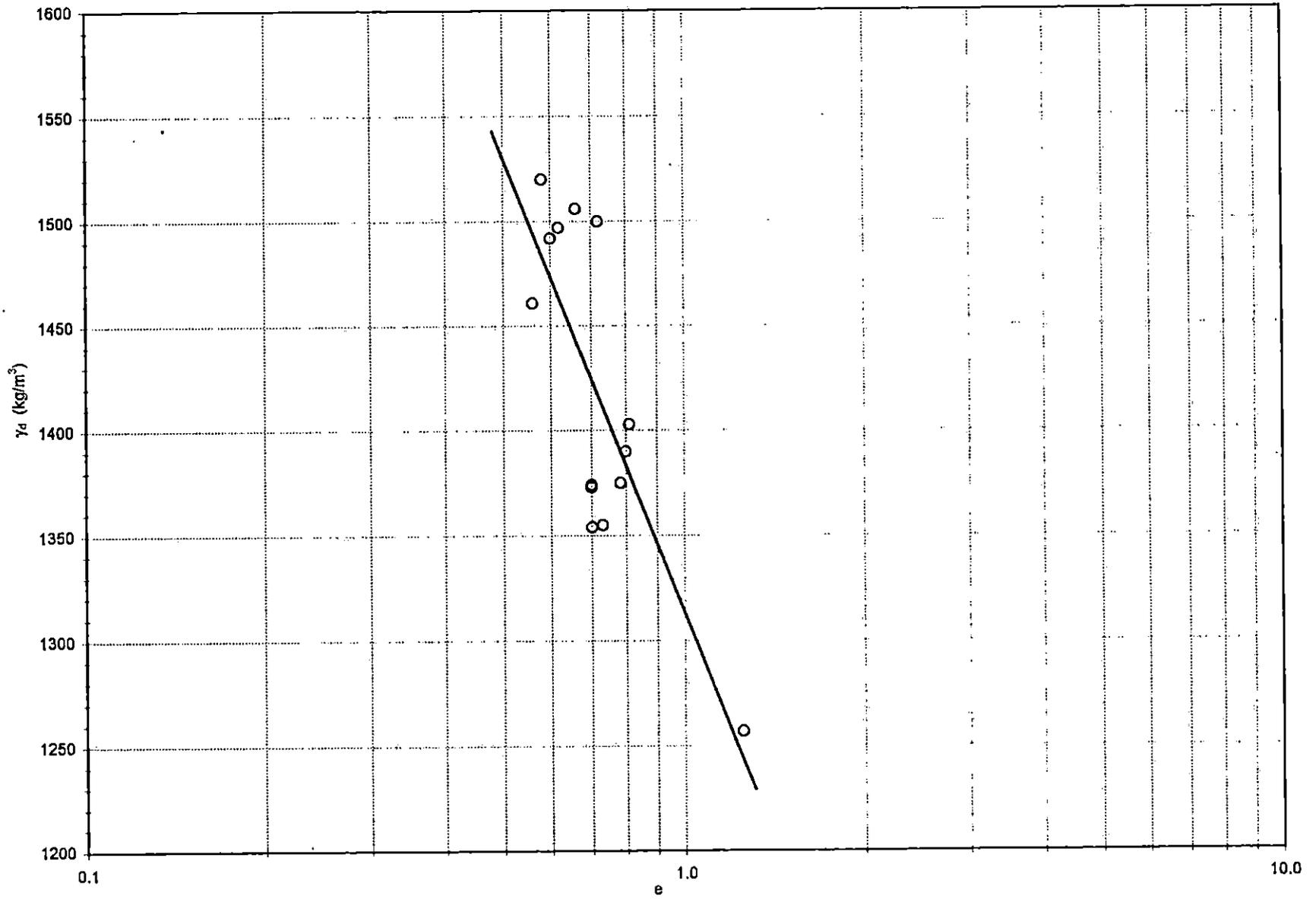


GRAFICO $\gamma_d - e$ PROYECTO 1 CUMBRES DE LA ESCALON (ML)

GRAFICO γ_d - e PROYECTO 2 URB. NUEVOS HORIZONTES (SM)

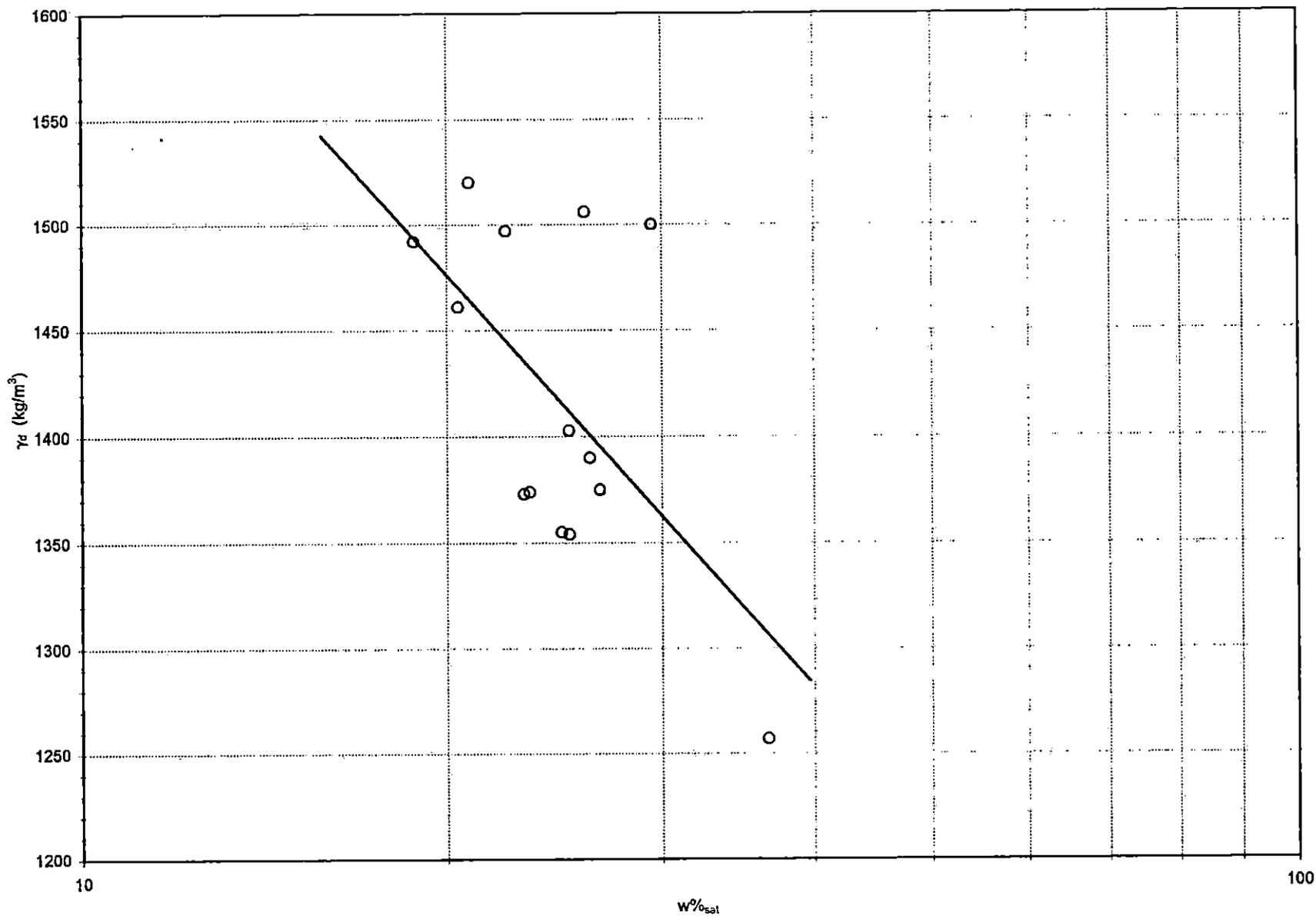


GRAFICO $\gamma_d - w\%_{sat}$ PROYECTO 2 URB. NUEVOS HORIZONTES (SM)

168

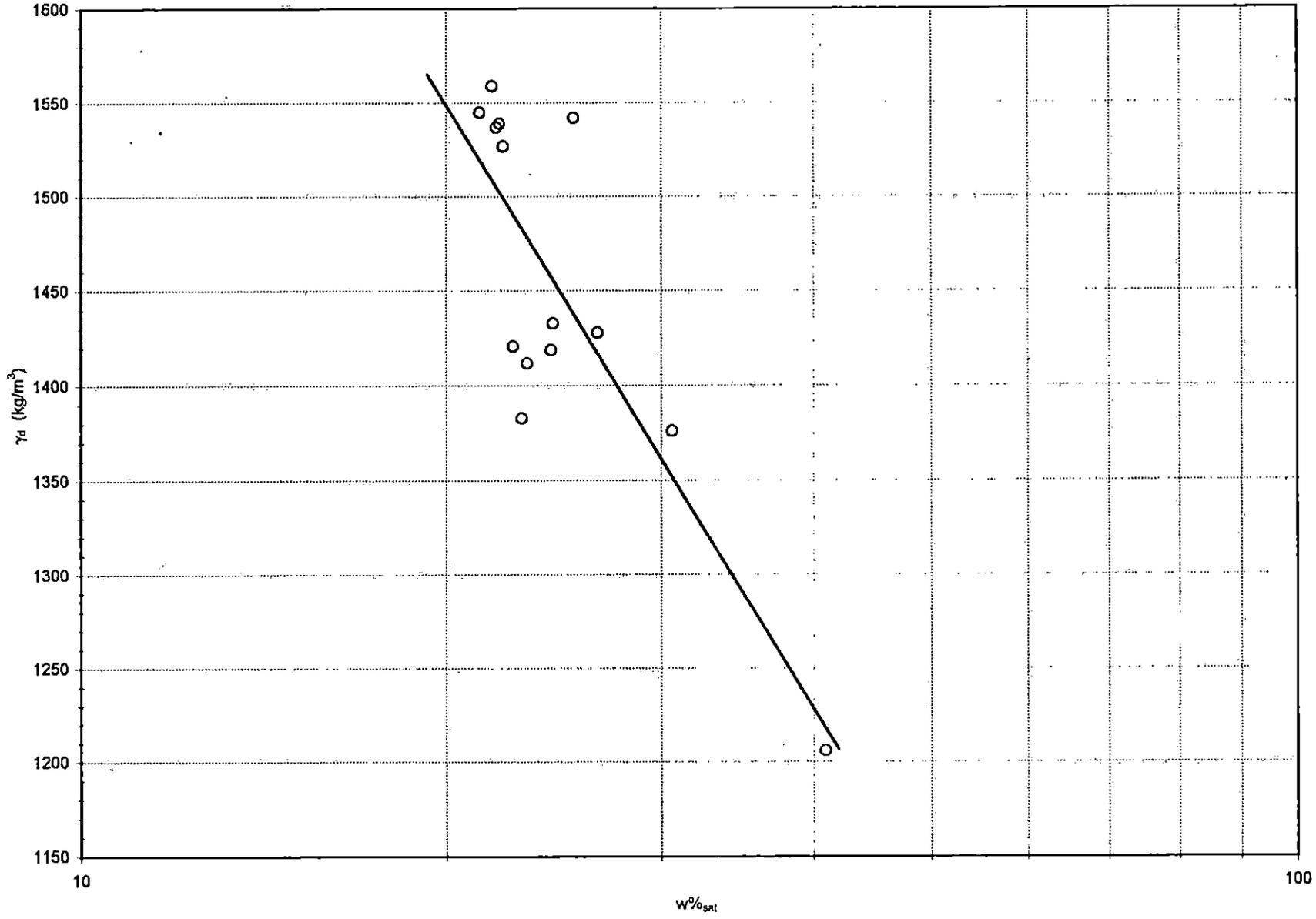


GRAFICO $\gamma_d - w\%_{sat}$ PROYECTO 1 CUMBRES DE LA ESCALON (ML)

CONCLUSIONES

Se obtuvieron dos valores de Gravedad Específica para los suelos estudiados, para la arena limosa pomítica (SM) del proyecto 2 una $S_s = 2.34$ y para el limo arenoso (ML) del proyecto 1 una $S_s = 2.42$. El menor valor obtenido en la arena es por los intersticios o vacíos aislados que contienen los granos de pómez, ya que estos al no tener comunicación al exterior, generan un volumen mayor aparente del suelo, por existir burbujas de aire que no pueden ser llenados por el agua en el momento del ensayo.

Al comparar los resultados de los cuadros 3.2 y 3.3 se observa la mayor influencia que la energía de compactación tiene sobre una arena limosa pomítica (SM), ya que por tener el suelo granos mas gruesos y frágiles, en el proceso de compactación estos se desintegran generándose de un 6% a un 15% de partículas mas finas que malla No. 200, fenómeno que no ocurre en el limo arenoso (ML) puesto que la mayoría de sus granos ya son mas finos que la malla No. 200, por lo que la energía de compactación no tiene influencia marcada en este aspecto.

Los valores de cohesión obtenidos para los tipos de suelo ensayados por se del tipo friccionantes, pueden ser despreciados y tomados como cero, debido al hecho que al bajar o subir la humedad con respecto al óptimo, el valor tiende a desaparecer.

Se observa que el suelo del tipo arena limosa (SM), presenta una mayor resistencia a esfuerzos de corte, que un limo arenoso (ML), debido al incremento de fricción que generan sus partículas mas gruesas.

Se advierte que los asentamientos generados en el suelo al someterlo a una carga, son mayores si esta sobrepasa la carga de Preconsolidación.

Para los tipos de suelo estudiados las deformaciones que les producen las cargas son permanentes ya que la recuperación observada del mismo es mínima, o casi nula.

La tendencia observada en la curva de Compresibilidad nos determina que el suelo es normalmente consolidado, por no definirse bien el cambio de pendientes del tramo de recompresión hacia el tramo virgen de la curva, para los dos tipos de suelo, tanto para muestras inalteradas como las compactadas.

Por reaccionar el suelo con una deformación instantánea ante la aplicación de una carga, los cambios volumétricos de mayor grado se darán durante el proceso de construcción.

En general los resultados de las pruebas de Permeabilidad y Consolidación que han sido obtenidos de muestras de suelo compactadas en laboratorio o en campo, afirman que el método de ensaye triaxial mas adecuado para estos tipos de suelo (SM ó ML), es el Q (u,u) (no consolidada, no drenada), ya que son de baja permeabilidad, lo que disminuye la posibilidad de gran cantidad de agua en circulación a través de este; y que se consolidan instantáneamente, por lo que no sería justificable la inversión de gran cantidad de tiempo en la realización de la misma.

De la relación entre el modulo de resiliencia y C.B.R. se obtuvieron valores de 600 para el Proyecto 1 (ML) y de 5200 para el Proyecto 2 (SM); resultados que pueden dar una aproximación del valor real de esta, aunque cabe mencionar que se requerirían mayor número de pruebas para lograr determinar con mayor exactitud dicho parámetro.

RECOMENDACIONES

Se recomienda corregir el fenómeno de generación de gran cantidad de finos debido al proceso de compactación inadecuado del proyecto 2 donde se tiene una arena limosa (SM) con un 20% de pómez, teniendo especial cuidado en el momento de la escogitación del equipo de compactación a usar, ya que este es fundamental en el correcto tratamiento de compactación que

se le pueda dar al suelo. Un rodillo pata de cabra vibratorio es el más adecuado para optimizar el proceso para este tipo de suelo.

Se recomienda que para el control de las compactaciones se utilice como patrón de laboratorio, una prueba Proctor que transmita una energía específica de 24 kg-cm/cm^3 , debido a que por las sollicitaciones de carga, el nivel con que esta mejora las propiedades mecánicas es suficiente para obtener buena respuesta en el comportamiento de terraplenes utilizados en urbanizaciones.

Se debe dar mayor énfasis al estudio de la resistencia al corte en los suelos del AMSS, ya que es una de las propiedades que mayor incidencia tiene en el comportamiento de estos.

Se recomienda utilizar en los procesos de compactación en campo un tipo de suelo arena limosa (SM), ya que los resultados obtenidos de los ensayos de permeabilidad y consolidación, para este tipo de suelo, son de valores tales, que contribuyen a favor del comportamiento del suelo ya que se obtienen los coeficientes de permeabilidad mas bajos, y asentamientos pequeños e instantáneos, pero principalmente que se obtienen los ángulos de fricción interna mayores, por ser un suelo mas friccionante pero que a la vez guarda relación estrecha con las partículas finas que contiene.

Se recomienda realizar un mayor número de ensayos, sobre los suelos de San Salvador, que se puedan analizar estadísticamente y que generen una tendencia mas marcada, en la determinación de los parámetros que se involucran en la obtención de las propiedades mecánicas de los suelos, ya que los datos obtenidos del presente estudio no pueden ni deben tomarse como generalidad de todos los tipos de suelos sino mas bien de forma particular para los suelos del AMSS.

BIBLIOGRAFÍA

Sower George B. and Sower George F., "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", 1a. Edición, Editorial Limusa, México 1972.

Juarez Badillo, Eulalio - Rico Rodríguez, Alfonso, "Mecánica de Suelos", 3a Edición, Tomo 1, Editorial Limusa, México 1992.

Peck, Ralph - Hanson, Walter - Thornburn, Thomas, "Ingeniería de Cimentaciones", 1a. Edición, Editorial Limusa, México 1993.

Crespo Villalaz, Carlos, "Mecánica de Suelos y Cimentaciones", 4a. Edición, Editorial Limusa, México 1991.

Rico, Alfonso - Del Castillo, Hermilio, "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas", 1a. Edición, Volumen 1, Editorial Limusa, México 1981.

Secretaría de Recursos Hidráulicos, "Manual de Mecánica de Suelos", 5a. Edición, Dirección de Proyectos, Departamento de Ingeniería Experimental, México 1970.

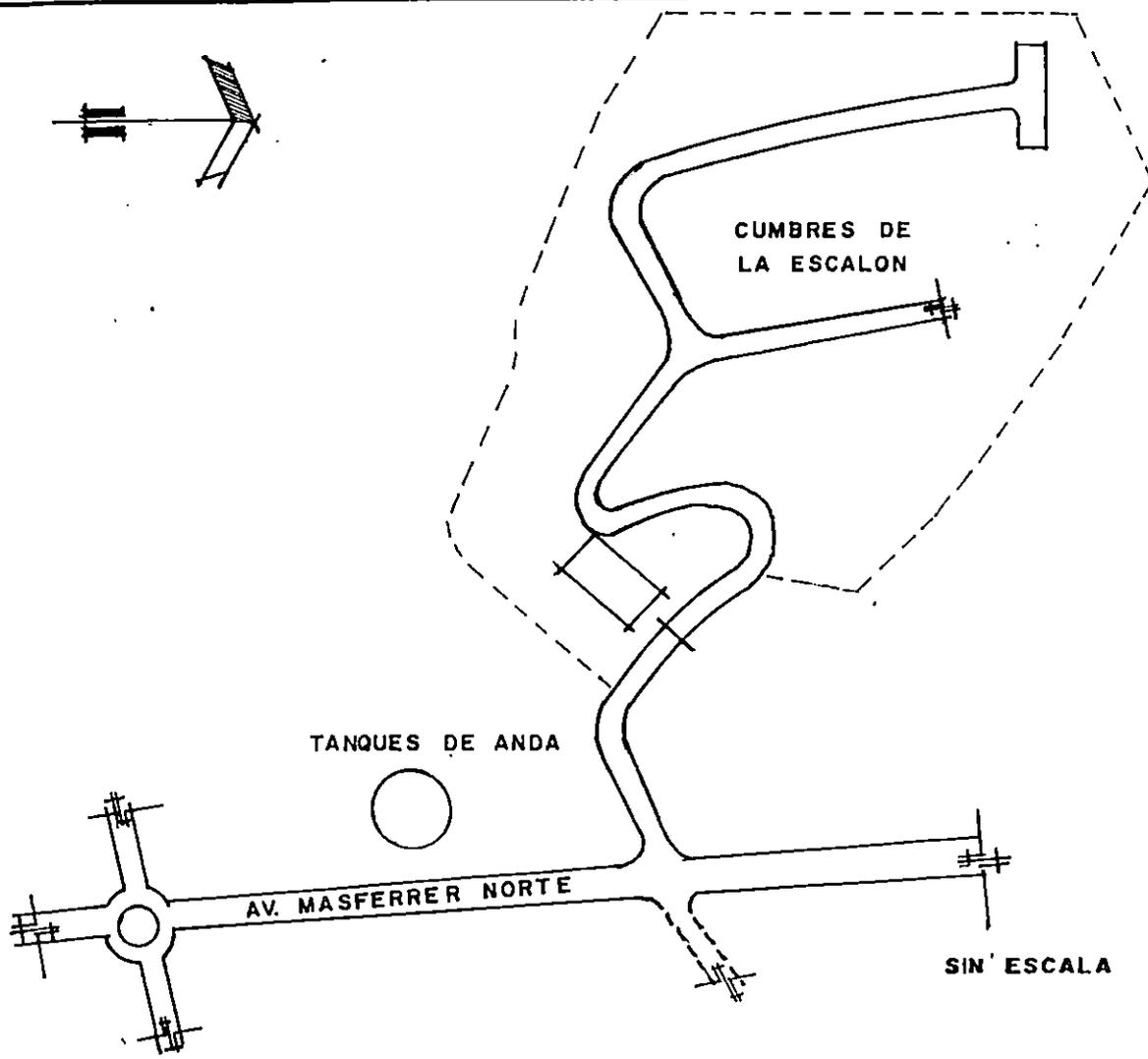
Normas ASTM, 1990.

Ministerio de Cultura y Comunicaciones, "Geografía de El Salvador", 1a. Edición, Tomo 1, Dirección de Publicaciones, San Salvador 1986.

Bowles, Joseph E., "Foundation Analysis and Design", 2a. Edición, Editorial Mc Graw Hill, Kogakucha LTD.

Guzman Urbina, Mario - Burgos Oviedo, Ricardo, "Revista ASIA", Tomo 58, Editorial Ricaldone, San Salvador 1980.

ANEXOS



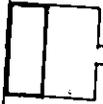
TRABAJO DE GRADUACION:

**ANALISIS DE LAS PROPIEDADES
MECANICAS EN EL AMSS**

ESQUEMA DE UBICACION PROYECTO I

CUMBRES DE ESCALON

BOMBA DE AGUA



BOMBA DE AGUA



ARENAL SECO

URBANIZACION NUEVOS HORIZONTES

SIN ESCALA

TRABAJO DE GRADUACION:
ANALISIS DE LAS PROPIEDADES MECANICAS EN EL AMMS
ESQUEMA DE UBICACION PROYECTO 2
URBANIZACION NUEVOS HORIZONTES ILOPANGO.

LA PIRAMIDE



ACCESO

USA

CARRETERA PANAMERICANA

HACIA SAN MARTIN

