

ENFOQUES RECIENTES EN LA COMPACTACION DE SUELOS

Instituto Mexicano del Transporte
Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Publicación Técnica No. 33
Querétaro, Gro. 1992

**INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**Enfoques recientes en la
compactacion de suelos**

Publicación Técnica No. 33
Querétaro Qro.
1992

El presente trabajo ha sido realizado por el Dr. Manuel Mendoza López, investigador nacional, para el Instituto Mexicano del Transporte.

CONTENIDO

| | | |
|-----|---|----|
| 1. | INTRODUCCION | 1 |
| 1.1 | Presentación e importancia del tema | 1 |
| 1.2 | Antecedentes históricos | 2 |
| 1.3 | Objetivos de este trabajo | 4 |
| 2. | OBJETIVOS Y FUNDAMENTOS DE LA COMPACTACION DE SUELOS | 6 |
| 2.1 | Compactación de campo | 6 |
| 2.2 | Compactación de laboratorio | 14 |
| 2.3 | La relación contenido de agua - peso volumétrico seco | 18 |
| 2.4 | Influencia de la energía en las curvas de compactación | 20 |
| 2.5 | Efecto del tipo de suelo | 23 |
| 3. | TEORIAS E IDEAS RECIENTES SOBRE EL PROCESO DE COMPACTACION | 23 |
| 3.1 | Revisión de algunas teorías de compactación | 23 |
| 3.2 | Algunas tendencias actuales | 30 |
| 3.3 | Modelos explicativos | 31 |
| 3.4 | Microestructura de los suelos compactados | 34 |
| | Estructuras en las ramas seca y húmeda | 38 |
| | Efecto de la granulometría de grumos | 41 |
| 4. | RESISTENCIA CORTANTE Y DEFORMABILIDAD EN LA CONDICION EN QUE SE COMPACTA | 49 |
| 4.1 | Hipótesis de trabajo | 49 |
| 4.2 | Resistencia y deformabilidad | 49 |
| 5. | COMPENDIO DE PROPIEDADES MECANICAS DE SUELOS COHESIVOS COMPACTADOS | 57 |
| 6. | CONCLUSIONES | 70 |
| | REFERENCIAS | 71 |

1. INTRODUCCION

1.1 Presentación e importancia del tema

Desde el punto de vista de la ingeniería civil, debe distinguirse a los suelos como material de cimentación, o como material de construcción. En el primer caso son de interés primordialmente las propiedades mecánicas de muestras inalteradas. Como material de construcción, los suelos son los que en mayor proporción y con mayor frecuencia ocupa el hombre en las obras de infraestructura que construye en su beneficio; esto se debe sin duda a que éstos constituyen en gran medida la corteza terrestre. Para ello, y seguramente desde la génesis misma del hombre, intuitivamente a éste le ha preocupado apisonar al suelo para mejorarle su comportamiento mecánico; se conocen hoy día varios ejemplos de procedimientos de apisonado con claro enfoque geotécnico realizados en épocas muy remotas.

En la actualidad se ratifica la necesidad y conveniencia de tal apisonamiento, reconociéndose a la compactación mecánica como el medio de estabilización más eficaz y económico para mejorar las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos. De hecho,

prácticamente no existen obras de ingeniería en nuestros tiempos en las que se permita colocar rellenos sueltos o a volteo.

A pesar de la importancia del tema en la ingeniería civil, y de los múltiples aspectos todavía por dilucidar, los trabajos de investigación sobre este campo son reducidos; basta tan sólo constatar el reducido número de artículos técnicos que se divulgan acerca de este campo, en las más reconocidas publicaciones geotécnicas periódicas del mundo. En nuestro país se han llevado a cabo varios programas de investigación en los últimos años (Marsal, 1979, 1980; Alberro, et al, 1978, 1979, 1980, 1982, 1982, 1983 y 1985; Mendoza, 1982), sobre todo en el laboratorio, por lo que se cuenta con diversos resultados que son un aporte al estado actual del conocimiento y de la práctica.

1.2 Antecedentes históricos

Sin duda el hombre descubrió pronto que tras sus propias huellas y después de varias pasadas, el terreno quedaba más apto para su tránsito futuro; así debieron formarse atajos y veredas. En suma, debió conocer, que la densificación de los suelos les daba resistencia y los hacía menos deformables. Con rapidez se evolucionó del hacer pasar un hato de animales sobre un relleno con la idea de apisonarlo, a los equipos mecanizados aprovechando la invención de las máquinas de vapor primero, y luego las de combustión interna. La tónica general era, y en buena medida persiste en la actualidad, el empirismo. Las herramientas y los equipos de compactación de campo se desarrollaron mucho más rápido, que lo que ocurrió con los principios en que se sustenta la compactación.

Por siglos la gente de campo ha entendido el papel que juega el contenido de agua y el esfuerzo de compactación, o el necesario para roturar el terreno, en las labores de labranza. Los inge-

nieros también entendían algo acerca del contenido de agua, y se mostraban enterados de los efectos que las estaciones del año provocaban, al generar suelos muy húmedos o muy secos para alcanzar ciertos resultados al compactarlos. Como quiera que haya sido la forma y extensión de este conocimiento, en la literatura ingenieril no se tienen sino hasta la década de los treintas los primeros esfuerzos por sistematizar el proceso, y establecer los principios fundamentales de la compactación; en éstos se incluyen las relaciones entre el contenido de agua, el peso volumétrico seco y la energía de compactación.

Los conocimientos semiempíricos que desde la antigüedad tuvieron los primeros constructores fueron sistematizados en gran medida por R. R. Proctor, a través de una serie de artículos (Proctor, 1933) que se publicaron en los EEUU; en ellos se estandariza un procedimiento de compactación en el laboratorio, que permite analizar la influencia de algunos de los factores que inciden en este proceso.

A raíz de las publicaciones de Proctor, se generaron múltiples estudios con diversos suelos, y con diferentes tamaños de moldes y energías de compactación. Se estableció así un procedimiento de prueba estandarizado de laboratorio, que pudo usarse como una base para comparar con la compactación de campo, y juzgar así el grado relativo de compactación alcanzado en el campo; tal prueba fue la de impactos conocida como Proctor Estándar, misma que proporcionó pesos volumétricos adecuados para la usual construcción de carreteras de ese tiempo. Sin embargo, las fuertes cargas de aeroplanos durante la Segunda Guerra Mundial exigió pesos volumétricos compactados mayores en la construcción de aeropistas; así surgió la prueba Proctor Modificada con una energía mayor que la estándar.

Los trabajos de compactación se establecieron entonces, incluso contractualmente, con base en especificaciones derivadas de estos estándares de compactación; la mayor de las veces señalan-

do un cierto grado de compactación, $G_c(\%)$, definido como el cociente entre el peso volumétrico seco obtenido en el campo y el máximo alcanzado con alguno de los patrones o estándares antes mencionados. Esta situación propició la entronización del peso volumétrico seco máximo, para alcanzarlo como objetivo en sí mismo. En la actualidad es todavía muy extendida la idea errónea de considerar que el objetivo de toda compactación es obtener el mayor peso volumétrico seco posible. En el mejor de los casos, es muy frecuente encontrar que en la práctica se cumple con alcanzar cierto G_c , pero con contenidos de agua muy variables; ello se debe en gran medida a que en las especificaciones de compactación se ignora o se soslaya la importancia de la humedad de compactación (Jiménez Salas, 1980). Esta omisión por parte del proyectista permite al contratista, en aras de no condicionar más la realización del proyecto, adoptar criterios más flexibles o nulos en lo que al contenido de agua se refiere.

Se pretende en este trabajo poner en claro los objetivos múltiples de la compactación de suelos, las variables del proceso que los determinan, y las implicaciones sobre las propiedades mecánicas de acciones como la mencionada en el párrafo anterior.

1.3 Objetivos de este trabajo

La discusión de algunos resultados de investigaciones recientes sobre las propiedades de suelos compactados en el laboratorio, y de sus implicaciones para la compactación de rellenos térreos en el campo, es el motivo de esta monografía. No obstante, se ha considerado conveniente exponer también algunas teorías que pretenden explicar la forma y características de las curvas de compactación, así como los principios fundamentales y puntos básicos invariantes, que deben siempre tenerse presentes. Se estima que la comprensión de estos aspectos es primordial para que los

profesionales interesados en el campo de la compactación adopten criterios sanos y objetivos; esta información aunada a la experiencia y sentido común deben dar sin duda buenos dividendos.

Si bien se tratará en este trabajo de suelos en general, se hará énfasis en los suelos cohesivos, en los que su condición trifásica (sólidos minerales, agua y aire) con porcentajes apreciables de partículas finas, determina comportamientos peculiares y complejos. La compactación de fragmentos rocosos o de mezclas de éstos con suelos, tiene múltiples facetas de análisis y son de interés ingenieril por el uso que se hace de ellos en la construcción de terraplenes y pedraplenes; sin embargo, su estudio no está dentro del alcance de esta monografía.

Se tiene el enfoque en este trabajo de tratar a los suelos compactados como constituyentes de presas de tierra, rellenos diversos, terraplenes o en aeropistas; sin embargo, se enfatizará lo concerniente a carreteras. Se pretende abordar lo aquí tratado de una manera simple y directa para su fácil comprensión y manejo, buscando orientar sus resultados a los aspectos prácticos, aunque sin perder objetividad o sobresimplificar el problema.

Se expondrán algunos resultados que apoyan la hipótesis de trabajo que establece que el comportamiento mecánico de los suelos cohesivos compactados está condicionado por tres variables de estado o explicativas; éstas son el peso volumétrico seco o su equivalente relación de vacíos, el grado de saturación y la estructura. Se comentarán después las diferencias que exhiben en su comportamiento esfuerzo-deformación mismos suelos compactados con diferentes métodos de compactación. Al respecto, especial atención se prestará al procedimiento de amasado, por ser el mecanismo de densificación que se reconoce provocan diversos equipos modernos de compactación. Así mismo, se enfatizará que los grumos y otros agregados más pequeños de partículas arcillosas son un componente básico en el comportamiento macroscópico de los suelos cohesivos.

2. OBJETIVOS Y FUNDAMENTOS DE LA COMPACTACION DE SUELOS

2.1 Compactación de campo

Debe entenderse a la compactación como un medio para alcanzar ciertos fines específicos, y no como un fin en si misma. Del establecimiento claro de la o las propiedades que se desea/n mejorar, estriba en gran medida el éxito que se alcance con la compactación. En la Fig. 2.1 se muestran las principales razones que se persiguen con la compactación en el campo.

Debe quedar claro que la compactación no mejora sistemáticamente todas las propiedades mecánicas e hidráulicas de interés ingenieril, y que debe distinguirse explícitamente la o las que se busca mejorar, aun a costa de que se deterioren otras. Es en general válido considerar que a mayor peso volumétrico seco, γ_d ,

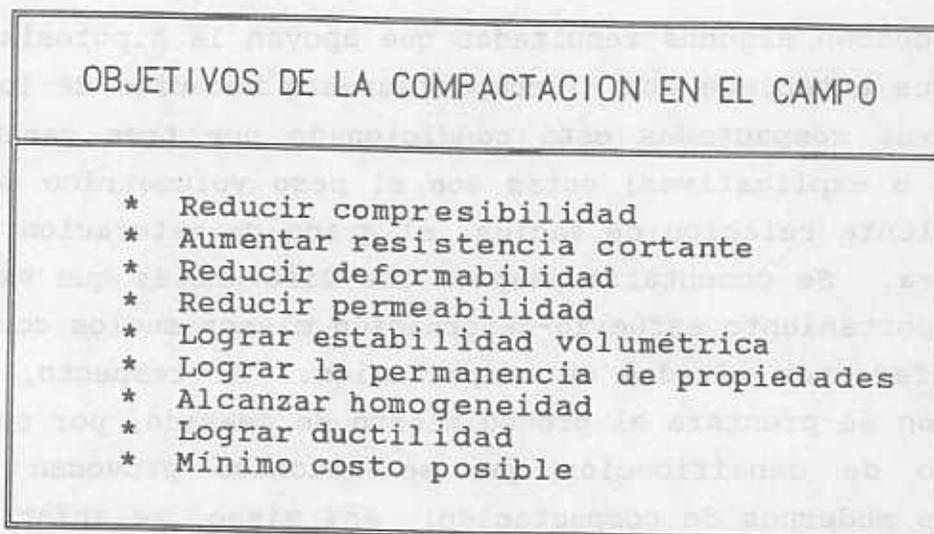


Fig. 2.1 Objetivos generales de la compactación de suelos

se alcancen características más rígidas en el comportamiento esfuerzo-deformación y con mayor resistencia; cabe mencionar sin embargo, que inclusive se han reportado (Foster, 1953) reducciones en el VRS (valor relativo de soporte) en especímenes más densos que cierto valor de γ_d . Cuando se trata del problema de impermeabilización, por ejemplo, el mayor γ_d no asegura ni con mucho un menor coeficiente de permeabilidad.

Haciendo a un lado el problema particular de impermeabilización que se presenta en núcleos de presas o en estanques de enfriamiento, y enfocando tan sólo a los problemas relacionados con la compactación de terracerías o de las capas de la superestructura de caminos, se tienen diversos ejemplos de sobrecompactación (aumento innecesario e inadecuado de γ_d) y de sus consecuentes problemas. Tal es el caso de suelos inestables volumétricamente hablando, como los expansivos, en los que cuanto mayor energía se gaste para llevarlos a estados más compactos, comportamientos más indeseables se presentarán por sus cambios volumétricos estacionales. En suma, debe tenerse presente que no existe una relación biunívoca entre el peso volumétrico seco y las propiedades ingenieriles de los suelos. Variables tales como el contenido de agua y el procedimiento de densificación, primordialmente, juegan un papel decisivo en las características que exhibe el producto final que es el suelo compactado.

En los trabajos modernos de terracerías y pavimentos se ocupan equipos de muy diversos tipos y pesos que ejercen sobre el suelo diferentes mecanismos de densificación, y diferentes energías de compactación. Es claro que las distorsiones que genera un rodillo pesado "pata de cabra" sobre un relleno, son mayores que las que provoca un rodillo metálico liso y ligero, en el que predomina un acercamiento entre partículas, granos y grumos; ello precisamente debe tomarse en cuenta para adoptar el método de compactación de laboratorio que mejor reproduzca la magnitud de distorsiones que se inducen en el campo.

El ingeniero proyectista de la construcción de una masa térrea debe dar respuesta adecuada a la pregunta siguiente :

≡ *Qué características debe tener el equipo de compactación, y bajo qué condiciones ha de usarse para alcanzar ciertas propiedades mecánicas deseadas ?*

Cabe señalar en primera instancia que no existen respuestas únicas y definitivas a esta cuestión. En general, la solución en cada caso depende por una parte de lo que se está buscando con la compactación, y por otra, del tipo de suelo, características de la obra, porción de la misma que está en consideración, tiempo disponible y clima.

Debe considerarse, como lo reconocen *Rico y Del Castillo (1974)* que la selección de un equipo de compactación es fundamentalmente un asunto de economía. En efecto, se tiene una gama muy amplia de compactadores con fuertes traslapes por lo que se refiere a su peso, tipo, ancho, si es autopropulsado o remolcado, y otras características, de donde habrá de elegirse el que satisfaga los requerimientos del proyecto con el menor costo posible. Para ello, el ingeniero debe recurrir al buen criterio y a su intuición; ésta es resultado de sus experiencias previas, y del conocimiento científico y técnico acerca de la compactación, del que aquí se está haciendo un recuento.

Atendiendo al tipo de suelo involucrado y a su ubicación dentro de las terracerías o las últimas capas estructurales, en la *Tabla 2.1* se presenta una guía indicativa de los posibles compactadores a que se puede recurrir en el campo. Se señala con el número 1 el equipo más conveniente, y de manera sucesiva a los que se podría recurrir, pero seguramente con menos eficiencia en el resultado.

Tabla 2.1 Posibles equipos de compactación, según tipo de suelo y uso (Rico y Del Castillo, 1974)

| BASE | MATERIAL | Simbolo SUCS* | | | | | | | | | |
|----------------------|--------------------------|--------------------|-----------------|---------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|------------------|------------------|
| | | Tamper autopulsado | Tamper removado | Pata de cabra autopulsado | Pata de cabra removado | Liso vibratorio pequeño | Liso vibratorio pesado | Pata de cabra vibratorio, pequeño | Pata de cabra vibratorio, pesado | Neumático ligero | Neumático pesado |
| BASE | Granular Limpio | | | | | 1 | 1 | | | 3 | 2 |
| SUB-BASE | Granular con pocos finos | 1 | 1 | | | 1 | 1 | 2 | 2 | | 2 |
| CUERPO DEL TERRAPLEN | Roca | 2 | 2 | | | | | 1 | 2 | | |
| | GW, GP SW | 2 | 2 | | | 1 | 1 | 2 | 2 | | 3 |
| | SP | | | | | 1 | 1 | 2 | 2 | | 3 |
| | SM, GM | 1 | 1 | 4 | 4 | 3 | 3 | 2 | 2 | | 2 |
| | ML, MH | 1 | 1 | 2 | 2 | | | 3 | 3 | | 2 |
| | GC, SC | 1 | 1 | 2 | 2 | | | 3 | 3 | | 2 |
| | CH, CL | 1 | 1 | 2 | 2 | | | | 3 | | 3 |

La metodología general que permitiría la compactación de suelos en el campo atendiendo a los objetivos de un proyecto, se esboza en la Fig 2.2. La selección a priori de cierto equipo de compactación deberá ser un aspecto que, inclusive contractual-

mente, pueda modificarse, atendiendo a la filosofía de que la compactación es un medio para alcanzar ciertas propiedades del suelo densificado.

Como se indica en la Fig. 2.2, el equipo predefinido habrá de someterse a la verificación final de que realmente le imprime al suelo las propiedades asumidas en el proyecto. Para cerciorarse de que ello sucede, tradicionalmente se recurre al control estadístico de la calidad de la compactación, mediante la realización de calas volumétricas y determinaciones del contenido de agua del material compactado. Los puntos de comparación deberán ser tanto el peso volumétrico seco, vía cierto grado de compactación mínimo, como el contenido de agua; este último deberá caer en un intervalo tal que cumpla con un valor medio y con intervalos de confianza definidos. Debe quedar claro sin embargo que con estos puntos de comparación lo que se está haciendo es recurrir a pruebas muy simples de realizar, para que de manera indirecta se suponga se están alcanzando las propiedades mecánicas deseadas. Lo anterior supone entonces que sólo hay necesidad de asegurar estos dos aspectos para tener tales propiedades. Se demostrará más adelante que también hay necesidad de reproducir el mecanismo implícito en la compactación, primordialmente en lo referente al grado de amasamiento generado. Se han determinado experimentalmente diferencias para un cierto suelo hasta del 250% en su resistencia última en pruebas de compresión simple, y de 500% en su deformabilidad, con el sólo hecho de compactarlos estáticamente o por impactos.

La situación antes descrita obliga, sobre todo en aeropistas o en obras lineales de importancia como autopistas, llevar a cabo por lo menos un número reducido de pruebas de tipo mecánico con muestras inalteradas tomadas de las capas compactadas, ya sea de la obra en sí, o de algún terraplén de prueba. Ello permitiría verificar si se están cumpliendo los objetivos últimos de la compactación, así como realizar las modificaciones y ajustes pertinentes al equipo de compactación.

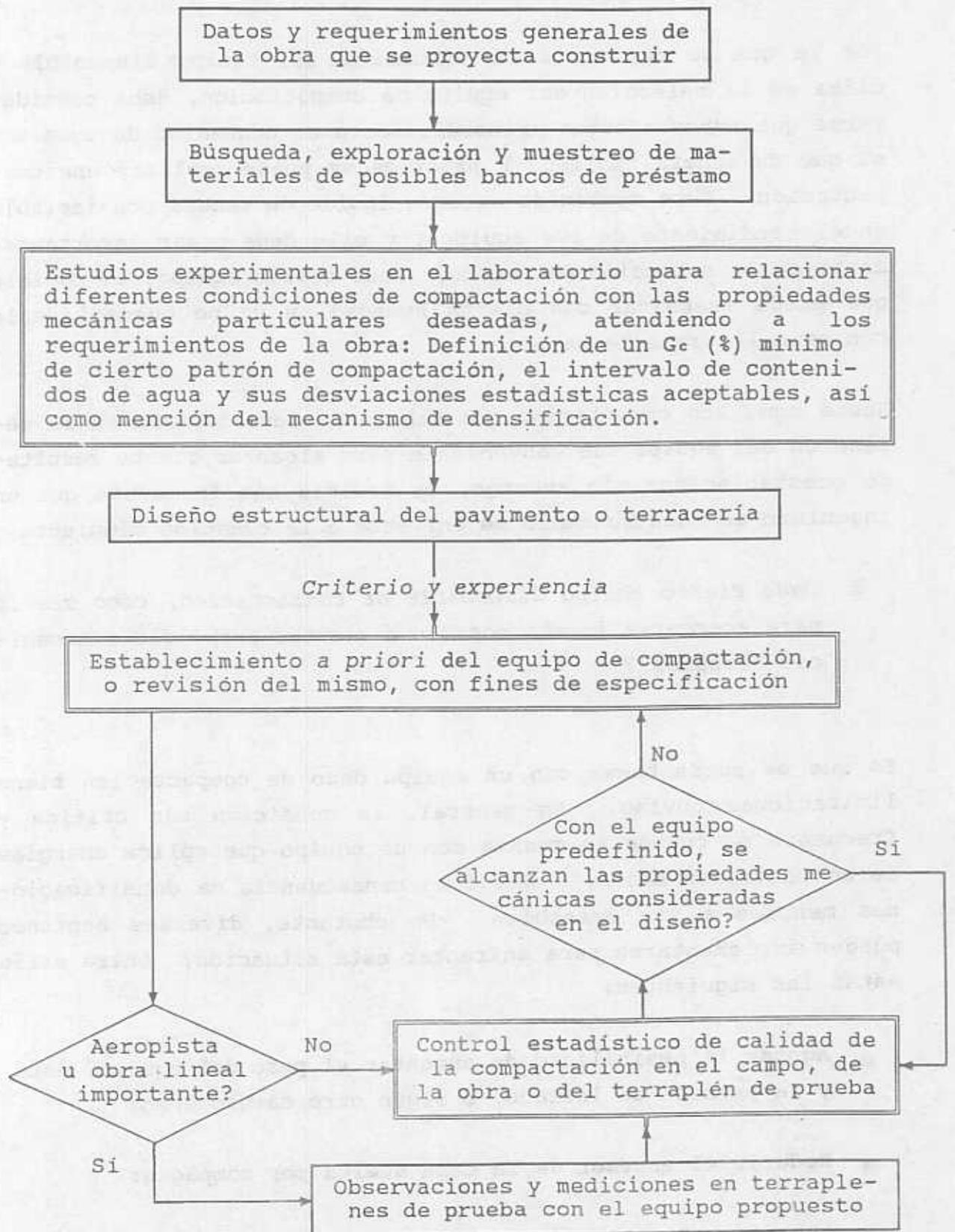


Fig 2.2 Metodología a seguir para la compactación de suelos en vías terrestres

Por lo que se refiere a la influencia del tiempo disponible y clima en la selección del equipo de compactación, debe considerarse que ambos afectan primordialmente al contenido de agua con el que de manera realista y práctica se puede realizar una compactación. Este contenido de agua incide de manera considerable en el rendimiento de los equipos, y ello debe pesar importante-mente en la selección del mismo; dado cierto equipo, es posible que pueda transitar con cierta humedad, y ya no pueda hacerlo con otra ligeramente mayor.

Hasta aquí los comentarios que habrán de considerarse en la selección del equipo más conveniente para alcanzar cierto resultado preestablecido; sin embargo, es todavía más frecuente que un ingeniero en nuestro medio se enfrente a la cuestión siguiente :

- ≡ *Dado cierto equipo disponible de compactación, cómo usarlo para acercarse lo más posible a ciertas propiedades mecánicas deseadas ?*

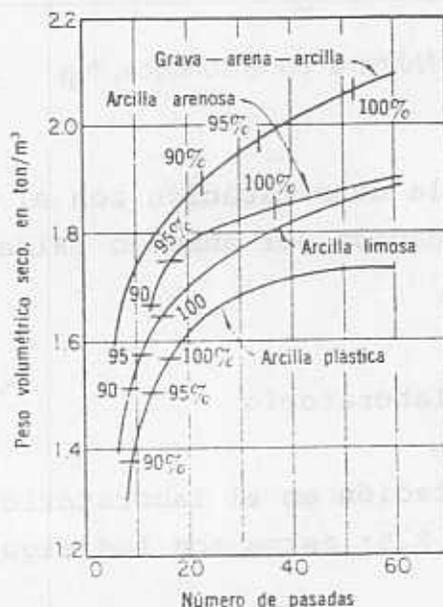
Lo que se puede hacer con un equipo dado de compactación tiene limitaciones obvias. En general, la condición más crítica y frecuente es cuando se cuenta con un equipo que aplica energías de compactación bajas, y que como consecuencia da densificaciones menores a las deseables. No obstante, diversas acciones pueden implementarse para enfrentar esta situación; entre ellas están las siguientes:

- Agotar la posibilidad de aumentar el peso del equipo, éste y la presión de inflado, o algún otro cambio menor
- Reducir el espesor de la capa suelta por compactar
- Aumentar el contenido de agua
- Aumentar el número de pasadas

Es claro que no puede incrementarse el contenido de agua sin reparar en sus implicaciones, aunque cabe señalar que existen casos, por ejemplo en la impermeabilización del fondo de grandes áreas para formar estanques de enfriamiento (Auvinet y Esquivel, 1986), en los que se busca *ex profeso* compactar con la humedad máxima posible; ello con objeto de lograr máxima impermeabilidad y a pesar de generar un suelo muy deformable y poco resistente.

El incrementar el número de pasadas de cierto equipo de compactación tiene también un límite, ya que más allá de cierto número de viajes por el mismo punto, el suelo no se densifica más. Esto se ha verificado tanto en el campo (Fig. 2.3), como en el laboratorio (Fig. 2.4) en ensayos de amasado y con diferentes tipos de suelo.

Por estas limitaciones, y no habiendo posibilidad de modificar el equipo para la compactación, habría necesidad de revisar el diseño mismo del pavimento o terracería, y adoptar los parámetros realistas del suelo así compactado.



Nota : Se indican valores de G_c (%) respecto al Proctor estándar

Fig. 2.3 Aumento de la densificación con el número de pasadas de un rodillo pata de cabra (Marsal y Reséndiz, 1975)

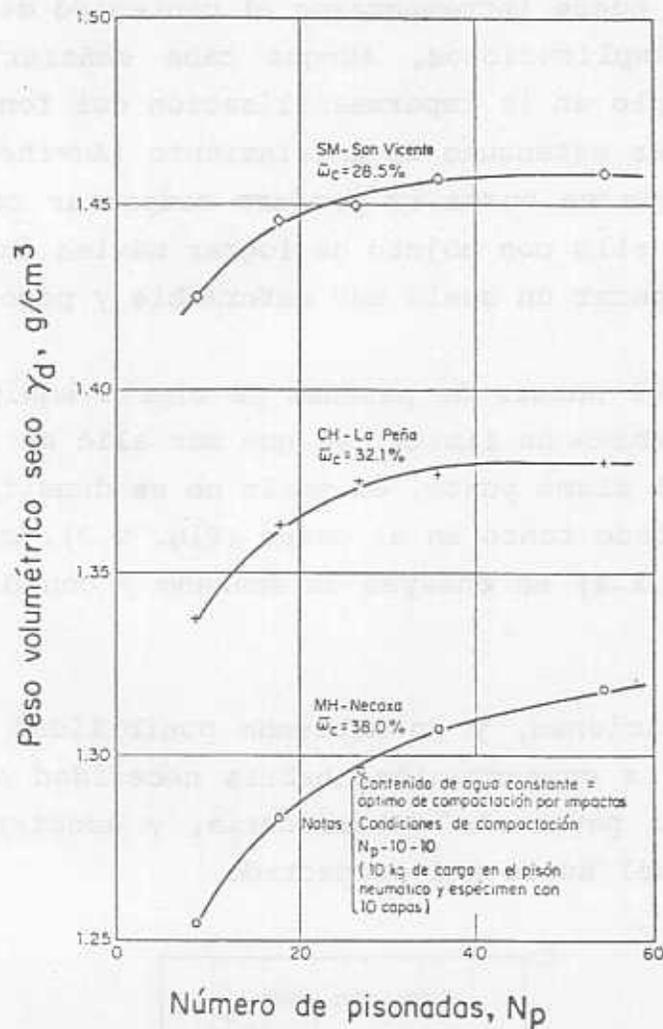


Fig. 2.4 Aumento de la densificación con el número de pisonadas en prueba de compactación por amasado (Alberro et al., 1980)

2.2 Compactación de laboratorio

Las pruebas de compactación en el laboratorio tienen dos objetivos principales, Fig. 2.5; éstos son los siguientes :

- ▨ Especificar las condiciones de compactación, mediante especímenes compactados representativos, con los que se conozcan a priori las propiedades mecánicas o hidráulicas de los suelos compactados de una futura obra, y

- Controlar la calidad de los trabajos de compactación de campo, al comparar la densificación lograda con la obtenida con el patrón o estándar de compactación adoptado para el caso.

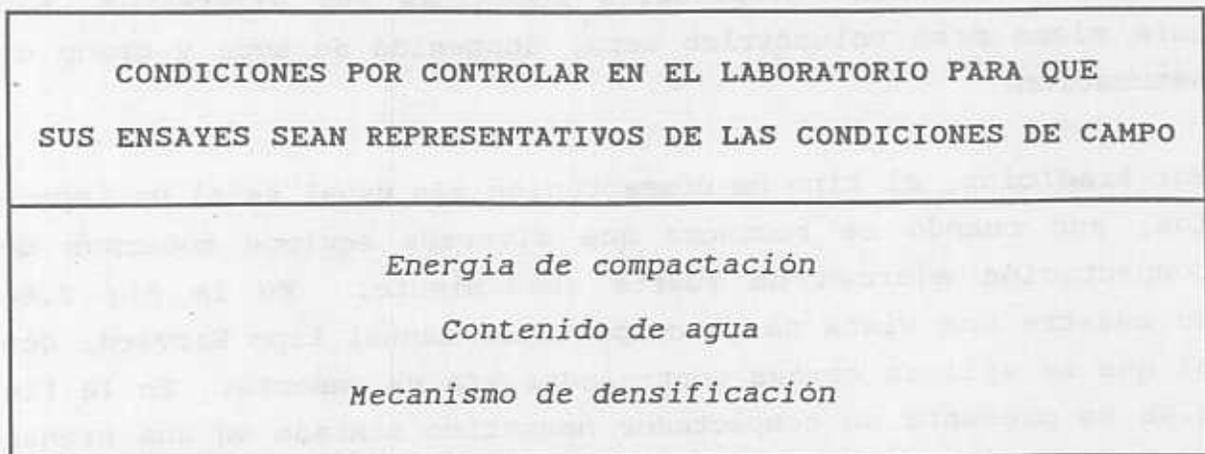
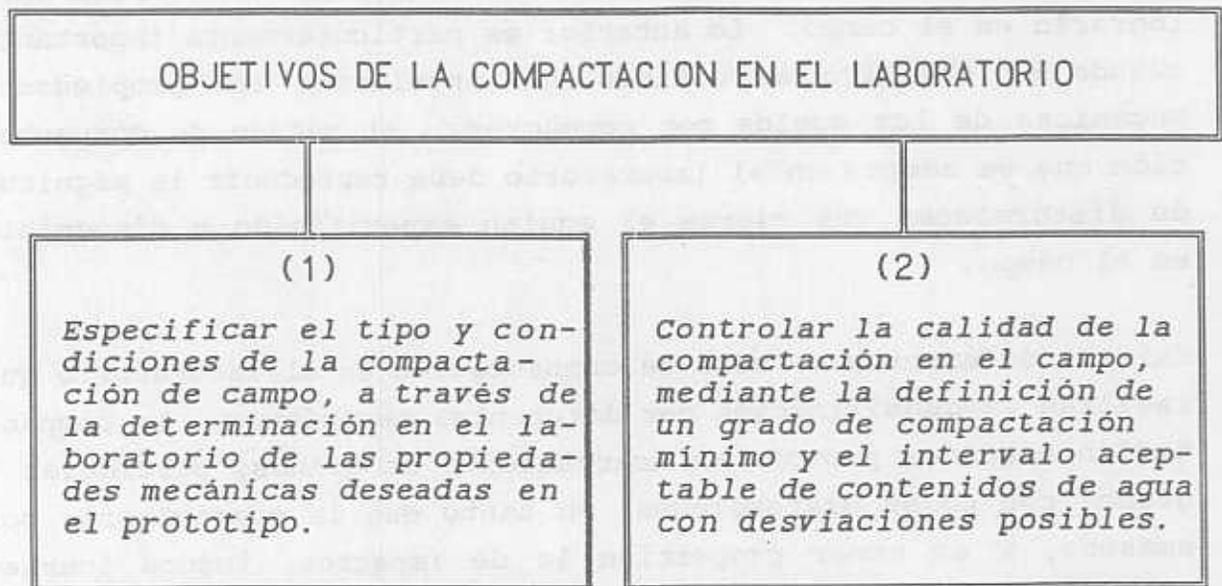


Fig. 2.5 Objetivos de la compactación en el laboratorio y condiciones que deben reproducirse entre éste y el campo

Los objetivos anteriores se cumplen sólo en la medida en que los procedimientos de compactación en el laboratorio sobre muestras alteradas, permitan reproducir o asemejar las condiciones de la compactación de campo; esto es, que debe cumplirse un principio de representatividad.

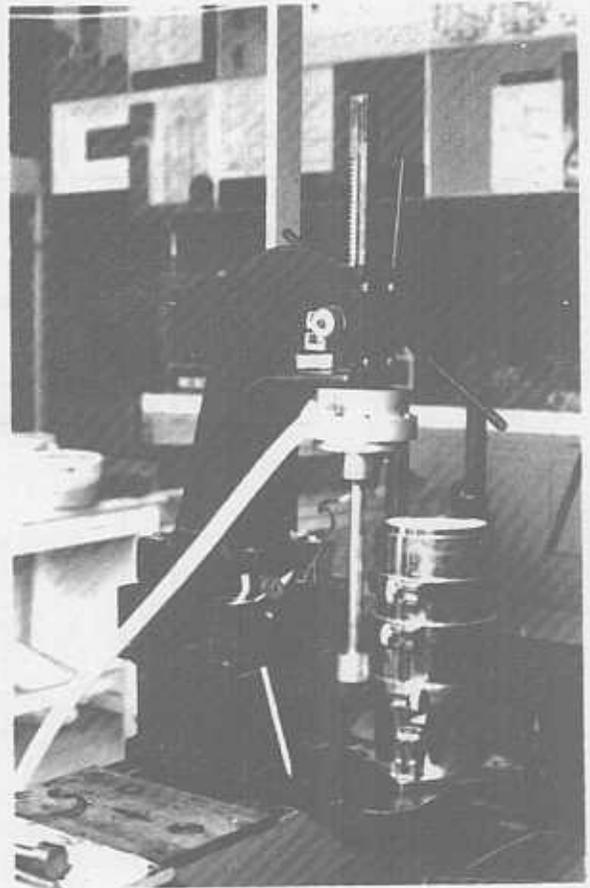
A más del contenido de agua, deben reproducirse en las muestras de laboratorio la densificación y el mecanismo involucrado para lograrla en el campo. Lo anterior es particularmente importante cuando el objetivo es definir con antelación las propiedades mecánicas de los suelos por compactar. El método de compactación que se adopte en el laboratorio debe reproducir la magnitud de distorsiones que ejerza el equipo especificado o disponible en el campo.

Existen diferentes métodos de compactación en el laboratorio que realizan la densificación por diferentes mecanismos. La compactación estática provoca un acercamiento de granos, partículas o grumos con pocas distorsiones, en tanto que la compactación por amasado, y en menor proporción la de impactos, induce fuertes distorsiones o amasamiento al suelo. Se mostrará más adelante que el grado de amasamiento que inducen tipos diferentes de compactación determina propiedades mecánicas muy diferentes, aun para mismo peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación.

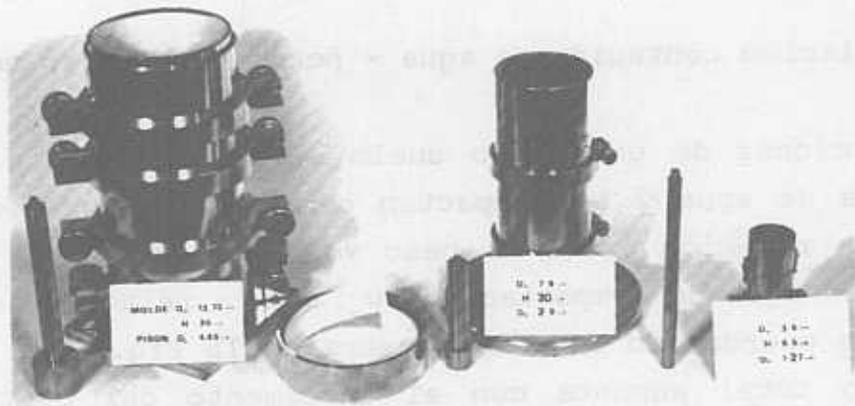
Por tradición, el tipo de compactación más usual es el de impactos, aun cuando se reconoce que diversos equipos modernos de compactación ejercen un fuerte amasamiento. En la Fig 2.6a se muestra una vista de un compactador manual tipo Harvard, con el que se aplican cargas controladas vía un resorte. En la Fig 2.6b se presenta un compactador neumático montado en una prensa de cremallera, con el que es posible compactar especímenes hasta de unos 15 cm de diámetro, Fig 2.6c. Existe una versión manual de este compactador, el cual se emplea para el molde mostrado de menor tamaño. El principio de operación de estos compactadores se muestra en la Fig 2.7.



(a)



(b)



(c)

Fig 2.6 Equipo de compactación por amasado

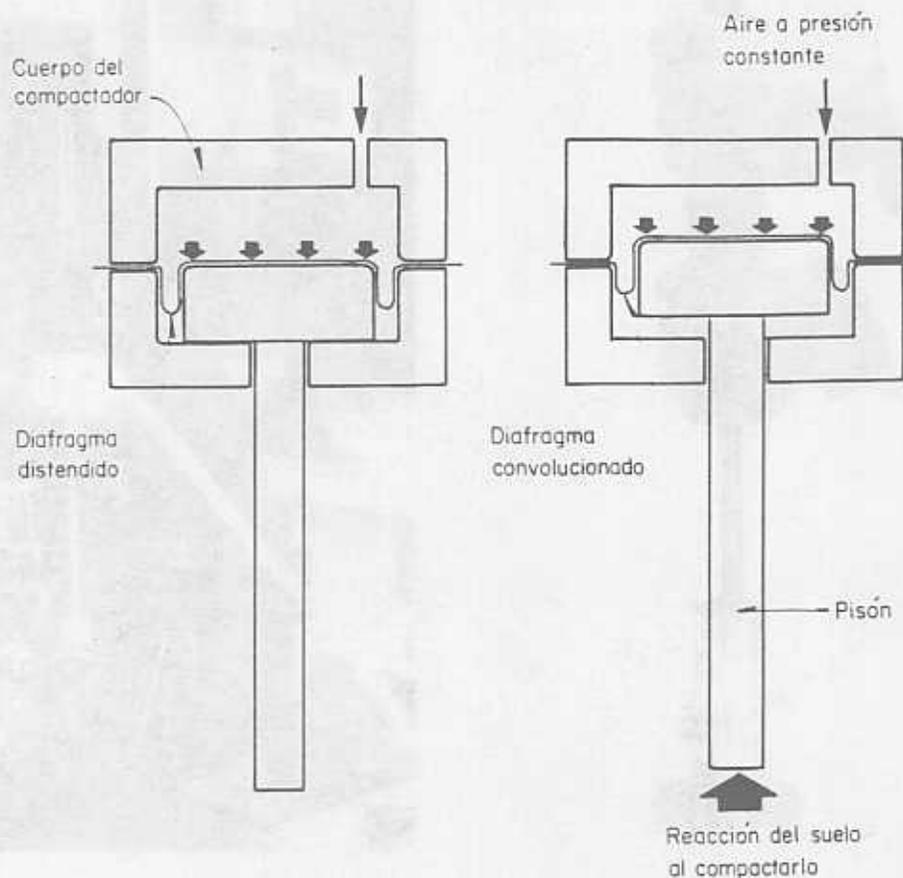


Fig. 2.7 Principio de operación de los compactadores neumáticos

2.3 La relación contenido de agua - peso volumétrico seco

Cuando porciones de un cierto suelo se mezclan con diferentes porcentajes de agua y se compactan con idéntico procedimiento, resulta una relación entre el peso volumétrico total, γ_t , y el contenido de agua de compactación, w_c . Esta relación se grafica en un plano coordenado como se muestra en la Fig. 2.8. El peso volumétrico total aumenta con el incremento del contenido de agua hasta un máximo, y luego disminuye con incrementos adicionales del contenido de agua de compactación. El aumento en el γ_t se debe en parte al agua adicionada, y en parte a la densificación obtenida por la compactación; las proporciones relativas que inciden en la variación del peso volumétrico total por estos dos factores, se muestran en la misma Fig. 2.8.

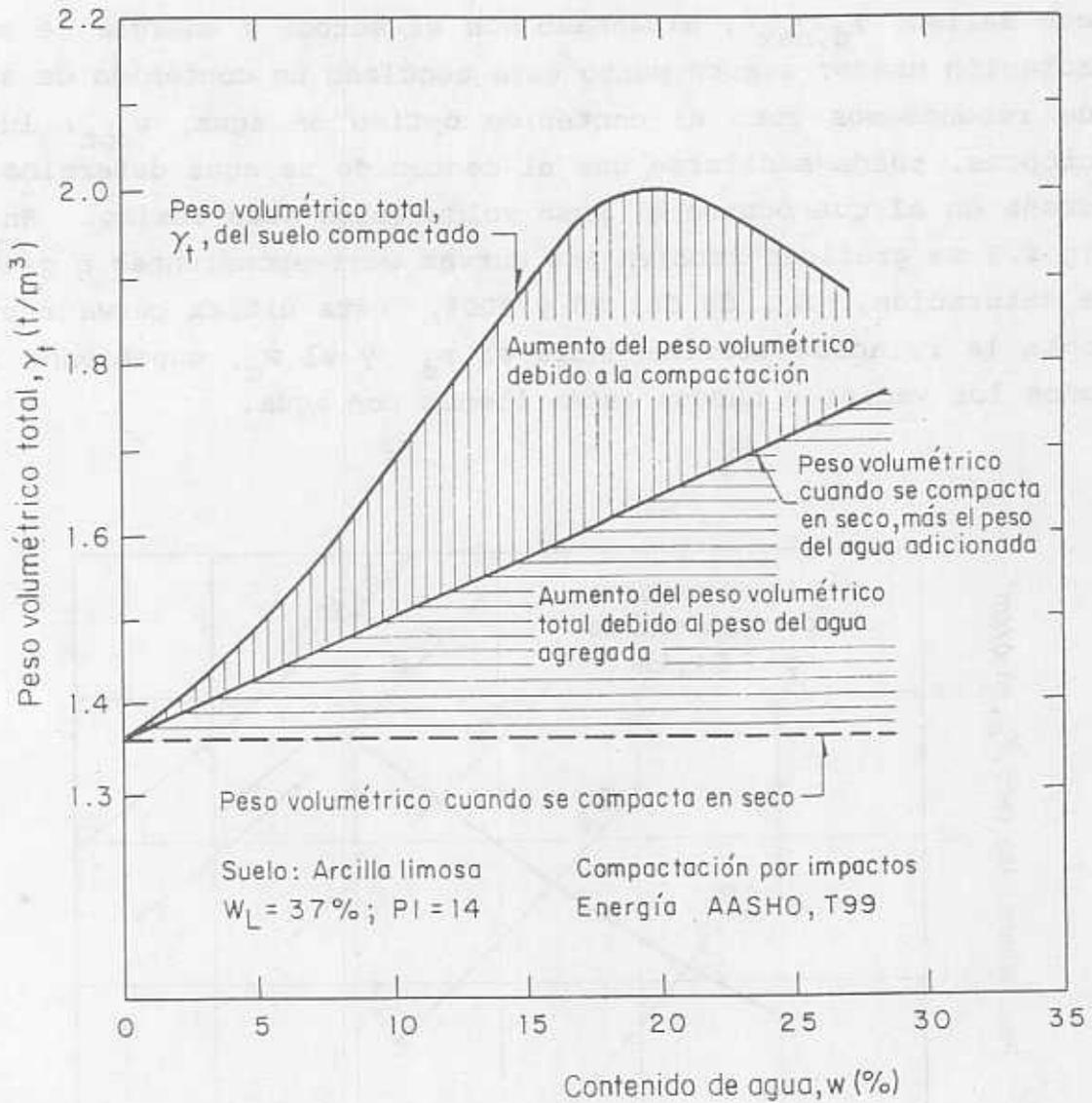


Fig. 2.8 Variación del peso volumétrico total con el contenido de agua en un suelo compactado

Dado que la compactación implica el aumento de partículas sólidas por unidad de volumen, es necesario expresar los resultados de la compactación en términos del peso de esa fracción mineral sólida por unidad de volumen; este cociente no es otra cosa que el peso volumétrico seco, γ_d . La curva resultante $\gamma_d - w_c$ se presenta en la Fig. 2.9, y se le conoce como curva de compactación.

El punto mas alto de esta curva representa el *peso volumétrico seco máximo*, $\gamma_{d,max}$, alcanzado con el método y energía de compactación usado; a este punto está asociado un contenido de agua que reconocemos como el *contenido óptimo de agua*, w_{opt} ; luego entonces, puede señalarse que el contenido de agua determina el estado en el que ocurre el peso volumétrico seco máximo. En la Fig 2.9 se grafican también las curvas correspondientes a grados de saturación, S_r , de 80, 90 y 100%; esta última curva representa la relación teórica entre el γ_d y el w_c , suponiendo que todos los vacíos o huecos están llenos con agua.

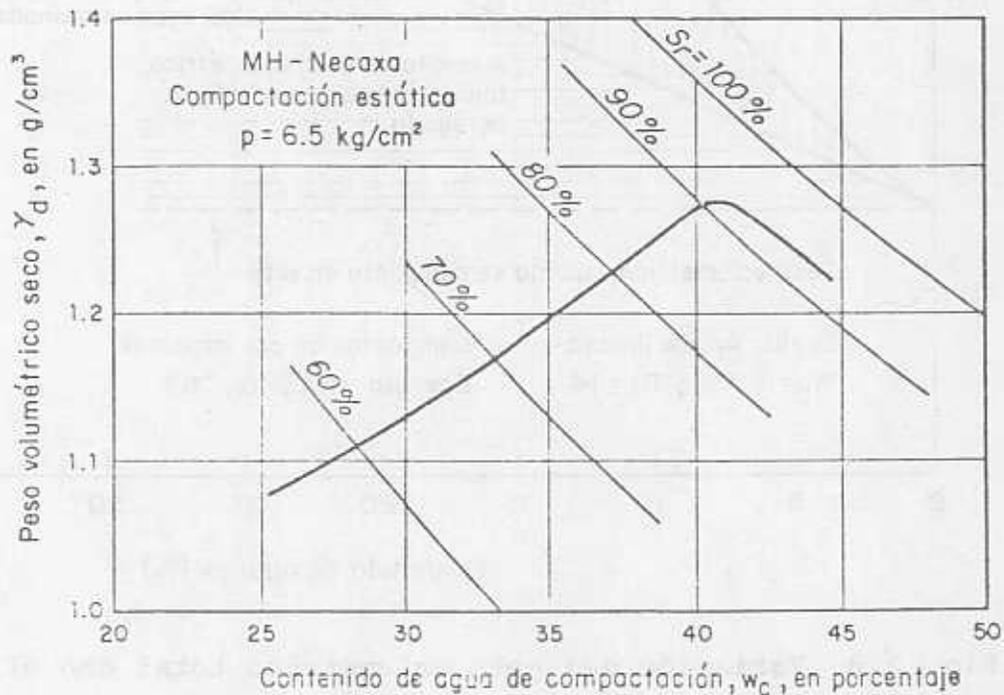


Fig. 2.9 Curva de compactación

2.4 Influencia de la energía en las curvas de compactación

Para todos los suelos compactados ya sea en el campo o en el laboratorio, el aumento de la energía aplicada con cierto método de compactación, redunda en un incremento en el $\gamma_{d,max}$ y en una

disminución del w_{opt} ; esto es, que el suelo aun con cada vez menor contenido de agua, es lo suficientemente trabajable como para que con energías de compactación crecientes, alcance pesos volumétricos secos cada vez mayores. Así, para cada energía de compactación por unidad de volumen de un cierto método de compactación, le corresponde un contenido óptimo de agua y un peso volumétrico seco máximo. En la Fig. 2.10 se muestran resultados correspondientes a una arcilla residual haloisítica compactada por impactos; se indica en cada curva la energía aplicada.

En la compactación de campo, y a menos que el rodillo se hunda francamente en el suelo, la energía aplicada es el producto del empuje de la fuerza motriz y el número de pasadas, para el ancho y profundidad del área cargada. Ello involucra las dimensiones del compactador, su peso total, tamaño del área cargada, presión de contacto, espesor de capa y número de pasadas.

Sólo en el caso de la compactación por impactos en el laboratorio existe una forma directa para evaluar la energía, ya que resulta el producto del peso del martillo por la altura de caída y por el número de impactos; al dividirlo entre el volumen del suelo compactado, se obtiene la energía específica o por volumen. Para la compactación por presión estática, se define la magnitud máxima de ésta, dentro de un proceso relativamente rápido de carga-descarga sobre cada capa, y actuando en todo el área del molde. En la compactación por amasado tampoco puede calcularse con facilidad la energía aplicada, por lo que se recurre a definir sólomente, en este orden, la cantidad de pisonadas, la fuerza que aplica el pisón, y la cantidad de capas con las que se forma el espécimen; ejemplo de esto sería la compactación por amasado 25-10-10 (25 pisonadas, 10 kg fuerza en el pisón de 1.27 cm de diámetro, y 10 capas); estas condiciones se emplean con frecuencia en un molde de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura en el Instituto de Ingeniería, UNAM, Fig. 2.6c, lo que permite ensayar las muestras compactadas en pruebas de resistencia ya que guarda la relación necesaria altura/diámetro.

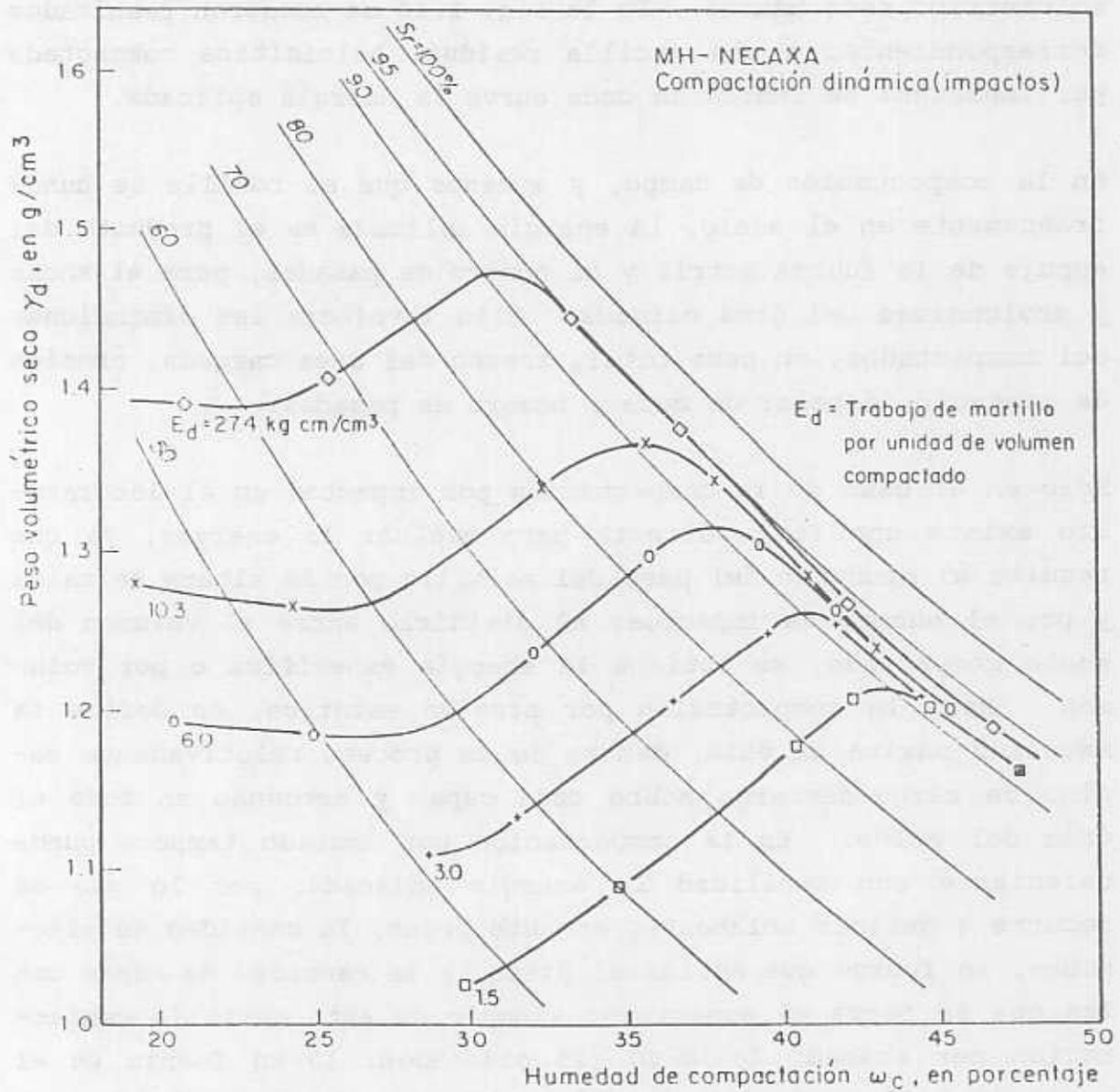


Fig. 2.10 Efecto de la energía aplicada por impactos sobre las curvas de compactación.

2.5 Efecto del tipo de suelo

Los valores $\gamma_{d,max}$ y w_{opt} y la forma de la curva de compactación que se obtienen para un cierto método y energía de compactación, pueden diferir ampliamente para diferentes tipos de suelo. Un ejemplo de ello se muestra en la Fig. 2.11, en donde se incluyen resultados de ensayos de muestras de cuatro suelos diferentes compactados por amasado. Llama la atención que para idénticas condiciones de densificación, mientras para un suelo areno-arcilloso coluvial (SC-Chicoasén) aquéllos valores son de 2.00 t/m^3 y 13%, en un suelo haloisítico residual (MH-Necaxa) apenas si alcanza un valor máximo de 1.3 t/m^3 , con un óptimo de alrededor del 40%. Cabe señalar de que a pesar de que este último suelo sea el menos "denso", acusa una alta resistencia a la compresión simple.

Es claro que la distribución granulométrica de cada suelo, la forma y mineralogía de sus granos y/o partículas, la densidad de sólidos y sus propiedades plásticas, determinan resultados muy disímilos. Esto muestra la importancia que tiene la determinación experimental de la curva de compactación para cada suelo en particular.

3. TEORIAS E IDEAS RECIENTES SOBRE EL PROCESO DE COMPACTACION

3.1 Revisión de algunas teorías de compactación

La curva de compactación tiene generalmente una forma parabólica típica, distinguiéndose, en relación con la condición óptima, la rama seca, y la rama húmeda; la primera corresponde a contenidos de agua menores que el óptimo, y la segunda a valores mayores. La forma de esta curva y la explicación del efecto que tiene el contenido de agua sobre el peso volumétrico seco, constituyeron

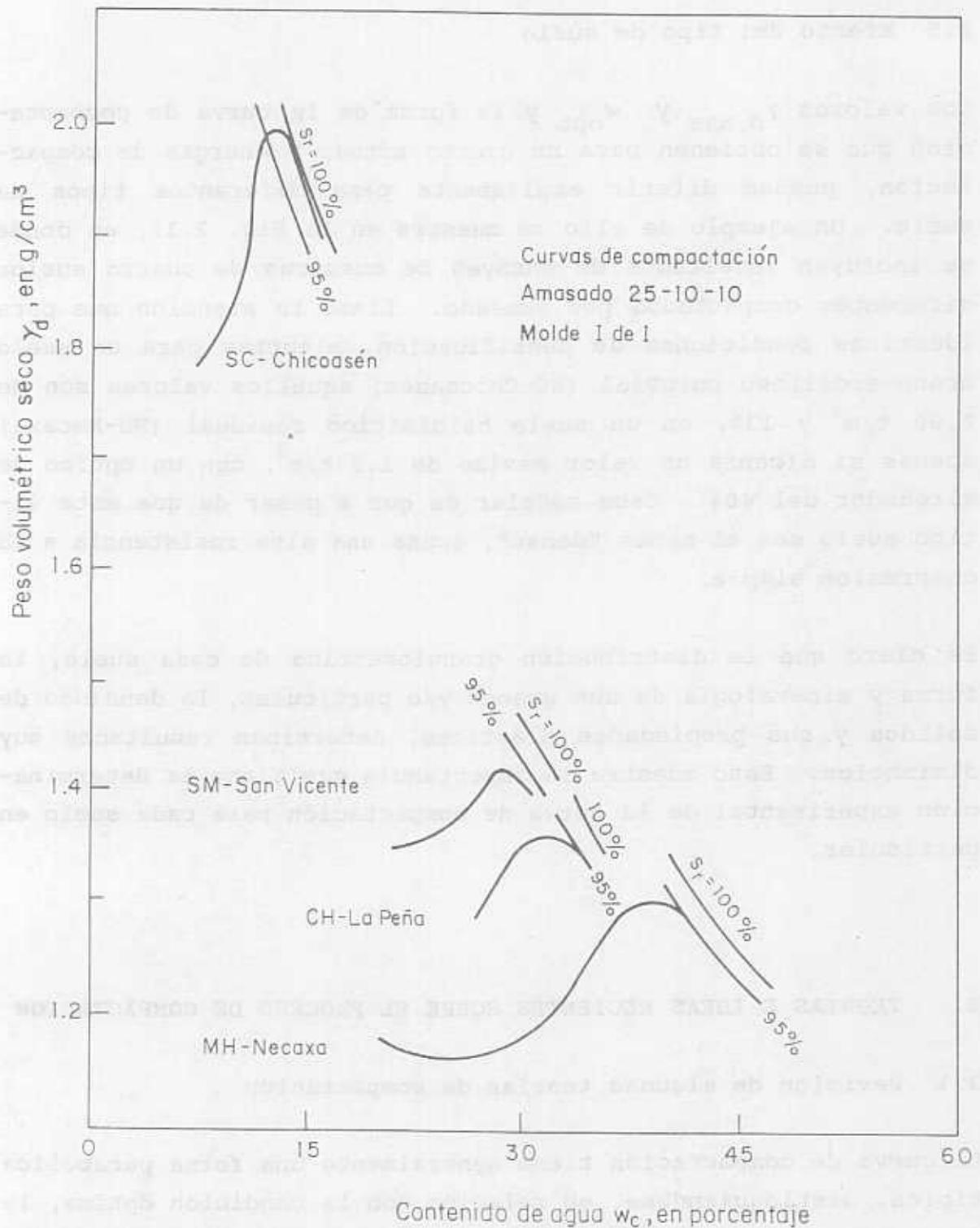


Fig. 2.11 Curvas de compactación con igual amasado en cuatro suelos cohesivos diferentes

los objetivos principales de las primeras teorías de compactación; cabe aquí exponer críticamente los conceptos de algunas de esas propuestas, así como explicar sus limitaciones, ya que se estima que el proceso de compactación en sí ha sido pobremente comprendido. Adicionalmente, se considera conveniente conocer los fenómenos que gobiernan el comportamiento de los suelos compactados, modificando así los enfoques anteriores.

Pueden distinguirse cuatro intentos significativos para explicar el efecto del contenido de agua sobre el peso volumétrico seco de suelos cohesivos. R. R. Proctor fue el pionero en 1933 al adelantar su teoría de capilaridad y lubricación. Le siguieron C. A. Hogentogler en 1936 con la teoría de agua viscosa, y T. W. Lambe en 1960 con su teoría fisicoquímica. Cada teoría fue razonablemente consistente con el conocimiento existente en el tiempo en que fue desarrollada. Sin embargo, se han tenido avances en el conocimiento que han mostrado deficiencias en estas teorías, lo que las hace especulativas en gran medida. Por su parte R. E. Olson propuso posteriormente (1963) una teoría en término de esfuerzos efectivos, que parece un enfoque actual y consistente para la explicación cualitativa del proceso de compactación. Junto con las hipótesis e ideas de estos investigadores, se mencionan enseguida sus limitaciones.

Proctor. Proctor (1933) concluyó que el agua ejerce un efecto dual sobre el suelo. El primer efecto fue la capilaridad, indicando que el agua forma una película delgada que rodea cada partícula, la que ahí se mantiene por la tensión superficial; que en donde las películas se ponen en contacto, la fuerza de capilaridad mantiene a las partículas firmemente unidas, causando una alta resistencia friccionante entre ellas. Este concepto de esfuerzos inducidos por la capilaridad y que le da al suelo resistencia cortante que se opone a la compactación, está de acuerdo con las más recientes observaciones.

El segundo efecto lo explicó como una lubricación entre partículas que ejerce el agua, reduciendo la fricción entre éstas, y por tanto disminuyendo la resistencia cortante. Sin embargo, muchas de estas ideas se vienen por tierra cuando *H. M. Horn (1960)* demuestra que el agua funciona como un antilubricante entre silicatos.

Hogentogler. Por su parte, *Hogentogler (1936)* reconoció que se presenta agua ligada o adsorbida en la superficie de las partículas minerales, y postuló que la primera capa de esta agua era muy "cohesiva" y de alta viscosidad, lo que se reducía conforme se separaba de la superficie de la partícula, hasta tener las características del agua libre. Según esta teoría, a bajos contenidos de agua, tal viscosidad en los puntos de contacto le proporcionaba al suelo una alta resistencia cortante, lo que se traducía en bajos pesos volumétricos secos. Conforme el suelo poseía mayor contenido de agua, las capas adsorbidas se hacían más delgadas y menos "cohesivas", acusando entonces el suelo menor resistencia cortante, y de ahí, un peso volumétrico seco más alto al ser compactado. Postuló que la reducción en la viscosidad ocurre sólo hasta cierto contenido de agua, después de lo cual la adición de más agua da como resultado la "lubricación", siendo ésta máxima en el contenido óptimo de agua.

Observaciones más recientes han señalado que el espesor del agua adsorbida a la superficie de la mayoría de las arcillas no excede de unas cuantas capas moleculares, y que no tiene los grandes espesores que se suponía tenía. Así mismo, aun cuando la información sobre la viscosidad del agua adsorbida es un tanto contradictoria, ningunos datos apuntan a las altas viscosidades más allá de los primeros estratos moleculares. Se reconoce por otra parte que los contenidos de agua con los que se compactan la mayoría de los suelos están muy por encima de los contenidos de agua donde podrían ser importantes las altas viscosidades del agua adsorbida.

Lambe. A su vez, *Lambe (1960)* intentó explicar la forma de la curva de compactación en términos de las teorías de química de superficies en suspensiones arcillosas diluidas. Concluyó que la concentración de electrolitos del agua de poro de un suelo ubicado en la rama seca es alta, lo que se traduce en bajas repulsiones entre partículas y una tendencia a la floculación. Ello determina un arreglo aleatorio o floculento de las partículas (placas arcillosas con disposición cara - orilla) y los bajos pesos volumétricos secos a contenidos bajos de agua. *Lambe* concluyó que conforme se le agrega agua al suelo, se disminuye la concentración de electrolitos en el agua de poro, permitiendo que los estratos de la doble capa (cationes -átomo o grupo de átomos con una carga eléctrica positiva- y agua ligados eléctricamente a la superficie de las partículas) sean más gruesos y desarrollados, y aumenten las fuerzas de repulsión. Ello crea una situación favorable para el desarrollo de un arreglo o estructura orientada o dispersa (predominio de arreglos cara - cara). El aumento en el peso volumétrico seco se supuso que se debe a esa dispersión, la que permite que las partículas se deslicen unas sobre otras para alcanzar disposiciones más orientadas y compactas.

El enfoque de *Lambe* basado en soluciones válidas para suspensiones diluidas parece tener un alcance limitado en los suelos compactados, que resultan masas mucho más densas, y en las que cobran importancia otras fuerzas de interacción entre partículas adyacentes. Por otra parte, esta teoría parece estar en apuros al asumir que las fuerzas que producen la floculación son muy fuertes, y que relativamente pequeños cambios en la concentración de los electrolitos en el agua de poro provocan grandes cambios en estas fuerzas. Diversas mediciones (*Olson y Mitronovas, 1962*) han puesto de manifiesto que variaciones en la concentración de electrolitos han ejercido influencia en la forma y posición de la curva de compactación de algunos suelos, pero no en todos; esto es, que la teoría fisicoquímica no es de aplicabilidad general.

Olson. Posteriormente, *Olson (1963)* propuso una teoría cualitativa, para la compactación por amasado, basada en la suposición de que un suelo resiste la presión de compactación mediante el desarrollo de esfuerzos cortantes en las superficies de contacto entre sus partículas; considera que puesto que la mecánica de suelos ha demostrado que la resistencia cortante en los suelos saturados es función del estado de esfuerzos efectivos, deben también adoptarse esfuerzos efectivos en suelos compactados no-saturados. Estima que las teorías antes mencionadas no se han sometido a experimentos de diagnóstico que las verifiquen, y que tampoco son suficientemente amplias como para explicar la resistencia cortante o el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos cohesivos compactados. *Seed y Chan (1960)* difieren de estas últimas apreciaciones de Olson, por lo que recurren al enfoque de Lambe para explicar las características esfuerzo-deformación de diversos suelos compactados.

Olson considera que cuando se aplica la presión de compactación, se generan esfuerzos cortantes que vencen la resistencia en las superficies de contacto, las partículas se deslizan unas sobre otras, y el suelo se densifica. Al estarse compactando en la rama seca, los esfuerzos totales y la presión de poro aumentan, pero esta última en menor proporción que los primeros, debido a que los coeficientes B de Skempton (1954) son mucho menores que la unidad. Bajo la acción del pisón, la deformación del suelo continúa hasta que los crecientes esfuerzos efectivos le dan la resistencia suficiente para resistir la presión de aquél. Bajo estas circunstancias, los huecos del suelo se mantienen comunicados, y por lo mismo la permeabilidad al aire es muy alta; esto permite la expulsión del aire y consecuentemente la reducción de la relación de vacíos.

Cuando se deja de accionar el pisón, la carga vertical se hace nula y el suelo se expande ligeramente, tendencia que restringe el desarrollo de presión de poro negativa; ésta y los esfuerzos

laterales residuales generan esfuerzos efectivos compresivos sobre el suelo que mantienen la condición densificada. La resistencia cortante del suelo aumenta conforme se le aplican más pisonadas; eventualmente el suelo se torna suficientemente resistente, y ya no ocurren deslizamientos entre partículas. Llegada esta condición, el suelo alcanza su mayor densificación para ese contenido de agua, y ciertos método y energía de compactación.

Cuando el suelo se compacta con un contenido de agua mayor, el proceso anterior se repite, salvo que el grado de saturación es más alto y determina valores mayores de los coeficientes B_w y χ (Bishop et al, 1960). Ello determina que conforme transcurre la compactación se generan mayores presiones en el agua y en el aire de los poros, disminuyendo de esta manera los esfuerzos efectivos; así, la resistencia cortante en los contactos entre partículas se reduce y permite que las partículas se deslicen, con lo que se alcanzan pesos volumétricos secos mayores.

En la medida que el suelo se va densificando crece el grado de saturación, la permeabilidad al aire disminuye y eso propicia el aumento de la presión en los poros. Eventualmente, cuando se agrega más agua al suelo los canales de aire se hacen discontinuos y la fase gaseosa queda ocluida en forma de burbujas, provocando que tal permeabilidad se haga nula. Cuando ello ocurre, el suelo no se densifica más porque se inhibe la expulsión de aire y se llega así al peso volumétrico seco máximo y al contenido óptimo de agua.

Ya en la rama húmeda, las altas presiones en el agua generadas al apisonar el suelo reducen los esfuerzos efectivos y por ende la resistencia. Esto propicia que se presenten fuertes deslizamientos entre partículas, con lo que la energía de compactación se gasta más que nada en distorsiones y las deformaciones volumétricas (reducciones) resultan menores que en el óptimo; de esta manera se logra una densificación menor.

3.2 Algunas tendencias actuales

En la actualidad se advierten dos aspectos importantes en relación con la práctica de la compactación en el campo. Por una parte, se preserva en buena medida el enfoque de los años treinta en el sentido de ligar sólo al peso volumétrico seco con propiedades tales como la resistencia cortante o la compresibilidad; prueba de ello es que en las especificaciones de compactación, con mucha frecuencia sólo se hace mención del concepto de grado de compactación. Por otra, se distingue el énfasis en el ya señalado segundo objetivo de la compactación: el control de la calidad de su ejecución.

Sin embargo, ya se han manifestado varios investigadores (Marsal, 1980; Machet, et al, 1982, Espinace, 1984, entre otros) en el sentido de que...

antes de pensar en el control, es indispensable definir las condiciones para lograr tal calidad, ya que su conocimiento es sin duda insuficiente.

Con estas ideas y aunque con diferentes enfoques y metodologías a seguir entre los investigadores, se ha reconocido como factor común que los esfuerzos actuales de estudio en esta área deben enfocarse al trabajo experimental en el laboratorio; se ha sugerido que se investiguen los fenómenos que gobiernan el comportamiento, las propiedades de los suelos compactados y los mecanismos involucrados en su densificación.

Tradicionalmente en la práctica, al suelo se le ha visto como una *caja negra*, lo que ha permitido establecer un vínculo directo entre las condiciones de compactación y las propiedades ingenieriles de los suelos cohesivos compactados; esto es, modelos de análisis de tipo fenomenológico que ligan directamen-

te las variables de entrada o causas netas, con las variables de salida o efectos netos. Este enfoque utilitario ha probado ser útil en muchas ocasiones; sin embargo, también en otros tantos casos prácticos ha enfrentado problemas, al no ponerse en juego los fundamentos y conceptos básicos de la compactación. No hay duda que trabajos como los de *Casagrande y Hirschfeld (1960)* en la Universidad de Harvard han resultado todo un hito de gran valor en la ingeniería práctica, y han permitido establecer otros posibles enfoques de análisis. Sin embargo, si además de responder el *qué* y *cómo*, se pretende explicar el *por qué* de la relación entre las condiciones de compactación y las propiedades ingenieriles resultantes, así como enriquecer a las dos cuestiones anteriores, habrá de recurrirse a los modelos explicativos; la condición para que esto se cumpla de manera práctica, es que ello no debe acarrear complejidades adicionales.

Por los motivos anteriores, en las últimas tres décadas se han hecho intentos por explicar, a través de la investigación, la relación causa - efecto, mediante modelos de análisis de tipo explicativo o de caja translúcida (esto último en contraposición al modelo de caja negra). La función mediadora está determinada por un conjunto de variables internas que caracterizan el interior de la caja; por esta razón en ocasiones se les denomina a estos modelos, del tipo de variables internas o de estado.

3.3 Modelos explicativos

Los modelos explicativos para suelos cohesivos compactados han reconocido a la microestructura, como importante variable interna. Con ello se considera que el comportamiento a macronivel de los suelos como materiales discretos, depende del comportamiento y la interacción de sus microelementos. Se reconoce a la estructura de los suelos, como al conjunto de sus características geométricas y de arreglo relativo entre las partículas o asociacio-

nes de partículas. Cuando la descripción estructural requiere por lo menos de un microscopio óptico, se habla entonces de la *microestructura*.

Relacionados con aspectos estructurales se pueden citar para los suelos en general, fenómenos tales como la pérdida de resistencia en las arcillas cuando se remodelan a contenido de agua constante, diferencias en las propiedades de suelos depositados en ambientes diferentes y consolidación secundaria, entre otros. Para el caso de suelos cohesivos compactados, en los capítulos siguientes se presentarán resultados experimentales que ponen en evidencia la importancia de la microestructura, ya que por ejemplo a peso volumétrico seco y contenido de agua constantes, en un mismo suelo compactado se obtienen comportamientos mecánicos apreciablemente diferentes.

Diversos autores, *Lambe, 1959; Mitchell, 1965*, entre otros, han explicado propiedades tales como la permeabilidad, en función de la porosidad y la microestructura. Por su parte, *Barden, 1965*, analizó el fenómeno de consolidación de arcillas compactadas, en donde involucró a los coeficientes de permeabilidad al aire y al agua; éstos a su vez los consideró función de las variables de estado : porosidad, estructura y grado de saturación; esto es,

$$k_a = f_a (n, \lambda, S_r)$$

$$k_v = f_v (n, \lambda, S_r)$$

en donde f_a y f_v son funciones por establecerse experimentalmente. Nótese que los parámetros relación de vacíos, e , ó peso volumétrico seco son variables equivalentes a la porosidad, $n (\%) = (V_v / V_t) 100$.

Reséndiz (1980) retomó las anteriores variables de estado para describir el comportamiento de los suelos cohesivos compactados. En principio consideró a la microestructura como una variable

puramente geométrica, a diferencia de *Lambe (1958)* para quien este término tiene la connotación no sólo del arreglo entre partículas, sino que también involucra lo relativo a las fuerzas fisicoquímicas entre partículas.

El autor de esta monografía ha adoptado como hipótesis de trabajo para analizar el comportamiento esfuerzo - deformación de los suelos cohesivos compactados a estas tres variables de estado; con ellas se propone demostrar que en general es posible explicar la relación entre las variables controlables de compactación, y las propiedades mecánicas, tal como se esquematiza en la Fig. 3.1.

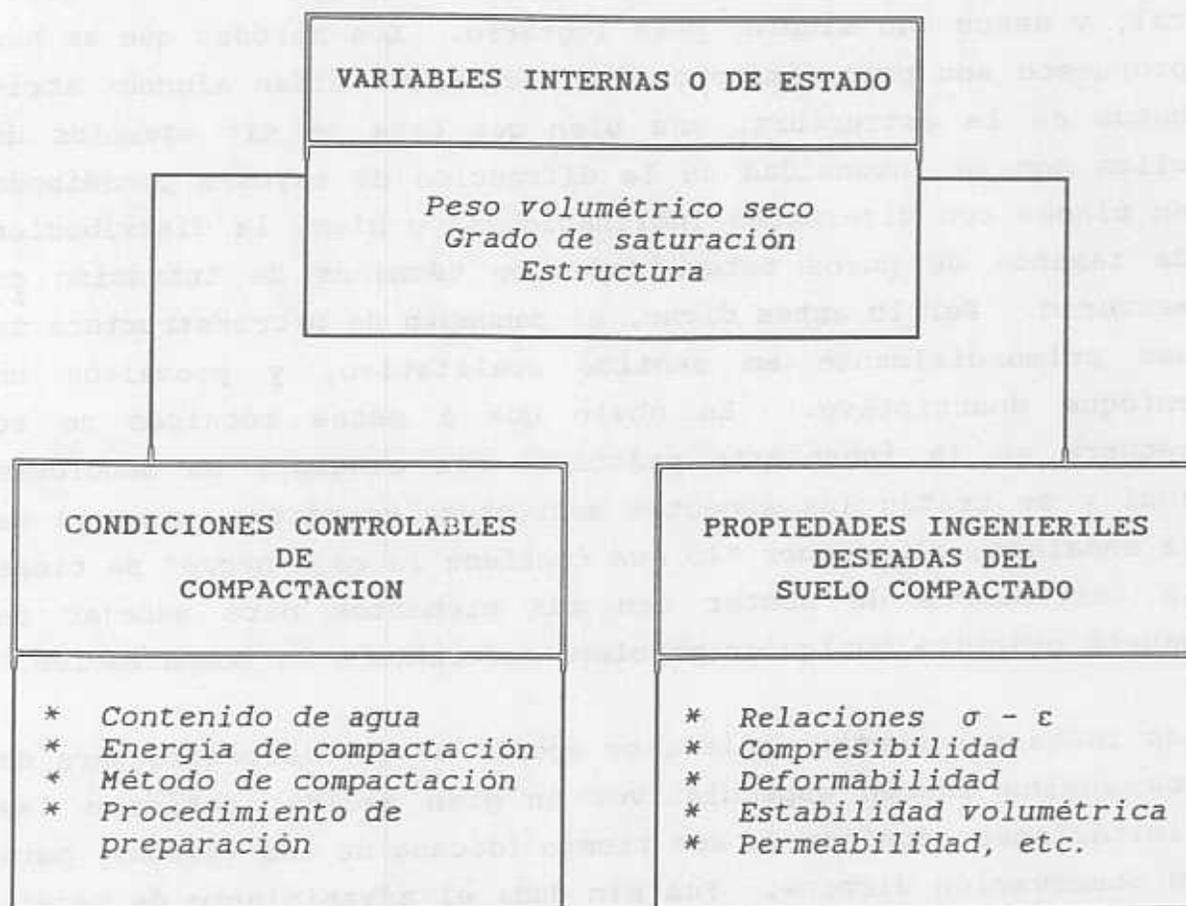


Fig. 3.1 Modelo explicativo propuesto para relacionar condiciones de compactación y propiedades mecánicas

3.4 Microestructura de los suelos compactados

El modelo mencionado en el inciso anterior maneja dos variables de estado cuya definición y determinación es sencilla y conocida en la mecánica de suelos; por el contrario, la caracterización de la microestructura resulta una tarea más compleja. Por tal motivo, se dedica este inciso a comentar diversos aspectos de la estructura que inciden en el comportamiento de los suelos compactados.

La caracterización cuantitativa de arreglos tan complejos como los de los suelos arcillosos ha sido tema de trabajo de diversas investigaciones, sin llegar a encontrarse un procedimiento general, y menos aún simple, para lograrlo. Los métodos que se han propuesto son procedimientos indirectos que miden algunos atributos de la estructura, más bien que ésta en sí; ejemplos de ellos son la intensidad de la difracción de rayos-x incidiendo en planos con diferentes inclinaciones, o bien, la distribución de tamaños de poros determinada con técnicas de intrusión de mercurio. Por lo antes dicho, el concepto de microestructura se usa primordialmente en sentido cualitativo, y prevalece un enfoque descriptivo. Es obvio que a estas técnicas no se recurre en la ingeniería práctica; sin embargo, se mencionan aquí y se tratan los aspectos estructurales porque, como ya se ha señalado, al conocer "lo que contiene la caja negra" se tiene la certidumbre de contar con más elementos para manejar de manera práctica cualquier problema referente a la compactación.

Las ideas y conceptos iniciales acerca de la microestructura de los suelos fueron especulativos en gran medida, debido a las limitaciones técnicas de ese tiempo (década de los veinte) para su observación directa. Fue sin duda el advenimiento de técnicas ópticas, microscopía electrónica, primero la de transmisión y luego la de barrido, así como la difracción de rayos-x, lo que permitió la observación directa y objetiva de la microestructu-

ra; ello se inició a mediados de los cincuentas.

Una primera conclusión del uso de estas técnicas, fue que prácticamente no hay suelo compactado cuyos arreglos estén constituidos con base en partículas individuales; esto es, como en los suelos naturales, las asociaciones o paquetes de placas arcillosas son las unidades microestructurales básicas. En la Tabla 3.1 se presenta una descripción de las unidades estructurales de los suelos; prevalece distintivamente la idea de agrupamiento o agrumamiento de las partículas, en todos los niveles de apreciación. A pesar de los múltiples estudios de la microestructura, no se ha podido implementar una nomenclatura de uso gene-

Tabla 3.1 Descripción de la estructura según el nivel de apreciación (Yong y Sheeran, 1973)

| NIVEL | UNIDAD DEL ARREGLO | IDENTIFICACION |
|------------------|--|---|
| MACROSCOPICO | GRUMOS (o pedrs) y grupos de grumos | Apreciables a simple vista. La unidad distinguible más pequeña es el grumo |
| MICROSCOPICO | AGREGADOS. Agrupamiento de agregados dentro de un grumo. Pueden llamarse también <i>clusters</i> o <i>flóculos</i> | La unidad visible más pequeña con un microscopio óptico es un agregado |
| SUB MICROSCOPICO | PAQUETES. Agrupamiento de paquetes (o bien dominios) dentro de agregados y finalmente dentro de grumos | La unidad de arreglo más pequeña observada a este nivel con microscopio electrónico es la partícula |

realizado para describir la micromorfología de los suelos; los términos para describir las unidades de microestructura y tipos de poros son muy diversos; en la Tabla 3.2 se presentan los propuestos por *Bochko*(1973).

Tabla 3.2 Unidades de microestructura (*Bochko, 1973*)

| TERMINO | TAMANOS | IDENTIFICACION |
|-------------------------|---------------|---|
| <i>ULTRAMICROBLOQUE</i> | 0.2 a 3 μ | Acumulaciones de partículas minerales orientadas según su eje c; esto es, adjuntas cara a cara. Formas laminares y foliadas |
| <i>MICROBLOQUE</i> | 1 a 10 μ | Acumulaciones de ultramicrobloques orientados según su eje c. |
| <i>MICROAGREGADOS</i> | 1 a 10 μ | Acumulaciones de ultramicrobloques y pequeños microbloques sin una orientación definida |

Debe reconocerse que la estructura final de un suelo compactado depende primeramente de factores intrínsecos tales como su mineralogía, forma y tamaños de sus partículas y la química del agua de poro. *Mitchell* (1976) y *Nalezni y Li* (1969) destacan que estos factores inciden primordialmente en la magnitud de las fuerzas fisicoquímicas entre partículas vecinas, y por tanto en lo que podríamos considerar como una estructura primaria o intrínseca del suelo en su condición natural.

Adicionalmente, debe considerarse a la compactación como un proceso que involucra diversos factores externos que modifican el arreglo o estructura primaria; entre esos factores se pueden citar la energía, el método y el procedimiento de compactación. Luego entonces, la compactación es un procedimiento modificador de la estructura primaria del suelo, y por tanto un importante factor en el comportamiento mecánico macroscópico del suelo compactado. A métodos diferentes de compactación, estructuras diferentes y con ello propiedades diferentes, incluso a mismo peso volumétrico seco e igual grado de saturación.

Si bien es cierto que con las técnicas descritas se han podido distinguir las diferentes unidades de agrupamiento de partículas, debe señalarse que se adolece en la actualidad de una definición acerca de cómo interactúan estas unidades o grupos de partículas, ya sea en términos de mecanismos de liga o de contacto entre ellos. Se dispone de tratamientos teóricos para estimar el campo de fuerzas entre partículas (enfoque de Lambe), pero no para los mecanismos de interacción entre grumos, agregados, paquetes o bloques. Yong (1973) considera que los agregados y los grumos parecen actuar como unidades individuales grandes y que el arreglo de estos grupos, definen la estructura de interés para el comportamiento fenomenológico de los suelos. Esta idea la adelantó Terzaghi (1956) gracias a su privilegiada intuición. Por una parte cuestionó la posibilidad de arreglos paralelos de partículas, proponiendo a su vez la existencia de agregados de partículas o clusters. Sugirió que las propiedades físicas de los agregados están determinadas por factores de interacción entre ellos, de tipo puramente mecánico; asimismo consideró que las fuerzas fisicoquímicas tienen un campo de influencia que no se extiende más allá de las fronteras de cada uno de los agregados.

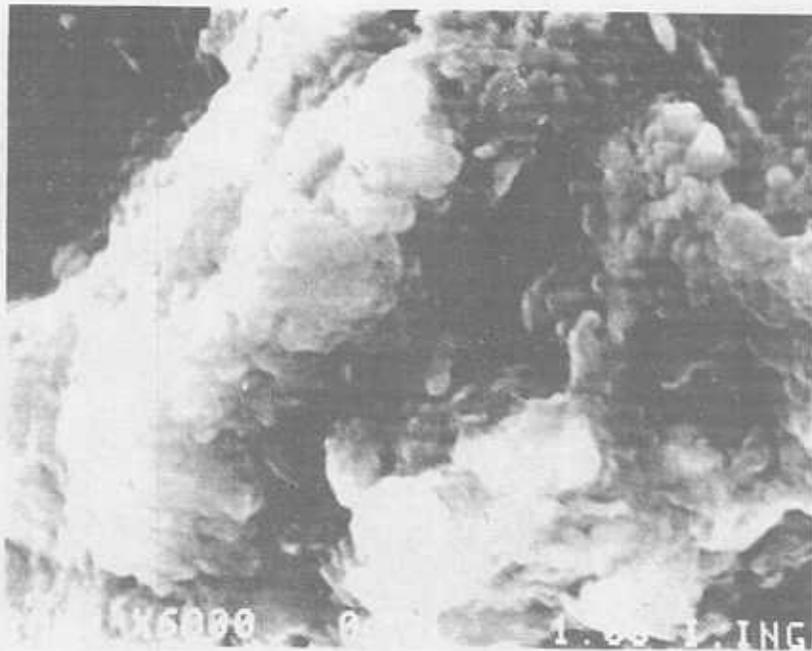
Por lo antes expuesto, se considera que:

El comportamiento macroscópico de los suelos está determinado fundamentalmente por la interacción microestructural entre asociaciones de partículas, más que la generada entre partícula y partícula.

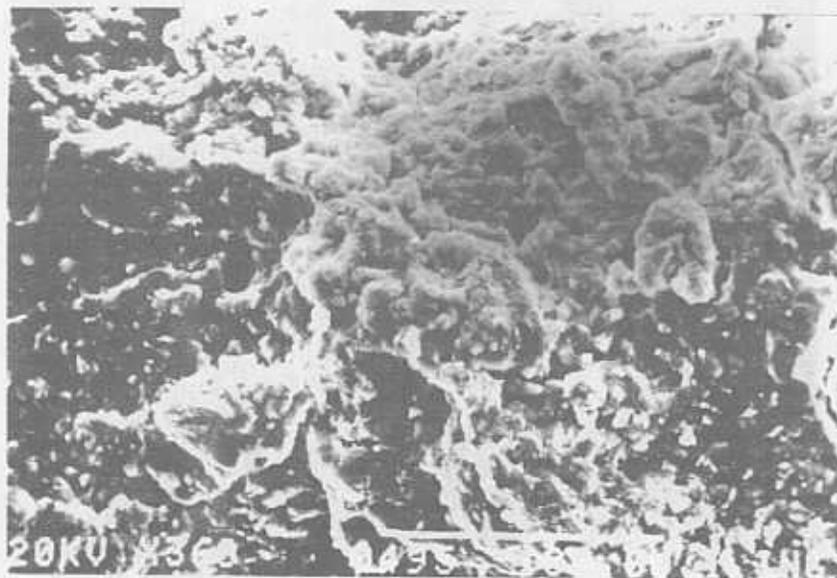
Estructura en las ramas seca y húmeda. Diversos autores han observado al microscopio muestras de especímenes densificados mediante diferentes métodos de compactación, tanto en la rama seca como en la húmeda; la mayoría lo han hecho con suelos de un solo mineral (caolín, por ejemplo). En un estudio realizado por el autor (1982), pudieron apreciarse en el microscopio electrónico de barrido muestras de cuatro suelos poliminerales compactados. Junto con algunas microfotografías de esos suelos, se describen las características más significativas observadas en los especímenes de un lado y otro del óptimo, que en gran medida coinciden con las reportadas en estudios previos.

Ratificando lo ya mencionado, las placas arcillosas aparecen como asociaciones orientadas de partículas o paquetes, siendo probable que tales paquetes estuviesen formados incluso antes de la compactación. Lo anterior se distingue en cualquier nivel de apreciación microscópica; véanse las Figs. 3.2a y 3.2b tomadas con diferentes aumentos.

En los especímenes de la rama seca, los paquetes muestran un arreglo aleatorio y abierto, con agregados incluso equidimensionales de hasta 100μ . Los huecos entre agregados o *interhuecos* aparecen inclusive tan grandes como esa dimensión, distinguiéndose una apreciable diferencia con el tamaño reducido de los *intrahuecos*, que son los formados hacia el interior de los paquetes de partículas. Mientras que la muestra compactada del lado seco, Fig 3.3a, exhibe una estructura abierta, la densificada en la rama húmeda, Fig 3.3b, se aprecia más cerrada (con

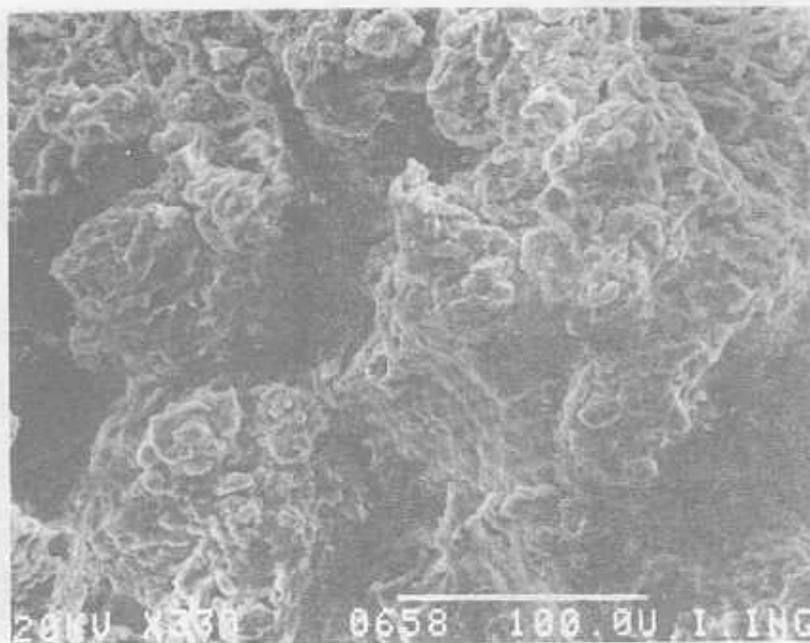


a) Aumento: X6000

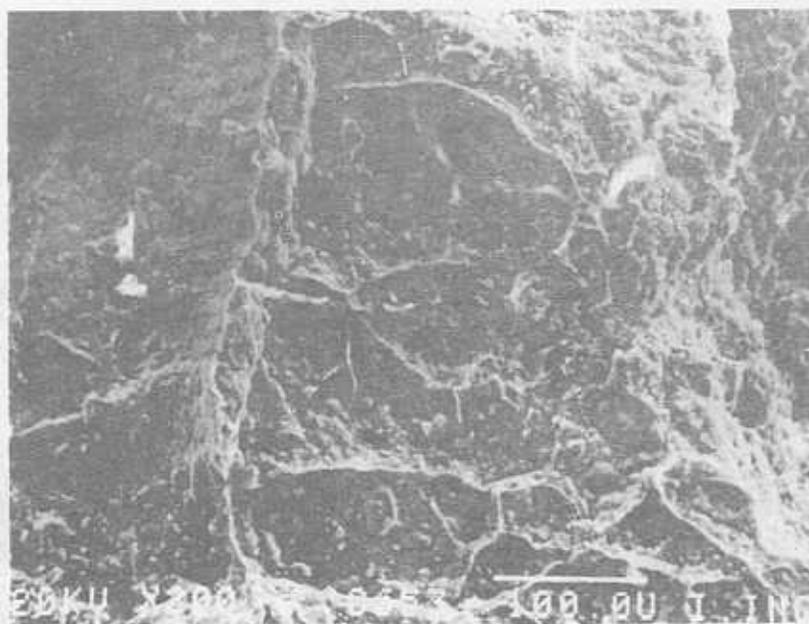


b) Aumento X360

Fig 3.2 Fotografías de la microestructura de suelos compactados
Suelo MH-Necaxa, Compactación por Amasado, Rama Húmeda



a) Rama seca



b) Rama húmeda

Fig 3.3 Fotografías de la microestructura de suelos compactados
Suelo CH-La Peña. Compactación estática

semejante aumento), con paquetes orientados y perpendiculares a la acción de la compactación por impactos o amasado. La diferencia en los tamaños entre interhuecos e intrahuecos se aminora considerablemente, con lo que se reduce el número y tamaño de los poros más grandes.

Para puntualizar lo referente a que el comportamiento está condicionado por las interacciones de agregados o grumos, se mostrarán enseguida algunos resultados de ensayos con diferentes granulometrías de grumos; de esta manera se distinguirá cómo bajo misma compactación (mismos factores externos), los factores intrínsecos diferentes de la estructura dan como resultado propiedades diferentes. Ya en el capítulo 4 se mostrarán los efectos de diferentes tipos de compactación sobre idénticas condiciones intrínsecas primarias del material por compactar.

Efecto de la granulometría de grumos. Se presentan resultados de dos suelos francamente finos; el 98% de las partículas del suelo MH- Necaxa es de dimensiones menores que la abertura de la malla 200, en tanto que en el CH-La Peña es del 90%. Desde luego estos porcentajes se determinaron en pruebas de hidrómetro con defloculante para dispersar las partículas, y sin secado previo de los materiales; la granulometría de las partículas de ambos suelos se presentan en la Fig 3.4.

Es práctica usual que los materiales se sequen al ambiente en el proceso para compactarlos en el laboratorio; con ello se acentúa todavía más la tendencia natural de sus partículas a agruparse o agrumarse. El suelo MH-Necaxa, que es un suelo residual constituido principalmente por una arcilla haloisítica, poseía en su condición natural un contenido de agua de $w_n = 51.4\%$, el que se redujo a 7.2% con secado al ambiente, antes de compactarlo. Con tal w_o se disgregó el material hasta que su totalidad pasase por la malla No. 4; a esta fracción de suelo agrumado se le denominó

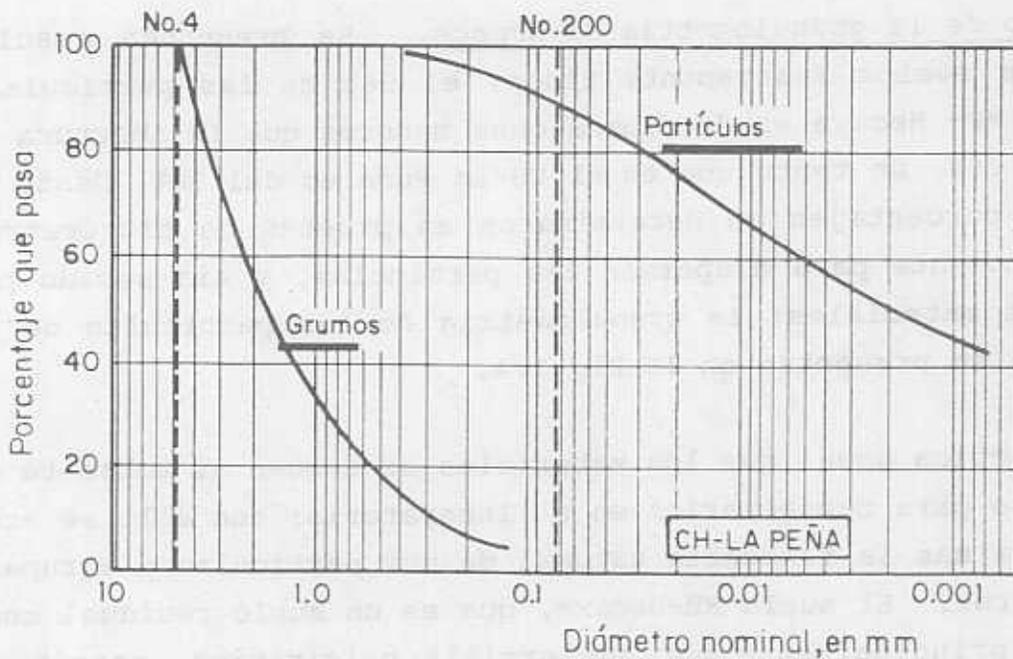
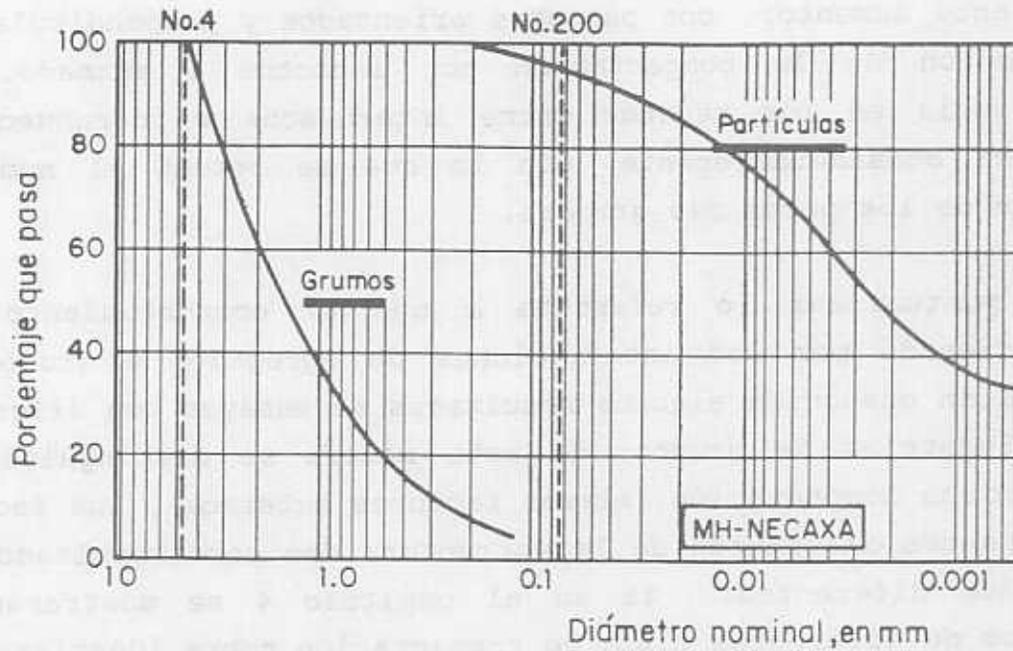


Fig 3.4 Granulometría de partículas y grumos de los suelos MH-Necaxa y CH-La Peña

integral, y su granulometría es la que se incluye en la Fig. 3.4. Por lo que se refiere al suelo CH-La Peña, que es de origen aluvial y que contiene principalmente montmorilonita, tenía un contenido natural de agua de 21.6%, el que se preservó para compactar los especímenes; su granulometría *integral* de grumos se incorpora también en la Fig. 3.4.

De estos materiales integrales se separaron porciones para formar dos fracciones con diferentes granulometrías de grumos, que no de granos, ya que se ha mostrado que son suelos francamente de partículas finas. La primera fracción fue con tamaños grandes y uniformes (pasa la malla No. 4 y se retiene en la No. 8), y la segunda con tamaños más bien pequeños y con distribución bien graduada (pasa la malla No 100).

En la Fig. 3.5a se presentan los resultados de las curvas de compactación del suelo MH-Necaxa en sus tres fracciones, al densificarlos por impactos con la energía Proctor estándar, en el molde de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura. Los especímenes así formados se fallaron en prueba de compresión simple o no-confinada; los resultados de resistencia última, q_u , se muestran en la Fig. 3.5b.

Se distingue una leve diferencia en el γ_d al ensayar fracciones con diferentes granulometrías, principalmente en la rama seca. No obstante, donde las diferencias son más notables es en la resistencia q_u . La fracción de grumos gruesos es la que resiste menos, la de grumos más pequeños es la que resiste más, y el suelo integral acusa valores intermedios. En la rama seca la discrepancia máxima es superior al 200% y en el óptimo llega al 80%.

En el caso de la fracción más gruesa de grumos, la energía aplicada en la rama seca se gasta parcialmente en disgregar esos grumos y no precisamente para acomodarlos mejor, por lo que el

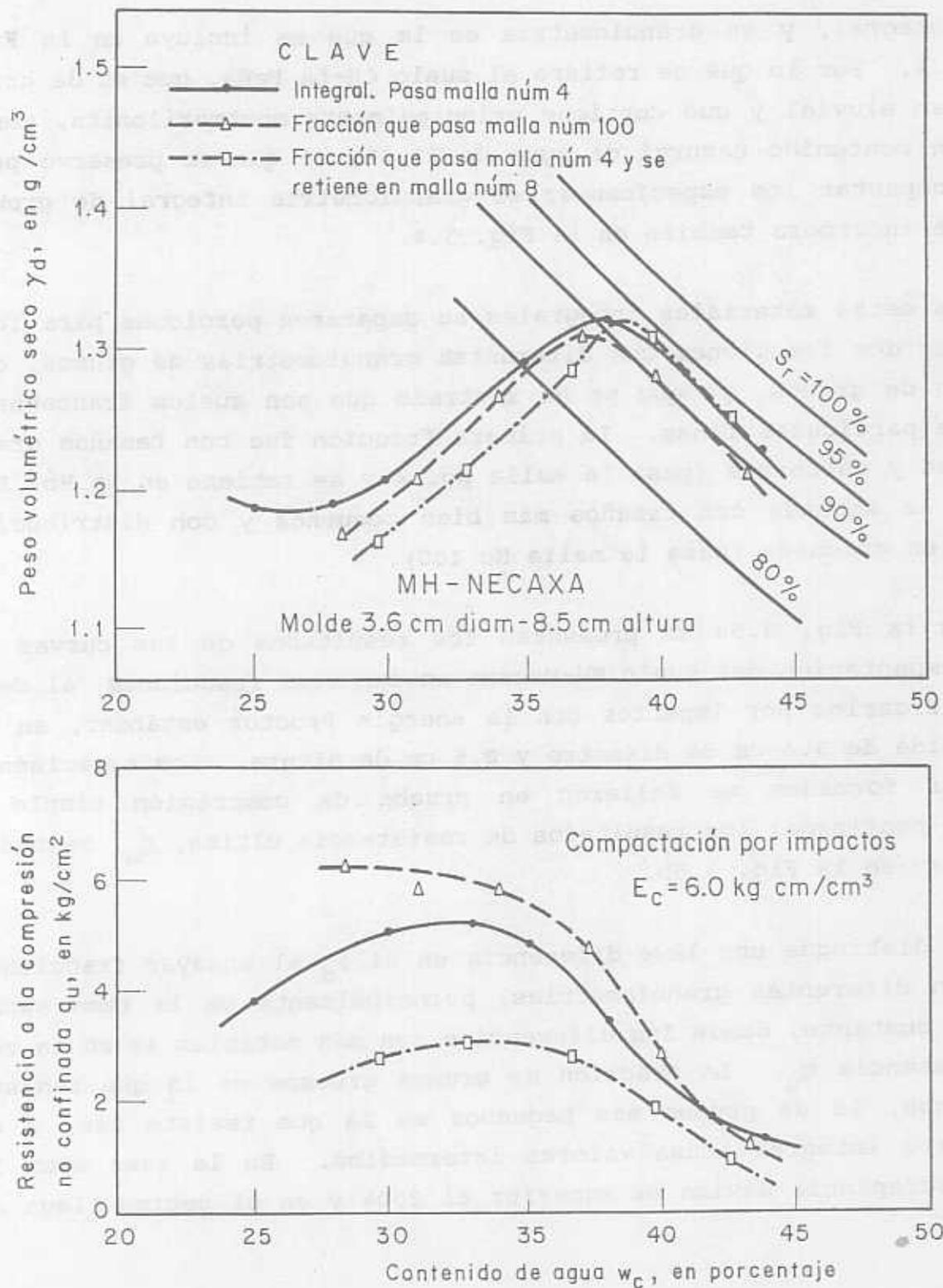


Fig 3.5 Efectos de la granulometría de grumos sobre la densificación y la resistencia no drenada. Suelo MH-Necaxa.

γ_d alcanzado es menor que para las otras fracciones. Adicionalmente, parte de esas condiciones intrínsecas del suelo (cuanto más grandes los grumos, menos resistentes son por las discontinuidades y distribución no uniforme del agua en cada grumo) no son modificadas del todo por los factores externos que corresponden a la compactación empleada; estos hechos se reflejan en una mucho menor resistencia del suelo compactado. Las discrepancias en la resistencia intrínseca de los diferentes tamaños de grumos en la rama húmeda es reducida, por lo que las resistencias de los especímenes compactados resultan similares.

Las tendencias observadas con la compactación por impactos se repitieron con la compactación por amasado (27-10-10, número de pisonadas, kilogramos por pisonada y número de capas, respectivamente). Sin embargo, las diferencias en la resistencia q_u , Fig. 3.6, resultaron menores que las observadas con impactos; al parecer el amasado es más eficiente para destruir los grumos, con lo que las estructuras no resultan tan diferentes y por consiguiente lo antes anotado.

En la Fig. 3.7 se presentan los resultados de los ensayos efectuados con especímenes del suelo CH-La Peña, compactados por impactos. Si bien las curvas de compactación son prácticamente las mismas, es apreciable la diferencia en las resistencias q_u por el hecho de provenir de granulometrías diferentes de grumos; no obstante, tales diferencias no resultan tan altas como en el suelo MH-Necaxa. La compactación por amasado, Fig. 3.8, es más eficiente para densificar grumos, ya que los valores más altos de γ_d alcanzados fueron con la fracción de grumos gruesos, aunque su debilidad relativa determina que los especímenes con ellos constituidos no sean los de mayor resistencia.

Estos resultados han mostrado sin duda la importancia del papel que juega la estructura y lo determinante que es el reproducir en el laboratorio con un cierto suelo sus condiciones intrínse-

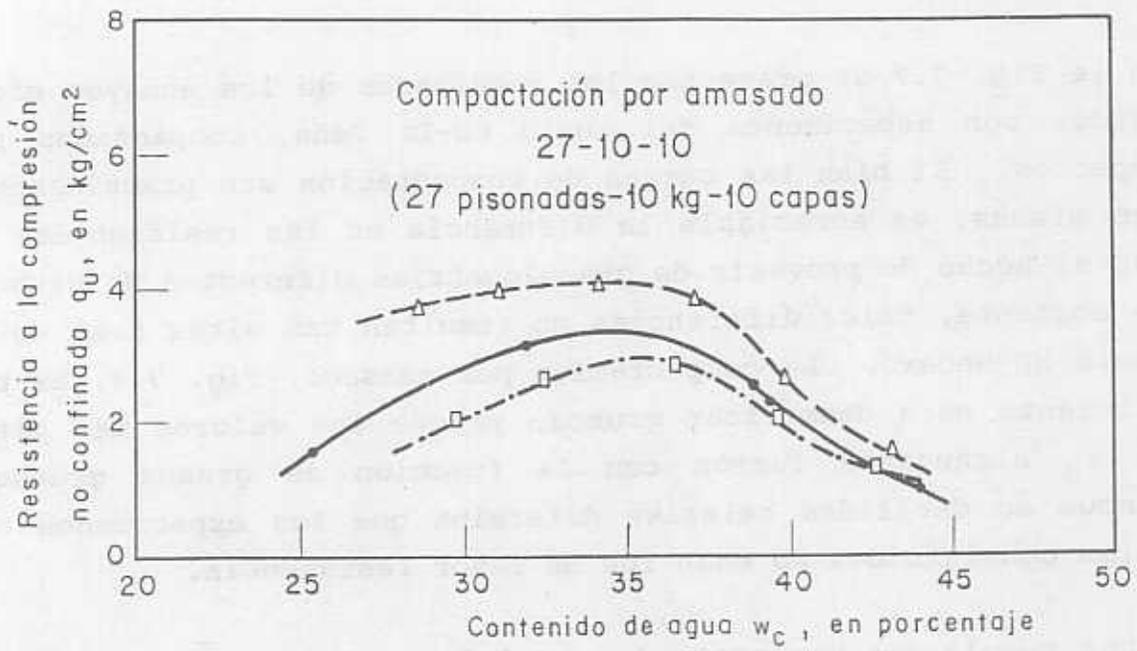
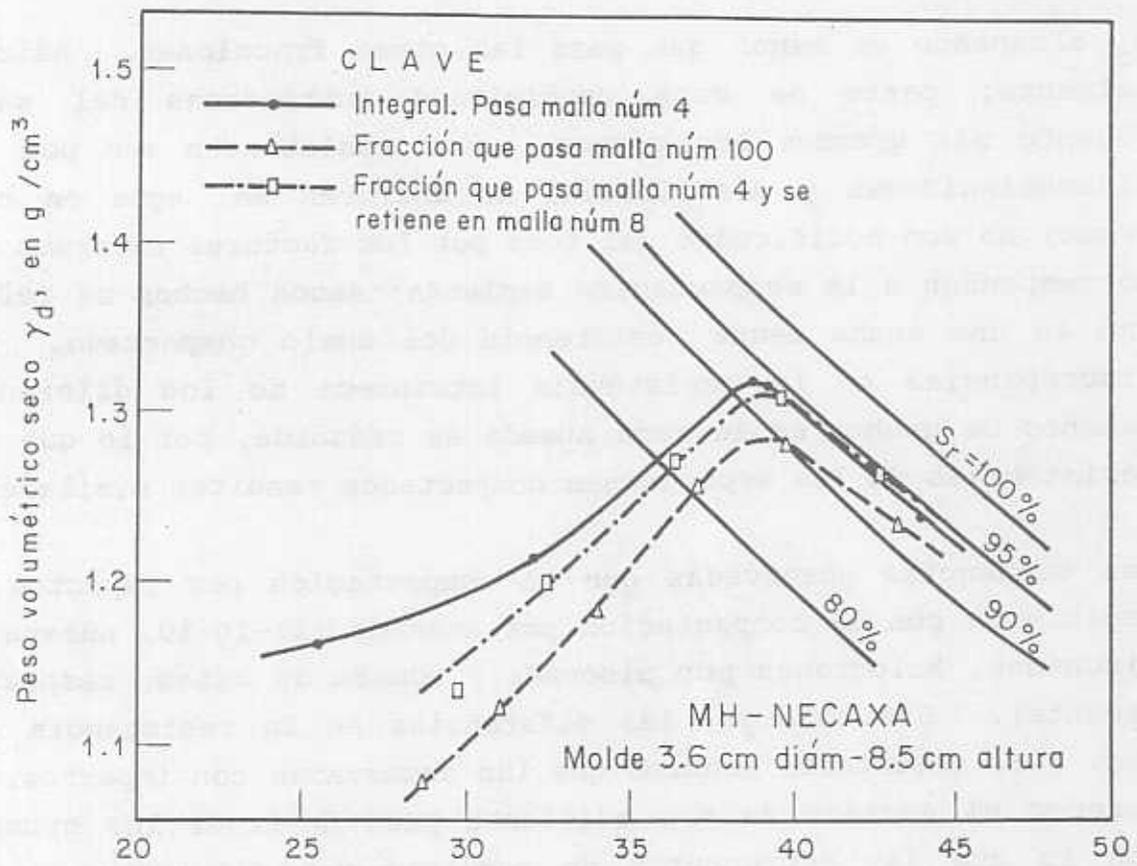


Fig 3.6 Efectos de la granulometría de grumos sobre la densificación y la resistencia no drenada. Suelo MH-Necaxa.

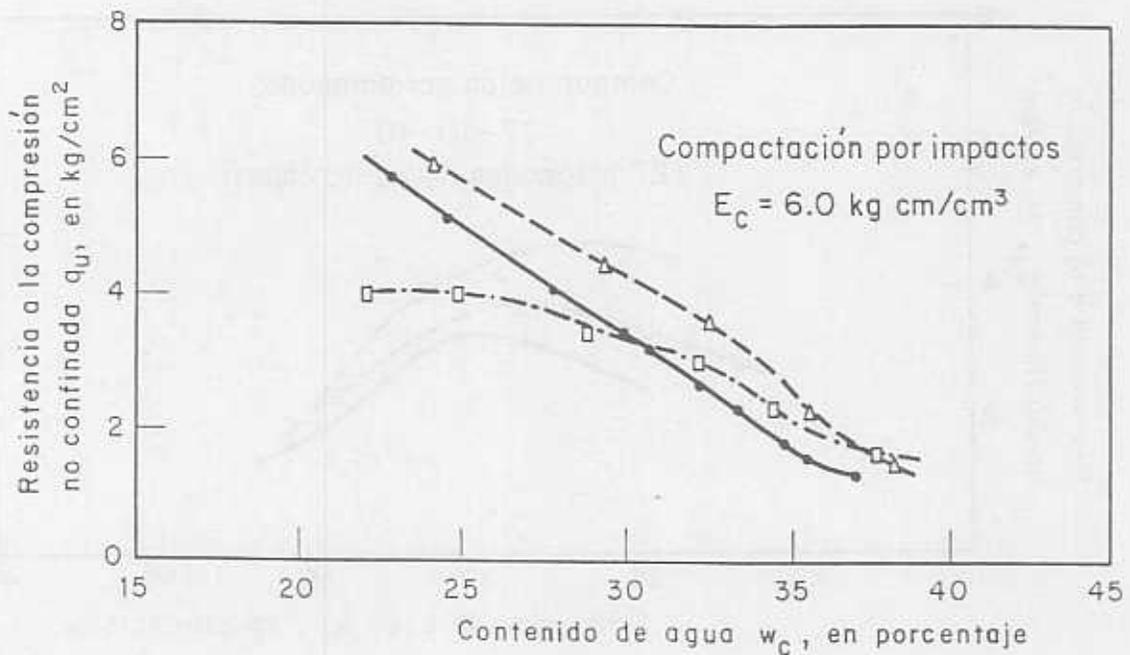
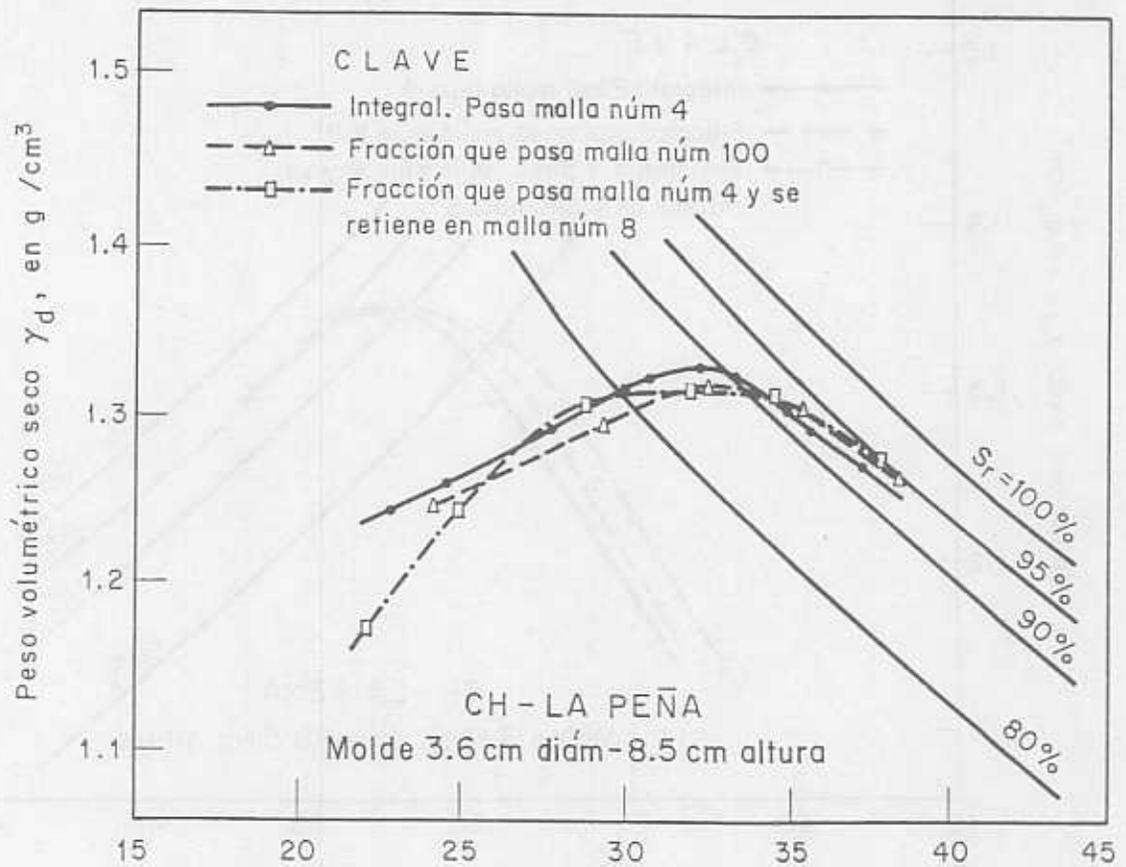


Fig 3.7 Efectos de la granulometría de grumos sobre la densificación y la resistencia no drenada. Suelo CH-La Peña

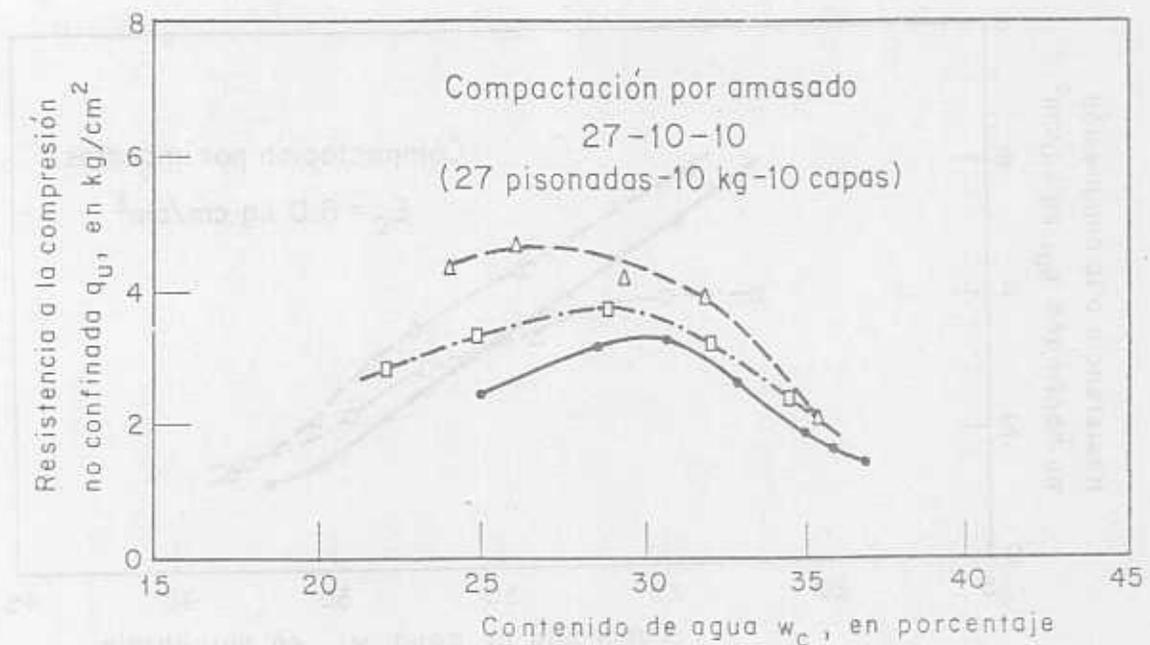
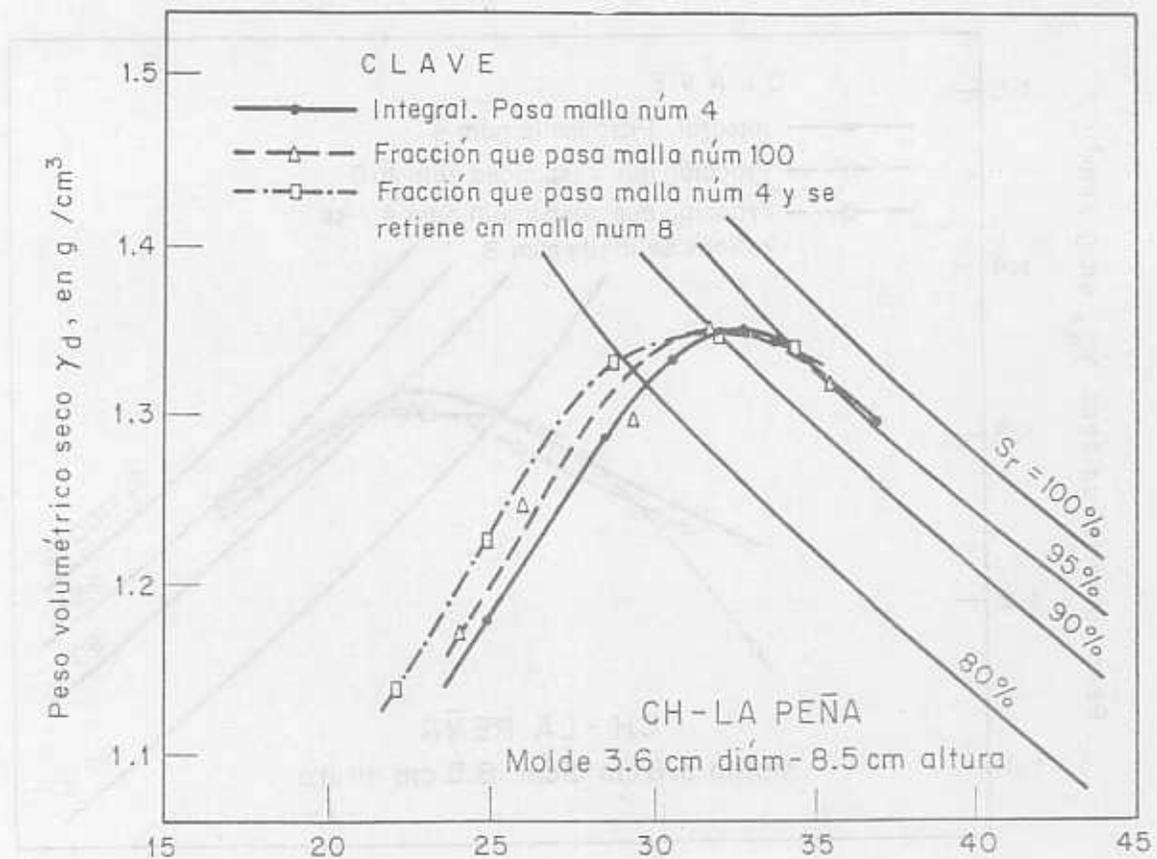


Fig 3.8 Efectos de la granulometría de grumos sobre la densificación y la resistencia no drenada. Suelo CH-La Peña

cas que privan en campo. Asimismo los resultados apuntan al hecho de que el mecanismo de compactación por amasado con fuertes distorsiones es más eficiente para romper grumos y alcanzar densificaciones más altas; esto tiene implicaciones prácticas de importancia.

4. RESISTENCIA CORTANTE Y DEFORMABILIDAD EN LA CONDICION EN QUE SE COMPACTA

4.1 Hipótesis de trabajo

Se plantea como hipótesis de trabajo que para cierto suelo densificado con determinado tipo de compactación, sus propiedades mecánicas son función de las variables de estado expuestas en el capítulo anterior: peso volumétrico seco ó relación de vacíos y el grado de saturación. En lo anterior está implícito que cada tipo de compactación le genera una particular microestructura. Como corolario, se establece también que si especímenes de un determinado suelo se densifican con métodos de compactación diferentes a idénticos valores de r_d y S_r , todo comportamiento mecánico diferente entre ellos, debe explicarse en función de microestructuras diferentes.

4.2 Resistencia y deformabilidad

Con base en el estudio experimental de cuatro suelos con tres tipos de compactación (impactos, amasado y estática), y con por lo menos cinco energías de compactación para cada tipo de densificación, se presentan enseguida resultados con los que es posible arribar a conclusiones generales en lo que se refiere a la resistencia y a la deformabilidad de los suelos cohesivos compactados, en la condición en que se les compacta. Se demuestra

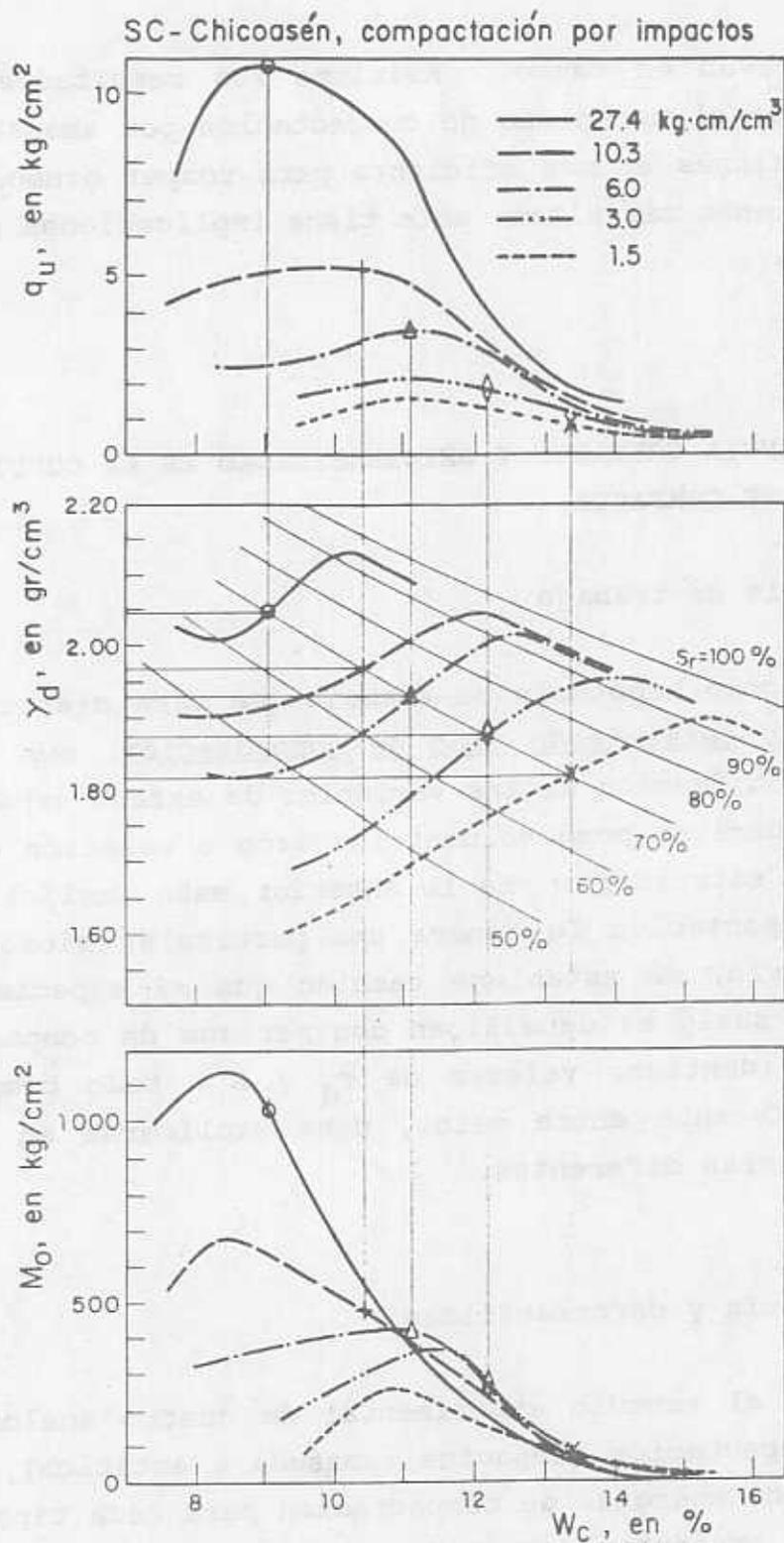


Fig 4.1 Curvas de compactación por impactos del suelo SC-Chicoasén, su resistencia y deformabilidad

que la resistencia no-drenada determinada en pruebas de compresión simple, así como su módulo de deformación son función de las variables internas ya enunciadas. Para constatarlo, se describen a continuación como ejemplo, los resultados correspondientes al suelo SC-Chicoasén.

En la Fig 4.1 se muestran los resultados básicos de estos ensayos. En el cuadro central se exhiben las curvas de compactación w_c vs γ_d , correspondientes a diferentes niveles de energía; se incluyen también las curvas de igual grado de saturación. La familia de curvas del cuadro superior representa la variación de la resistencia a la compresión simple, q_u , para cada energía de compactación; en los tres cuadros, en el eje de las abscisas se representan los contenidos de agua. En el cuadro inferior se muestra la variación del módulo de deformación tangente inicial, M_o . Se distingue en primera instancia que los valores máximos de resistencia q_u y módulo M_o , para cada energía, ocurren en la rama seca; y que conforme es mayor ésta, así mismo se incrementan esos parámetros. Al incrementarse el contenido de agua se reducen q_u y M_o , significativa y sistemáticamente.

En algunos de los suelos estudiados se apreció que en el lado húmedo de las curvas de compactación, los valores de q_u y M_o para las máximas energías aplicadas, resultaron más bajos que los correspondientes a energías de compactación menores; apréciase lo antes señalado para los valores de M_o en la Fig 4.1. Pudo notarse que este efecto no ocurre en la compactación por presión estática. Esto lleva a pensar que tanto en el laboratorio como en el campo:

Después del óptimo, la compactación con una energía alta no densifica más a un suelo; por el contrario, le induce deformaciones cortantes excesivas que van en detrimento de su resistencia y que aumentan su deformabilidad.

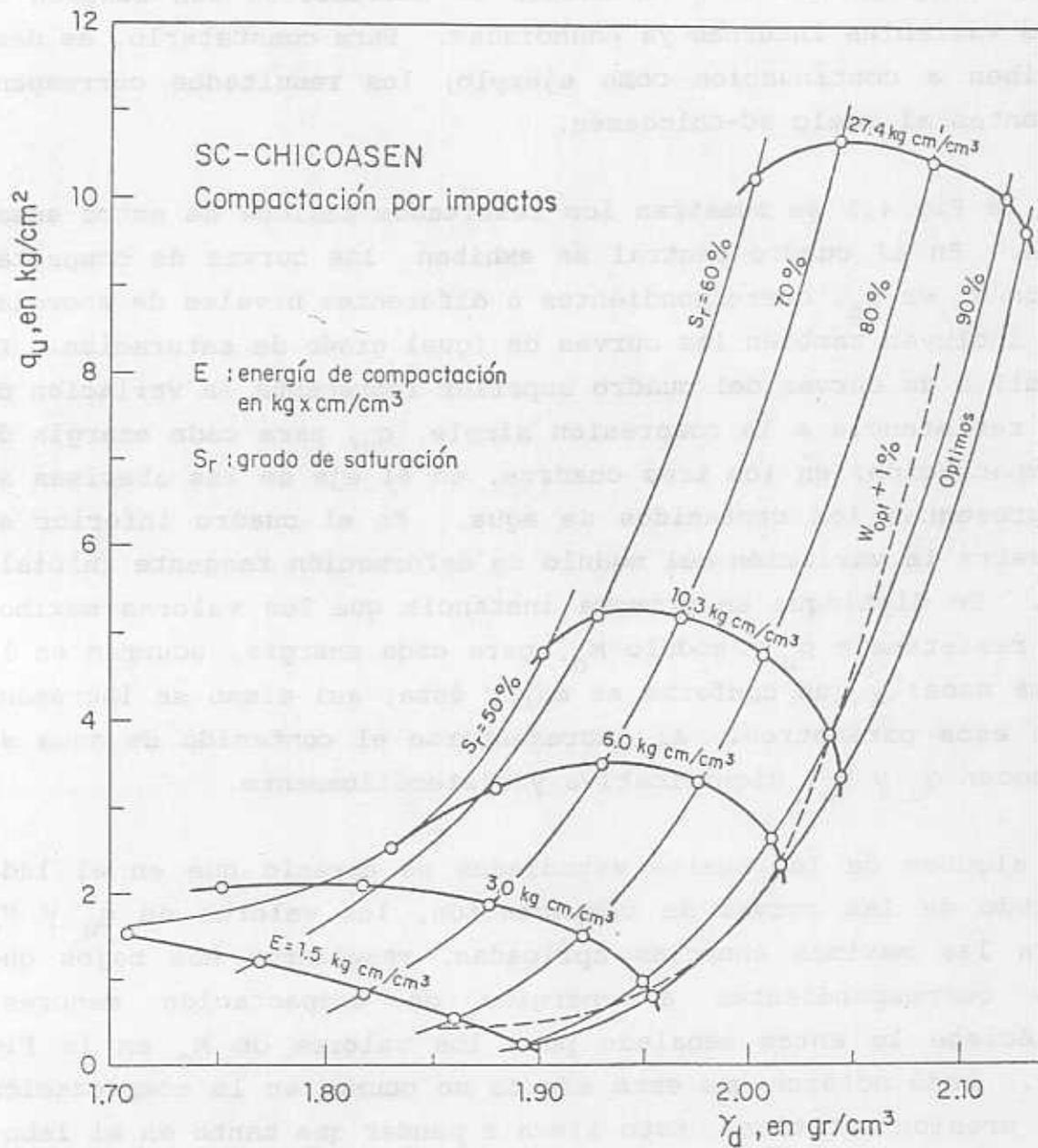


Fig 4.2 Resistencia no drenada en función de γ_d y S_r

Atendiendo a la hipótesis de trabajo, los resultados de la Fig. 4.1 permitieron graficar las curvas de la Fig. 4.2, procediendo de la manera siguiente: para valores constantes de S_r y

recorriendo las curvas de compactación con energía diferente, se tomó nota de los diferentes valores de γ_d y de sus asociados valores de resistencia q_u en el cuadro superior, y módulo de deformación en el cuadro inferior. Este procedimiento se llevó a cabo para valores del S_r de 60, 70, 80 y 90%, así como los correspondientes a los óptimos y 1 ó 2% por arriba del óptimo; en la Fig 4.1 se ejemplifica (cuadro central) para $S_r = 70\%$.

De esta manera, se estableció la variación de la resistencia q_u en términos de γ_d y de S_r , lo que se definió, como se constata en la Fig. 4.2, una familia de curvas con una representación gráfica muy sistemática en las 12 combinaciones estudiadas (4 tipos de materiales y 3 tipos de compactación). Procediendo de la manera descrita, pudo verificarse que :

En un mismo suelo compactado con idénticos valores de γ_d y S_r , pero con diferente método de densificación, se alcanzan resistencias no-drenadas y deformabilidades diferentes

En la Tabla 4.1 se reúnen los valores relativos de la resistencia (Rq_u) de los cuatro suelos ensayados. Se ha considerado con valor unitario a la resistencia q_u obtenida con la compactación por impactos; luego entonces, los valores consignados son los cocientes de la resistencia de los especímenes compactados por amasado y presión estática respecto a la de impactos.

Puede apreciarse que en los suelos arenosos SM y SC, las diferencias en la resistencia entre los tres tipos de compactación son reducidas, aunque la compactación por amasado produce menor resistencia en el suelo SC. Se distingue en general, que para cada grado de saturación, las mayores diferencias de resistencia ocurren para los valores menores de γ_d ; en este caso, la mayor diferencia respecto a la de impactos ocurre en las muestras compactadas estáticamente.

Tabla 4.1 Valores normalizados de la resistencia no drenada y de los módulos de deformación iniciales de los suelos compactados por amasado (A) y por presión estática (E) respecto a la compactación por impactos.

Para la compactación por impactos, $Rq_u = RM_o = 1$

| Suelo | S_r % | γ_{dc} g/cm ³ | Rq_u | | RM_o | | Suelo | S_r % | γ_{dc} g/cm ³ | Rq_u | | RM_o | | |
|----------------|------------|------------------------------------|--------|------|--------|------|------------|------------|------------------------------------|--------|------|--------|------|------|
| | | | A | E | A | E | | | | A | E | A | E | |
| SM-San Vicente | 70 | 1.35 | 0.64 | 1.27 | 0.60 | | CH-La Peña | 70 | 1.10 | 1.73 | 1.27 | | 5.17 | |
| | | 1.40 | 0.97 | 1.19 | 0.90 | | | | 1.15 | 1.28 | 0.95 | 0.98 | 2.41 | |
| | | 1.45 | 1.05 | 1.04 | 0.98 | | | | 1.20 | 0.97 | 1.14 | 0.68 | 1.51 | |
| | | 1.50 | 1.09 | 0.97 | 1.00 | | | | 1.25 | 0.87 | 1.37 | 0.65 | 1.12 | |
| | | 1.55 | | 0.89 | | | | | 1.29 | 0.99 | | 0.69 | 1.06 | |
| | 90 | 1.35 | | 1.00 | | | | 90 | 1.20 | 1.05 | | 2.07 | | 5.07 |
| | | 1.40 | 0.97 | 1.14 | | | | | 1.24 | 1.15 | 0.86 | 1.82 | 3.54 | |
| | | 1.45 | 1.07 | 1.08 | 0.84 | | | | 1.28 | 1.27 | 0.93 | 1.21 | 2.18 | |
| | | 1.50 | 1.08 | 1.02 | 1.22 | | | | 1.32 | 1.16 | 1.06 | 0.89 | 1.31 | |
| | | 1.55 | 1.01 | 0.95 | 1.13 | | | | 1.36 | 0.99 | 1.20 | 0.84 | 1.31 | |
| | OPT | 1.35 | | 0.93 | | | | OPT | 1.24 | 0.99 | 0.95 | 1.03 | 5.23 | |
| | | 1.40 | 1.02 | 1.04 | | | | | 1.28 | 0.85 | 0.88 | 0.78 | 3.35 | |
| | | 1.45 | 1.10 | 1.02 | 0.97 | | | | 1.32 | 0.64 | 0.74 | 0.61 | 1.76 | |
| | | 1.50 | 1.13 | 1.03 | 1.43 | | | | 1.36 | 0.49 | 0.59 | 0.58 | 0.92 | |
| | | 1.55 | 1.00 | 0.99 | 1.30 | | | | 1.40 | 0.40 | 0.49 | | 0.59 | |
| SC-Chicoasén | 70 | 1.85 | 0.75 | 0.92 | 0.89 | 0.81 | MH-Necaxa | 70 | 1.20 | 1.04 | | 1.59 | 1.11 | |
| | | 1.90 | 0.79 | 0.89 | 0.64 | 0.73 | | | 1.25 | 0.93 | 0.85 | 1.29 | 1.26 | |
| | | 1.95 | 0.77 | 0.88 | 0.64 | 0.77 | | | 1.30 | 0.81 | 0.92 | 0.96 | 1.19 | |
| | | 2.00 | 0.74 | 0.85 | 0.75 | 0.79 | | | 1.35 | 0.85 | 1.01 | 0.84 | 1.14 | |
| | | 2.05 | 0.71 | 0.78 | 0.90 | 0.82 | | | 1.38 | 0.90 | 1.08 | | | |
| | 90 | 1.90 | | 2.42 | | 2.85 | | 90 | 1.30 | 0.98 | 0.85 | 1.31 | 1.27 | |
| | | 1.95 | 1.00 | 1.34 | 0.40 | 1.91 | | | 1.35 | 1.01 | 1.03 | 1.34 | 1.49 | |
| | | 2.00 | 0.82 | 0.89 | 0.49 | 0.87 | | | 1.40 | 0.94 | 1.02 | 1.06 | 1.36 | |
| | | 2.05 | 0.84 | 0.77 | 0.60 | 0.74 | | | 1.45 | 0.93 | 0.94 | 1.25 | 1.21 | |
| | | 2.10 | 0.87 | 0.85 | 1.19 | 0.93 | | | 1.50 | | 0.96 | | 1.09 | |
| | OPT | 1.90 | | 2.44 | | 3.35 | | OPT | 1.30 | 0.80 | 0.77 | 0.93 | 1.41 | |
| | | 1.95 | 1.16 | 1.50 | 0.42 | 1.95 | | | 1.35 | 0.84 | 1.02 | 0.87 | 1.50 | |
| | | 2.00 | 0.94 | 1.02 | 0.46 | 1.17 | | | 1.40 | 0.80 | 1.04 | 0.75 | 1.33 | |
| | | 2.05 | 0.91 | 0.84 | 0.58 | 0.83 | | | 1.45 | 0.70 | 0.95 | 0.60 | 1.16 | |
| | | 2.10 | 0.89 | 0.91 | 0.85 | 0.98 | | | 1.50 | | 0.89 | | | |

Para el contenido óptimo de agua de los suelos MH y CH, la resistencia estática es del orden de 80% de la de impactos y la de amasado todavía menor, 70% aproximadamente; sin lugar a dudas

las fuertes deformaciones cortantes inducidas durante la compactación por amasado afectan notablemente la resistencia de los suelos así densificados.

Procediendo de manera semejante a lo realizado con la resistencia, se obtuvieron del cuadro inferior como el de la Fig. 4.1, las coordenadas (γ_d , M_o) para grados de saturación constantes. La variación del módulo en función de γ_d para los cuatro suelos compactados por tres procedimientos, tiene una representación gráfica semejante a la de la relación $\gamma_d - q_u$, aunque con cierta dispersión atribuible al tipo de prueba de resistencia, y al ajuste visual de la tangente al origen de las curvas $\sigma - \epsilon$.

En la misma Tabla 4.1 se incluyen los valores de RM_o . Estos acusan diferencias mayores respecto a la unidad, que los que se midieron en términos de resistencias. Es muy notable que cuanto mayor es la intensidad de las distorsiones ejercidas por el método de compactación, mayor es la deformabilidad de los suelos compactados, Fig 4.3; lo anterior se acentúa en el óptimo, en donde el menor cociente pertenece a la compactación por amasado, enseguida la de impactos, y por último la de presión estática.

Para mismo γ_d e igual S_r , el mayor módulo M_o se logra con la compactación estática. El caso extremo entre los suelos ensayados es el del MH-Necaxa, ya que al compactarlo estáticamente en la rama seca, e incluso en el óptimo, se logra un material cinco veces más rígido que el compactado por impactos; apréciense los valores relativos del módulo de deformación en la Fig 4.3.

MH - Necaxa

Relaciones de módulos tangente - inicial
para diferentes tipos de compactación

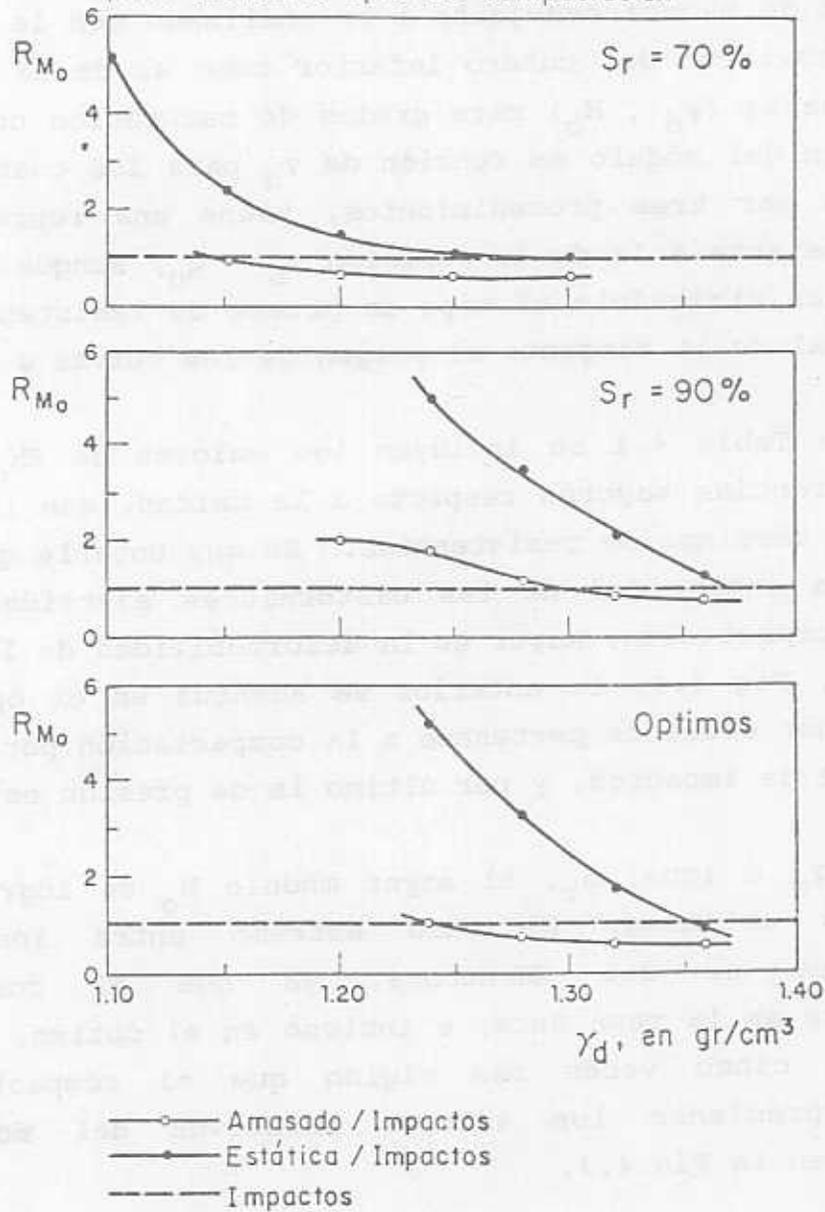


Fig 4.3 Cocientes de módulos de deformación M_o para diferentes métodos de compactación

5. COMPENDIO DE PROPIEDADES MECANICAS DE SUELOS COHESIVOS COMPACTADOS

Cabe en esta monografía exponer de manera general las tendencias usuales de comportamiento de los suelos compactados, tanto en la condición no saturada en que se les densifica, como cuando eventualmente alcanzan la saturación. Se pretende presentar estos pequeños bloques de información de manera directa y práctica, a manera de resumen, recurriendo ocasionalmente a algunas figuras adicionales con datos experimentales que apoyen la validez de las aseveraciones señaladas. De igual forma a lo expuesto en el inciso anterior, el vínculo entre las condiciones de compactación y su comportamiento mecánico son las tres variables internas analizadas.

Tabla 5.1 Microestructura y compactación de suelos cohesivos

Las partículas que constituyen un suelo cohesivo siempre se presentan asociadas y es una característica que ocurre a cualquier nivel de apreciación. Hablamos de paquetes a nivel submicroscópico, agregados a nivel microscópico (óptico) y grumos a nivel macroscópico.

La naturaleza intrínseca de las partículas minerales finas de un suelo y su entorno acuoso definen su característica cohesiva, e inciden en la magnitud de las fuerzas fisicoquímicas entre partículas vecinas; este mecanismo de liga determina su tendencia a asociarse en paquetes.

Los agregados y grumos parecen actuar como unidades individuales que definen la estructura de interés en la mayoría de los problemas ingenieriles de comportamiento de suelos cohesivos compactados. La interacción entre estas unidades es fundamentalmente mecánica a través de mecanismos de contacto.

La compactación de suelos representa un factor externo modificador del arreglo estructural inicial de agregados y grumos, y de los huecos entre ellos.

Tabla 5.2 Resistencia cortante y deformabilidad de suelos compactados

La resistencia no drenada de un suelo compactado es función de la relación de vacíos y del grado de saturación. A cada tipo de compactación le corresponde una resistencia, como resultado del diferente grado de distorsiones inducidas durante su densificación; así pues, el arreglo estructural de agregados, grumos y huecos es la tercera variable significativa e independiente que vincula las condiciones de compactación y su comportamiento mecánico.

Puede definirse una ley general de resistencia no drenada de los suelos cohesivos compactados en función de e o r_d y el S_r (ver Fig 4.2) para cada tipo de compactación.

Así como puede expresarse la resistencia en función de e y S_r , también la deformabilidad de los suelos cohesivos compactados depende de esas variables independientes; ello se ha comprobado con base en el módulo tangente inicial de las curvas esfuerzo-deformación de ensayos q_u , con cuatro suelos cohesivos típicos y con tres métodos de compactación (amasado, impactos y estática).

El método de compactación de un suelo afecta en gran medida sus características de deformabilidad, aunque también significativamente su resistencia.

El método de compactación que ejerce menores deformaciones cortantes, que es por presión estática, es el que produce materiales menos deformables. Sin embargo, debe señalarse que los equipos de compactación en campo, al no tener las capas superficiales suficiente confinamiento, ejercen en mayor o menor medida un amasamiento que no se refleja en las pruebas en el laboratorio de densificación bajo presión estática confinada.

Los suelos cohesivos compactados exhiben mayor resistencia no drenada y menor deformabilidad en la rama seca que en la rama húmeda de la curva de compactación, para cualquier tipo de compactación. Los VRS's de la rama seca son también mayores que los de la rama húmeda.

En general la resistencia no drenada aumenta, la deformabilidad disminuye y el VRS crece con la energía de compactación, para todo tipo de suelo y todo método de compactación. No obstante, en materiales plásticos densificados en el lado húmedo con altas energías se produce fuerte remoldeo, reduciéndose la resistencia y aumentando la deformabilidad.

El VRS parece un índice demasiado sujeto a condiciones circunstanciales como para considerarlo un buen índice del comportamiento mecánico de un suelo.

No es una buena práctica la inclusión de finos en suelos granulares de alta calidad, cuando se usan en bases de pavimentos flexibles, ya que la resistencia disminuye al 50% aproximadamente y la deformabilidad aumenta hasta en 10 veces, cuando se agregan suelos plásticos en un 25%, (Rico y Orozco, 1979). Parece no justificarse la poca ganancia en la resistencia cuando se agregan arenas limosas, por el costo de su incorporación.

Tabla 5.3 Patrones de comportamiento de especímenes compactados en las ramas seca y húmeda (semejante γ_d y diferencias sustanciales en el S_r y la microestructura)

| Parámetro o propiedad | Rama seca | Rama húmeda |
|--|---|--|
| Contracción por secado | Baja | Alta |
| Expansión por aumento de contenido de agua | Alta | Baja |
| Presión de expansión | Alta | Baja |
| Microestructura | Partículas agrupadas en forma desordenada | Partículas agrupadas y con marcada orientación |

| | | |
|---|--|---------------------------|
| Bajo esfuerzo cortante <i>Como se les compacta</i> Comportamiento esfuerzo-deformación | Rigido-plástico o francamente frágil | Plástico |
| Resistencia máxima | Mayor | Menor |
| Deformación a la falla | Menos de 2% | Más de 5% |
| Presión de poro durante la construcción | Baja | Alta |
| <i>Después de saturados a mismo peso vol. seco</i> | | |
| Resistencia máxima | Menor que en rama húmeda | Mayor que en rama seca |
| Comportamiento esfuerzo-deformación | Rigido-plástico | Plástico |
| Deformación a la falla | Menos de 5% | Más de 10% |

Tabla 5.4 Compresibilidad y permeabilidad de los suelos compactados

La permeabilidad de un suelo compactado depende en primera instancia de la naturaleza de sus componentes minerales, y del tamaño de sus poros. Por lo que se refiere a la compactación, el grado de saturación, la relación de vacíos o el peso volumétrico seco y la estructura, son los factores determinantes, tal como se muestra en la Fig. 5.1, en la que se ha ejemplificado con la permeabilidad al aire.

Cuanto mayor es el amasamiento o remoldeo durante la densificación, menor es la permeabilidad que ofrece un suelo compactado, Fig. 5.2. Un fuerte amasamiento provocado por ejemplo con rodillo pata de cabra o rodillos neumáticos anchos y ligeros, aunado a una alta humedad, deben preferirse sobre equipos pesados, si lo que se busca es impermeabilización.

En la rama seca de una curva de compactación, un suelo tiene comunicados sus huecos, lo que determina una permeabilidad relativamente alta. Muy cerca del óptimo de las condiciones de compactación particulares, los poros se ocluyen dificultando el paso de fluidos, a la vez que se reduce su diámetro medio. Un suelo compactado en la rama húmeda ofrece su máxima impermeabilidad.

Cuanto mayor es la presión externa aplicada sobre un suelo compactado, la permeabilidad disminuye, Fig 5.3. Ello tiene implicaciones importantes ya que por ejemplo bajo un terraplén alto, el coeficiente de permeabilidad puede ser un orden de magnitud menor que el determinado sin esfuerzo externo en un permeámetro.

La mayor permeabilidad del lado seco determina procesos de consolidación mucho más rápidos que en la rama húmeda, para todo tipo de compactación, Fig. 5.4.

La compresibilidad bajo condiciones no saturadas, más allá de la "preconsolidación" inducida por la compactación, es tanto mayor cuanto mayor es el contenido de agua de compactación, Fig 5.5. Ello se refleja en coeficientes o índices de compresibilidad que resultan función del contenido de agua de compactación, con la fuerte variación en la rama seca que se distingue en la Fig 5.6.

La compresibilidad de muestras saturadas, en el intervalo de presiones incluso por arriba del esfuerzo generado por la compactación, es prácticamente independiente del contenido de agua de compactación, Fig. 5.7.

La expansividad de suelos cohesivos se ve reducida en la medida que se les induce fuerte amasamiento; compárense las presiones de expansividad que acusan arcillas limosas y arcillas arenosas, Fig 5.8.

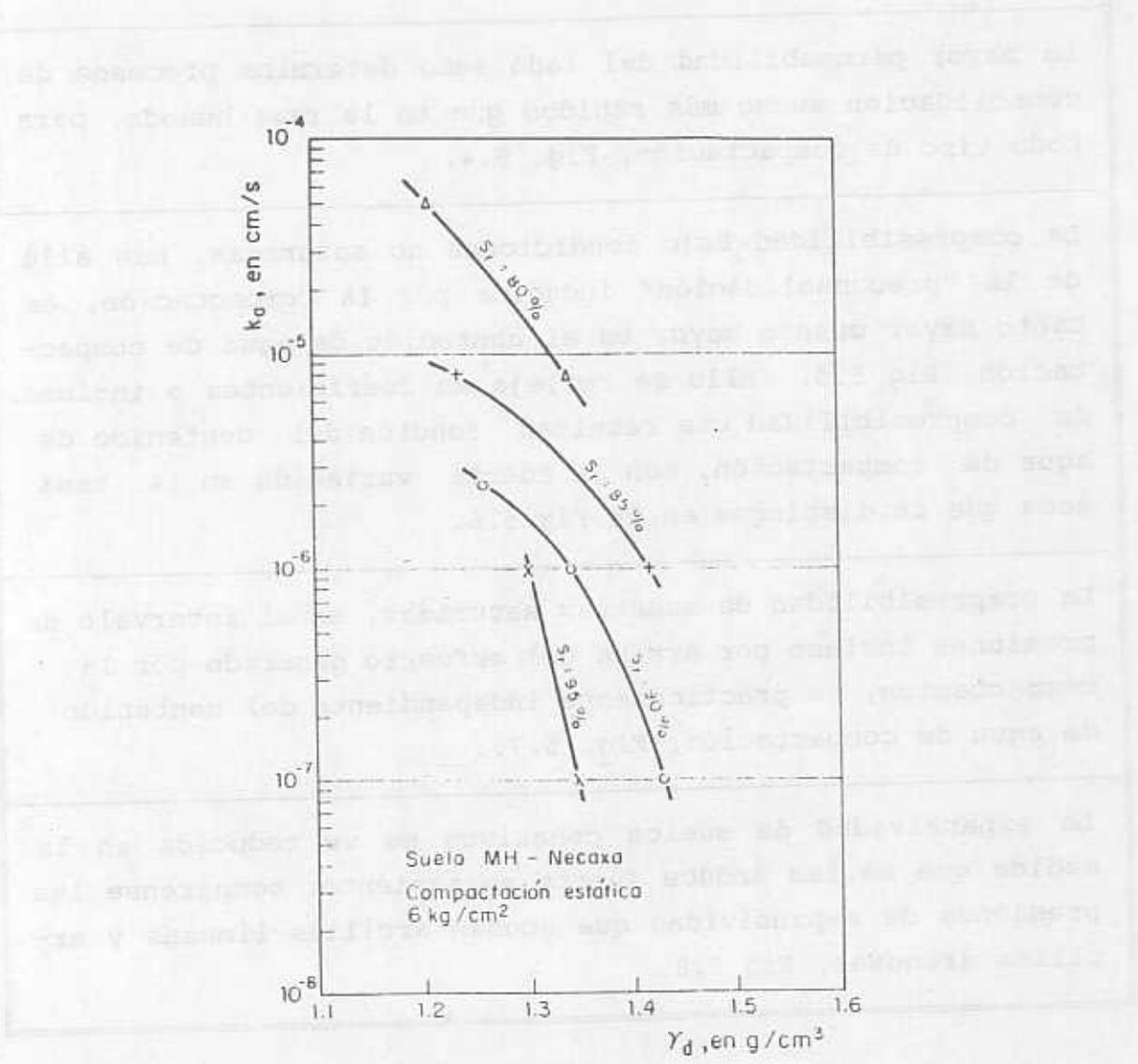


Fig. 5.1 Permeabilidad de suelos cohesivos compactados en función de γ_d y S_r

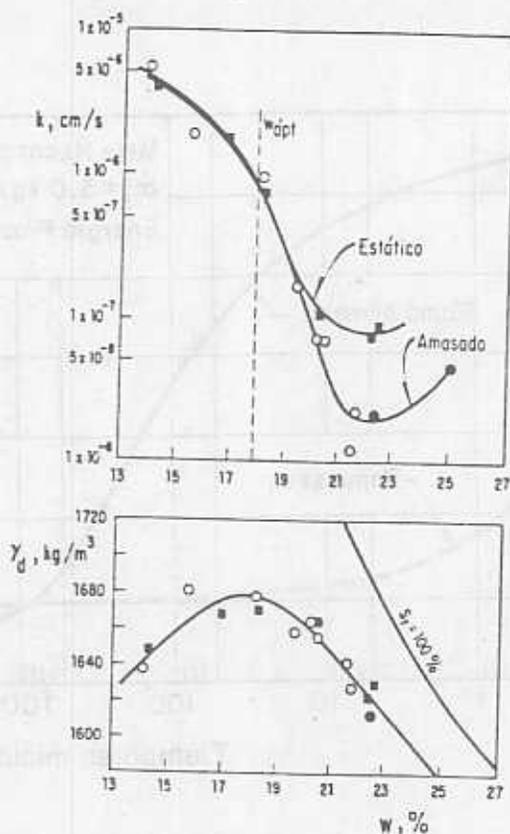


Fig. 5.2 Efecto del tipo de compactación sobre la permeabilidad

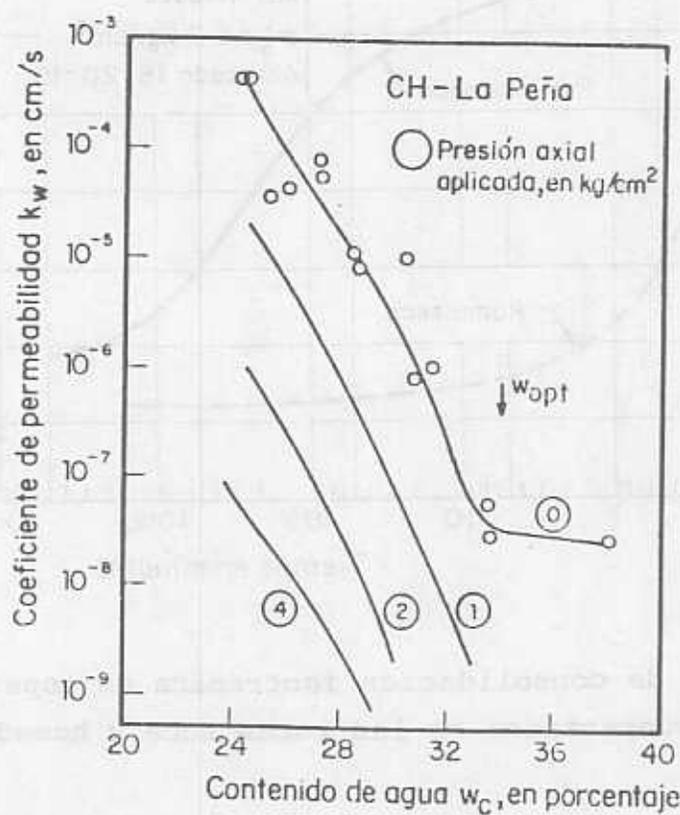


Fig 5.3 Efecto del esfuerzo aplicado sobre la permeabilidad

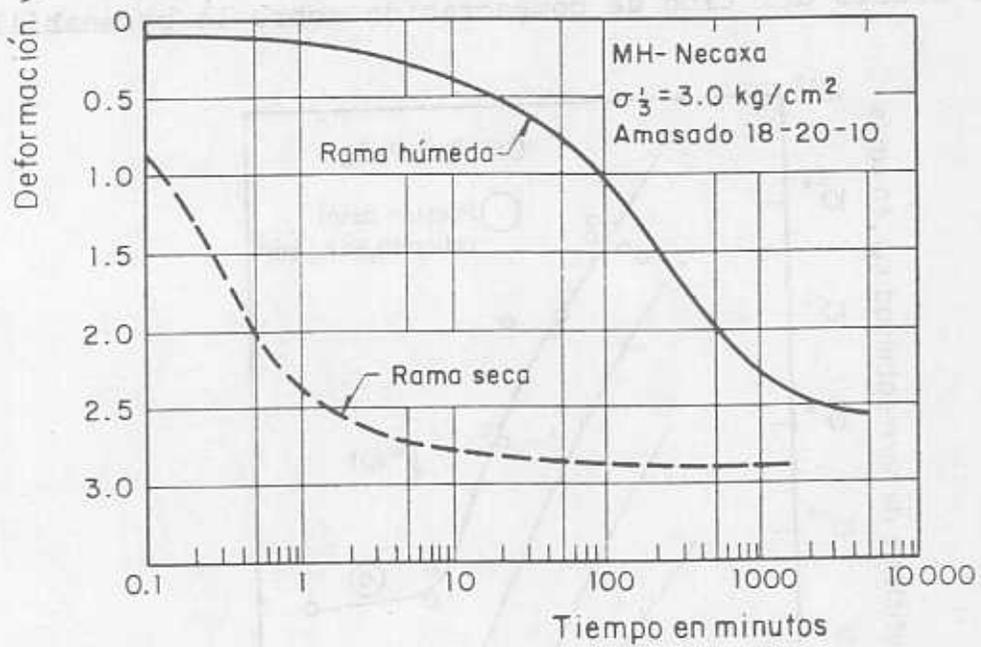
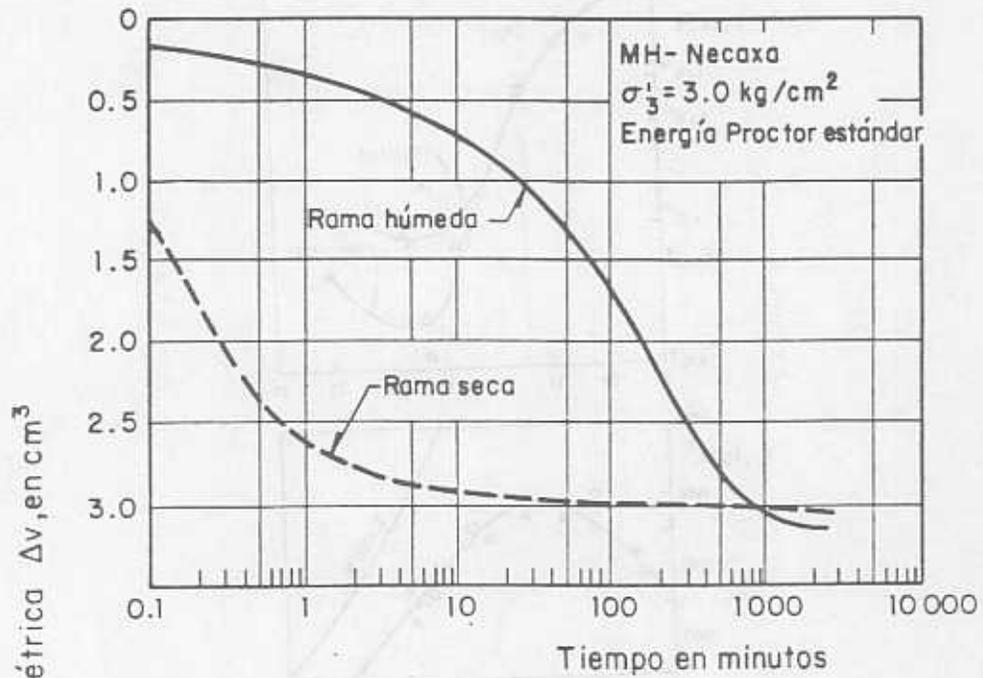
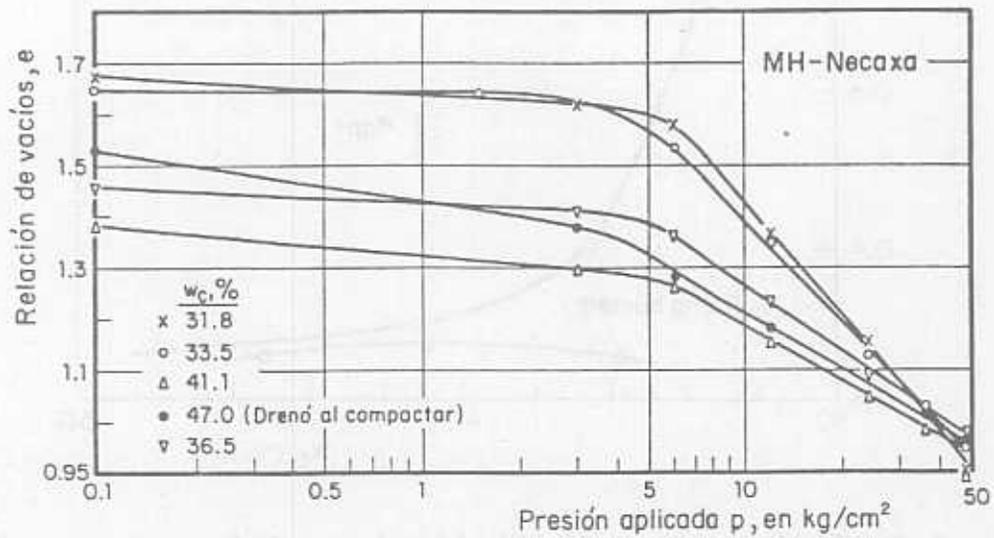
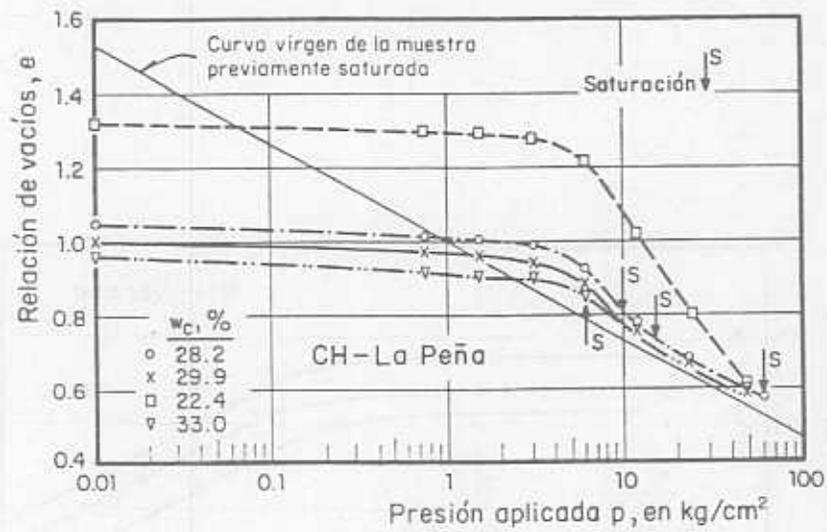


Fig. 5.4 Curvas de consolidación isotrópica de especímenes saturados, compactados en las ramas seca y húmeda.



(a)



(b)

Fig. 5.5 Compresibilidad de muestras compactadas sin saturación previa

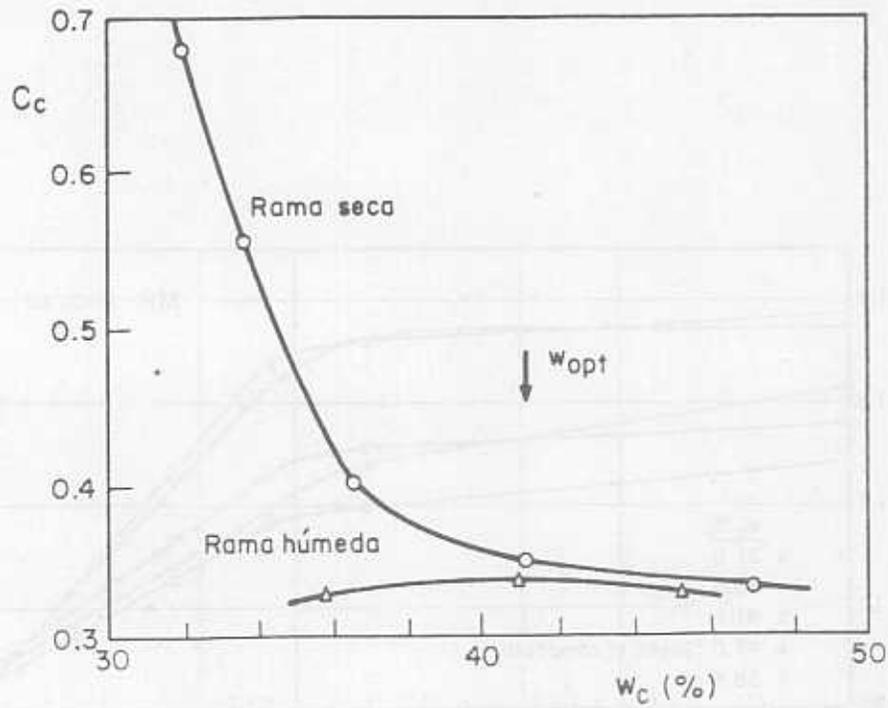


Fig. 5.6 Índice de compresibilidad en suelos compactados y sin saturación previa

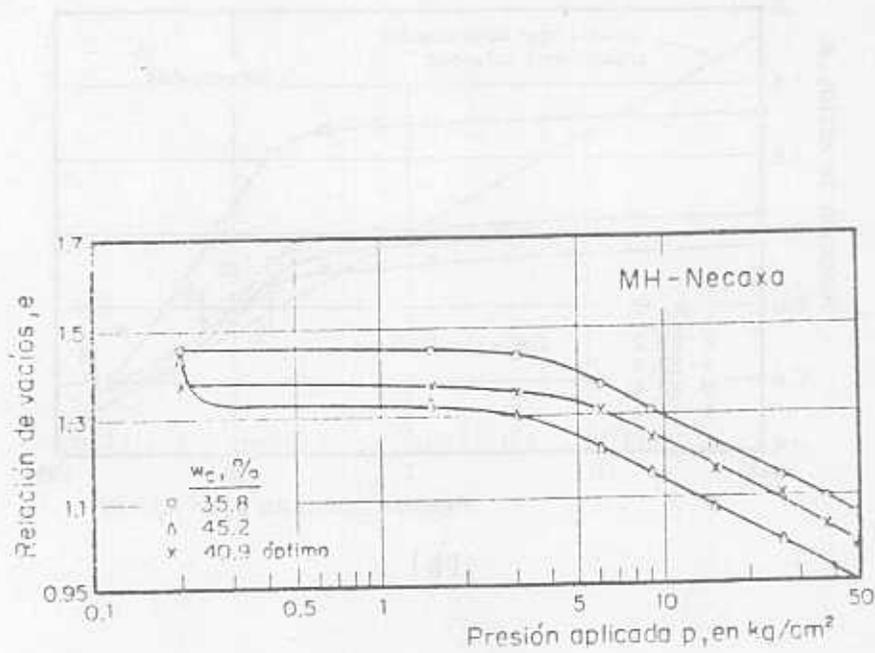


Fig. 5.7 Curvas de compresibilidad de muestras compactadas estáticamente, saturadas y consolidadas

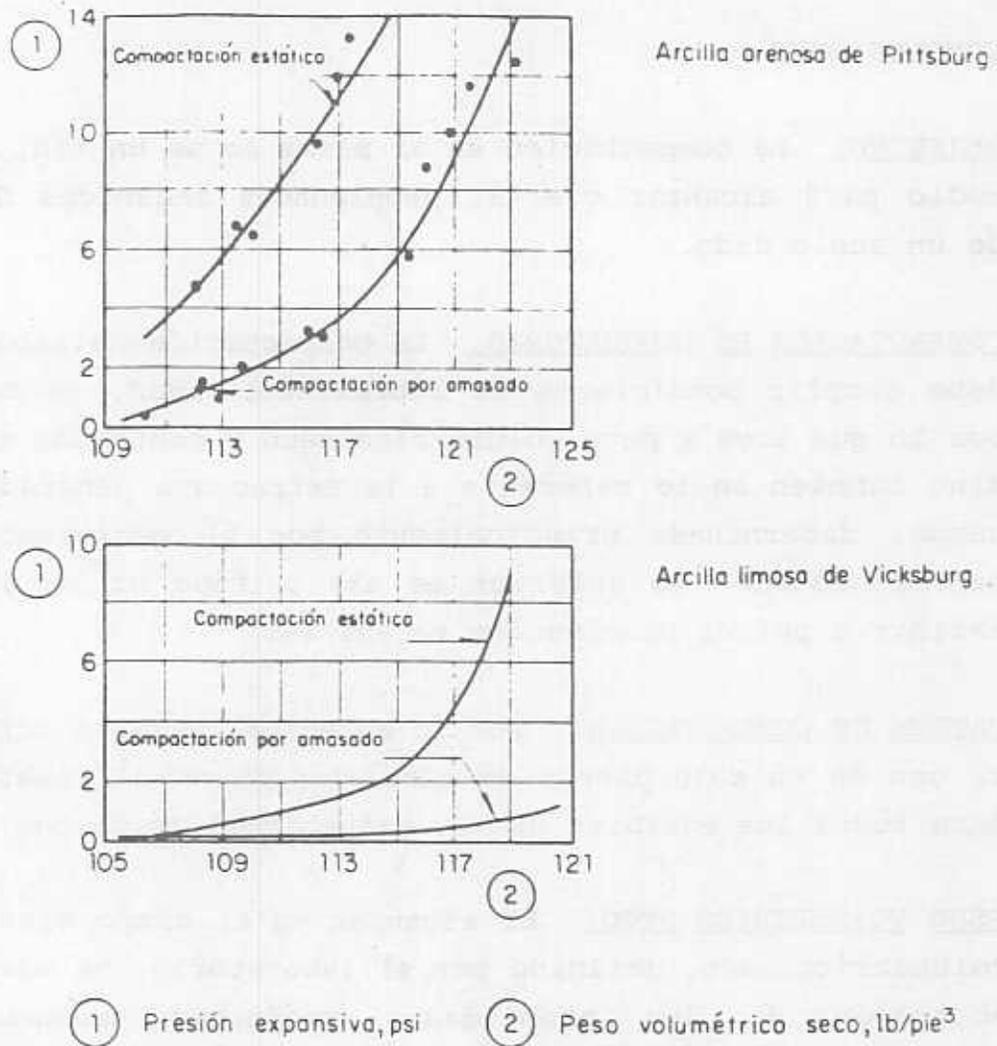


Fig. 5.8 Presiones expansivas desarrolladas en dos suelos arcillosos densificados con diferentes métodos

6. CONCLUSIONES

- a) OBJETIVO. La compactación en si misma no es un fin, sino un medio para alcanzar ciertas propiedades mecánicas deseadas de un suelo dado.
- b) COMPACTACION DE LABORATORIO. La compactación de laboratorio debe cumplir condiciones de representatividad, no tan solo por lo que toca a peso volumétrico seco y contenido de agua, sino también en lo referente a la estructura generada en el campo, determinada principalmente por el mecanismo de la densificación. Lo anterior es más crítico si se trata de definir a priori propiedades mecánicas.
- c) PATRON DE COMPACTACION. Por lo anterior, resulta irracional el uso de un solo patrón de compactación en el laboratorio, para todos los posibles usos y situaciones de campo.
- d) PESO VOLUMETRICO SECO. El alcanzar en el campo cierto peso volumétrico seco, definido por el laboratorio, no asegura la obtención de las propiedades mecánicas deseadas; es necesario establecer el intervalo de contenidos de agua y el mecanismo de la densificación.
- e) "CONDICIONES OPTIMAS" Las condiciones "óptimas" no son una constante básica del suelo; varían para cada suelo, y dependen de la energía y método de compactación.
- f) GRADO DE COMPACTACION. No es aceptable adoptar sistemática y rutinariamente un cierto grado de compactación de cierto patrón de compactación de laboratorio; éste último, muchas veces incluso ni se menciona.

REFERENCIAS

- Alberro J, Hiriart G, Marsal R J y Mendoza M J (1980), "Comportamiento de Suelos Compactados", Tercer Informe del II, UNAM a la SAHOP, México
- Alberro J, Mendoza M J, Marsal R J e Hiriart G (1982), "Comportamiento de Suelos Compactados", Cuarto Informe del II, UNAM a la SAHOP, México
- Alberro J, Hiriart G, Marsal R J y Mendoza M J (1983, 84 y 85), "Comportamiento de Suelos Compactados", Quinto y Sexto Informes del II, UNAM a la SAHOP, México
- Alberro J, Marsal R J y Mendoza M J (1985), "Comportamiento de Suelos Cohesivos Compactados", *Series del Instituto de Ingeniería No. 493*, México
- Auvinet, G y Esquivel R (1986), Impermeabilización de Lagunas Artificiales, *SMMS - LIMUSA*, México
- Barden, L (1965), "Consolidation of Compacted and Unsaturated Clays", *Géotechnique Vol XV, No 3*
- Bishop, A W, Alpan I, Blight G E y Donald I B (1960), "Factors Controlling the Strength of Partially Saturated Cohesive Soils", *Proc ASCE Spec Conf on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder
- Bochko, R (1973), "Types of microtextural elements and microscoposity in clays (based on scanning electron microscopy studies)", *Proc Int Symp on Soil Structure*, Gothenburg

Casagrande A y Hirschfeld R (1960), "Stress Deformation and Strength Characteristics of a Clay Compacted to a Constant Dry Unit Weight", *Proc ASCE Spec Conf on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder Co.

Espinace R (1984), "Influencia del Grado de Compactación de Rellenos Arenosos en su Deformabilidad bajo Acciones Estáticas y Cíclicas", *Cuadernos de Investigación C10*, MOPU, España

Foster, Ch. R., "Reduction in Soil Strength with Increase in Density", *Transactions, ASCE*, Paper No. 2763, 1954

Hogentogler, C A y Willis, E A (1936), "Stabilized Soil Roads", *Public Roads*, 17:3, 45-65

Jiménez-Salas J A, (1980), "Conceptos Básicos de la Compactación", *Bol Inf. Lab. Carreteras y Geotecnia*, No. 141

Johnson A W y Sallberg J R (1962) Factors Influencing Compaction Test Results, *HRB Bulletin* 319

Lambe T W (1958), "The Engineering Behavior of Compacted Clay", *Journal Soil Mech and Foundations Div, ASCE*, Vol 84, SM2, may

Lambe T W (1960), "The Structure of Compacted Clay", *Transactions ASCE* 125, pp 682-705

Machet, J M, Morel, G y Schaeffner M (1982), "La Recherche sur le Compactage dans les LPC dans la Dernière Decennie", *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussees*, Special XII, pp 185-198, Paris

Marsal R J (1979), "Compactación de Suelos y Propiedades de Suelos Cohesivos", Informe del II UNAM a la SAHOP

Marsal R J y Reséndiz D (1974), *Presas de Tierra y Enrocamiento*, Limusa, México

- Mendoza M J (1982), "Características Esfuerzo-Deformación de Suelos Cohesivos Compactados: Efectos Estructurales", *Tesis de Maestría, DEPI, UNAM*
- Mendoza M J (1986), "Condiciones que Influyen en los Resultados de las Pruebas de Compactación de Suelos", *Memorias de la XIII Reunión Nacional de Mec de Suelos, Vol I, SMMS, Mazatlán*
- Mitchell J K (1976), *Fundamentals of Soil Behavior, John Wiley, New York*
- Nalezny, C L (1967), "Effect of Soil Structure and Thixotropy Hardening on the Swelling Behavior of Compacted Clay Soils", *Committee on Physicochemical Phenomena in Soils, 46th Annual Meeting*
- Olson, R E (1963), "Effective Stress Theory of Soil Compaction", *Journal Soil Mech and Foundations Div, ASCE, Vol 89, SM2*
- Proctor R R (1933), "Fundamentals Principles of Soil Compaction", *Engineering News-Record, III*
- Reséndiz D (1978), "Compaction Conditions, State Variables and Engineering Properties of Compacted Clay", *Proc Int Conf on Compaction, Vol I, Paris*
- Rico A y Del Castillo H (1974), *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Vol I, Limusa-Noriega*
- Rico A y Orozco, J M (1979), "Comportamiento Mecánico de Algunos Suelos Compactados por Cuatro Métodos, Incluyendo Vibración", *Memorias del 6o Congreso Panam de Mec de Suelos e Ing de Cimentaciones, Vol 2, Lima - Perú*

Seed H B y Chan C K (1959), "Structure and Strength Characteristics of Compacted Soil", *Journal of Soil Mech and Found Div, ASCE* , Vol 85, No SM5

Skempton, A W (1954), "The Pore-pressure Coefficients A and B", *Géotechnique*, Vol IV

Terzaghi, K (1956), Correspondence to the Secretary, The Institution of Civil Engineers, *Géotechnique*, Vol VI

Yong, R N (1973), "Mechanisms of Deformation and Failure ", Proc Int Symp on Soil Structure, Appendix, Gothenburg

Yong, R N y Sheeran, D E (1973), "Fabric Unit Interaction and Soil Behaviour", Proc Int Symp on Soil Structure, Gothenburg

CIUDAD DE MEXICO

Av. Popocatepetl 506 B
Xoco-Benito Juárez
03330 México, D.F.
Tels. 688 76 29
688 76 03
Fax 688 76 08

SAN FANDILA

Km 4 + 000, Carretera
Querétaro-Los Galindo
76700 P. Escobedo, Qro.
Tels. (42) 16 97 77
16 96 46
16 95 97
Fax (42) 16 96 71