

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE
PUEBLA



FACULTAD DE INGENIERÍA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA (GEOTECNIA)

“INFLUENCIA DEL GRADO DE SATURACIÓN INICIAL EN
SUELOS COMPACTADOS SATURADOS”

TESIS

Como requisito para obtener el grado de:

Maestro en Ingeniería

(Geotecnia)

Presenta

Ing. Dolores Ixchel Romero Lombard

Asesor

M. en I. Miguel Ángel Figueras Corte

Co-asesor

M. en I. Octavio Linares Saldaña



Oficio No. 3301/12

C. DOLORES IXCHEL ROMERO LOMBARD

Pasante de la Mtría. en Ingeniería (Geotecnia)
Facultad de Ingeniería, BUAP.
Presente

Por medio del presente, el suscrito Mtro. Edgar Iram Villagrán Arroyo, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **Influencia del grado de saturación inicial, en suelos compactados saturados.** Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Geotecnia). Asignándose como Director al Mtro. Octavio Linares Saldaña.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E
"PENSAR BIEN, PARA VIVIR MEJOR"
H. Puebla de Zaragoza, agosto 20 de 2012.



MTRO. EDGAR VILLAGRAN ARROYO
DIRECTOR

C.c.p. M.I. Miguel Ángel Figueras Corte, Coordinador de la Maestría
C.c.p. M.I. Octavio Linares Saldaña, Director del Tema de Tesis
C.c.p. Archivo

GJS/sco*

M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo
Director de la Facultad de Ingeniería, BUAP
P R E S E N T E

En atención a su oficio No. 3301/12, en el que usted me nombra asesor de la tesis: **Influencia del grado de saturación inicial en suelos compactados saturados**, que presenta la pasante de la maestría en Ingeniería en Geotécnia, **Dolores Ixchel Romero Lombard**; me permito informar a usted que después de haber revisado la tesis correspondiente, no existe inconveniente alguno en **autorizar la impresión** de la misma.

Lo que hago de su conocimiento, para los efectos académicos que haya lugar.

ATENTAMENTE
“PENSAR BIEN, PARA VIVIR MEJOR”
H. Puebla de Zaragoza, 2 de Junio de 2014



M.I. Enrique Octavio Linares Saldaña
Asesor de Tesis

C.c.p. Mesa de exámenes Profesionales
C.c.p. Interesado
C.c.p. Archivo

A todas aquellas personas que con su apoyo y colaboración incondicional han ayudado en la realización del presente trabajo desde sus primeras etapas, hasta este momento, especialmente al Ph. D. Osvaldo Flores Castellón, al M.I. Enrique Octavio Linares Saldaña y al M.I. Alejandro Picazo Medel. Agradezco sobre todo que me brinden el honor de su amistad.

Al M.I. Miguel Ángel Figueras Corte, coordinador de la maestría, por su apoyo y colaboración durante la culminación de éste trabajo.

Con todo mi corazón agradezco a mi familia por la confianza que han depositado en mí, por el amor y el apoyo que día a día me brindan en todos los aspectos de mi vida. Los amo.

ÍNDICE GENERAL

NOMENCLATURA	i
INTRODUCCIÓN	ii
OBJETIVOS	v
1. ANTECEDENTES.	1
1.1. Métodos de compactación en laboratorio.	1
1.1.1. Dinámica.	2
1.1.2. Estática.	6
1.1.3. Por amasado.	8
1.2. Variables que afectan el proceso de compactación.	10
2. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO Y PROCEDIMIENTOS DE ENSAYE.	45
2.1. Descripción del equipo triaxial.	45
2.1.1. Sensores instalados	45
2.1.2. Calibración de sensores.	48
2.2. Procedimiento de ensaye.	52
2.2.1. Descripción del equipo de compactación miniatura.	53
2.2.2. Formación de la probeta.	53
2.3. Pruebas CU.	53
2.3.1. Montaje.	54
2.3.2. Saturación.	54
2.3.3. B de Skempton.	56
2.3.4. Consolidación.	57
2.3.5. Falla	58

2.4. Cálculo de parámetros.	58
2.4.1. Prueba C.U.	58
3. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL Y PROCEDIMIENTOS DE COMPACTACIÓN.	63
3.1 Descripción del material.	64
3.1.1. Granulometría.	65
3.1.2. Plasticidad de finos.	66
3.1.3. Propiedades índice	67
3.2. Compactación de suelos	67
3.2.1 procedimiento de compactación.	67
3.2.2. Compactación Proctor y energía equivalente.	69
4. PROGRAMA DE ENSAYES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.	75
4.1. Programa de ensayos	75
4.2. Resumen de los resultados.	78
4.2.1. Curvas $\tau - \varepsilon$, $\sigma - \tau$ y $\mu - \varepsilon$ del material.	78
4.3. Influencia del grado de saturación inicial en el comportamiento mecánico del suelo compactado saturado.	92
4.3.1. Esfuerzo cortante.	92
4.3.2. Influencia de G_w inicial en ϕ y ϕ'	95
4.3.3. Influencia de G_w inicial en c y c'	95
CONCLUSIONES	100
BIBLIOGRAFÍA	

NOMENCLATURA

- Peso volumétrico seco	γ_d
- Peso volumétrico seco máximo	$\gamma_{d_{\text{máx}}}$
- Humedad óptima	W_{opt}
- Humedad de compactación	W_c
- Contenido de agua	w
- Contenido de agua original.....	w_o
- Límite líquido	W_L
- Límite plástico	W_P
- Índice de plasticidad	IP
- Densidad relativa de sólidos	G_s
- Peso del agua, g	W_w
- Presión de confinamiento	σ_3
- Resistencia no confinada	q_u
- Resistencia no drenada	S_u
- Relación de vacíos	e
- Grado de saturación	G_w
- Deformación unitaria axial.....	ε
- Deformación unitaria axial de pico	ε_p
- Deformación unitaria axial residual	ε_r
- Contrapresión	σ_{cp}
- Presión de poro	u
- B de Skempton.....	B
- Esfuerzo.....	σ
- Esfuerzo efectivo	σ'
- Esfuerzo promedio	p'
- Esfuerzo desviador axial.....	$q = \sigma_d$
- Incremento.....	Δ
- Incremento en la presión de poro	Δu
- Incremento en la presión hidrostática	$\Delta \sigma_3$
- Cohesión	c
- Ángulo de fricción aparente	ϕ
- Carga axial.....	P
- Esfuerzo cortante	τ
- Esfuerzo cortante máximo	$\tau_{\text{máx}}$
- Esfuerzos principales totales	σ_1 y σ_3
- Esfuerzos principales efectivos	σ_1' y σ_3'
- Deformación unitaria axial.....	ε
- Desplazamiento.....	δ
- Esfuerzo promedio en términos de esfuerzos totales.....	P_p
- Esfuerzo promedio en términos de esfuerzos efectivos.....	P_p'

INTRODUCCIÓN

El objetivo principal de la compactación es obtener un suelo, que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. La gran apuesta de la compactación de los suelos radica en el aumento de la resistencia y disminución de la capacidad de deformación que se obtienen al sujetar el suelo a técnicas que aumenten su peso específico (densificación). Por otro lado, es menos frecuente y a veces no menos importante, que un suelo también se compacte para obtener ciertas características que obedezcan a otros fines ingenieriles como la permeabilidad y deformación.

De lo mencionado en los párrafos anteriores, se advierte que la compactación es un proceso que cumple con varios objetivos. Es inevitable que muchos de sus objetivos serán contradictorios en muchos problemas concretos, en el sentido de que las acciones que se emprendan para cumplir uno pudieran perjudicar algún otro. Por ejemplo, en términos generales puede ser cierto que una compactación intensa produce un material muy resistente, pero muy susceptible al agrietamiento. (Rico Rodriguez y del Castillo)

En la actualidad, diferentes autores reconocen en la compactación mecánica el medio de estabilización más eficaz y económico para mejorar las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos. Aunque el conocimiento de los factores que afectan la compactación como el contenido de agua, se reflejaron en la literatura ingenieril hasta la década de los treinta, cuando se realizaron los primeros esfuerzos por sistematizar el proceso y establecer los principios fundamentales de la compactación. R. R. Proctor, a través de una serie de artículos publicados en los EEUU estandariza un procedimiento de compactación en el laboratorio, el cual permite, evaluar la influencia de algunos de los factores que inciden en este proceso. Así, se estableció una prueba de impactos conocida como Proctor estándar, misma que proporcionó pesos volumétricos adecuados para la usual

Influencia del grado de saturación en los suelos compactados saturados

construcción de carreteras de ese tiempo y que evolucionó posteriormente de acuerdo a las necesidades de su época.

Con el desarrollo de las pruebas de laboratorio estandarizadas, se fundaron las bases para juzgar así, el grado relativo de compactación alcanzado en el campo. Los trabajos de compactación se establecieron, de ése momento en adelante, con base en especificaciones derivadas de éstos estándares de compactación; la mayor de las veces señalando un cierto grado de compactación (cociente entre el peso volumétrico seco obtenido en el campo y el máximo alcanzado con algún método de compactación. Ésta situación propició la sobrevaloración de la importancia del peso volumétrico seco máximo y, en consecuencia, se buscaba como objetivo final en sí mismo. En la actualidad, aún esta muy arraigada la idea de considerar que el objetivo de toda compactación es obtener el mayor peso volumétrico posible, restándole importancia a los varios factores que afectan la compactación de los suelos, como contenido de agua, método de compactación, energía de compactación, etc.; así, es frecuente encontrar que en la práctica se cumple con alcanzar cierto grado de compactación, pero desatendiendo el contenido de humedad con que se llega al mismo. Ésta situación hace que las propiedades y características de los suelos compactados en laboratorio no sean estudiados más a fondo con la consiguiente ignorancia de los efectos, tanto benéficos como adversos, que pudieran tener sobre las estructuras emplazadas en ellos.

La presente tesis pretende contribuir al conocimiento y la investigación que en México se desarrolló con trabajos de otros investigadores (p.e. Marsal, 1979 – 1980; Alberro, *et al* 1978, 79, 80, 82, 83 y 85; Mendoza, 1982, etc) como un aporte al estado actual del conocimiento y de la práctica del uso de la compactación como método de densificación.

Partiendo del hecho de que, prácticamente, no existen obras de ingeniería en nuestros tiempos en las que se permita colocar rellenos sueltos o a volteo, se

Influencia del grado de saturación en los suelos compactados saturados

hace indispensable profundizar en el conocimiento de los factores (específicamente el grado de saturación inicial) que influyen en el comportamiento mecánico de los suelos compactados durante su vida de trabajo, tanto en condiciones saturadas como parcialmente saturadas.

OBJETIVOS

Estudiar la influencia del grado de saturación inicial en el comportamiento esfuerzo – deformación de suelos compactados en estado saturado no drenado.

Determinar el comportamiento antes mencionado bajo condiciones saturadas y consolidadas sometiendo las probetas de suelo compactado a pruebas triaxiales tipo CU (Consolidadas, no drenadas).

Analizar las propiedades mecánicas de los suelos (cohesión y ángulo de fricción) compactados saturados en términos de esfuerzos totales y efectivos.

CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES

El objetivo principal de la compactación es obtener un suelo, con características tales, que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. En el aumento de la resistencia y disminución de la capacidad de deformación que se obtienen al sujetar el suelo a técnicas que aumenten su peso específico (disminuyendo sus vacíos), radica la importancia de la compactación de los suelos. Por otro lado, es menos frecuente y a veces no menos importante, que un suelo se compacte para obtener ciertas características de permeabilidad y flexibilidad adecuadas.

De lo mencionado en los párrafos anteriores, se comprende que la compactación es un proceso que cumple varios objetivos. Es inevitable que muchos de sus objetivos serán contradictorios en muchos problemas concretos, en el sentido de que las acciones que se emprendan para cumplir uno pudieran perjudicar algún otro. Por ejemplo, en términos generales puede ser cierto que una compactación intensa produce un material muy resistente, pero muy susceptible al agrietamiento. (Rico Rodriguez y del Castillo, 1998)

La compactación ha figurado entre las técnicas de construcción desde las épocas más remotas de que se tiene noticia y en la actualidad, se reconoce a la compactación mecánica como el medio de estabilización más eficaz y económico para mejorar las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos. (Mendoza, 1992)

1.1. Métodos de compactación en laboratorio.

La compactación es uno de los medios más eficientes y universales de que hoy se dispone para mejorar la condición de un suelo que habrá de usarse en construcción.

La eficiencia de cualquier proceso de compactación depende de varios factores y para poder analizar la influencia particular de cada uno se requiere disponer de procedimientos estandarizados que reproduzcan, de manera representativa, los procesos de compactación de campo en laboratorio. Esta representatividad ha de ser exhaustivamente valorada de manera que se evite el estudio intenso de procesos en el laboratorio que no tengan mucho que ver con el proceso de compactación de campo que se supone reproducen.

Actualmente existen métodos para reproducir teóricamente en el laboratorio unas condiciones dadas de compactación de campo, pensados para estudiar, además, los distintos factores que gobiernan la compactación de suelos; todos ellos se comentan de manera general a continuación:

1.1.1. Compactación dinámica. El suelo es compactado por capas en el interior de un molde metálico cilíndrico (varía el tamaño del molde y el espesor de la capa). La compactación se logra al aplicar a cada capa, dentro del molde, un cierto número de golpes, uniformemente distribuidos, con un pisón, cuyo peso, dimensiones, altura de caída, así como número de golpes cambian de unas variantes de prueba a otras.

El valor de cada una de las variables de la prueba puede hacerse cambiar según convenga, a fin de reproducir, en cada caso, las condiciones de compactación de campo.

El molde es un cilindro de aproximadamente 10.2 cm (4") de diámetro y 11.7 cm (4.59") de altura, provisto de una extensión desmontable de igual diámetro y 5 cm (2") de altura. El molde está fijo a una base metálica mediante tornillos (véase Fig. 1.1).

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

El pisón pesa 2.5 kg y consta de un vástago en cuyo extremo inferior hay un cilindro metálico de 5 cm (2") de diámetro. Los golpes se aplican dejando caer el pisón desde una altura de 30.5 cm (12").

Con este procedimiento de compactación, Proctor estudió la influencia que ejercía en el proceso el contenido inicial de agua del suelo, el cual, junto con otros factores determinantes en la compactación de los suelos, se mencionarán en los sucesivos capítulos.

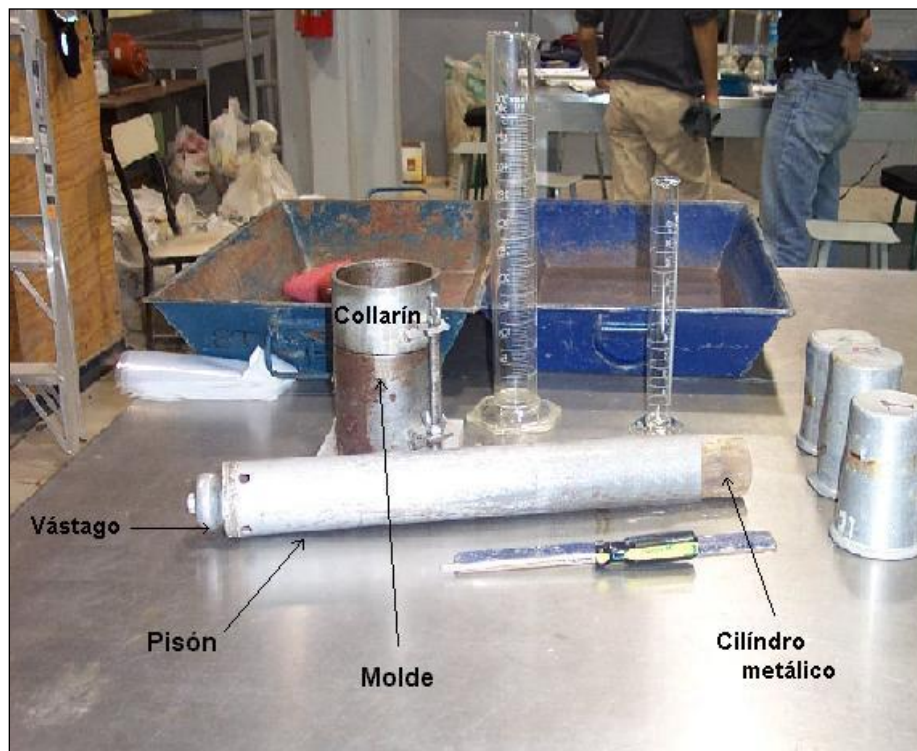


Fig. 1.1. Equipo de compactación. Prueba Próctor Estándar. (Foto proporcionada por el Ing. Alejandro Ramos, FI – BUAP)

Algunas de las pruebas dinámicas que han alcanzado mayor difusión, además de la Proctor estándar, se muestran en la tabla 1.1 junto con sus principales características.

Tabla 1.1. Características de las pruebas de compactación dinámica de uso más común.

Prueba	Tratamiento	Molde		Peso del martillo kg	Altura de caída cm	capas No.	Golpes por capa No.	Energía de compactación Kg cm/cm ³
		Diámetro	Altura					
		cm	cm					
Próctor estándar	Cribado por la malla 1/4"	10,16	12,70	2,49	30,48	3	25	4,02
Prueba E-10 del USBR	Cribado por la malla No. 4, tras secado al aire y desintegración de grumos	10,80	15,24	2,49	35,72	3	25	6,05
Proctor (AASHTO) estándar (variante A)	Criado po la malla No. 4, tras secado al aire	10,16	11,43	2,49	30,48	3	25	6,05
Proctor (AASHTO) estándar (variante D)	Tras secar al aire, se disgregan grumos y se criba por la malla de 3/4", reemplazando material retenido con igual peso del material comprendido entre las mallas de 3/4" y No. 4	15,24	17,78	4,53	45,72	5	55	27,31
California Variante A	Cribado por la malla 3/4" en estado seco	7,30	91,44	4,53	45,72	5	20	17,70
California Variante B	Cribado por la malla 3/4" en edo. húmedo	7,30	91,44	4,53	45,72	10	20	35,40
Británica estándar	Secado al horno o al aire y cribado por la malla 3/4"	10,16	11,68	2,492	30,48	3	25	6,05

En la figura 1.2, se presenta un hecho que rige los procesos de compactación de laboratorio en pruebas dinámicas. En ella se muestra que para energías crecientes de compactación se obtiene mayor peso volumétrico seco máximo a contenido de agua óptimo decreciente. También se observa, comparando el abanico de curvas, que para contenidos de agua mayores al óptimo, un fuerte incremento en la energía de compactación tiene poca respuesta en el aumento del peso volumétrico, pues las curvas se traslapan en esta zona. En cambio, el impacto que se logra, en relación al peso volumétrico, con humedades menores a la óptima son muy considerables con el aumento de la energía de compactación.

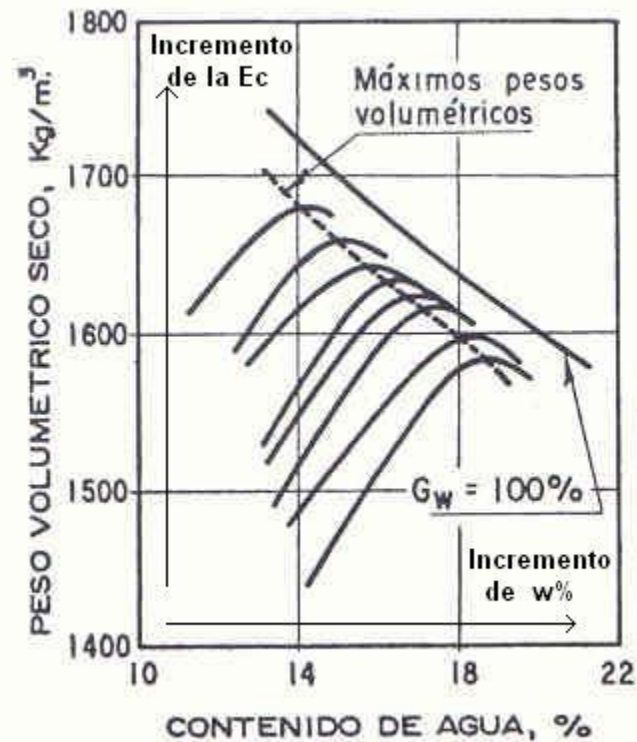


Fig. 1.2. Curvas γ_d vs w a energías de compactación crecientes. (R. Rodríguez y Del Castillo, 1998)

Sin embargo, el incremento del peso volumétrico seco debido a la energía de compactación tiene su límite. En la figura 1.3 se muestra que después de una cierta energía de compactación (amasado), el aumento de la misma no generará un aumento significativo del peso volumétrico seco, por lo que la decisión de aumentar la energía de compactación sin un límite fijado para asegurar una mayor densificación carece de bases científicas.

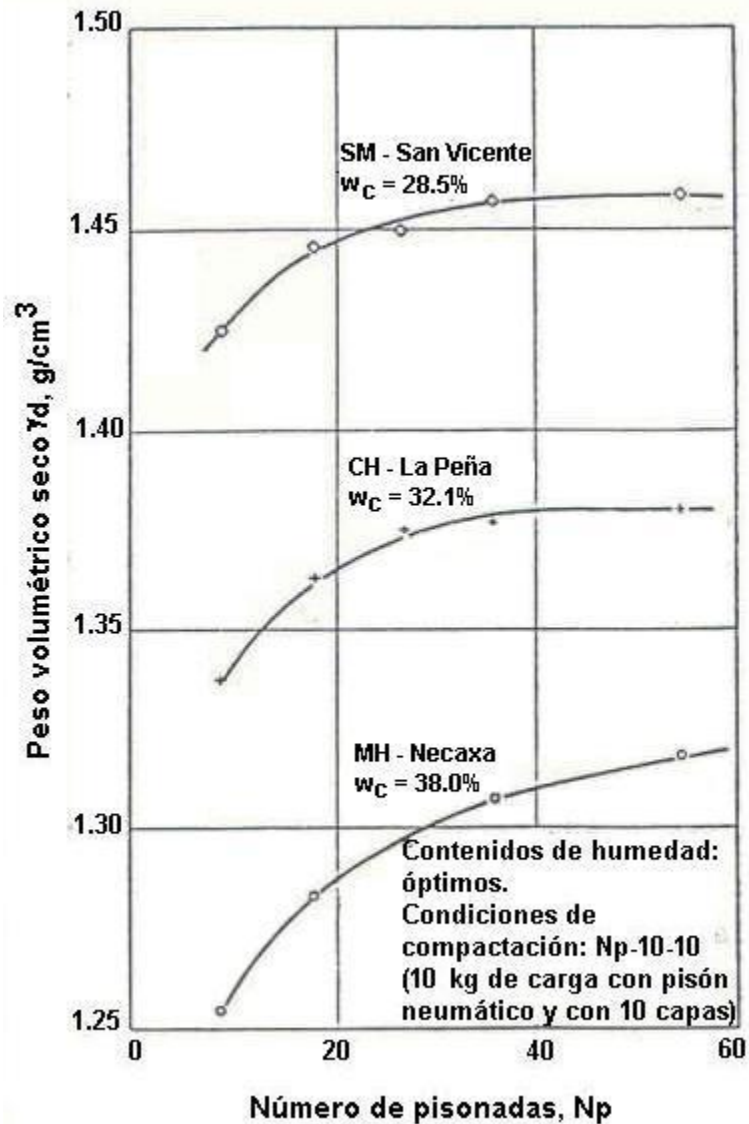


Fig. 1.3. Aumento del peso volumétrico seco con el número de pisonadas en una prueba de compactación por amasado (Mendoza, 1992)

1.1.2. Densificación estática. Fue introducida por O. J. Porter alrededor de 1935. En ella, el espécimen se compacta con una presión que se proporciona al material por medio de una placa que cubre la superficie libre del molde (véase Fig. 1.4).

Para realizar una prueba Porter estándar en un molde metálico de 15 cm de diámetro, se colocan 4 kg de material húmedo, el suelo se dispone en tres capas

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

acomodándolo con 25 golpes de una varilla con punta de bala. La compactación propiamente dicha se logra al aplicar al conjunto de las tres capas una presión estática (con una placa que cubre toda la sección del molde) de 140.6 kg/cm^2 , la cual se mantiene un minuto. Si la base metálica se humedece con ligereza al terminar de aplicarse la presión, el peso volumétrico seco obtenido será el máximo (PVSM) y la humedad correspondiente es la óptima en esta prueba. Si la cantidad de agua expulsada resulta demasiada, o por el contrario, inexistente, la prueba se repetirá (Olivera B. F, 1998).

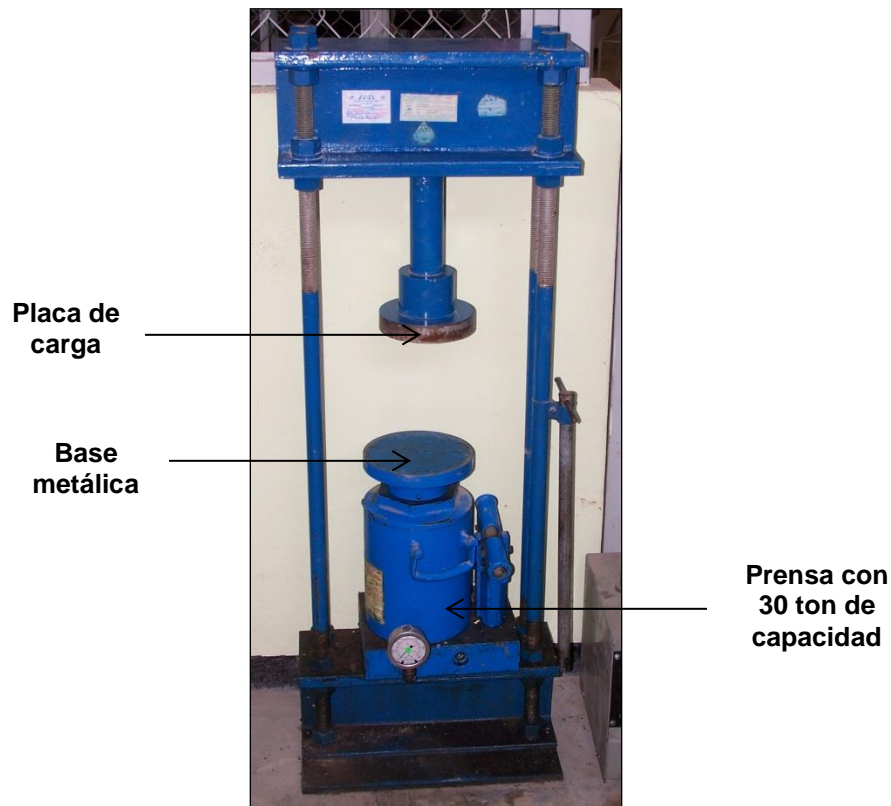


Fig. 1.4. Prensa Porter estándar.

Está poco estudiada la representatividad que la prueba estática puede alcanzar respecto de cualquier proceso de compactación en campo. La aplicación de la presión, que además no es un método muy eficiente para compactar suelos friccionantes (a los que es aplicada), no considera ni la vibración ni ningún otro de los métodos modernos aplicados en estos suelos en campo.

1.1.3. Compactación por amasado. De los diferentes métodos de compactación en laboratorio (densificación por diferentes mecanismos), la compactación por amasado y, en menor proporción, la de impactos, induce fuertes distorsiones o amasamiento al suelo. El grado de amasamiento que inducen diferentes tipos de compactación determina propiedades mecánicas muy diferentes, incluso para un mismo peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación (Cf. Mendoza, 1992).

Se han desarrollado pruebas de amasado tales que han reproducido, la acción de amasado en campo de los rodillos “pata de cabra”. Esta prueba es aplicable a suelos finos plásticos, con partículas menores de 2 mm. La compactación del suelo se logra presionando estáticamente un émbolo de área especificada contra la superficie de las varias capas con que se constituya la muestra; en cualquier aplicación, la presión transmitida es constante, lo cual se logra adaptando al émbolo un resorte calibrado, que permite conocer el momento en que la presión ha sido aplicada. El molde es una cámara cilíndrica metálica de 3.3 cm (15/16”) de diámetro interior y 7.2 cm (2.816”) de altura aproximada; el molde está provisto de una extensión removible (collarín) de 3.5 cm (1.37”) de altura. El molde se fija a una base metálica y el émbolo aplicador de presión es una barra metálica de 1.3 cm (1/2”) de diámetro con mango de madera; dentro de este mango, actúa el resorte comprimido mencionado con anterioridad (J. Badillo y R. Rodríguez, 1999).

En la compactación por amasado es difícil calcular la energía de compactación aplicada al suelo, por lo que se recurre a definir ésta únicamente por el número de pisonadas, la fuerza que aplica el pisón y la cantidad de capas con las que se forma el espécimen.

1.1.4. Compactación por vibración. Las pruebas de compactación con vibración han interesado a numerosos investigadores en los últimos años. Schäffer (R. Rodríguez y del Castillo, 1998) estudió la compactación de arenas en estado seco en mesas de vibración. La figura 1.5 muestra algunos resultados obtenidos

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

experimentalmente donde puede verse cómo disminuye la relación de vacíos de un suelo arenoso con la aceleración (a) impuesta al proceso de compactación y cómo, mediante esta técnica, se alcanzaron los máximos pesos volumétricos con frecuencias del orden de (6000 rpm).

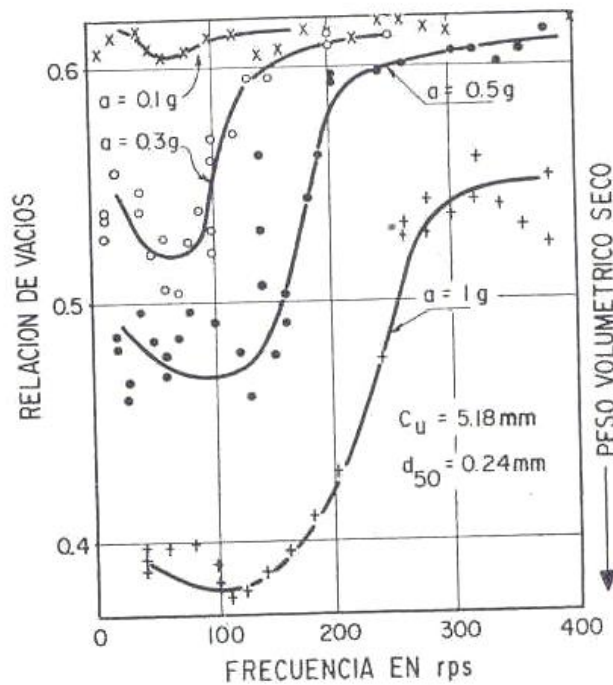


Fig. 1.5. Influencia de la aceleración y la frecuencia en la compactación de arenas mediante métodos de vibración. (R. Rodríguez y Del Castillo, 1998)

Por su parte, Ortigosa y Whitman (1968) encontraron que, con aceleraciones mayores a 2g, el peso volumétrico disminuye otra vez por efectos de sobrecompactación, pero si la arena se encuentra saturada o húmeda, el peso volumétrico sigue subiendo aún con aceleraciones superiores a 3g.

Los métodos vibratorios en el laboratorio también han tendido a estandarizarse a base de una mesa vibratoria combinada con una sobrecarga o con un pisón vibratorio. La figura 1.6 muestra una comparación de la eficiencia que se alcanza implementando la compactación por medios vibratorios en una arena y la que se obtiene por métodos dinámicos de laboratorio; nótese la gran influencia que tiene

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

el tamaño de la placa del vibrador y la gran eficiencia que se logra al aplicar racionalmente la compactación vibratoria (R. Rodríguez y Del Castillo, 1998).

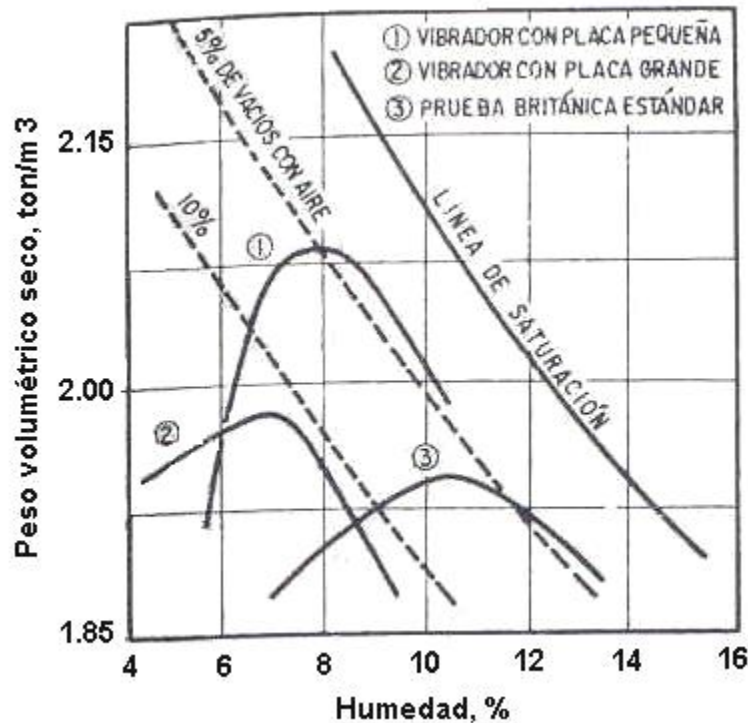


Fig. 1.6. Curvas de compactación para un suelo arenoso compactado con dos tipos de vibrador y con la prueba Británica estándar. (R. Rodríguez y Del Castillo, 1998)

1.2. Variables que afectan el proceso de compactación de suelos.

Los resultados de un proceso de compactación dependen de varios factores, entre los que podemos encontrar el tipo de suelo que se maneje, el proceso de compactación empleado y varios más que se refieren a las circunstancias que prevalezcan en ese momento en el suelo con que se trabaje. Las principales variables que rigen el proceso de compactación son las siguientes:

a) El contenido de agua del suelo. El contenido de agua del suelo que se compacta es una variable importante dentro del proceso de compactación. Próctor

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

(Rico y Del Castillo, 1998) manifestó que, con contenidos crecientes de agua, a partir de valores bajos, se obtenían más altos pesos específicos secos para un material, si se usa la misma energía de compactación. La relación entre el peso volumétrico seco y el contenido de humedad se grafica en un plano coordenado como se muestra en la Fig. 1.7 y la curva resultante se la conoce como curva de compactación. Próctor observó que para un suelo dado y utilizando un determinado procedimiento de compactación, existe un contenido de agua, denominado óptimo, que produce el máximo peso volumétrico seco que se puede obtener con ese procedimiento de compactación y que, cuando la humedad rebasa dicho óptimo, disminuyen los pesos específicos logrados. Por tanto, puede decirse que el contenido de agua determina el estado en el que ocurre el peso volumétrico seco máximo.

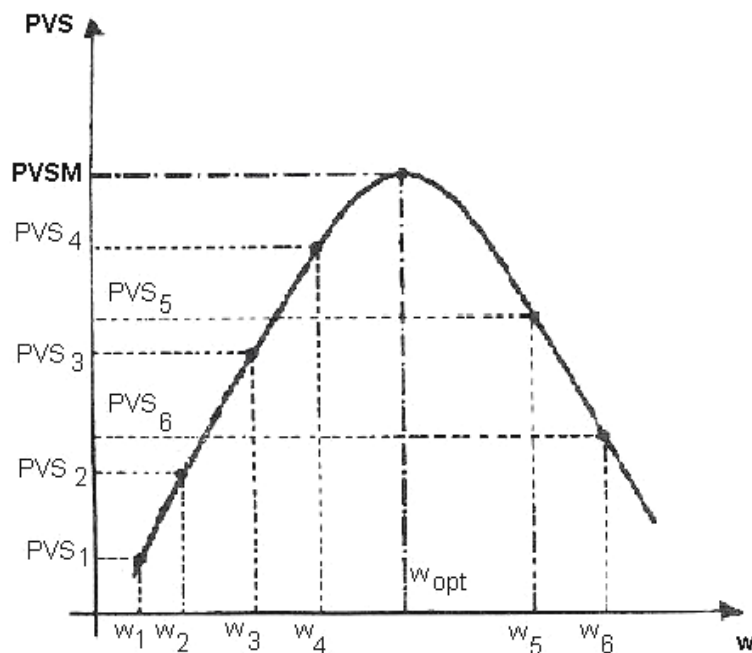


Fig. 1.7. Curva de compactación (Olivera B. F, 1998).

Muchas veces en el requisito de compactación se omite toda referencia al contenido de agua y entonces tal especificación puede cumplirse con un amplio intervalo de contenidos de agua, ajustando únicamente, el tipo de equipo y su modo de empleo. Pero, en tal caso, el suelo que se compacte puede tener

también una amplia variedad de comportamientos, independientemente de que se alcance el mismo peso volumétrico seco.

En la figura 1.8 se presenta un estudio hecho (Cf R. Rodríguez y del Castillo, 1998) a una serie de especímenes en laboratorio (arenas arcillosas, SC), los cuales se compactaron por amasado a diversas energías de compactación y se escogieron probetas que conservaran el mismo peso volumétrico seco con diversos contenidos de humedad (véase fig. 1.12a). Las probetas fueron saturadas y ensayadas en máquinas triaxiales, sin permitir drenaje (véase fig. 1.12b). A partir de las pruebas se pudo observar que con diversos contenidos de humedad y variando la energía de compactación, se llega al mismo peso volumétrico seco. Por otro lado, la parte b, hace hincapié en la variación que se presenta en la resistencia final de los especímenes saturados con la humedad de compactación. Para deformaciones grandes es mayor la resistencia del suelo cuando se ha compactado con el contenido de agua óptimo correspondiente a una energía de compactación dada, aún cuando el peso volumétrico es el mismo en todas las pruebas. Tomado como base el punto compactado a contenido óptimo de agua se nota que para obtener el mismo peso volumétrico con menor contenido de agua se hace una inversión de energía de compactación considerable y según se aprecia en la figura antes mencionada, se obtiene un producto cuya resistencia queda muy por debajo de lo que se podría lograr si se compactara con el contenido de agua apropiado.

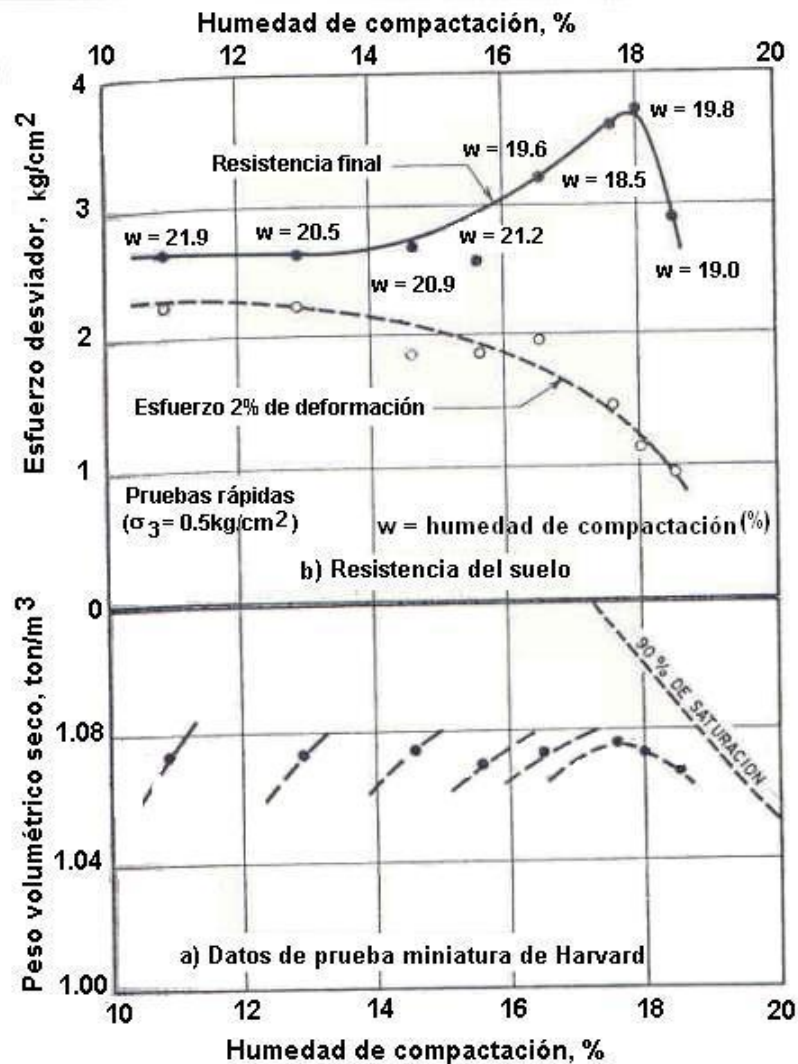


Fig. 1.8. Variación de la resistencia de un suelo compactado con la humedad de compactación. (R. Rodríguez y Del Castillo, 1998)

b) El método de compactación. En el laboratorio resulta fácil clasificar los métodos de compactación en uso dentro de tres tipos: la compactación dinámica o por impactos, por amasado y por aplicación de carga estática. La compactación estática provoca un acercamiento de granos, partículas o grumos con pocas distorsiones, por su parte, la compactación por impactos y en mayor proporción la de amasado induce a fuertes distorsiones o amasamiento en el suelo. Si bien resulta más difícil diferenciar del mismo modo los métodos de compactación en campo, es común describirlos con base en el equipo utilizado en el proceso, de manera que se habla de la compactación con rodillo liso, con rodillo neumático y

con equipo vibratorio. El grado de amasamiento que inducen tipos diferentes de compactación determina propiedades mecánicas muy diferentes, aún para mismos pesos volumétricos secos, contenidos de agua y grado de saturación (Mendoza, 1992).

Ortas J. y Salcedo D. (1995) investigaron el efecto del método de compactación sobre la resistencia al corte de los suelos a mismo peso volumétrico seco, contenidos de agua y grado de saturación. Las muestras del suelo investigado (Limo de baja plasticidad, ML) fueron compactadas por amasado, impacto y por presión estática utilizando el equipo Harvard miniatura, para lo cual se diseñaron y fabricaron piezas especiales con la finalidad de reproducir las condiciones de cada tipo de compactación en dicho equipo. La figura 1.9 nos muestra la curvas de compactación obtenidas para cada método, las cuales fueron elaboradas de tal manera que resultaran similares. En la misma figura, se pueden apreciar los resultados de los ensayos de compresión sin confinar para todas las muestras compactadas. Puede verse que la tendencia general es la misma para todos los métodos, con mayores resistencias en la rama seca que decrecen progresivamente hacia la rama húmeda. La disminución de la resistencia es significativa variando desde valores del orden de 13 kg/cm² hasta 2 kg/cm². También puede observarse que las muestras compactadas con presión estática presentan resistencias a la compresión sin confinar 40 a 45% superiores a las compactadas por amasado e impacto (el método de compactación estática es el que introduce menores deformaciones de corte en el suelo compactado). Estos resultados hacen notar la influencia que cada método de compactación genera sobre la estructura final del suelo compactado y su relación con la resistencia generada aún cuando se compactan a mismo peso volumétrico seco, contenido de humedad y grado de saturación.

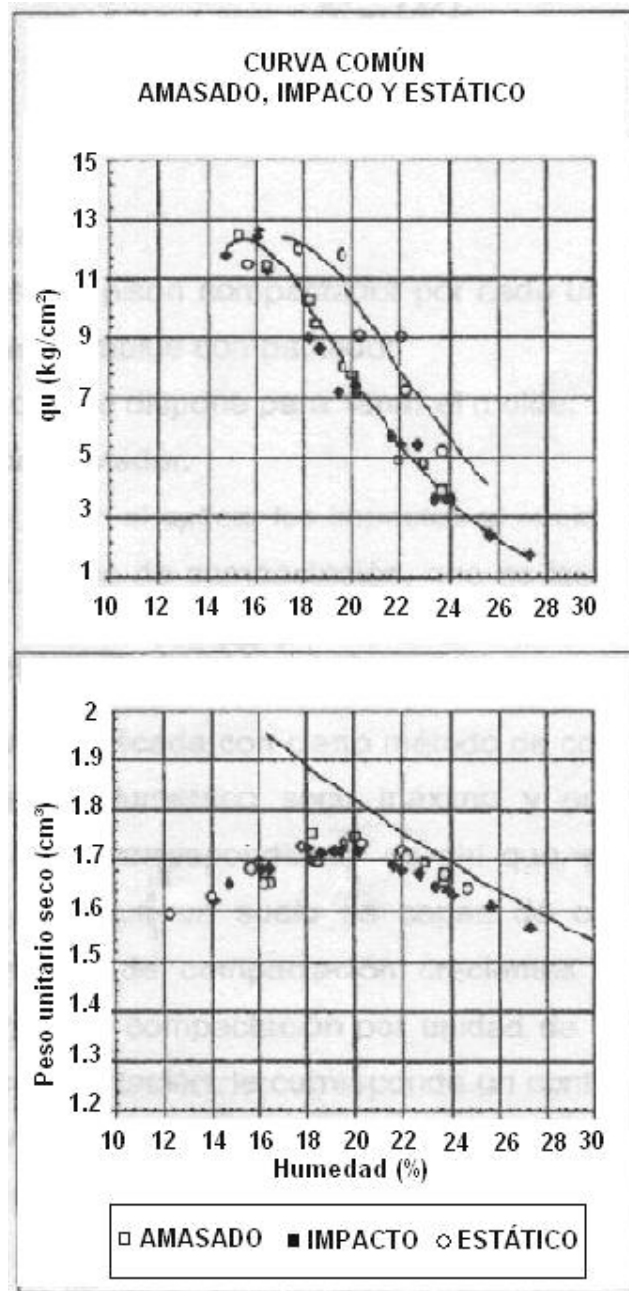


Fig. 1.9. Curva común de compactación, obtenida por métodos de amasado, impacto y estático y su relación con la compresión sin confinar (Ortas J. y Salcedo D., 1995)

c) La energía específica. La energía específica de compactación se entiende como la energía que se entrega al suelo por unidad de volumen. La energía específica en el laboratorio se calcula para pruebas por impactos mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

E_e = energía específica.

N = número de golpes del pisón compactador por cada capa.

n = número de capas que se dispone para llenar el molde.

W = peso del pisón compactador.

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

V = volumen del molde de compactación, que es igual al volumen del suelo compactado.

El aumento de la energía aplicada con cierto método de compactación produce un incremento en el peso volumétrico seco máximo y en una disminución del contenido óptimo de agua correspondiente; de ahí que, aún con menores contenidos de agua, un suelo es capaz de obtener mayores pesos volumétricos con energías de compactación crecientes (véase Fig. 1.10). Así pues, para cada energía de compactación por unidad de volumen que desarrolla un cierto método de compactación, le corresponde un contenido óptimo de agua y un peso volumétrico seco máximo.

En campo, cuando se utiliza maquinaria de compactación como los rodillos, la energía de compactación depende principalmente de la presión y el área de contacto entre el rodillo y el suelo, del espesor de la capa que se compacte y el número de pasadas del equipo. La energía de compactación es una de las variables que mayor influencia tienen en el proceso de la compactación de un suelo dado mediante un procedimiento determinado.

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

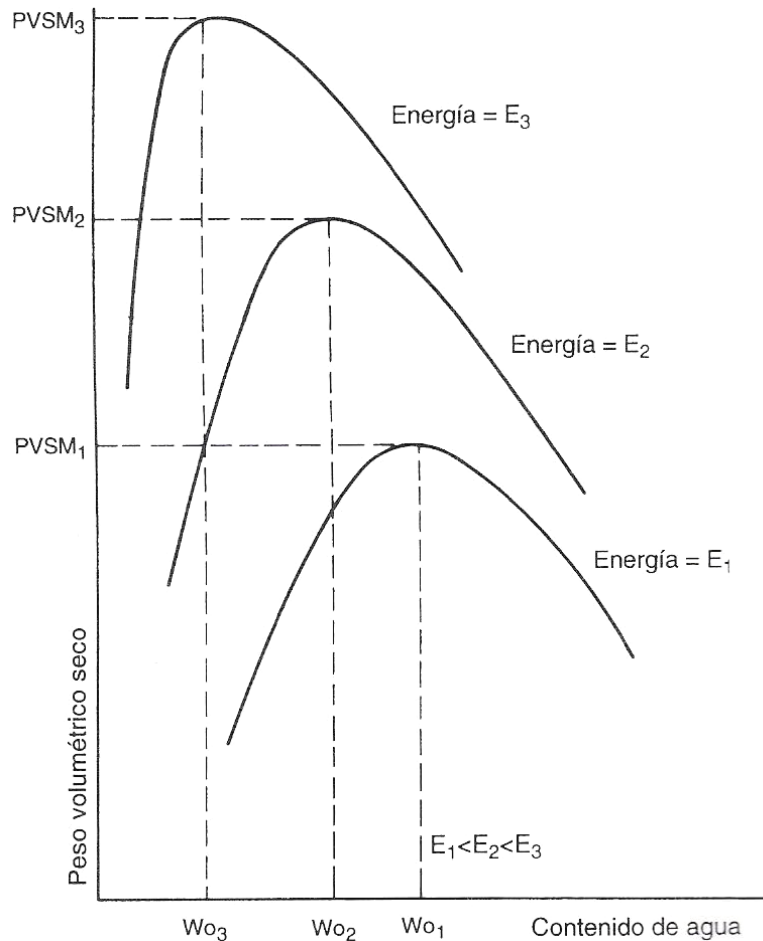


Fig. 1.10. Efecto de la energía de compactación (Olivera B. F, 1998).

d) La naturaleza del suelo. La clase de suelo con que se trabaja influye de manera decisiva en el proceso de compactación. Los valores del peso volumétrico seco (γ_{dmax}), el contenido óptimo de agua (w_{opt}) y la forma de la curva de compactación que se obtienen para un cierto método y energía de compactación, pueden diferir ampliamente según el tipo de suelo que se trate. La distribución granulométrica de cada suelo, la forma y mineralogía de sus granos y/o partículas, así como la densidad de sólidos y sus propiedades plásticas, determinan resultados muy diferentes en las curvas de compactación para cada suelo en particular (Mendoza, 1992).

En la figura siguiente se ilustra el efecto del tipo de suelo (en este caso la granulometría) en los resultados de la compactación lograda en dos arenas diferentes.

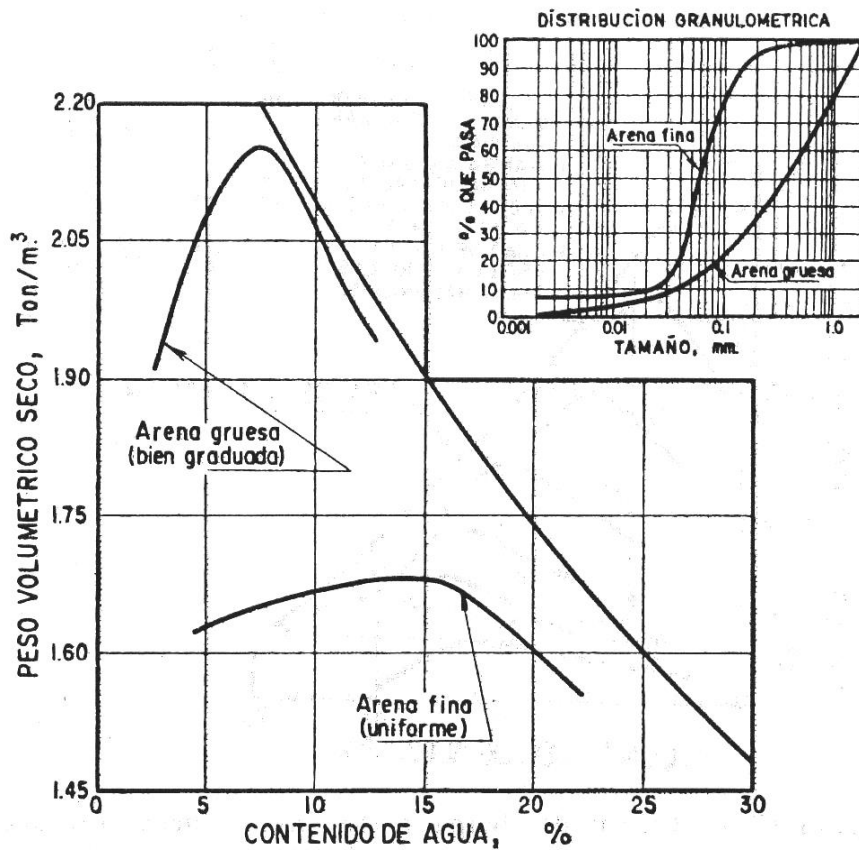


Fig. 1.11. Curvas de compactación para dos arenas de diferente granulometría con la misma energía de compactación (R. Rodríguez y Del Castillo, 1998)

Nótese la ventaja de la arena bien graduada, donde las partículas finas pueden acomodarse en los huecos dejados por las mayores.

La influencia del tipo de suelo puede complementarse si se analiza la figura 1.12 en la que se presentan curvas de compactación para 8 diferentes suelos, compactados con la prueba Proctor estándar:

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

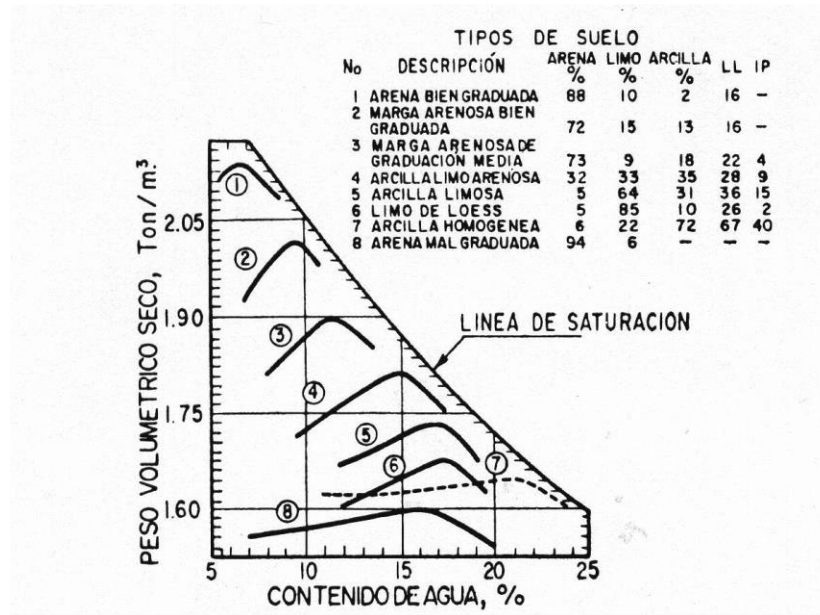


Fig. 1.12. Curvas de compactación para ocho suelos utilizando la prueba Proctor Estándar (R. Rodríguez y Del Castillo, 1998)

En la anterior figura se vio que los materiales granulares y mejor graduados alcanzan pesos volumétricos mayores aún cuando se utiliza la misma energía de compactación para cada material presentado. Se hace notar que una arena mal graduada reporta pesos volumétricos secos menores que más mezclas de suelos finos y gruesos, esto tiene que ver con la influencia del contenido de partículas gruesas presentes en la muestra de suelo.

La influencia del contenido de partículas gruesas fue investigada por Maddison (Cf R. Rodríguez y Del Castillo, 1998), quien encontró que la mezcla de 25% de cualquier agregado de un solo tamaño, hasta 2.5 cm, tiene poco efecto en la compactación del conjunto de suelo, pero porcentajes mayores de ese mismo tamaño hacen decrecer con rapidez los pesos volumétricos alcanzados, y cuando dicho porcentaje llega a ser del 70%, el comportamiento del suelo es el de un conjunto de partículas gruesas del tamaño seleccionado.

e) El sentido en que se recorra la escala de humedades durante la compactación.

A partir de los resultados de una prueba de compactación en el laboratorio se realizaron las gráficas que correlacionan el peso específico seco encontrado y su correspondiente humedad ($\gamma_d - w$). Dichas curvas son diferentes si se efectúan a partir de un suelo relativamente seco al que se le va adicionando agua o si se parte de un suelo húmedo, el cual se tenga que secar mientras avanza la prueba. En el primer caso se obtienen pesos específicos secos mayores que en el segundo, para el mismo suelo y con los mismos contenidos de agua.

f) Contenido de agua original del suelo. Se refiere al contenido natural de agua que poseía en suelo antes de añadirle o quitarle humedad para compactarlo. En el laboratorio el contenido natural de agua del suelo tiene particular influencia en las compactaciones que se logren con una cierta energía. Por ello es de esperar que los pesos volumétricos que se obtengan sean mayores cuando los contenidos naturales de agua del suelo sean menores que el óptimo. A este respecto, se estudió la influencia que la práctica común del secado previo en el laboratorio ejercía sobre la compactación de los suelos (Alberro *et al* 1982) y efectuaron dos pruebas de compactación por impactos, con energías de compactación de 6 kg-cm/cm³ sobre un limo de alta plasticidad denominado MH-Necaxa, previamente secado al ambiente ($w_o = 5\%$) y sobre una muestra sin secado previo (contenido de agua original del suelo de $w_o = 44.9\%$) y obtuvieron las curvas peso volumétrico *versus* contenido de agua de compactación que se muestran en la siguiente figura para tiempos de curado de 24 hrs. Se realizó además una tercera prueba de compactación sobre el mismo material para una energía de compactación de 1.5 kg-cm/cm³ previamente secado. Al comparar las curvas mostradas en la figura, se aprecia que el máximo peso volumétrico se alcanza para la muestra secada previamente ($E_c = 6$ kg-cm/cm³) y que sólo se requiere una energía cuatro veces menor en un material con secado previo para alcanzar los pesos volumétricos obtenidos de la muestra compactada con su contenido natural de agua.

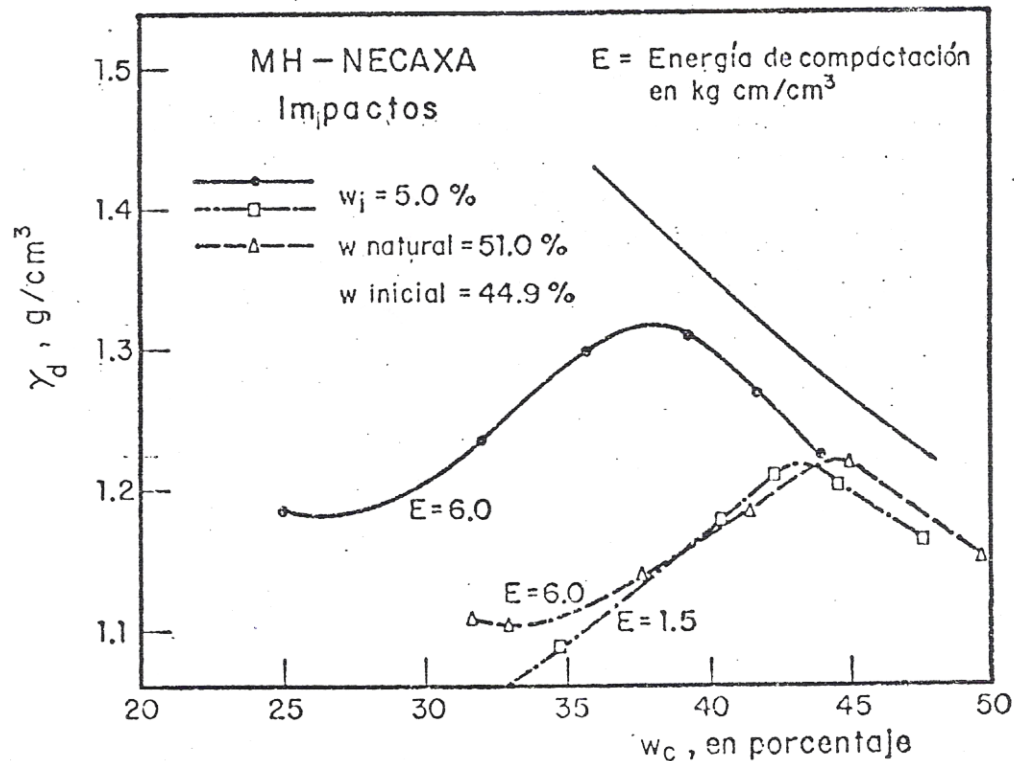


Fig. 1.13. Curvas de compactación por impactos del suelo MH-Necaxa con y sin secado previo (Alberro *et al.*, 1982).

Los resultados antes mencionados parecerían indicar que un suelo de este tipo (volcánico - residual), en su estado natural y sin previo secado es poco propicio para su uso en terracerías por ejemplo. Sin embargo, la figura 1.14 nos muestra la máxima resistencia a la compresión simple del suelo mencionado bajo las dos condiciones de interés, con y sin secado previo. En ella podemos observar que la resistencia a la compresión del suelos compactado sin secado previo, es ligeramente mayor que la máxima resistencia a compresión simple del mismo material compactado con secado previo.

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

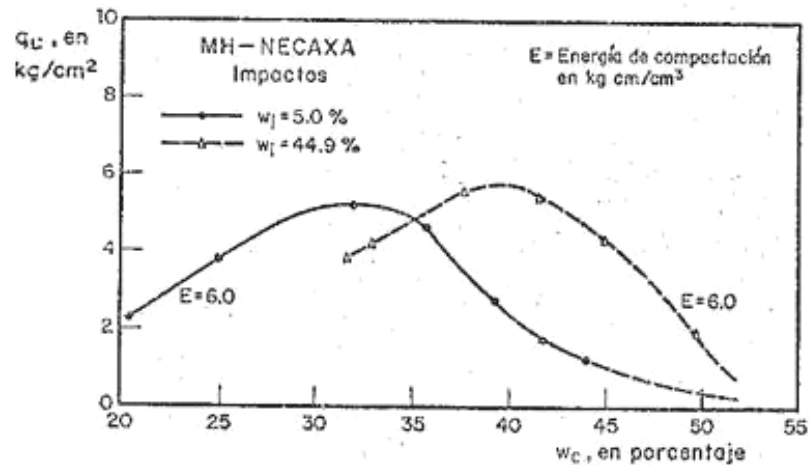


Fig. 1.14. Resistencia no confinada de especímenes compactados del suelo MH-Necaxa, con y sin secado previo (Alberro *et al.*, 1982).

g) Efecto de la granulometría de grumos. Al efectuarse pruebas de compactación, es común disgregar el material con un pisón de madera cubierto con hule antes de iniciar los ensayos en el laboratorio. Como consecuencia de dicha disgregación se forman materiales con una cierta granulometría de grumos, determinada por la intensidad de la acción. Marsal (1985). Al respecto se realizaron una serie de pruebas de compactación y de resistencia no confinada con tres muestras de un suelo denominado Necaxa (clasificado como limo de alta plasticidad, MH). La primera la conformó con material que pasara la malla No. 4 (integral); la segunda, denominada fracción gruesa, incluye los agregados de partículas que pasan la malla No. 4 y se retienen en la No. 8 y la última llamada fracción fina, que comprendió el material que pasara la malla No. 100. Una parte de los especímenes preparados con las tres granulometrías se compactó dinámicamente (energía de 6.0 kg-cm/cm³) y el resto por amasado (27 - 10 - 10). En la figura 1.15, se muestran los resultados de las curvas de compactación (γ_d vs w_c) y las correspondientes a la resistencia no confinada (q_u vs w_c) para ambos tipos de compactación.

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

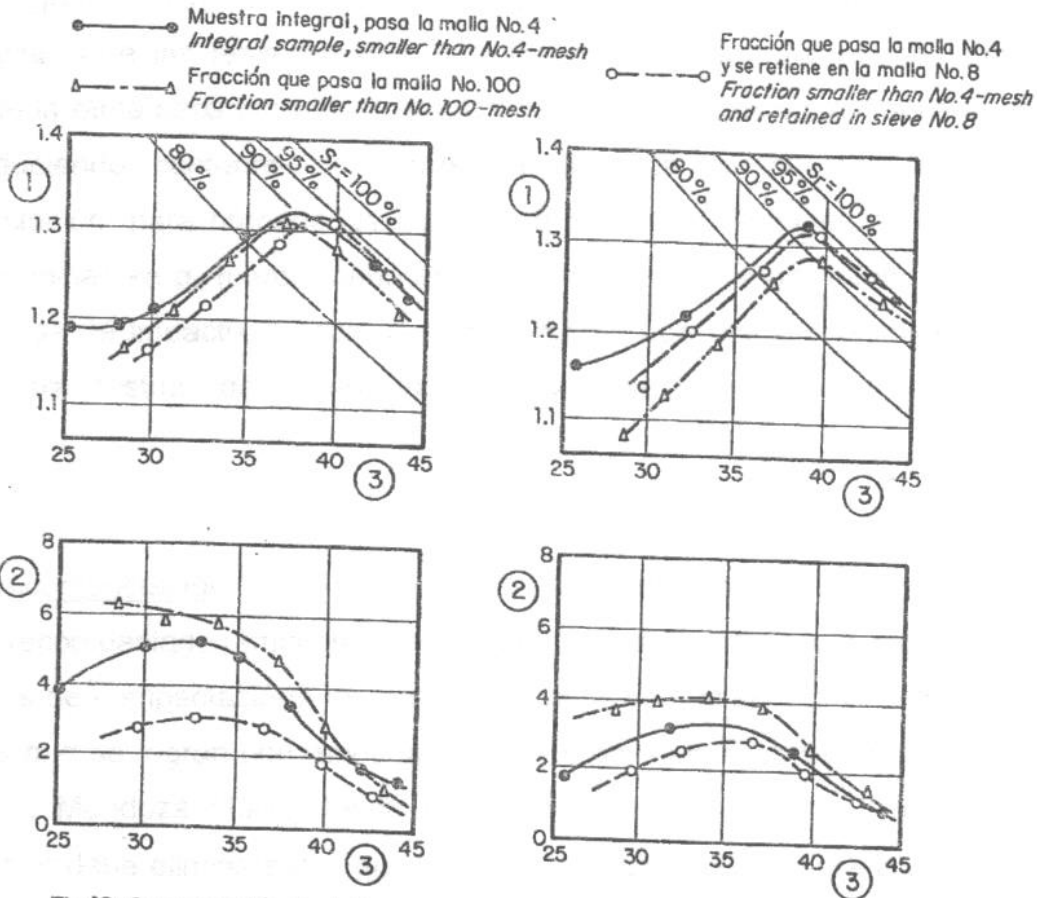


Fig. 1.15. Influencia del tamaño de los agregados de partículas en la compactación y en la resistencia a la compresión del suelo Necaxa (Marsal, 1985).

En las curvas de compactación se nota una pequeña diferencia, sobre todo a lo largo de la rama seca, en los pesos volumétricos obtenidos. Pero la mayor diferencia entre los tres materiales preparados se hace notar con mayor profundidad al analizar las curvas correspondientes a la resistencia no confinada,

q_u , en las cuales se aprecia que la resistencia de la fracción fina es más alta que la de la muestra integral, la cual a su vez es mayor que los valores reportados por la fracción gruesa, para un mismo contenido de agua. Se hace notar que la mayor diferencia entre las resistencias a la compresión reportadas se presenta a lo largo de la rama seca, para los dos métodos de compactación; dicha diferencia se va reduciendo conforme se ingresa a la rama húmeda de la curva de compactación, para humedades mayores a la óptima. También se observa que las diferencias en q_u fueron menores en las muestras compactadas por amasado que en las de impacto, lo que permite asegurar que ese procedimiento es más eficaz para destruir los grumos formados y alcanzar estructuras más similares entre sí.

h) La recompactación. La experimentación ha demostrado que si se trabaja con suelos recompactados (muestras recicladas de material que ya ha sido sometido a procesos de compactación), los pesos volumétricos que se obtienen son mayores que los que se logran con muestras vírgenes para las mismas circunstancias. Al respecto, Mendoza (1986) refirió que la práctica de rehusar el material para compactar debe eliminarse ya que la curva así obtenida adquiere valores de $\gamma_{dm\acute{a}x}$ del 1 al 4% superiores a los que se alcanzan usando porciones separadas de material para definir cada punto de la curva de compactación.

i) La temperatura. La temperatura ejerce alta influencia en los procesos de compactación en campo, sus efectos se traducen en los cambios en la humedad del suelo por evaporación del agua incorporada al suelo o, por el contrario, la condensación de la humedad ambiente en el mismo. Alberro *et al.* (1983) estudió el efecto de la humedad en este tipo de suelos, como resultado de los cambios estacionales de la temperatura y el porcentaje de humedad (véase figuras 1.16 y 1.17). Se realizaron pruebas de compactación por amasado (27-10-10) y de resistencia a la compresión. Se definieron dos humedades diferentes, simulando la influencia de las estaciones sobre la humedad del material; así, en ambos casos (tanto para la arcilla como para el limo), conforme el material de partida está más

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

seco se logran valores ligeramente mayores de γ_d y con más notoriedad los valores de la resistencia son mayores en el caso del suelo más seco. Se hace notar que el comportamiento anterior es más pronunciado en la rama seca.

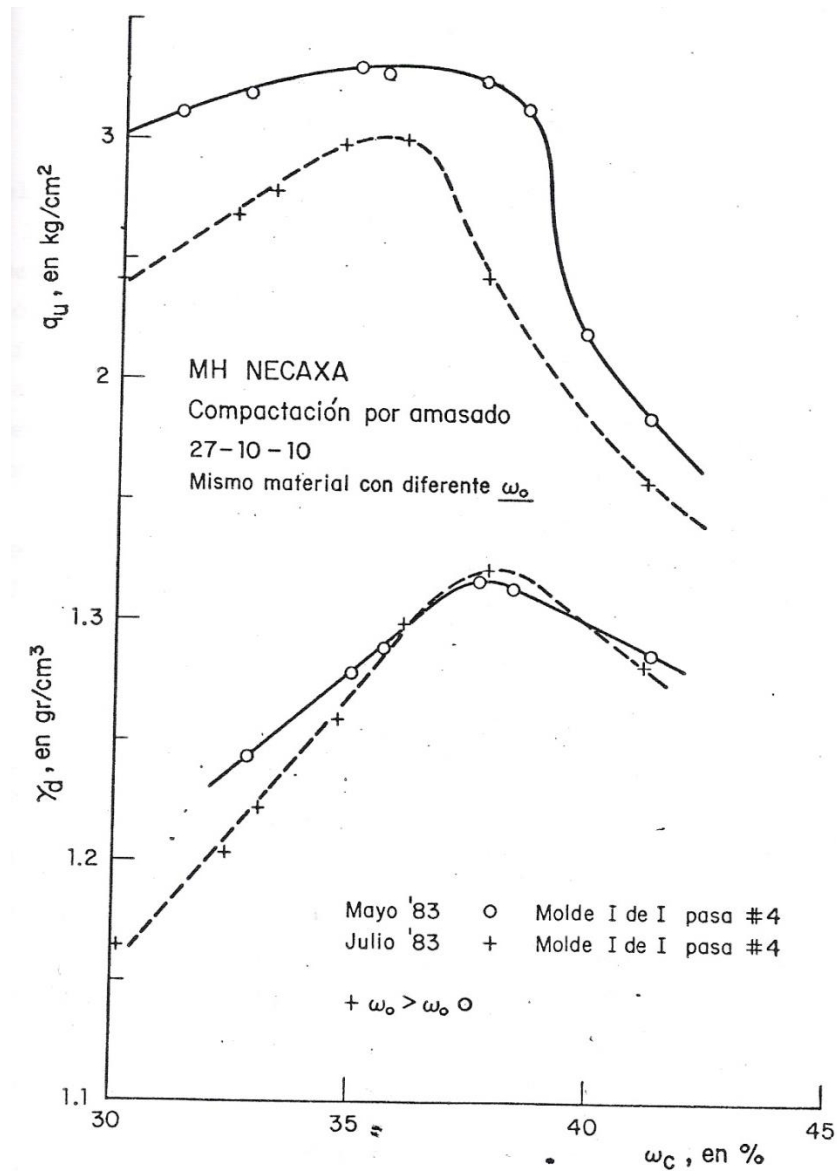


Fig. 1.16. Efecto de la humedad inicial de grumos sobre la compactación y resistencia del suelo MH - Necaxa (Alberro *et al.*, 1983)

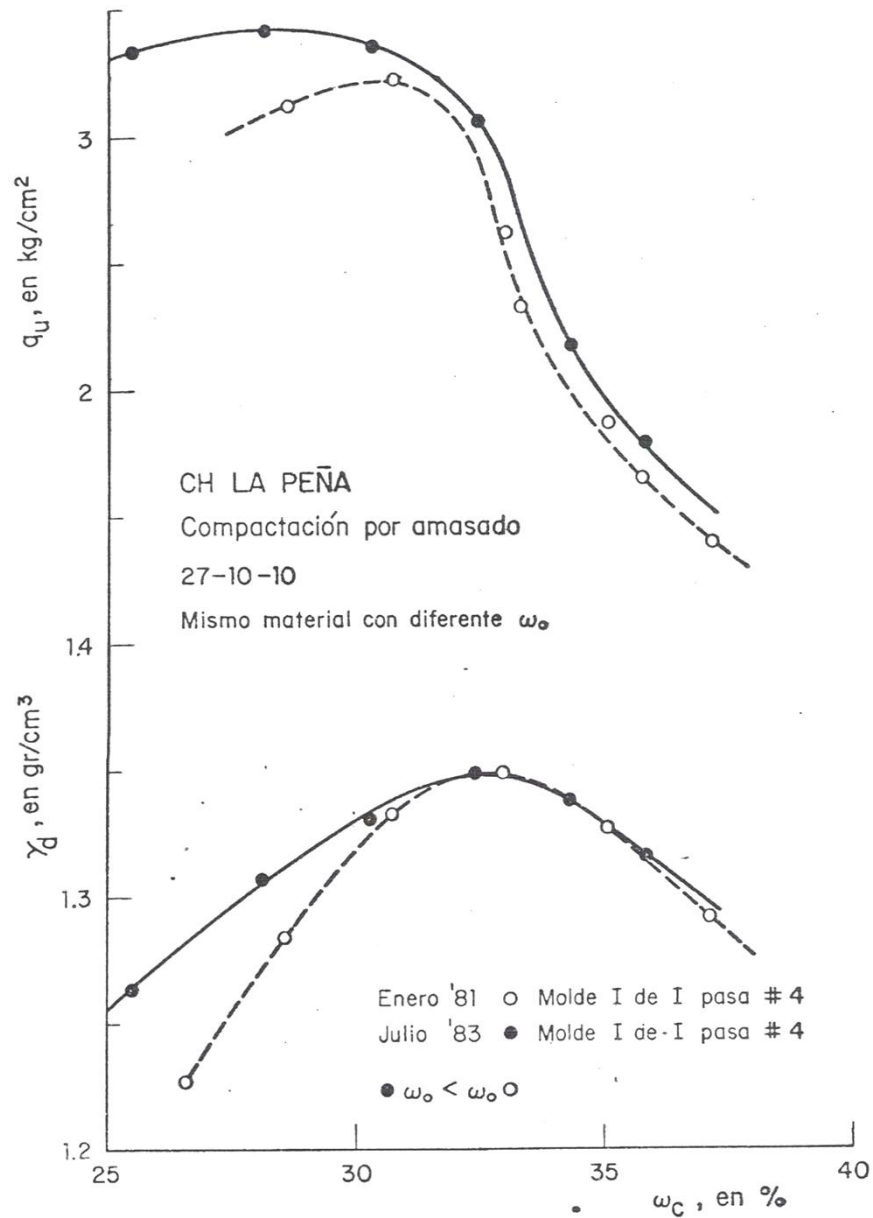


Fig. 1.17. Efecto de la humedad inicial de grumos sobre la compactación y resistencia del suelo CH – La Peña (Alberro *et al.*, 1983)

j) Efecto de escala. Con el fin de investigar el posible efecto que en la compactación de un suelo tuviera el hecho de compactarlo en moldes de diferentes tamaños, Marsal (1985) llevó a cabo dos series de pruebas sobre el suelo Necaxa (limo de baja plasticidad, MH), a saber:

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

Serie I. Especímenes con la misma granulometría de agregados de partículas (véase figura 1.18) se compactaron por amasado en tres moldes cuyas dimensiones se incluyen en la tabla 1.2.

Serie II. Los de dos “granulometrías paralelas” entre sí (véase figura 1.19) se compactaron con el método de amasado en los moldes I de I y de 5”, siendo la relación $D_c/d_{m\acute{a}x}$ de 13 para ambos grupos de muestras.

Tabla 1.2. Dimensiones de los moldes para compactación.

Molde	Diámetro D_c (mm)	Atura H (mm)	Diámetro del pisón D_t (mm)	$D_c/d_{m\acute{a}x}^*$
I de I	36.0	85.0	12.7	7.5
3 1/8"	79.1	186.0	27.9	16.7
5"	126.8	300.5	44.4	26.7

* El valor de $d_{m\acute{a}x}$ para agregados de partículas es igual a 4,76 (malla No. 4)

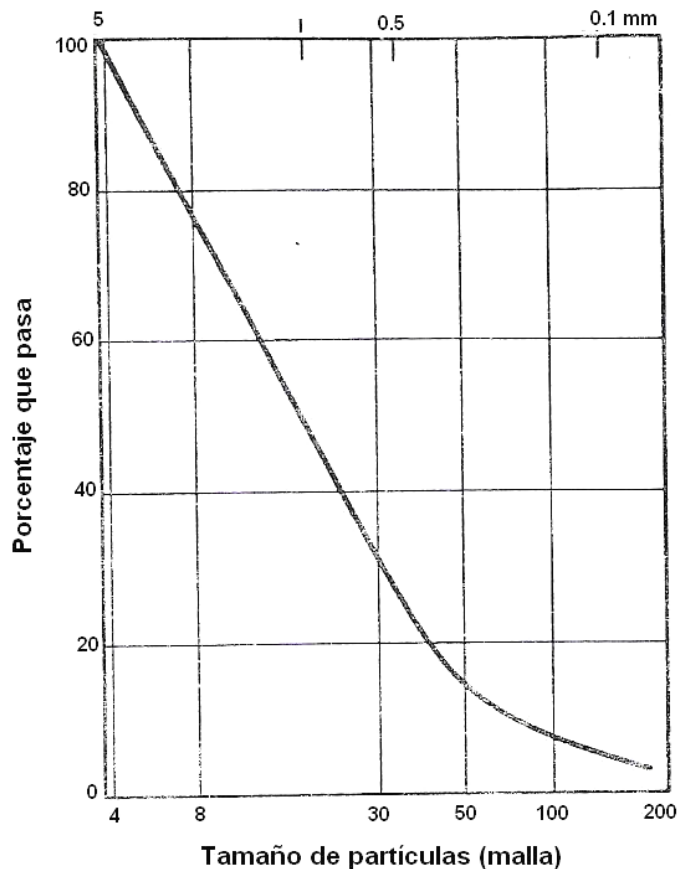


Fig. 1.18. Granulometría de agregados de partículas para la serie I (Marsal, 1985)

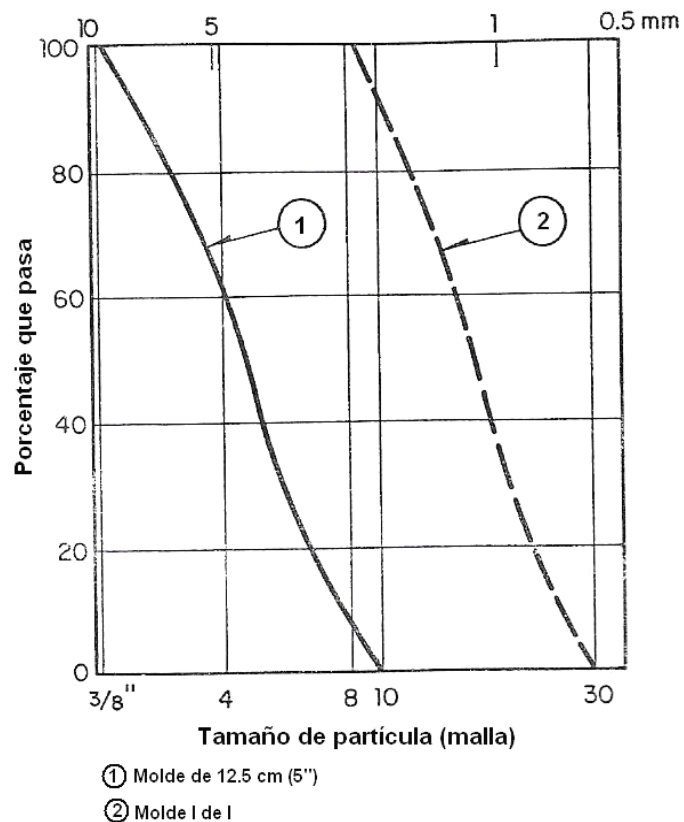


Fig. 1.19. Granulometría de agregados de partículas para la serie II (Marsal, 1985)

Los resultados de la serie I se presentan en la figura 1.20. Las curvas de compactación mostradas en el inciso a) de la misma figura muestran que las discrepancias entre los tres tipos de pruebas de compactación con diferente molde son insignificantes. Por otro lado, la variación de la resistencia a la compresión sin confinar en función de la humedad de compactación (véase figura 1.20.b) acusa grandes diferencias, sobre todo entre las curvas para $D_c/d_{m\acute{a}x}$ de 7.5 y 26.7: los valores de q_u para especímenes compactados en el cilindro de 3.6 cm de diámetro son sistemáticamente más altos que las resistencias a la compresión de muestras moldeadas en los cilindros más grandes ($D_c = 3\ 1/8''$ y $5''$).

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

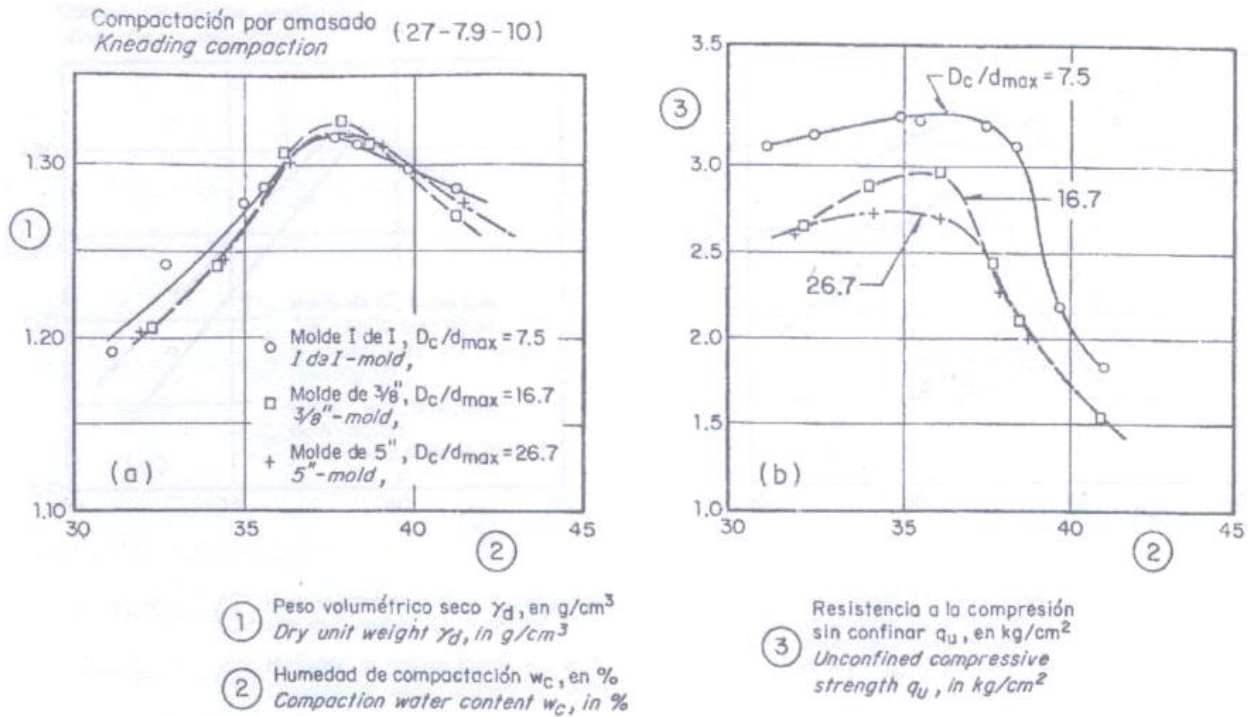


Fig. 1.20 Efecto de la relación D_c/d_{max} en la compactación y la resistencia a la compresión sin confinar (Marsal, 1985).

Los resultados de la serie II obtenidos al ensayar “granulometrías paralelas” de agregados de partículas se muestran en la figura 1.21. Las curvas de compactación coinciden a lo largo de la rama húmeda de las curvas (véase figura 1.21a) mientras que divergen para contenidos de agua abajo del óptimo, siendo mayores los pesos volumétricos secos para los especímenes compactados en el molde I de I¹. Las resistencias a la compresión sin confinar definen dos curvas casi paralelas (véase figura 1.21.b), siendo los valores de q_u consistentemente mayores para la granulometría más fina (Marsal, 1985).

¹ El molde I de I posee un diámetro de 36 mm y una altura de 85 mm.

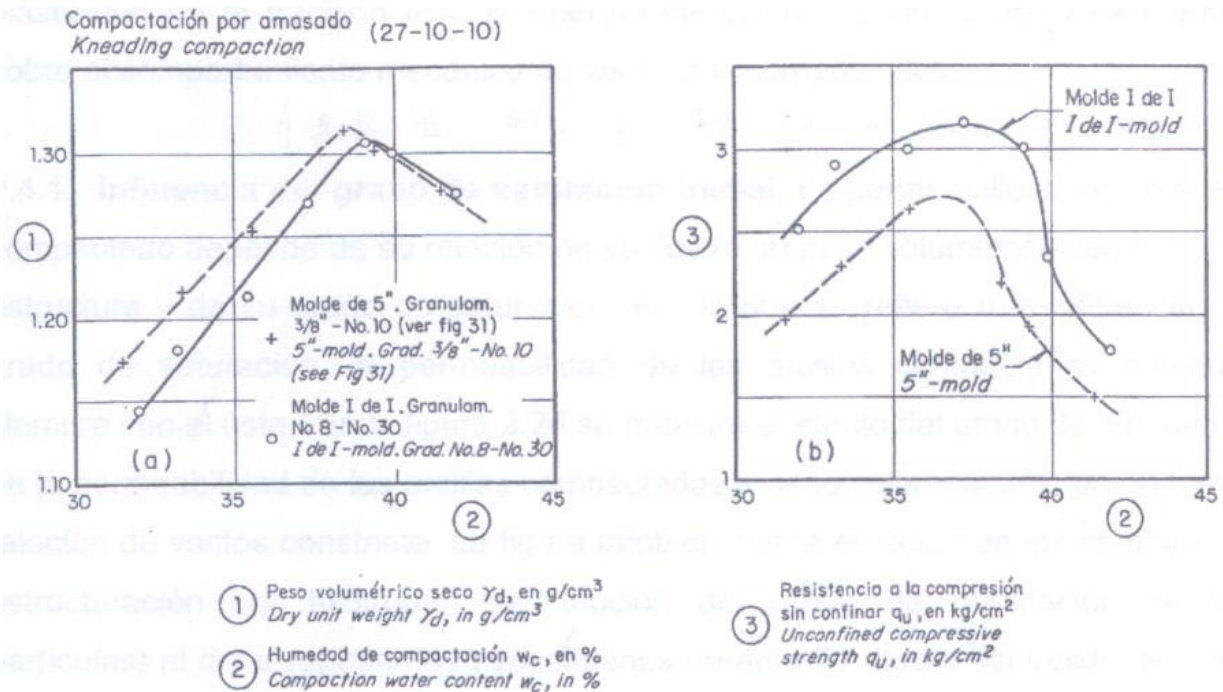


Fig. 1.21. Influencia del tamaño de agregados de partículas en la compactación y la resistencia a la compresión sin confinar (Marsal, 1985).

De los resultados expuestos se puede concluir que los efectos de escala y granulometría de los agregados de partículas son factores importantes a ser considerados en el trabajo de laboratorio.

1.4. Factores que influyen en el comportamiento mecánico de suelos compactados.

En este apartado se muestran algunos resultados de investigaciones realizadas recientemente sobre las propiedades de suelos compactados en el laboratorio. Se describe la influencia de parámetros tales como el grado de saturación inicial, el peso específico seco (relación de vacíos), el esfuerzo efectivo, la plasticidad de la fracción fina, la energía de compactación, entre otros, ejercen sobre el comportamiento mecánico de los suelos compactados.

1.4.1. Influencia del grado de saturación inicial. Incide directamente sobre las presiones neutrales que se generan dentro de la masa de suelo. En los materiales finos compactados suelen desarrollarse presiones neutrales negativas una vez que la compactación ha sido terminada. Estas presiones negativas desarrolladas en el agua son de mayor a menor grado de saturación inicial y hace que, correspondientemente, sea también mayor la resistencia del suelo compactado (véase Fig. 1.22a) y menor su deformabilidad (véase Fig.1.22b). En la figura 1.22 se muestra el comportamiento esfuerzo-deformación de una arena limosa, la cual exhibe una mayor resistencia en probetas que se compactaron con contenidos iniciales de agua bajos, definiendo, de esta manera, un comportamiento frágil a la falla. La misma figura, en su inciso b, muestra la relación entre el grado de saturación del suelo compactado *versus* deformación unitaria, la cual corresponde al esfuerzo desviador máximo, en ella se logra apreciar que para valores de grado de saturación cercanos y mayores del 80%, inmediatamente después del óptimo, la deformación unitaria aumenta de manera considerable en comparación a la registrada en probetas con bajos grados de saturación inicial, lo que indica el cambio de comportamiento mencionado, de frágil a plástico. Lo anterior indica que la influencia del agua en la masa de suelo es importante en términos de resistencia y deformabilidad cuando se trabaja arriba del óptimo. Cabe mencionar también que las presiones neutrales negativas que se desarrollen en el suelo compactado serán mayores sean las energías de compactación utilizadas.

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

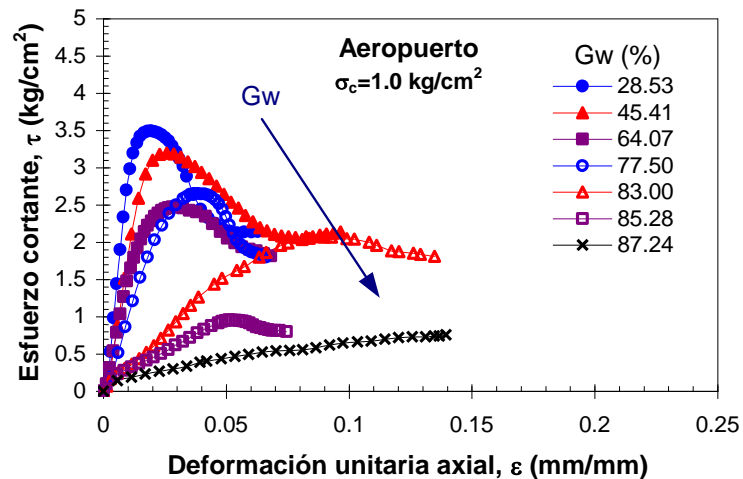
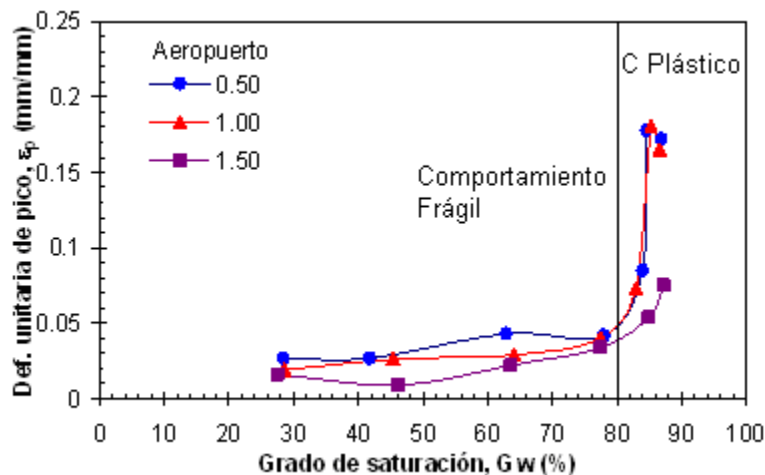


Fig. 1.22 a)



b)

Fig. 1.22. Influencia del grado de saturación inicial en las características de resistencia y deformabilidad de suelos compactados (Flores *et al.*, 2004)

1.4.2. Peso específico seco o relación de vacíos. Para abordar la influencia del peso específico seco en el comportamiento mecánico de suelos compactados en el laboratorio se muestran a continuación los resultados de una serie de pruebas triaxiales tipo UU (no consolidadas, no drenadas) ejecutadas sobre suelos arcillosos. En las figuras 1.23 y 1.24 se muestran líneas de igual resistencia a la compresión en pruebas triaxiales rápidas sobre probetas de arcilla

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

limosa compactadas a diferentes contenidos de agua inicial y con pesos volumétricos diversos a las que se probó con el grado de saturación con el que resultaron después de la compactación. En el caso de la figura 1.23, las muestras se ensayaron sin saturación previa y bajo una presión confinante de 4 kg/cm², suficiente para disolver todo el aire que quedó en la muestra después del proceso de compactación. Nótese que la resistencia decrece de manera apreciable cuando aumenta el contenido de agua y que es casi independiente del peso volumétrico, lo cual coincide con lo reportado por otros autores en diferentes investigaciones (Flores y Romo, 2002; Mendoza, 1992; Alberro *et al.*, 83, 82 y 1985).

La razón de este comportamiento podría ser que cuando se disuelve todo el aire en el interior de las probetas, después de aplicar la presión de cámara, prácticamente en todas se llega a pesos volumétricos muy similares; así, todas las probetas eran similares al momento de aplicar el esfuerzo desviador (R. Rodríguez y del Castillo, 1998).

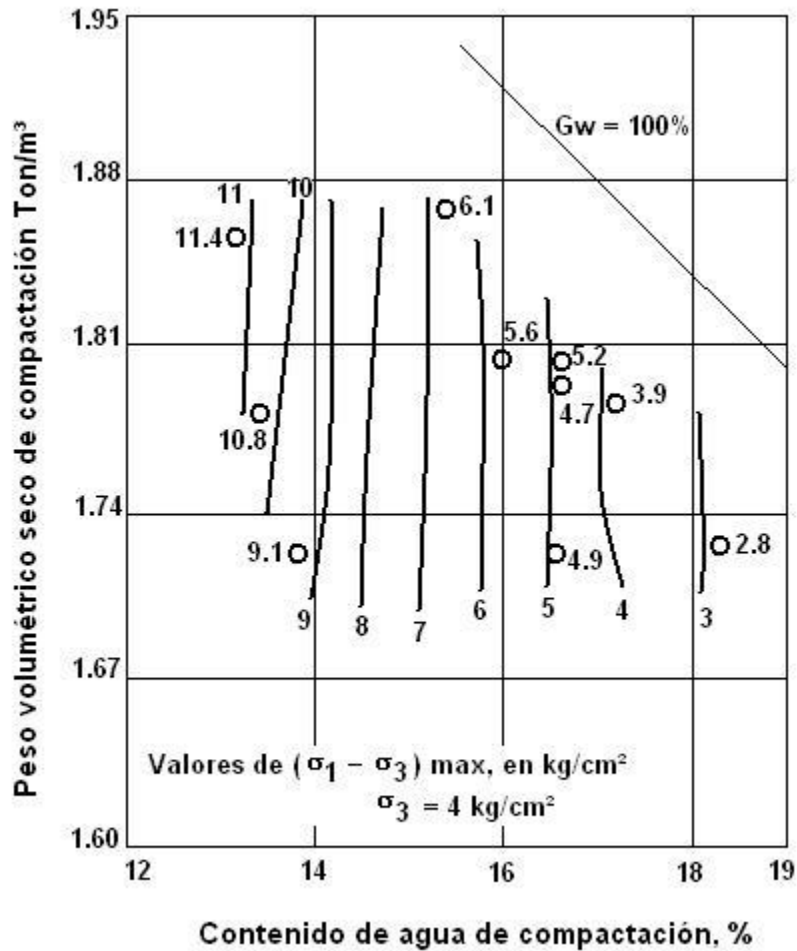


Fig. 1.23. Líneas de igual resistencia a la compresión en pruebas triaxiales UU y compresión confinante de 4 kg/cm^2 (R. Rodríguez y del Castillo, 1998)

En cambio, en la figura 1.24 se observa la resistencia de las probetas que se probaron bajo una presión inicial de confinamiento de 1 kg/cm^2 ; en este caso el aire dentro de las probetas no se disuelve por completo, como consecuencia, la resistencia disminuye no sólo al aumentar la humedad de compactación inicial, sino también al disminuir el peso volumétrico correspondiente.

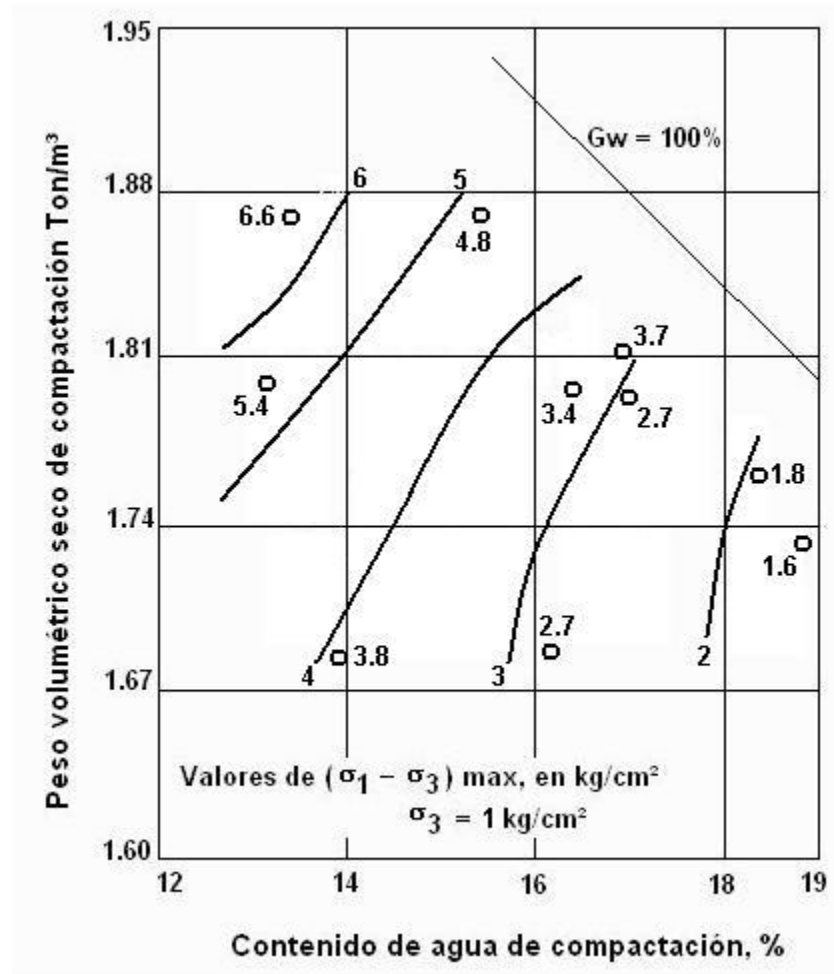


Fig. 1.24. Líneas de igual resistencia a la compresión en pruebas triaxiales UU y compresión confinante de $1 kg/cm^2$ (R. Rodríguez y del Castillo H.)

Las figuras 1.25 y 1.26, por su parte, muestran los resultados de resistencia en pruebas triaxiales rápidas de la misma arcilla limosa mencionada con anterioridad, pero, en este caso, los especímenes se encuentran saturados antes de realizar la prueba. No se permitieron cambios de volumen durante la saturación, y las muestras se compactaron por amasado con el uso de tres energías de compactación diferentes. Para el caso de la figura 1.25 se definió la resistencia como el esfuerzo que produce una deformación unitaria del 5%; aquí se observó que la resistencia es mayor a menor contenido de agua de compactación, lo cual está relacionado a que con mayor contenido de agua mayor es el grado de orientación alcanzado por las partículas del suelo y la presión neutral inducida por

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

el esfuerzo desviador, el aumento de ambos factores hacen que la resistencia del suelo disminuya. En esta figura se aprecia, como a peso volumétrico constante, la resistencia disminuye con el contenido de agua.

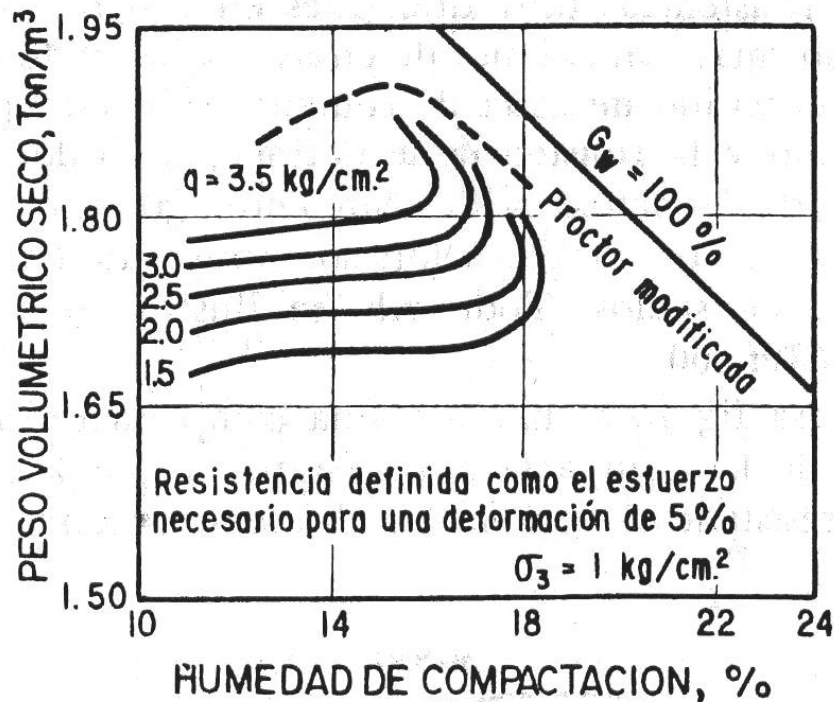


Fig. 1.25 Líneas de resistencia, a deformaciones del 5%, en pruebas rápidas con saturación previa (R. Rodríguez y del Castillo, 1998)

La resistencia al esfuerzo cortante para las probetas representadas en la figura 1.26 se definió como aquel esfuerzo que produjera al espécimen una deformación unitaria del 20%. Tomando en cuenta que grandes deformaciones dan lugar a estructuras similares en aquellas muestras que tengan la misma relación de vacíos, la resistencia, como lo muestra la figura, es similar en todos los especímenes, independientemente de la humedad de compactación.

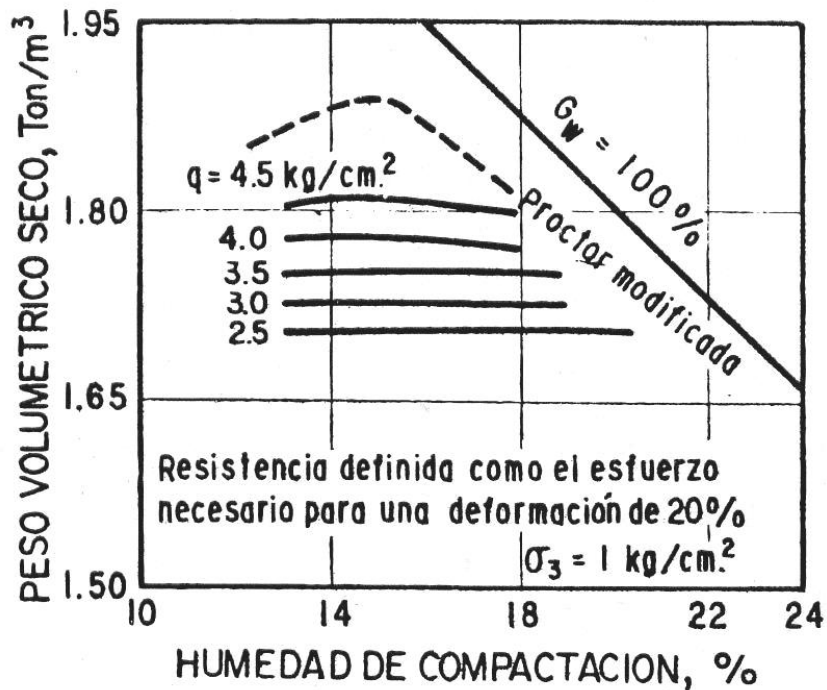


Fig. 1.26. Líneas de resistencia, a 20% de la deformación, en pruebas rápidas con saturación previa (R. Rodríguez y del Castillo, 1998)

El comportamiento de las muestras previamente saturadas, arriba descrito, también se aprecia en las curvas esfuerzo-deformación de especímenes con igual relación de vacíos compactados del lado seco y húmedo de la curva de compactación. La figura 1.27 muestra un par de curvas donde la mayor rigidez de la estructura menos orientada (rama seca) acusa valores de resistencia mayores hasta cierto límite de deformación donde dicha resistencia se llega a semejar a la resistencia obtenida de las muestras de la rama húmeda. En este momento el grado de orientación de ambas probetas es similar debido a las grandes deformaciones inducidas.

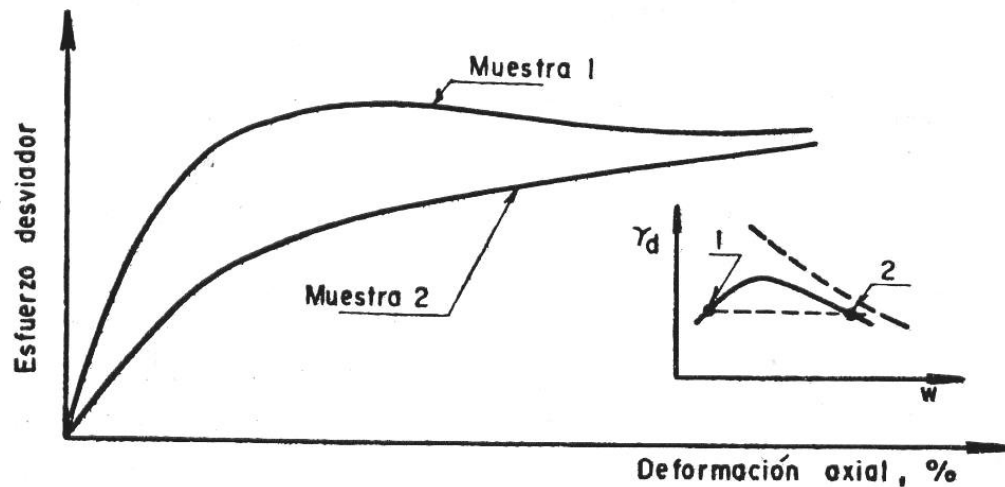


Fig. 1.27. Relación esfuerzo deformación en prueba rápida (con saturación previa a volumen constante) con muestras compactadas a mismo peso volumétrico seco con diferente contenido de agua (R. Rodríguez y del Castillo H.)

El efecto de la estructuración en la resistencia hace también que muestras compactadas por diferentes procedimientos, pero llevadas hasta el mismo peso volumétrico seco con el mismo contenido de agua, tengan resistencias muy diferentes en prueba rápida, en las mismas condiciones de ensaye, sobre todo cuando el contenido de agua de compactación es superior al óptimo y la resistencia se define para valores pequeños de la deformación (véase figura 1.28)

En el caso del comportamiento de los suelos compactados en pruebas triaxiales CU (consolidadas, no drenadas), algunas investigaciones indican que para una misma humedad de compactación, la resistencia aumenta con el peso volumétrico. A mismo peso volumétrico seco de compactación la resistencia crece con la humedad de compactación; cuanto más alta es la humedad inicial de compactación, más compresible es el suelo y mayor el peso volumétrico que se obtiene después de la consolidación inmediatamente antes de aplicar el esfuerzo desviador, lo que conduce a resistencias mayores.

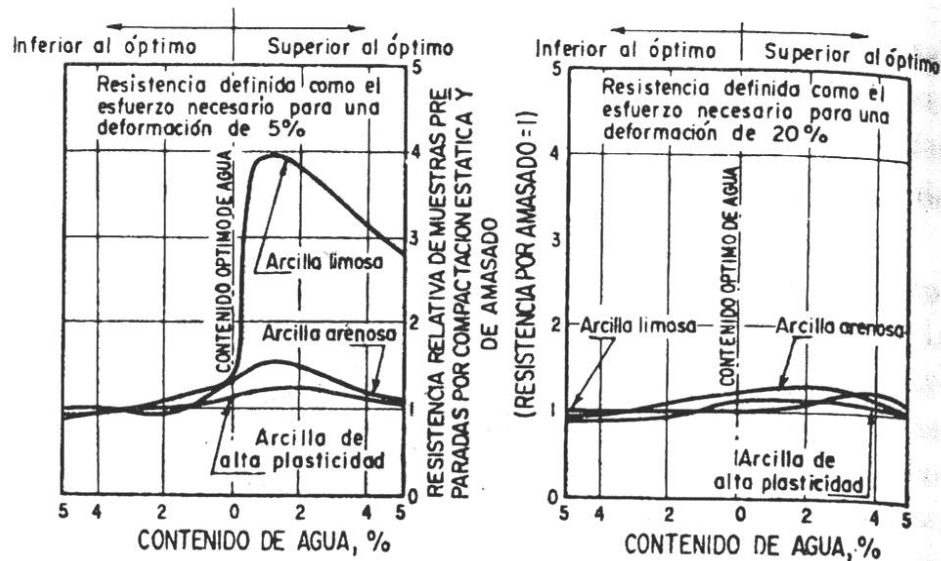


Fig. 1.28. Efectos de procedimientos de compactación en la resistencia en prueba rápida (saturación previa de muestras compactadas a mismo γ_d y w) con compactación estática y de amasado ((R. Rodríguez y del Castillo, 1998)

1.4.3. Esfuerzo efectivo. La influencia que ejercen los esfuerzos efectivos a que se somete el suelo compactado se puede apreciar en una curva de compactación donde la rama seca se compacta con contenidos de agua bajos, lo que determina el desarrollo de altas presiones negativas intersticiales (efecto de capilaridad). Como consecuencia, se tendrá un suelo con alta resistencia a la deformación y bajo grado de orientación de sus partículas.

1.4.4. Plasticidad de finos. En general, la resistencia no drenada aumenta y la deformabilidad disminuye con la energía de compactación, para todo tipo de suelo y todo método de compactación. No obstante, pone en claro que en materiales plásticos densificados en el lado húmedo con altas energías se produce fuerte remoldeo, reduciéndose la resistencia y aumentando la deformabilidad. En la figura 1.29 se muestra el resultado de una serie de pruebas de compactación (con cinco diferentes energías de compactación) y de resistencia simple (q_u) para un

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

material areno arcilloso. En el cuadro central se exhiben las curvas de compactación correspondientes a diferentes niveles de energía. La familia de curvas del cuadro superior representa la resistencia a la compresión simple (q_u), para cada energía de compactación. 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, se incrementan esos parámetros. Pero al incrementarse el contenido de agua se reducen q_u y M_o de manera significativa y al estar en la rama húmeda, todos los materiales presentan valores muy semejantes de resistencia (Mendoza, 1992).

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

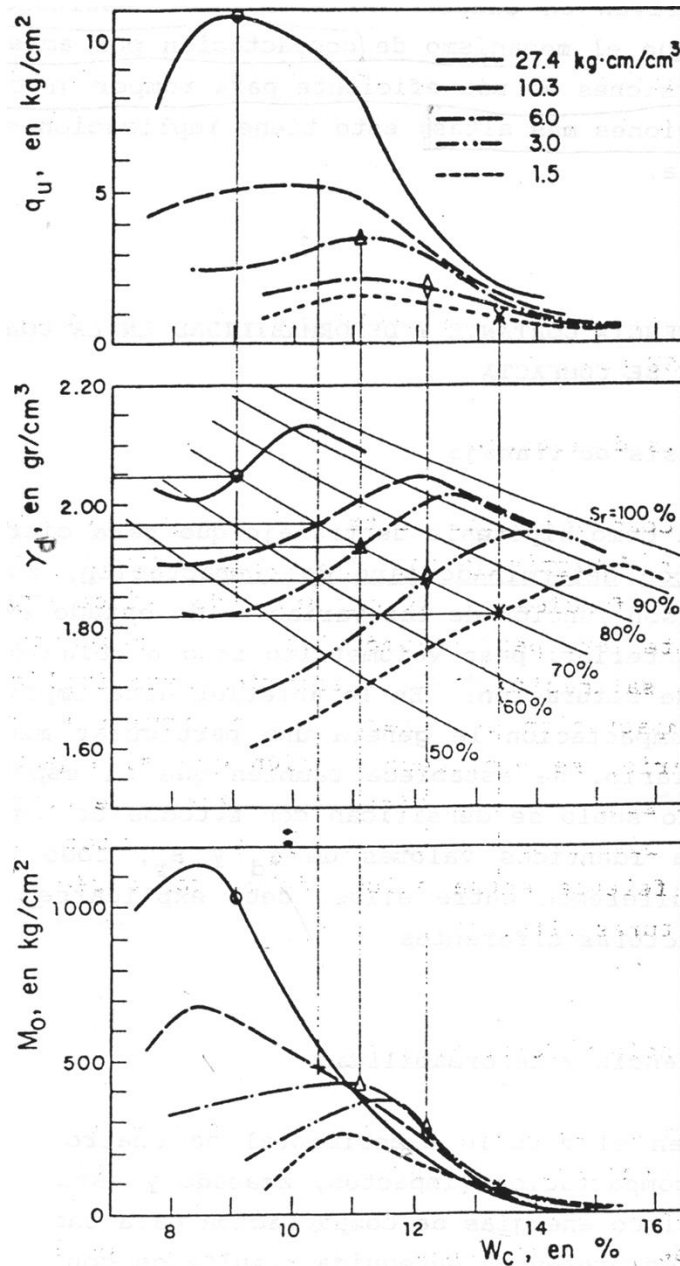


Fig. 1.29. Curva de compactación por impactos de una arena arcillosa, su resistencia y deformabilidad (Mendoza, 1992)

Se aprecia que en el lado húmedo de las curvas de compactación, los valores de M_o para las máximas energías aplicadas resultaron más bajos que los correspondientes a energías de compactación menores, lo que lleva a pensar que, después del óptimo, la compactación con una energía alta no densifica más el suelo; por el contrario, le induce deformaciones cortantes excesivas que van en detrimento de su resistencia y que provocan aumento en su deformabilidad.

1.4.5. Energía de compactación. Para ilustrar la influencia de la energía de compactación con que se compacta un suelo en los parámetros de resistencia mencionaremos el estudio realizado por Flores y Romo (2003) sobre materiales de banco (SM - arena limosa). En dicho estudio, se determinaron las deformaciones unitarias donde se presentan las resistencias de pico y residual. En las figuras 1.30 y 1.31 se muestran gráficamente estos resultados. Para ambas deformaciones, a mayor energía de compactación, las deformaciones disminuyen, y a mayor grado de saturación, las deformaciones se incrementan.

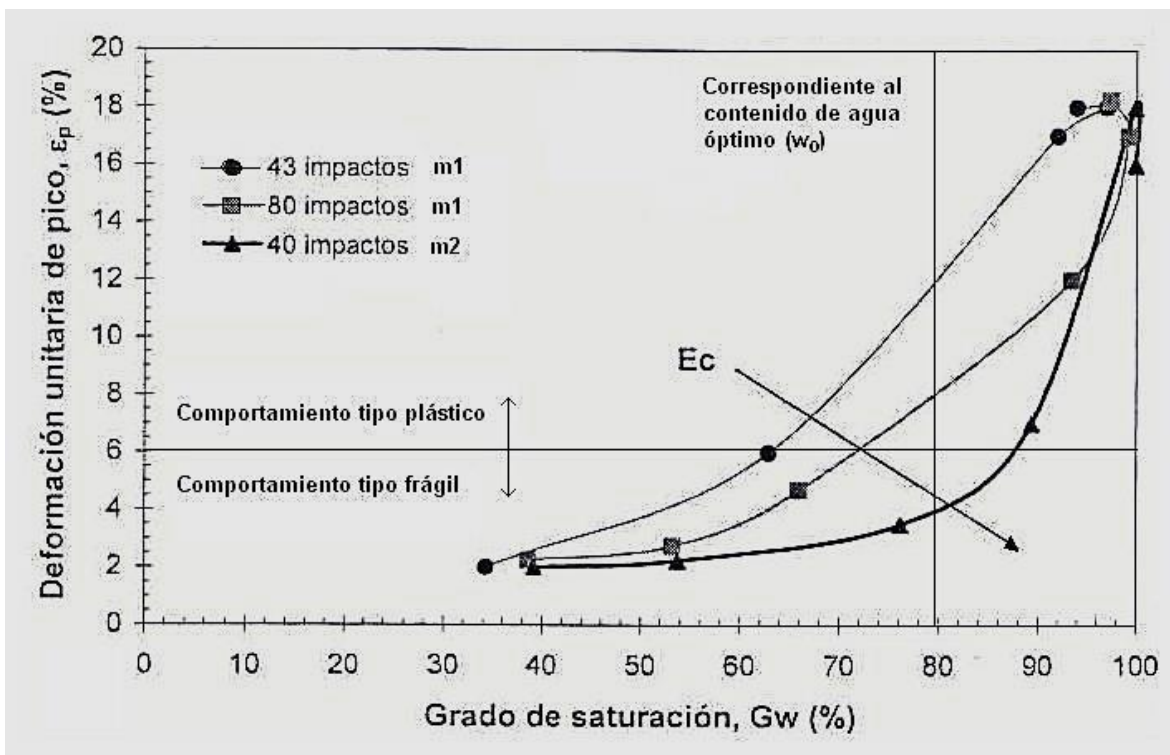


Fig. 1.30. Variación de la deformación unitaria axial de pico con el grado de saturación y la energía de compactación (Flores y Romo, 2003)

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

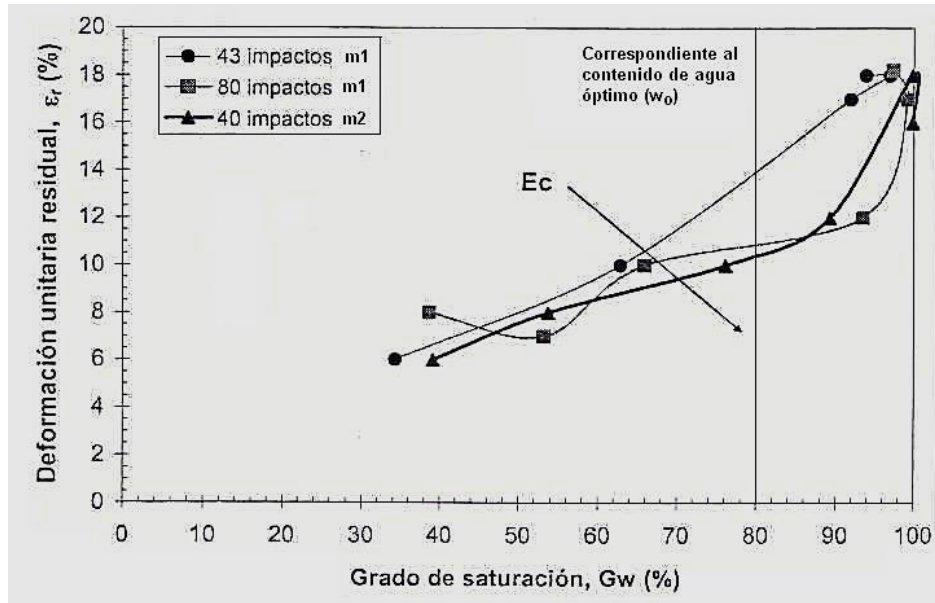


Fig. 1.31. Variación de la deformación unitaria axial residual con el grado de saturación y la energía de compactación (Flores y Romo, 2003)

Al normalizar la deformación de pico con respecto a la residual ($\varepsilon_p/\varepsilon_r$) se aprecia de forma clara la influencia de la energía de compactación y el grado de saturación (véase figura 1.32). A partir de Gw del 90% este parámetro toma el valor de uno, lo cual indica que la resistencia de pico y residual son iguales.

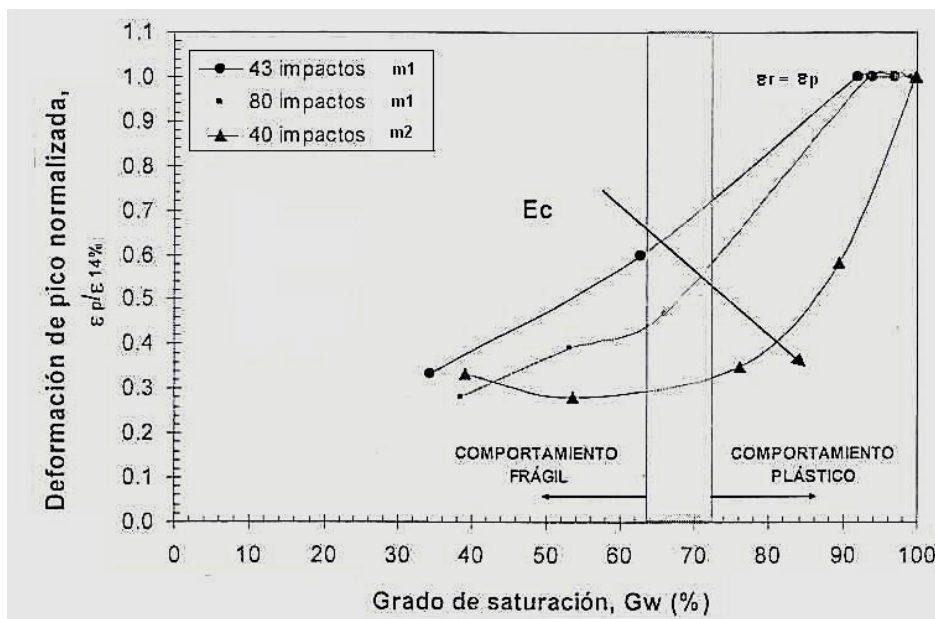


Fig. 1.32. Variación de la relación de deformaciones unitarias (en el pico/deformación 14%) con el grado de saturación y la influencia que tiene la energía de compactación en este proceso (Flores y Romo, 2003)

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

La figura 1.33 muestra la variación de la resistencia de pico con el grado de saturación de la muestra y de acuerdo a la energía de compactación usada. La resistencia máxima se incrementa con la energía de compactación y disminuye con el grado de saturación. Para G_w mayor que 95%, la energía de compactación tiene una influencia mínima en los valores de resistencia.

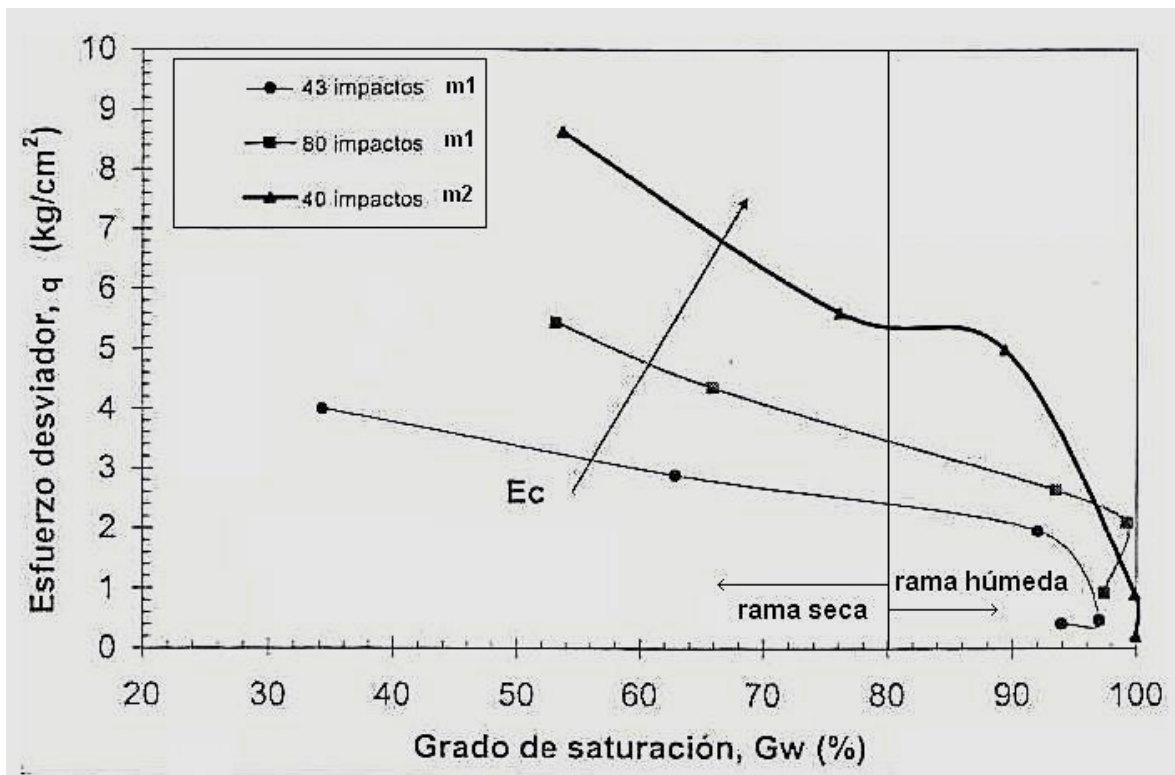


Fig. 1.33. Variación de esfuerzo desviador de pico con el grado de saturación a diferentes niveles de energía de compactación (Flores y Romo, 2003)

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO Y PROCEDIMIENTOS DE ENSAYE

Con el fin de investigar las características de resistencia y deformabilidad de suelos compactados en condición saturada, se determinó realizar pruebas triaxiales de tipo consolidadas no drenadas (CU) sobre probetas de 36 mm de diámetro por 90 mm de altura. El equipo utilizado tanto para la formación de probetas como para el ensaye de las mismas se describe a detalle en el presente capítulo.

2.1. Descripción del equipo triaxial.

El equipo triaxial que se utilizó en este trabajo para determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos compactados se muestra en la figura 2.1. Este equipo está semi automatizado y cuenta con sensores electrónicos de carga tipo S, desplazamiento (LVDT) y presión, los cuales, en conjunto con una serie de acondicionadores de señal, una tarjeta de adquisición de datos y un programa de computadora que trabaja sobre la plataforma de Lab View, controlan el equipo en las diferentes etapas de la prueba (Vega, 2004)

2.1.1. Sensores instalados. El equipo triaxial cuenta con sensores de *carga, desplazamiento y presión*. El sensor de carga, una celda tipo “S” (véase Figs. 2.1 y 2.2), está ubicado entre el vástago y el marco de carga, al ejecutarse la etapa de falla, el motor en la parte inferior comienza a elevar la base de la cámara haciendo que ésta comprima la probeta, la reacción de la probeta ante la carga aplicada queda registrada por este sensor que, previamente calibrado, lleva al sistema de cómputo la señal de reacción en *volts* y el *software* de la máquina lo convierte en la pantalla en unidades ingenieriles. El sistema de cómputo cuenta con un programa que grafica en tiempo real la deformación, la carga y la presión de poro que genera la probeta a lo largo de la prueba, mediante este sistema se

puede conocer el comportamiento esfuerzo-deformación de la probeta en tiempo real durante la ejecución del ensaye.

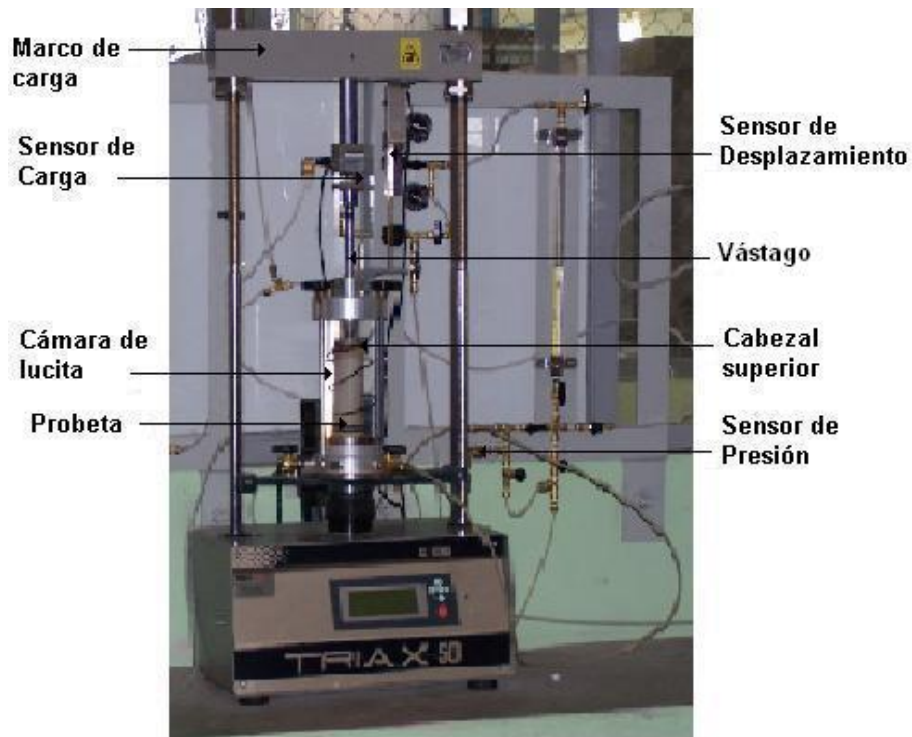


Fig. 2.1. Triaxial estática de la FI – BUAP.

El sensor de desplazamiento (véase Fig. 2.2) conocido como LVDT¹, es un tipo de transductor electromecánico que convierte el desplazamiento rectilíneo de un objeto al cual está acoplado mecánicamente, en una señal eléctrica (Villanueva, 2004) .

El sensor de desplazamiento se coloca junto al marco de carga y permanece en posición vertical, perfectamente perpendicular a la acción de la carga durante la ejecución de la prueba. En la etapa de falla, la base de la triaxial se eleva y con ella la cámara de lucita, sobre ella se instala una pequeña paleta donde descansa la punta del sensor de desplazamiento. Mientras la cámara se eleva deformando la muestra, la varilla del sensor (núcleo) va registrando los cambios de voltaje, señal que manda al sistema de cómputo y éste registra en unidades de milímetros

¹ Linear Variable Differential Transformer

dichos cambios de voltaje. Para que la conversión anterior suceda, el sensor debió haber sido calibrado y dichas calibraciones dadas de alta en el sistema de cómputo.

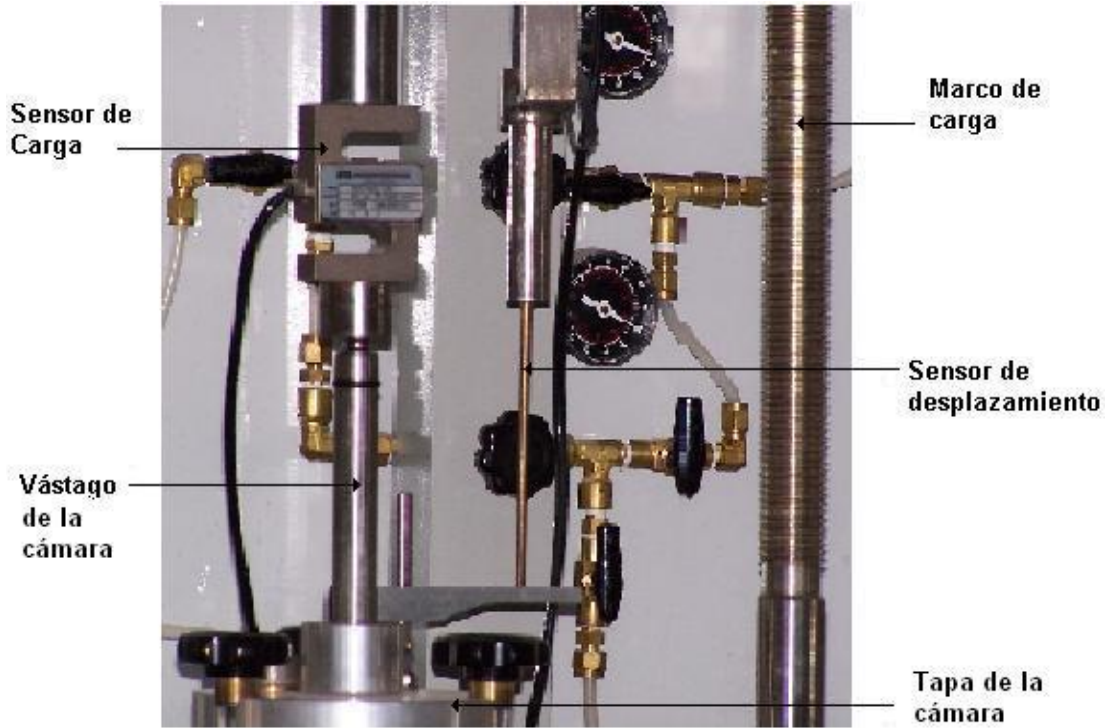


Fig. 2.2. Sensor de Carga y desplazamiento, FI – BUAP.

El sensor de presión (véase Figs. 2.1 y 2.3) se ubica en una entrada especial por donde viaja agua a presión para ser medida. La serie de conexiones están hechas de tal manera que cualquier presión (de confinamiento o contrapresión) pueda ser medida, primero en el sensor de presión y luego conducida a la extensión correspondiente para su empleo. Al medir las presiones requeridas se debe tomar en consideración que debemos contar con una salida hacia la atmósfera que nos permita, posteriormente, liberar la presión excedente.

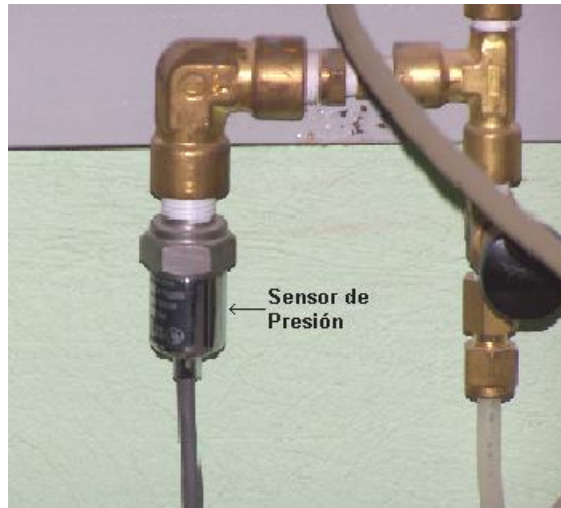


Fig. 2.3. Sensor de presión, FI - BUAP

2.1.2. Calibración de sensores. Los sensores deben ser calibrados los datos registrados en el sistema de cómputo. Lo anterior permite asegurar que los registros efectuados por el *software* de la máquina correspondan a la unidad medida. A continuación se expondrá la manera en que se realizaron dichas calibraciones sobre los sensores del equipo triaxial utilizado en este estudio.

Para calibrar el sensor de carga se aplicó la siguiente metodología:

- a) Sobre una mesa de trabajo, se coloca el sensor, al cual se le acondicionan un par de placas metálicas atornilladas que servirán de soporte a las cargas que se le aplicarán (véase Fig. 2.4a).
- b) Sobre la placa metálica superior se colocan uno a uno pesos conocidos, según se muestra en la figura 2.4b.
- c) A cada incremento de carga, el sensor reportará un incremento de voltaje.
- d) Las lecturas se registran y se hacen en ciclos de carga y descarga para finalmente realizar una gráfica (véase Fig. 2.5) que correlacione la lectura en volts *versus* el peso acumulado.



a) Colocación de placas base

b) Montaje de las pesas

Fig. 2.4. Calibración del sensor de carga, FI – BUAP.

e) De esta manera obtendremos la pendiente de la línea generada, cuyo valor será dado de alta en el *software* del sistema de cómputo.

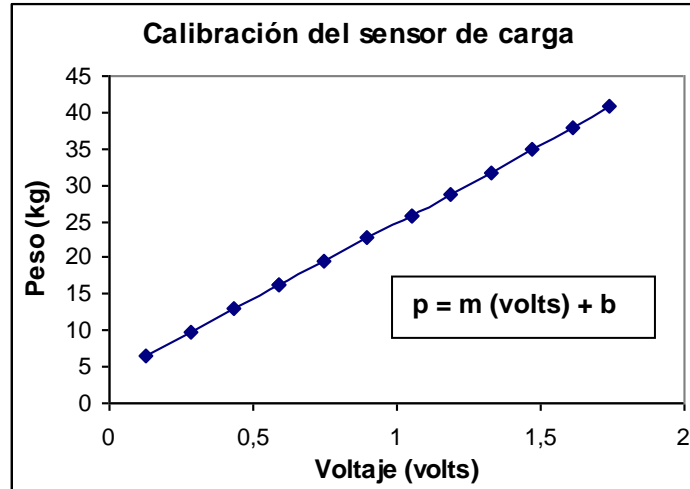


Fig. 2.5. Ejemplo de una gráfica de calibración para un sensor de carga (Vega B. 2005).

Por su parte, la calibración del sensor de desplazamiento se desarrolla con ayuda de un tornillo micrométrico y se efectúa de la manera siguiente:

- a) En una mesa de trabajo se coloca el tornillo micrométrico (véase Fig. 2.6) y se monta el sensor de desplazamiento en los soportes que tiene la base, de tal manera que éste quede perfectamente horizontal.

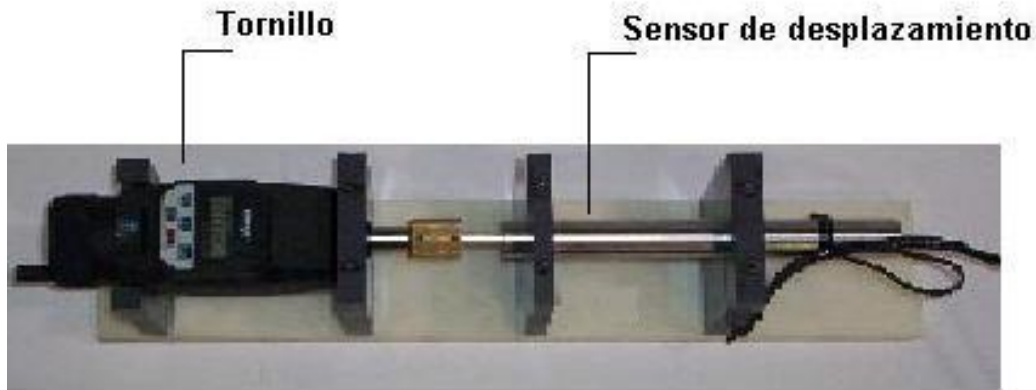


Fig. 2.6. Calibración del sensor de desplazamiento, FI – BUAP.

- b) Se le aplican incrementos de desplazamiento al sensor con ayuda del tornillo y se miden los voltajes que cada incremento genera como respuesta del sensor.
- c) Se genera una gráfica de desplazamiento del micrómetro *versus* lecturas sensor (véase Fig. 2.7). La ecuación de la recta generada se da de alta en el *software* del sistema.

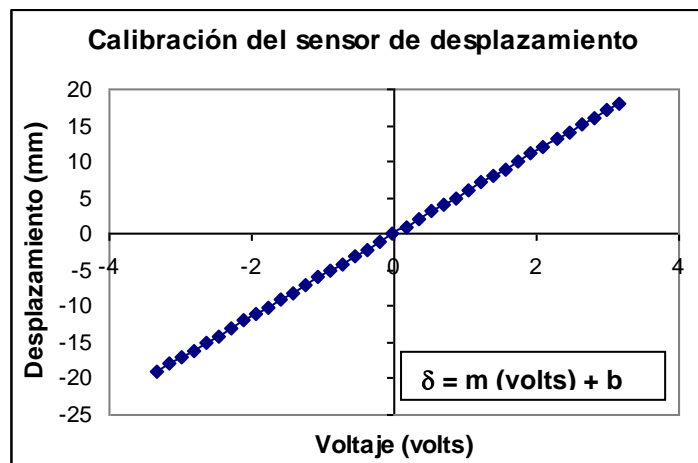


Fig. 2.7. Ejemplo de una gráfica de calibración para un sensor de desplazamiento (Vega, 2004).

Finalmente, la calibración del sensor de presión se efectúa con la ayuda de una columna de mercurio en forma de "U" (véase Fig. 2.8). Los pasos para realizar dicha calibración se resumen en los siguientes:

- a) Se conecta el sensor de presión instalado en la cámara triaxial con la columna de mercurio mediante un tubo tipo sarán.
- b) Se aplican incrementos de presión al sensor y a la columna de mercurio mediante un compresor de aire.
- c) El aire a presión hace que la columna de mercurio se eleve. Cada movimiento del mercurio es verificado en una escala graduada (véase Fig. 2.8) y anotado para cada incremento de presión que se efectúe. Como se conoce el peso específico del mercurio, con la altura de la columna se determina con suficiente aproximación la presión a la que se somete el sensor.



Fig. 2.8. Columna de mercurio, FI – BUAP.

- d) Se grafica la presión aplicada contra el voltaje del sensor y se obtienen las constantes de calibración (véase Fig. 2.9) que se darán de alta en el *software*.

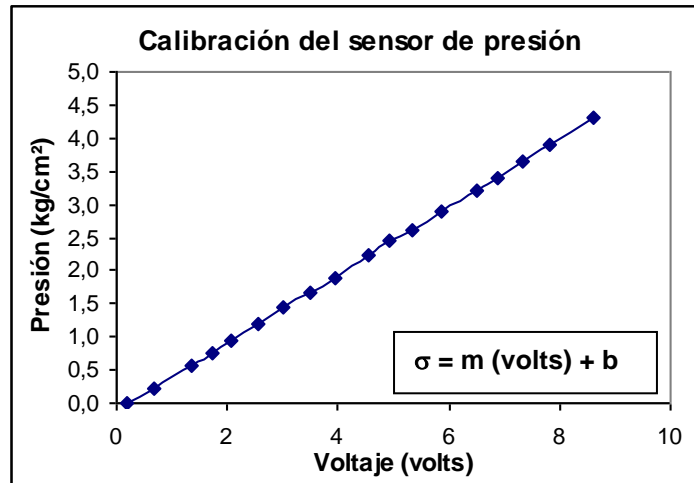


Fig. 2.9. Ejemplo de calibración de un sensor de presión (Vega, 2005).

2.2. Procedimiento de ensaye.

De las cuatro muestras de suelo traídas de diversos bancos con características que van desde arenas arcillosas y limosas hasta arcillas y limos de alta plasticidad con hasta el 30% de arena, como se describe en el capítulo introductorio, se obtuvieron curvas de compactación mediante la prueba Proctor estándar, cuyos resultados se detallarán en el capítulo siguiente. Con base en los datos de las curvas de compactación iniciales (peso volumétrico seco y contenido de humedad), se reprodujeron especímenes de 3.6 cm de diámetro y 9.0 cm de altura aproximadamente, con ayuda de un equipo de compactación miniatura (que más adelante se describirá), con la finalidad de ensayar estos especímenes en la cámara triaxial y definir las características mecánicas de los suelos muestreados compactados con similares pesos volumétricos y contenidos de agua iniciales. Las pruebas triaxiales realizadas a los especímenes de suelo compactado fueron del tipo UU (no consolidada, no drenada) para todas las muestras y CU (consolidada,

no drenada) en una sola muestra denominada Azumiatla, que es el material que se reporta en este trabajo.

2.2.1. Descripción del equipo de compactación miniatura. El molde que se utilizó para compactar las probetas que se ensayaron en el equipo triaxial es un molde metálico (véase Fig. 2.10), al que se le ha denominado “molde triaxial” o “molde miniatura”, de 36 mm de diámetro y 90 mm de altura, provisto de un pisón de 200 g de masa y 25 cm de altura de caída (Flores y Romo, 2003).



Fig. 2.10. Molde miniatura, FI – BUAP.

2.2.2. Formación de la probeta. Inicialmente se obtuvo la curva de compactación para el material en estudio mediante la prueba Proctor estándar.

Después para formar la probeta en el molde triaxial se determinó la energía equivalente para reproducir con ésta la compactación obtenida con el molde Proctor. El procedimiento para formar la probeta se describe en Picazo 2014

2.3. Pruebas CU.

En la prueba CU (consolidada, no drenada) se realizan los siguientes cinco pasos generales:

- Montaje.
- Saturación.
- Medición de la B de Skempton.
- Consolidación isotrópica.

- Falla.

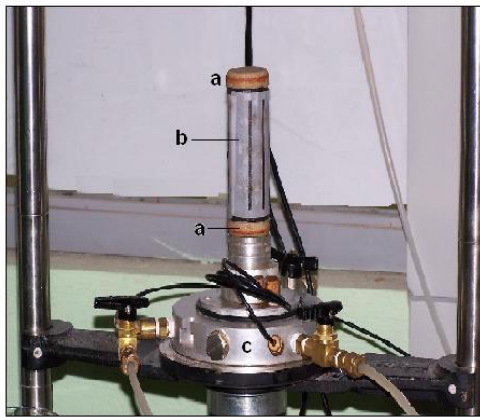
2.3.1. Montaje. Una vez que la probeta se formó, con el contenido de agua y peso volumétrico requerido, se toma y se cubre con papel filtro cortado en forma de rejilla alrededor de la probeta, sobre y por debajo la misma (con círculos del mismo papel), con la finalidad de que la etapa de saturación se realice en un menor tiempo. Llegados a este momento, los pasos necesarios para realizar el montaje de la probeta en la cámara triaxial son los siguientes:

- a) Ya que se tiene la probeta cubierta con el papel filtro, se coloca en la base de la cámara triaxial entre dos piedras porosas, previamente saturadas (véase Fig. 2.12 1)),
- b) Se procede a proteger la probeta con la membrana de látex, sujetándola en la base y el cabezal con ayuda de anillos de látex u “o” rings.
- c) El cabezal se conecta con ayuda de un tubo sarán delgado previamente lleno con agua, el cabezal a una llave que permitirá el flujo de agua a través de él hacia la probeta (véase Fig. 2.12 2)).
- d) Se coloca la cámara de lucita (véase Fig. 2.12 3)).
- e) Se deja ingresar el agua de confinamiento y se ajustan los sensores de presión, desplazamiento y carga (véase Fig. 2.123)). Así, la probeta queda montada para proceder con la etapa de saturación.

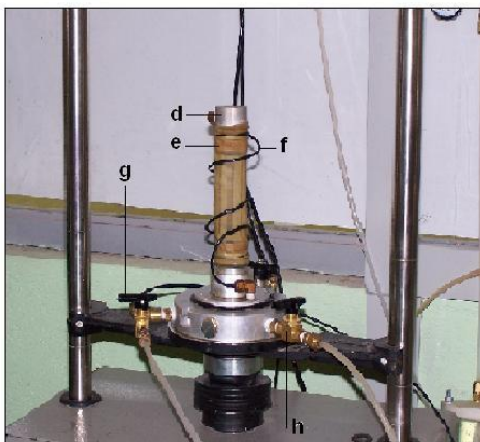
2.3.2. Saturación. Ya que la saturación se realiza por dos vías (a través del cabezal y de la base de la cámara), estas líneas deberán estar conectadas y saturadas de agua en este punto. Para saturar la probeta montada se siguen los siguientes pasos:

- a) Se aplica presión de confinamiento a la cámara (σ_3) y una contrapresión (σ_{cp}) al interior de la probeta (ligeramente menor a σ_3 , tal que $\sigma_3 - \sigma_{cp}$ sea aproximadamente 0.1 kg/cm^2).

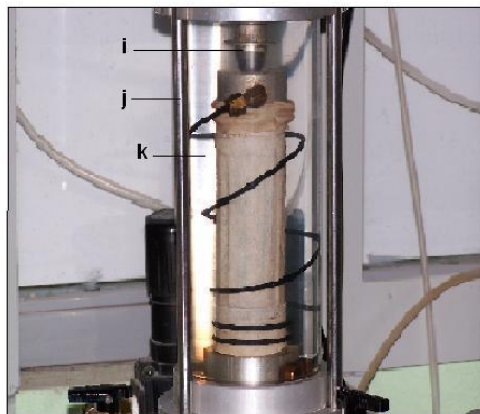
- b) Lo anterior permite la entrada de agua a la probeta y, por consecuencia, que el aire que se encuentra en la estructura del suelo se comprima o disipe hasta lograr que el volumen de vacíos ocupados por aire sea el mínimo.
- c) Para lograr la saturación adecuada, se hacen incrementos de las presiones antes mencionadas (confinamiento y contrapresión), pero conservando siempre la diferencia entre ellas.
- d) Finalmente, se deja reposar un par de días con el último incremento de presión, con la finalidad de que en ese tiempo la probeta alcance un porcentaje aceptable de saturación, la cual se medirá a través de la B de Skempton.



1)



2)



3)

Donde:

- a) Piedras porosas.
- b) Papel filtro.
- c) Base de la cámara triaxial.
- d) Cabezal.
- e) Membrana de látex.
- f) Tubo sarán para la saturación.
- g) Llave que permite el ingreso del líquido de confinamiento.
- h) Llave que permite el ingreso de agua para la saturación de la probeta.
- i) Vástago que transmite el esfuerzo desviador a la probeta.
- j) Barras de sujeción.
- k) Cámara de lucita.

Fig. 2.12. Montaje de la probeta para pruebas CU. FI – BUAP

2.3.3. B de Skempton. El parámetro que nos permite evaluar la saturación de las probetas montadas, previo a la etapa de consolidación, es la medición de la B de Skempton. Dicha medición se realiza días después de que la probeta ha sido

puesta a saturar (esto depende del tipo de suelo y su permeabilidad) para verificar el nivel de saturación de la misma, de la manera siguiente:

- a) Se cierran, en un inicio, las llaves que conectan la probeta y la cámara con la presión externa para aislarla.
- b) Se le aplica un incremento, previamente convenido, a la presión de confinamiento ($\Delta\sigma_3$).
- c) Se deja que el incremento anterior ingrese a la cámara, sin permitir el drenaje, y se abre la llave de la contrapresión para medir el exceso de presión de poro generado (Δu) ante el incremento externo dado.
- d) Se considera que la muestra está saturada cuando la relación $\Delta u / \Delta\sigma_3$ es cercana a uno o dentro del siguiente rango:

$$0.96 \leq B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \leq 1$$

- e) En el caso de que el valor de B sea menor a 0.96, se reanudan las condiciones de saturación sobre la probeta, hasta alcanzar el valor en el intervalo dado.

2.3.4. Consolidación. Para consolidar la muestra se siguen los siguientes pasos:

- a) Ya saturada la probeta, se miden y aplican los esfuerzos de confinamiento y de contrapresión definidos para consolidar la muestra de suelo. La diferencia entre éstas será el esfuerzo efectivo de consolidación
- b) Se abre la válvula que comunica a la bureta y esto permite que el agua dentro de la probeta saturada sea expulsada (por consolidación del suelo).

Así, una vez consolidada la probeta, se procede a la falla.

2.3.5. Falla. La etapa de falla en una prueba CU se realiza sin permitir el drenaje de la probeta, por lo tanto, la válvula que comunica la probeta con la bureta se cierra al iniciar el proceso de carga axial. Se aplica el incremento de esfuerzo desviador (q) y se registra el exceso de la presión de poro que genera la muestra de suelo. En el caso del material escogido para el presente trabajo (con alto contenido de finos), del cual se hará mención detallada en el siguiente capítulo, la velocidad de deformación fue del orden de 20 mm de deformación axial en 8 hrs (0.042 mm/min).

2.4. Cálculo de parámetros.

El objetivo de la prueba CU es obtener los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante (ángulo de fricción y cohesión) en condiciones de esfuerzos efectivos y totales sobre una probeta previamente saturada y consolidada (Vega, 2005).

2.4.1. Prueba CU. Este tipo de prueba se puede describir en dos etapas principales, la primera consiste en consolidar el espécimen bajo un esfuerzo efectivo fijado, lo anterior se logra presurizando el agua dentro de la cámara triaxial (σ_3) y, al mismo tiempo, permitiendo el drenaje de la muestra de suelo hasta que el exceso de presión de poro se disipe ($\Delta u = 0$). En la segunda etapa (falla), una vez que la muestra se ha consolidado y la presión de poro se ha disipado, se cierra el drenaje de la muestra (condiciones no drenadas) y se incrementa la carga axial ($\sigma_1 = \sigma_3 + q$). Durante la etapa de falla se mide el exceso de presión de poro generado (Muni Budhu, 2000).

Los esfuerzos aplicados en una prueba triaxial consolidada, no drenada en las dos principales etapas mencionadas se describen a continuación:

Primera etapa: *Fase de consolidación isotrópica*, en ella los esfuerzos generados son efectivos y se desarrollan de la siguiente manera:

$$\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_1' = \Delta\sigma_3'; \Delta\sigma_1 > 0, \Delta u = 0$$

Así :

$$\Delta p' = \Delta p = \Delta\sigma_1; \Delta q = 0;$$

$$\frac{\Delta q}{\Delta p'} = \frac{\Delta q}{\Delta p} = 0$$

Segunda etapa: Fase de falla: en este punto el estado de esfuerzos son totales y se desarrollan de la siguiente manera:

$$\Delta\sigma_1 > 0; \Delta\sigma_3 = 0; \Delta\sigma_1' = \Delta\sigma_1 - \Delta u; \Delta\sigma_3' = -\Delta u$$

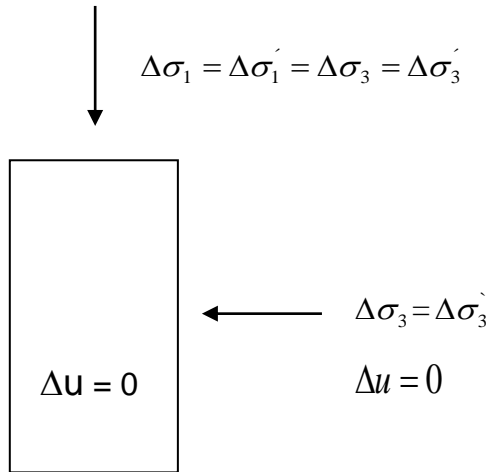
$$\Delta p = \frac{\Delta\sigma_1}{3}; \Delta q = \Delta\sigma_1; \frac{\Delta q}{\Delta p} = 3$$

$$\Delta p' = \Delta p - \Delta u = \frac{\Delta\sigma_1}{3} - \Delta u$$

$$\Delta q = \Delta\sigma_1; \frac{\Delta q}{\Delta p'} = \frac{\Delta\sigma_1}{\frac{\Delta\sigma_1}{3} - \Delta u} = \frac{3}{1 - \frac{3\Delta u}{\Delta\sigma_1}}$$

Mientras que la trayectoria de esfuerzos totales se puede determinar durante la prueba, la trayectoria de esfuerzos efectivos sólo podrá ser calculada si se mide el exceso de presión de poro que se genera a lo largo de la etapa de falla. Los esfuerzos a los que se somete una probeta durante la ejecución de una prueba triaxial tipo CU se ilustran en las siguientes figuras.

Etapa 1. Fase de consolidación isotrópica.



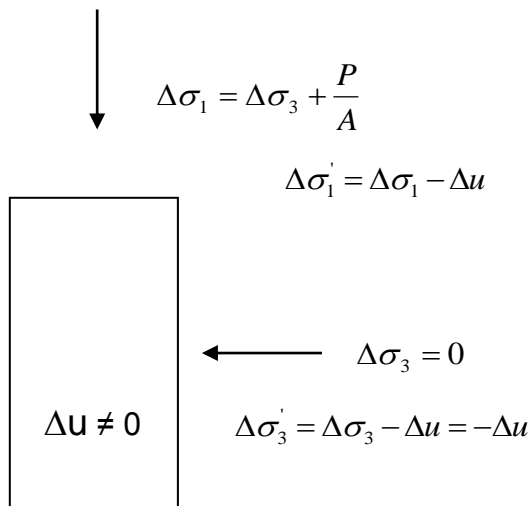
Donde:

σ_1 = El esfuerzo principal mayor.
 Que en esta etapa es igual al
 esfuerzo de confinamiento.

σ_3 = El esfuerzo principal menor
 (esfuerzo de confinamiento con el
 que se consolida la probeta.

u = Presión de poro. En esta
 etapa es cero

Etapa 2. De falla (etapa cortante). En este punto el estado de esfuerzos son
 totales y se presenta como sigue:



$\Delta\sigma_1 = \Delta q =$ Esfuerzo desviador de
 falla en términos de esfuerzos
 totales.

$\Delta\sigma_3 =$ Incremento del esfuerzo de
 confinamiento.

Finalmente, se representan los esfuerzos de falla en el círculo de Mohr en función
 de esfuerzos totales o efectivos. Para una prueba, los círculos tienen el mismo

radio, sólo que uno está corrido horizontalmente con respecto al otro. Si recordamos la ecuación de equilibrio que refleja el principio de esfuerzos efectivos:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Donde:

σ' = Esfuerzo efectivo

σ = Esfuerzo total

u = Presión de poro

Entonces, podemos apreciar que el círculo de Mohr en condiciones de esfuerzos efectivos se ubica a la derecha respecto al de esfuerzos totales, cuando el exceso de presión de poro en la falla es negativo y a la izquierda si el exceso de presión de poro es positivo.

Cada círculo de Mohr de esfuerzos totales es asociado con un valor particular de resistencia no drenada (S_u), porque cada prueba tiene un valor inicial diferente de contenido de agua, debido a que cada prueba se sometió a un esfuerzo de consolidación diferente. El valor de S_u se obtiene dibujando una línea horizontal en el valor máximo del círculo de esfuerzos totales de Mohr deseado e interceptando el valor de esfuerzo cortante correspondiente (véase Fig. 2.13) (Flores, 2001). Alternativamente se puede calcular con la siguiente expresión:

$$S_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2}$$

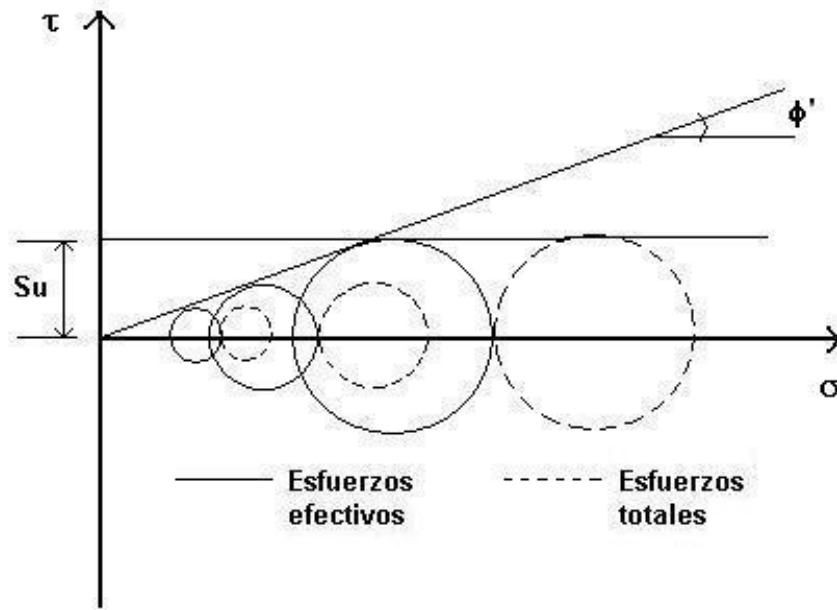


Fig. 2.13. Prueba triaxial CU en términos de esfuerzos totales y efectivos.

CAPÍTULO 3

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL Y PROCEDIMIENTOS DE COMPACTACIÓN

En este capítulo se muestra el procedimiento de obtención de los suelos que conformaron la investigación sobre las propiedades mecánicas de los suelos compactados realizada en el laboratorio de la facultad de Ingeniería de la BUAP, en el marco de la puesta en marcha de los equipos triaxiales automatizados que fueron obtenidos por esta institución, por lo que ésta investigación fue la pionera en, ensamblar calibrar y ensayar probetas en éstos equipos.

La investigación inició con el muestreo de cuatro suelos arenosos que exhibieran diferentes características de plasticidad en su parte fina, de tal manera que representaran los cuatro principales grupos de la carta de plasticidad.

En una primera etapa, las probetas reproducidas se ensayaron en pruebas triaxiales del tipo UU (no consolidadas, no drenadas), de tal manera que las propiedades encontradas corresponden a esfuerzos totales. Más adelante se planificó realizar una nueva serie de probetas, pero únicamente del suelo denominado Azumiatla, que veremos a detalle más adelante, el cual se ensayó en pruebas triaxiales tipo CD (consolidada, no drenada) de tal manera que obtenemos propiedades mecánicas en términos de esfuerzos totales y efectivos, al registrar la presión de poro durante la prueba.

Iniciamos entonces con la descripción general de los cuatro suelos con que se inició la investigación y se particularizan en cada caso, con mayor atención, las propiedades del suelo que fue tomado en este estudio.

3.1. Descripción del material.

Los suelos en estudio¹ se obtuvieron de dos bancos cercanos a la ciudad de Puebla, denominados como: Azumiatla, Aeropuerto, así como dos materiales elaborados en laboratorio: 70-30 MH y 70-30 CH. El material del banco Azumiatla (véase Fig. 3.1) es el que presentó mayor porcentaje de finos (67.65%); en el caso del banco denominado Aeropuerto el porcentaje de finos se reduce (34.59%). Los suelos controlados 70-30 CH y 70-30 MH, presentan porcentaje arena igual a 70%, la cual fue muestreada de un banco llamado “el Cerro”, ubicado en Cuautlancingo, Puebla; la fracción fina del material 70-30 CH se tomó de un pozo a cielo abierto excavado en la zona de la Ciudad Universitaria (BUAP), y para el caso del suelo 70-30 MH, el 30%, correspondiente a finos traídos de una localidad llamada “Tenango de las Flores” en Huauchinango, Puebla.



Fig. 3.1. Muestreo del material en el banco “Azumiatla”.

¹ Es importante aclarar que en la descripción del material en estudio se trata de abordar los cuatro materiales que iniciaron la investigación sobre suelos compactados, de la cual, el presente trabajo es una parte. Los materiales Azumiatla, Aeropuerto, 70-30CH y 70-30MH fueron trabajados y ensayados en pruebas triaxiales UU y únicamente el material Azumiatla fue elegido para someterlo a pruebas de tipo CU, cuyos resultados se muestran en este trabajo. La razón para incluir los demás materiales es sólo con el interés de situar nuestro tema en el marco de la investigación de la cual formó parte.

Descripción del material y procedimientos de compactación
Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

La tabla 3.1. muestra a detalle los porcentajes de grava, arena y finos que conforman cada material.

3.1.1. Granulometría. Los porcentajes de grava, arena y finos de los materiales muestreados se determinaron con ayuda de cribas y la granulometría se realizó por vía húmeda (ASTMD422-63). En la tabla 3.1 se presenta la clasificación SUCS y en la figura 3.2. se muestran las curvas granulométricas correspondientes.

Tabla 3.1. Granulometría de los materiales.

Banco	Gravas %	Arenas %	Finos %	Clasificación del fino
Azumiatla	0.12	32.23	67.65	CL
Aeropuerto	2.11	63.30	34.59	ML
70-30 MH	0.00	70.00	30.00	MH
70-30 CH	0.00	70.00	30.00	CH

En el caso del suelo que estudiamos a fondo (Azumiatla), se nota que es el único material cuya fracción fina es mayor al 50%, de tal manera que se trata de una arcilla arenosa, ya que el contenido de arena es mayor del 30%.

En la figura 3.2 se aprecian tres curvas granulométricas en lugar de cuatro, ya que las curvas correspondientes al material 70:30 CH y MH son exactamente las mismas debido a que la fracción gruesa es el mismo porcentaje en peso, aun cuando la fracción fina sea de diferente plasticidad.

Descripción del material y procedimientos de compactación
Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

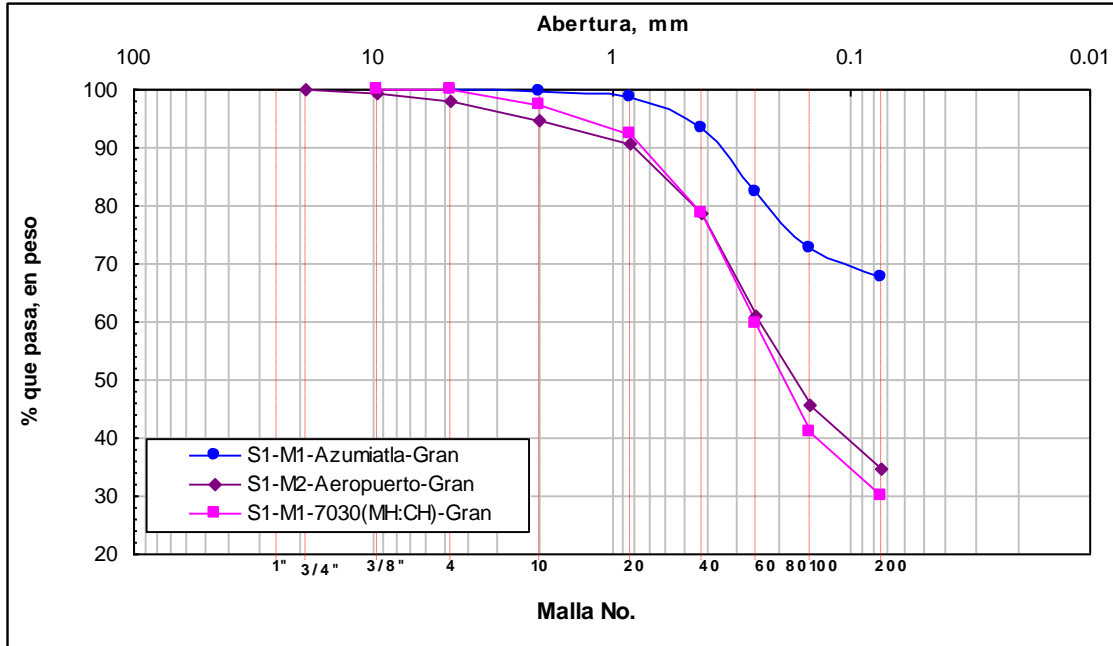


Fig. 3.2. Curvas granulométricas del material de cada banco muestreado

3.1.2. Plasticidad de finos. Para el estudio completo de estos suelos se buscó que cada material presentara un porcentaje de finos, los cuales pertenecieran a cada uno de los grupos definidos en la carta de plasticidad (CL, ML, CH y MH). En el caso del material denominado “Azumiatla”, el tipo de fino que se encontró fue una arcilla de baja plasticidad (ML). En la figura 3.3 se muestra la ubicación de la fracción fina en la carta de plasticidad de los cuatro materiales.

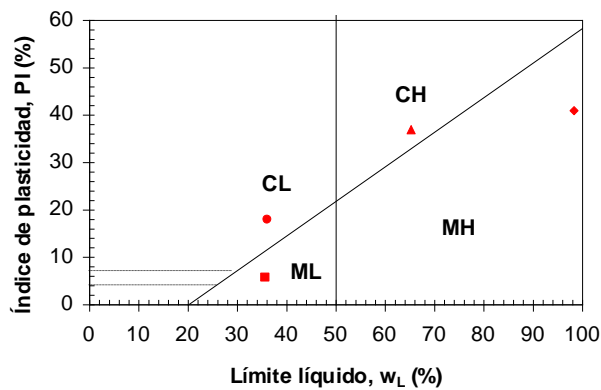


Fig. 3.3. Ubicación de la parte fina en la carta de plasticidad

3.1.3. Propiedades índice. Sobre cada material se efectuaron las pruebas de laboratorio correspondientes para determinar las propiedades índice² de la fracción que pasó la malla 40 (límites de consistencia, contenido de agua natural, densidad relativa de sólidos, etc). El resumen de los resultados se muestra en la tabla 3.2.

Tabla 3.2. Resumen de pruebas índice.

Banco	W _L %	W _P %	IP %	W	G _s	Clasificación SUCS
Azumiatla	36.12	18.36	17.76	6.28	2.58	CL - arcilla de baja plasticidad con arena
Aeropuerto	35.71	30.04	5.67	16.46	2.63	SM - arena limosa
70-30 MH	98.30	57.32	40.98	20.98	2.69	SM - arena limosa
70-30 CH	65.20	29.52	35.68	23.34	2.87	SC - arena arcillosa

3.2. Compactación de suelos.

3.2.1. Procedimiento de compactación. Una vez obtenidas las muestras de cada uno de los bancos señalados con anterioridad, se sometió a cada muestra (12 kg aproximadamente) de material disgregado y curado a la prueba de compactación Proctor Estándar (ASTM D698-91). El molde usado fue de 942.64 cm³ y 1982 gr de peso (véase Fig. 3.4).

² La normativa aplicada para cada prueba efectuada es la siguiente: Contenido de humedad, ASTM D2216-90; Límites de consistencia, AST D4318-93; Granulometría, ASTM D422-63; Densidad de Sólidos, ASTM 854 – 92.



Fig. 3.4. Ejecución de Proctor Estándar.

Obtenidas las curvas de compactación bajo los términos arriba descritos, se procedió a reproducir dichas curvas Proctor³ en los moldes triaxiales, por lo que se tuvo el cuidado de darle al material usado el mismo tratamiento antes y durante las pruebas de compactación. Una vez que se tuvo cada material listo, se fijó como punto de partida el peso volumétrico seco del óptimo de la Proctor estándar y, a través de iteraciones variando el número de capas, peso y número golpes por capa, se llegó al procedimiento que nos reprodujo el peso volumétrico deseado a una escala menor.

Una vez hecho lo anterior sólo restaba ir aumentando el contenido de agua para definir el resto de la curva en el molde triaxial o miniatura para cada uno de los materiales.

³ Durante la reproducción de las curvas de compactación Proctor se ensayaron los materiales con contenidos de agua cercanos a los determinados en esta prueba, pero variando el número de capas y de golpes por cada capa (energía de compactación), de tal manera que nos acercara primero a emular el peso volumétrico óptimo y con esa energía de compactación se realizaron los demás puntos y el resultado de cada material se muestra en la figura 3.5.

De la curva de compactación resultante del material Azumiatla⁴, se tomaron los tres puntos de la rama seca, tres de la rama húmeda y el correspondiente a la humedad óptima, para definir en total siete puntos con sus correspondientes contenidos de agua y pesos específicos secos para ser sometidos, en una etapa posterior, a pruebas triaxiales CU (consolidadas no drenadas) con el propósito de definir sus características de resistencia y deformación en términos de esfuerzos totales y efectivos.

3.2.2. Compactación Proctor y energía equivalente. Las curvas resultantes de la compactación Proctor y las que resultaron de la reproducción en el molde triaxial se muestran en las siguientes figuras para cada uno de los materiales. El inciso a) de la figura 3.5 presenta la curva de compactación obtenida de la prueba Proctor y la del molde triaxial correspondiente al material del banco “Azumiatla”; el inciso b) muestra esta comparación para el material de “Aeropuerto”, c) y d) son las curvas correspondientes a los materiales 7030MH y 7030CH, respectivamente.

Recordemos que la energía equivalente determinada para la compactación en el molde triaxial inició con el punto correspondiente al óptimo de la prueba Proctor, de tal manera que los demás puntos se ajustaron de maneras diversas para cada tipo de suelo como se aprecia en la figura 3.5.

⁴ Como ya se mencionó anteriormente la primera etapa consistió en someter a todos los suelos compactados en el molde triaxial a pruebas tipo UU y posteriormente el suelo Azumiatla se volvió a trabajar para obtener probetas que se ensayaran en pruebas CD.

Descripción del material y procedimientos de compactación
Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

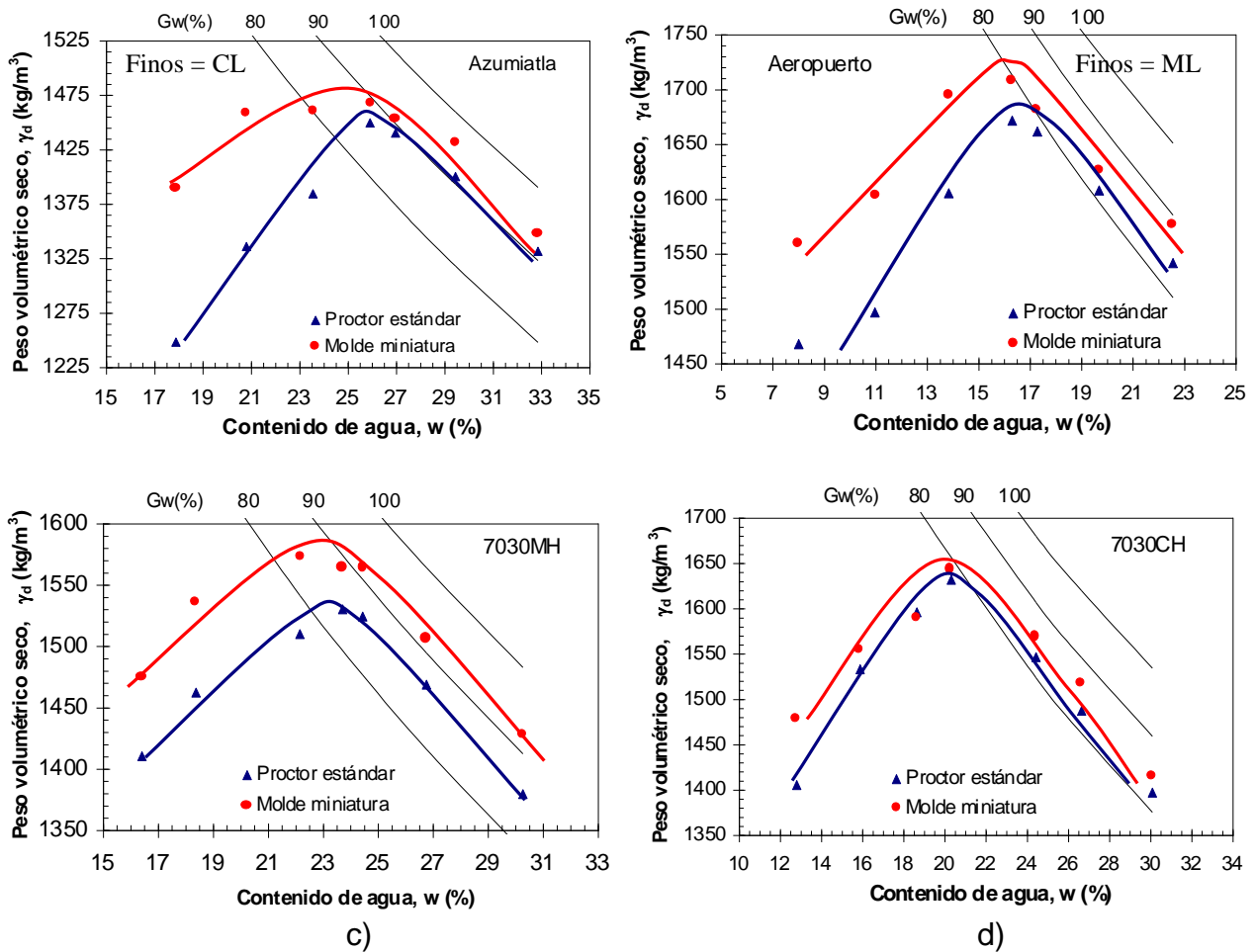


Fig. 3.5. Comparación Curva Proctor Estándar y compactación en molde miniatura.

En las curvas de compactación mostradas en la figura anterior, se observa que el punto correspondiente al óptimo, se presenta prácticamente, en todos los suelos, después de que el material ha llegado al 80% del grado de saturación. Además se observa que en todos los casos los materiales lograron una mayor densificación usando el molde triaxial (línea roja), hecho que se explica en el trabajo de Picazo⁵ 2014, en el cual se explica la posibilidad de que éste comportamiento se deba a la restricción del desplazamiento del material que se coloca en el molde miniatura, lo

⁵ El trabajo de Picazo, 2014 aborda la primera etapa del estudio en el que se obtuvieron las propiedades mecánicas mediante pruebas triaxiales tipo UU en cada suelo muestreado.

cual podría contribuir a una densificación más eficaz que en el caso de la prueba Proctor estándar.

En las muestras 7030MH y 7030CH la curva de compactación Proctor y la correspondiente al molde triaxial siguen una misma silueta y se ajustan mejor, en contraste a lo que sucede en las curvas que representan a los materiales “Azumiatla” y “Aeropuerto”, en ellas se puede apreciar claramente que las curvas correspondientes a la compactación Proctor estándar y a la del molde triaxial, en ambos casos, no se ajustan entre sí. La diferencia entre las curvas antes mencionadas se manifiesta con claridad en el trayecto de la rama seca, donde los pesos volumétricos alcanzados en el molde triaxial son mayores a los correspondientes Proctor a mismo contenido de humedad; por otro lado, al llegar al óptimo y después de él, la curva se ajusta mejor a lo largo de la rama húmeda. La singularidad anterior se manifiesta con mayor grado en el material “Azumiatla”.

Lo anterior puede explicarse en términos del tamaño de los grumos alcanzado con cierta energía aplicada en la etapa de disgregado de los materiales. Ya Marsal y Mendoza (1985 y 1992, respectivamente) habían mencionado el efecto de la granulometría de los grumos (véase el capítulo 1) de un mismo material en el peso volumétrico seco alcanzado con un método de compactación dado. Los autores citados reportaron al compactar un mismo material, conformado con diferentes granulometrías de agregados, una diferencia leve en el peso volumétrico seco a lo largo de la rama seca de las curvas de compactación, misma que tendía a disminuir en la rama húmeda. El efecto antes mencionado se repitió, en menor grado, en los resultados de los suelos 7030CH y 7030MH, los cuales presentaron curvas de compactación con molde Proctor y molde triaxial que se ajustaron mejor entre sí durante el progreso en la rama húmeda que sobre la rama seca. El hecho de que una vez que se rebasó la barrera del óptimo, las curvas ya no presentan un alejamiento tan evidente se trata en el trabajo de Picazo 2014, donde se expone el fenómeno del rebote elástico para explicar que durante la rama seca el suelo está sometido a una energía extra de compactación por el rebote del pisón sobre el

material rígido y que al llegar a humedades mayores al óptimo, éste ya no se presenta, puesto que el material húmedo atrapa el pisón evitando el rebote, por lo que la densificación del material es menos eficaz en la rama húmeda.

En la figura 3.6 se muestran las curvas de compactación con el equipo Proctor de los materiales estudiados, en ella se muestra la influencia de la plasticidad de los finos en la compactación del suelo. Se hace notar que, en general, en los materiales Aeropuerto, 7030CH y 7030MH a menor plasticidad los pesos volumétricos secos aumentan y el contenido agua óptimo se reduce. El anterior comportamiento parece reflejar las características típicas de los suelos cuando se aumenta la energía de compactación, pues ocurre lo mismo (aumento de γ_d y disminución de w_{opt}); sin embargo, la energía de compactación es la misma. Esto nos hace pensar en el hecho que se mencionó párrafos anteriores en relación a la eficacia de la energía de compactación para disgregar los grumos formados y compactar las masas de suelo. Retomando lo anterior y adicionando la influencia del tipo de suelo sobre el proceso de compactación, estudiada en el primer capítulo, podemos decir que, para el caso del material Aeropuerto (ML), la energía que se induce al material por medio de la compactación, se usa más eficientemente en el acomodo de las partículas (aumentando el peso volumétrico seco) y no en disgregar los grumos que se hayan formado, ya que el material presenta baja plasticidad y la energía necesaria para romperlos es menor. Del mismo modo, el contenido de agua necesario para llegar a su máximo grado de acomodo disminuye también al no ser necesaria más agua para disminuir las presiones intersticiales que mantienen el material unido en forma de grumo. Así, los materiales de mayor plasticidad (MH y CH) reportaron menores pesos volumétricos secos, donde el denominado 7030CH alcanzó, en relación al anterior, mayor grado de acomodo de sus partículas en relación al 7030MH, lo que implica que, para la arcilla, la energía de compactación requerida para romper y acomodar sus partículas fue menor que para el caso del limo.

Por otro lado, el material Azumiatla (CL) no parece comportarse según la tendencia que se mencionó arriba, pero hay que recordar que el porcentaje de finos del suelo, a

diferencia de los anteriores, es del 67.65% (el doble respecto a los casos anteriores) por lo que la energía aplicada no fue suficiente para una densificación mayor, aunque sea de baja plasticidad.

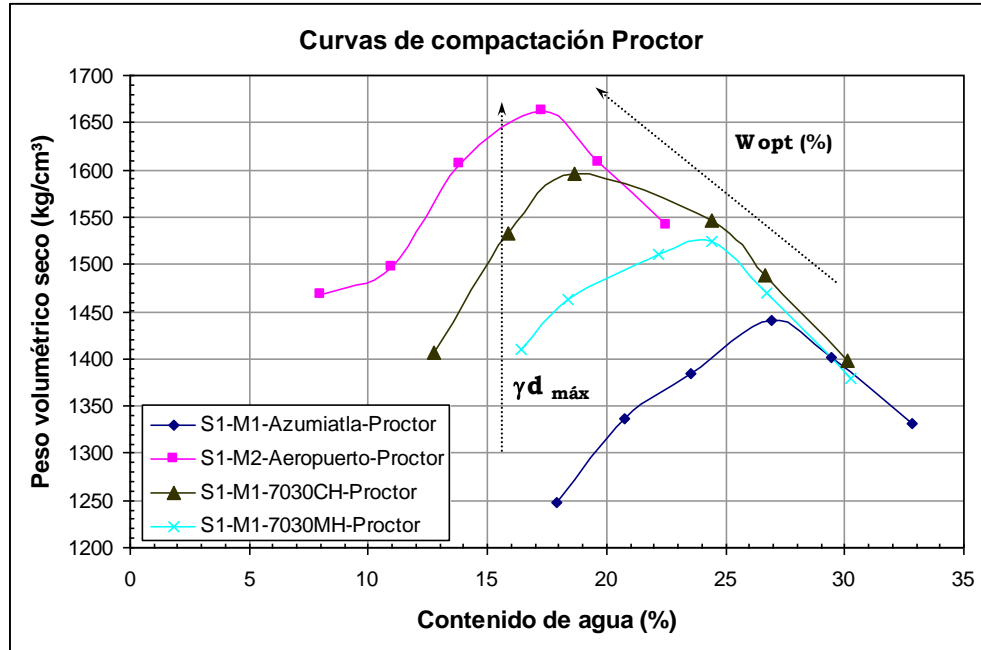


Fig. 3.6. Curvas de compactación Proctor de los materiales en estudio.

Como se mencionó en capítulos anteriores, se tomó como base la compactación Proctor para definir (por medio de tanteos) la energía de compactación necesaria para reproducir la curva de compactación, pero utilizando un molde (triaxial) de 36 mm de diámetro por 90 mm de altura. En la figura 3.7 se muestran las curvas de compactación correspondientes a los materiales “Azumiatla”, “Aeropuerto”, “7030CH” y “7030MH” compactados en el molde triaxial. Podemos observar que el comportamiento es muy similar al anteriormente mencionado, ya que los valores de peso volumétrico seco máximo tienen la misma tendencia decreciente que va desde el material Aeropuerto, como el máximo reportado, hasta el 7030MH. El caso del material “Azumiatla”, como ya se relató arriba, es diferente ya que al ser en su mayor parte fino, el valor del peso volumétrico seco máximo alcanzado fue menor al de los demás casos.

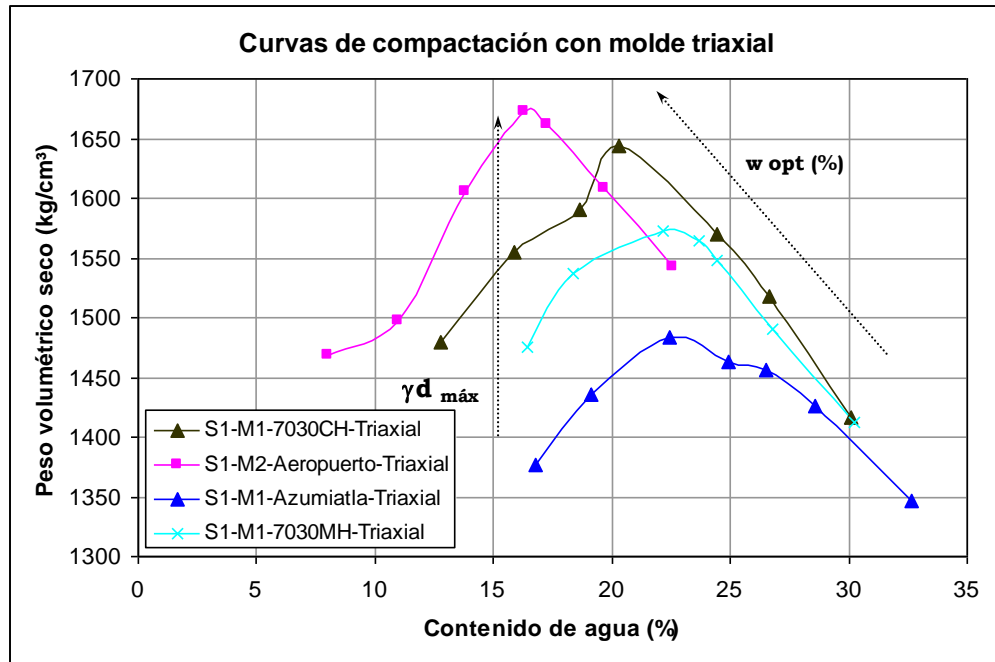


Fig. 3.7. Curvas de compactación en el molde triaxial de los materiales en estudio.

El comportamiento anterior, es lógico ya que las curvas que se buscaron reproducir eran precisamente las obtenidas por medio de la prueba de compactación Proctor estándar y se esperaba que siguieran la misma tendencia, aunque en todos los casos los pesos volumétricos alcanzados fueron mayores a los obtenidos en la prueba Proctor con el mismo contenido de agua.

CAPÍTULO 4

PROGRAMAS DE ENSAYES, PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.

4.1. Programa de ensayos.

El programa de ensayos y los resultados que se presentan en este capítulo corresponden al material denominado “Azumiatla” el cual, como ya se mencionó con anterioridad, es una arcilla de baja plasticidad (CL) con arena (véase capítulo III).

A partir de la curva de compactación Proctor ejecutada sobre el material “Azumiatla”, se retomaron para este estudio, tres puntos de la rama seca, tres de la húmeda y el correspondiente a la humedad óptima. Con la humedad de compactación de los siete puntos referidos arriba, se formaron tres probetas gemelas de cada uno en el molde de 36 X 90 mm (molde triaxial) y se ensayaron en el equipo triaxial estático en condiciones consolidadas, no drenadas¹ (tipo CU) a esfuerzos de confinamiento (σ_3) de 0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm². Dichas probetas se ensayaron a una velocidad tal que cada una alcanzara del orden de 20 mm de deformación en 8 hrs (0.042 mm/min).

Los ensayos efectuados corresponden a grados de saturación inicial que van del 53 al 99%. En la tabla 4.1 se muestra el número de ensayos efectuados y las características de cada probeta antes y después de las etapas de saturación y consolidación, como son contenido de agua, relación de vacíos, “B” de Skempton y grado de saturación, así como el esfuerzo de confinamiento correspondiente durante la ejecución de la prueba triaxial.

¹ Prueba ejecutada bajo la norma ASTM D 4767-95

Programas de ensayos, presentación y análisis de resultados
Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

Tabla 4.1. Programa de ensayos.

Prueba No.	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (Kg/cm ²)	Contenido de agua w (%)	Relación de vacíos e	Grado de saturación Gw (%)
1	0.50	17.88	0.860	53.20
2	1.00	17.88	0.836	54.73
3	1.50	17.88	0.831	55.63
4	0.50	20.79	0.774	68.78
5	1.00	20.79	0.724	73.48
6	1.50	20.79	0.720	73.63
7	0.50	23.55	0.717	84.10
8	1.00	23.55	0.766	78.69
9	1.50	23.55	0.772	78.07
10	0.50	25.90	0.849	78.11
11	1.00	25.90	0.759	87.41
12	1.50	25.90	0.789	84.06
13	0.50	26.96	0.795	86.83
14	1.00	26.96	0.751	91.87
15	1.50	26.96	0.730	94.60
16	0.50	29.44	0.807	95.07
17	1.00	29.44	0.790	97.08
18	1.50	29.44	0.741	98.50
19	0.50	32.85	0.882	95.40
20	1.00	32.85	0.845	99.53
21	1.50	32.85	0.823	99.680

a) Condición antes de la saturación.

Prueba No.	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (Kg/cm ²)	Contenido de agua w (%)	Relación de vacíos e	"B" de Skempton
1	0.50	37.16	0.841	0.97
2	1.00	32.82	0.807	0.97
3	1.50	30.55	0.802	0.97
4	0.50	35.33	0.722	0.98
5	1.00	34.85	0.655	0.98
6	1.50	31.22	0.685	0.98
7	0.50	32.11	0.703	0.98
8	1.00	31.77	0.746	0.98
9	1.50	30.99	0.723	1.00
10	0.50	35.33	0.819	0.98
11	1.00	30.93	0.723	0.99
12	1.50	28.23	0.673	0.99
13	0.50	30.11	0.692	0.98
14	1.00	31.21	0.710	0.97
15	1.50	31.74	0.673	0.98
16	0.50	35.21	0.610	0.97
17	1.00	32.53	0.790	0.98
18	1.50	30.87	0.741	0.97
19	0.50	35.92	0.831	0.97
20	1.00	34.15	0.522	0.98
21	1.50	33.56	0.799	0.98

b) Condición después de las etapas de saturación y consolidación.

En la tabla 4.1 se observa que los valores de contenido de agua y la relación de vacíos cambian de una etapa a la siguiente. Cuando hablamos del contenido de agua hacemos énfasis que en el momento de elaboración de la probeta, parte del material usado se tomó para determinar el contenido de humedad a través de la fórmula siguiente:

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s}(100)$$

La cual relaciona en porcentaje el peso del agua (W_w) entre el peso de los sólidos (W_s) de una muestra de suelo húmeda (en este caso parte del material utilizado en la conformación de las probetas usadas). Más tarde, para determinar el contenido de agua que la probeta adquiere después del proceso de saturación y consolidación se calcula el contenido de agua directamente de la probeta después de la etapa de falla.

Para el cálculo de la relación de vacíos se toma como base la fórmula siguiente, la cual nos permite determinarla como la relación entre el volumen de vacíos (V_v) y el de sólidos (V_s) de la probeta elaborada.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

En la etapa de consolidación se vuelve a determinar la relación de vacíos. Si bien el volumen de los sólidos dentro de la probeta de suelo no presenta cambio alguno, al permitir el drenaje durante la consolidación, el volumen de vacíos se modifica si tomamos en cuenta que la consolidación es el proceso de reducción de volumen (a través de la expulsión de agua) que presentan los materiales que se ven sometidos a un aumento en las presiones externas. Así, para calcular la nueva relación de vacíos se mide el volumen de agua que ha sido expulsada de la probeta durante la consolidación, la cual fue canalizada en ese proceso a unas buretas instaladas en la cámara triaxial y conectadas a la probeta (véase capítulo II), de tal manera que el volumen expulsado corresponde al diferencial del

volumen de vacíos que presenta cada probeta. Con el nuevo valor de volumen de vacíos se aplica la fórmula correspondiente y se obtienen los nuevos datos de relación de vacíos después de la consolidación.

4.2. Resumen de los resultados.

A continuación se hace un resumen de los resultados obtenidos al ensayar los siete puntos del material “Azumiatla” en el aparato triaxial bajo condiciones consolidadas no drenadas (CU).

4.2.1. Curvas $\tau - \varepsilon$, $q - \varepsilon$, $\sigma - \tau$, $p' - q$, y $\mu - \varepsilon$ del material CL. En la figura 4.1. se muestran las curvas esfuerzo cortante – deformación unitaria axial ($\tau - \varepsilon$) correspondientes a cada contenido de humedad de compactación analizado. En las curvas que componen dicha figura se observa, en general, que para cada punto de humedad estudiado, a mayor esfuerzo efectivo de confinamiento le corresponde un incremento del esfuerzo cortante desarrollado. En cada curva se observa el contenido de humedad inicial de las probetas ensayadas y la dirección en que aumenta el esfuerzo efectivo de confinamiento. Obsérvese el punto correspondiente al porcentaje de humedad de 25.90%, en él claramente se aprecia que los valores de esfuerzo cortante registrados a lo largo de la prueba, aumentan conforme el esfuerzo de confinamiento crece.

Por otro lado, las curvas revelan un comportamiento plástico, ya que no se desarrolla una zona de máxima resistencia bien definida seguida por un descenso claro de la misma; por el contrario, la resistencia aumenta a medida que se desarrolla la prueba y para valores altos de deformación dicha resistencia continúa aumentando, aunque ya no de una manera drástica, más bien asintótica.

El anterior comportamiento no concuerda con los resultados de algunos investigadores (Rico Rodriguez y Del Castillo, 1998) que afirman que, en pruebas triaxiales consolidadas no drenadas, la resistencia a mismo peso volumétrico de los suelos aumenta con el contenido de agua inicial de compactación o grado de

saturación inicial, ya que cuanto más alta es la humedad de compactación, más compresible es el suelo y mayor el peso volumétrico que se obtiene después de la consolidación (antes de aplicar el esfuerzo desviador), lo que consideran que conduce a mayores resistencias. Pero en nuestro caso no es así, ya que como se puede ver en la figura 4.1. la resistencia desarrollada por las probetas a diferente contenido de agua aumenta en un inicio, pero posteriormente disminuye. Comparando las curvas de las probetas correspondientes a las humedades de 23.55 y 29.44% (ambos poseen pesos volumétricos secos similares por encontrarse en lados opuestos de la curva de compactación de alrededor 1390 kg/cm²) podemos ver que al aumentar el contenido de agua, la resistencia reportada disminuye.

Lo anterior puede estar relacionado con los esfuerzos efectivos a que fueron sometidas las probetas en la etapa de consolidación en esta investigación, puesto que el máximo esfuerzo trabajado fue de 1.5 kg/cm², valor que es menor a los reportados en las investigaciones referidas que van de 4 a 8 kg/cm², la diferencia en los esfuerzos efectivos de consolidación puede ser la causa de los disímiles resultados reportados en nuestro trabajo, pues la consolidación desarrollada no es tan efectiva, por lo que no se producen probetas tan densificadas como en el caso expuesto con anterioridad.

En la vida de trabajo de un material, ésta densificación puede depender de las cargas a las que se verá sometido el suelo compactado, pues tal vez valga la pena compactar con humedades mayores a la óptima si a largo plazo desarrollará mayores resistencias al esfuerzo cortante y eso trabaje a beneficio de la obra.

Programas de ensayos, presentación y análisis de resultados
Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

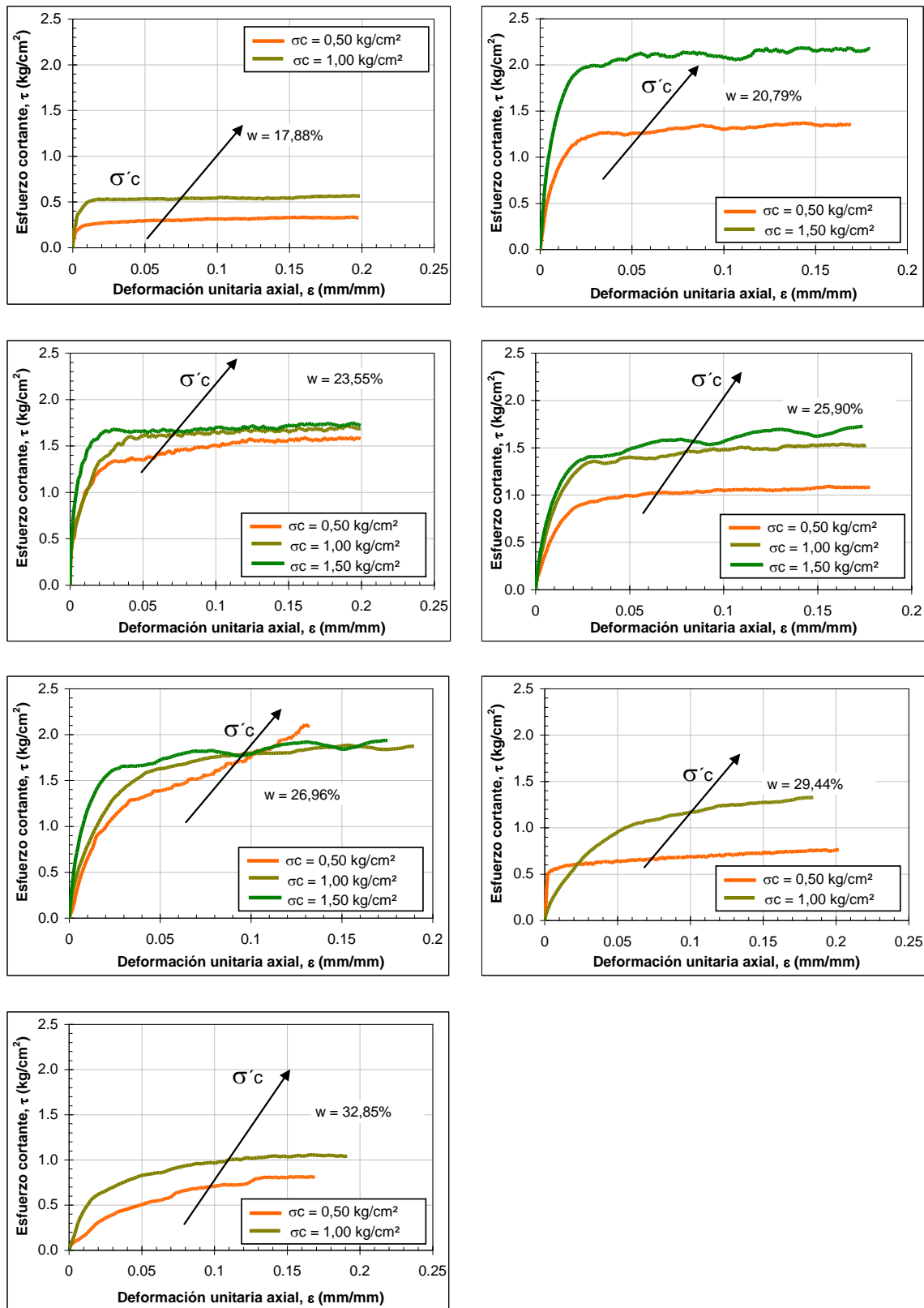


Fig. 4.1. Curvas esfuerzo cortante, τ vs deformación unitaria axial, ϵ (pruebas triaxiales CU).

A continuación se muestran las gráficas que relacionan el esfuerzo desviador, q vs la deformación unitaria axial de las probetas sometidas a pruebas triaxiales tipo CU para cada humedad de compactación, la cual se muestra en el recuadro de información.

Las curvas presentan la forma típica de un material que desarrolla un comportamiento esfuerzo – deformación del tipo plástico, en donde las probetas se deforman continuamente sin un aumento importante en los registros de esfuerzo desviador hasta el final de la prueba, sin exhibir una caída brusca.

Después podemos observar que el esfuerzo desviador para cada punto de humedad aumenta conforme lo hace también el esfuerzo de confinamiento y éste es un comportamiento constante en cada contenido de humedad.

Sin embargo, las curvas no presentan un comportamiento claro en cuanto a los registros de esfuerzo desviador de punto a punto, ya que al iniciar las primeras curvas de contenido de humedad 17.88% y 20.79, se presenta un aumento claro del esfuerzo desviador, sin embargo, ésta tendencia cambia al llegar a los puntos del 23.55% y 25.90% de humedad, ya que disminuyen los registros y prácticamente presentan se estabilizan en éstos puntos, los cuales no presentan cambios drásticos entre ellas. Después vuelven a aumentar los datos de esfuerzo desviador para la quinta curva y nuevamente vuelve a disminuir para las últimas dos curvas.

Al presentar una conducta tan errática entre las curvas, no es posible definir una conclusión clara del comportamiento relativo al esfuerzo desviador. Es probable que en este punto valiera la pena que durante la investigación se resolviera por repetir algunas pruebas para corroborar el procedimiento usado, a fin de aclarar algunas lagunas y aparentes inconsistencias de los datos registrados.

Programas de ensayos, presentación y análisis de resultados
Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

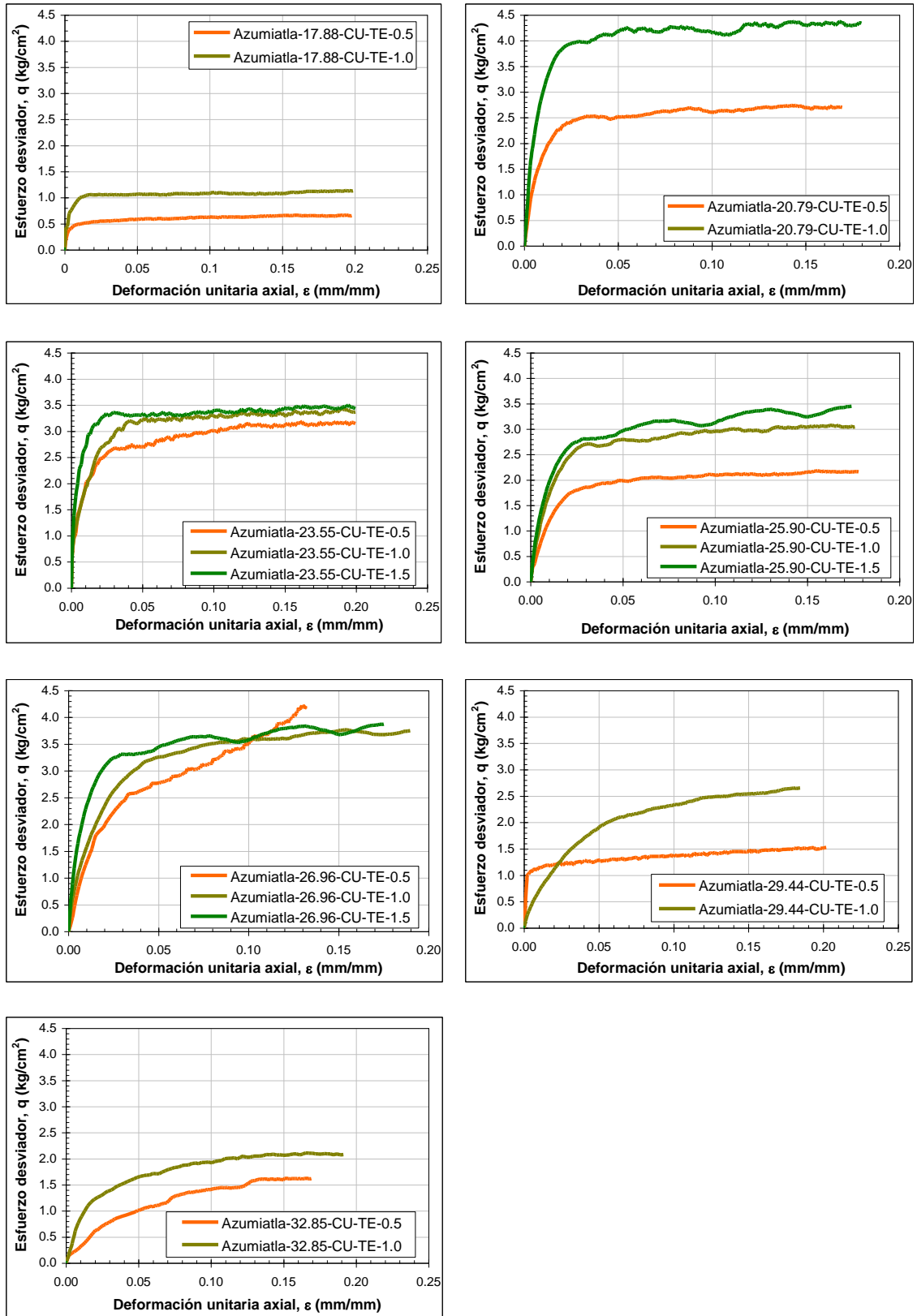


Fig. 4.2. Curvas esfuerzo desviador, q vs deformación unitaria axial, ϵ pruebas (triaxiales CU).

En la figura 4.3. se presentan los círculos de Mohr (curvas $\sigma - \tau$) en términos de esfuerzos totales y efectivos para cada contenido de humedad inicial de compactación. Los círculos de Mohr se calcularon para esfuerzos correspondientes al 3% de la deformación unitaria axial. En dicha figura están esquematizados los parámetros mecánicos de cohesión y ángulo de fricción también en términos de esfuerzos totales (c y ϕ) y efectivos (c' y ϕ'). Como se ha mencionado con anterioridad no se ha podido definir un patrón claro de comportamiento ya que los parámetros mecánicos mencionados no aumentan o disminuyen definitivamente con el contenido inicial de agua, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla. 4.2. Ángulo de fricción y cohesión en términos de esfuerzos totales y efectivos.

Descripción de la prueba	Esfuerzos totales		Esfuerzos efectivos	
	Ángulo de fricción aparente ϕ_{ap} grados	Cohesión c kg/cm^2	Ángulo de fricción aparente ϕ_{ap} grados	Cohesión c kg/cm^2
Azumiatla-17.88-30-UU-0.50-TE	19.71	0.02	22.64	0.01
Azumiatla-17.88-30-UU-1.50-TE	19.71	0.02	22.64	0.01
Azumiatla-20.79-30-UU-0.50-TE	21.16	0.40	16.62	0.49
Azumiatla-20.79-30-UU-1.00-TE	21.16	0.40	16.62	0.49
Azumiatla-23.55-30-UU-0.50-TE	14.53	0.91	17.82	0.81
Azumiatla-23.55-30-UU-1.00-TE	14.53	0.91	17.82	0.81
Azumiatla-23.55-30-UU-1.50-TE	14.53	0.91	17.82	0.81
Azumiatla-25.90-30-UU-0.50-TE	18.65	0.51	30.24	0.15
Azumiatla-25.90-30-UU-1.00-TE	18.65	0.51	30.24	0.15
Azumiatla-25.90-30-UU-1.50-TE	18.65	0.51	30.24	0.15
Azumiatla-26.96-30-UU-0.50-TE	16.59	0.76	26.07	0.48
Azumiatla-26.96-30-UU-1.00-TE	16.59	0.76	26.07	0.48
Azumiatla-26.96-30-UU-1.50-TE	16.59	0.76	26.07	0.48
Azumiatla-29.44-30-UU-0.50-TE	12.03	0.39	11.75	0.45
Azumiatla-29.44-30-UU-1.00-TE	12.03	0.39	11.75	0.45
Azumiatla-32.85-30-UU-0.50-TE	22.34	0.06	32.50	0.07
Azumiatla-32.85-30-UU-1.00-TE	22.34	0.06	32.50	0.07

En la tabla anterior se nota que tanto el ángulo de fricción como la cohesión siguen movimientos de constante aumento y descenso conforme el contenido de agua inicial aumenta.

Programas de ensayos, presentación y análisis de resultados
Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

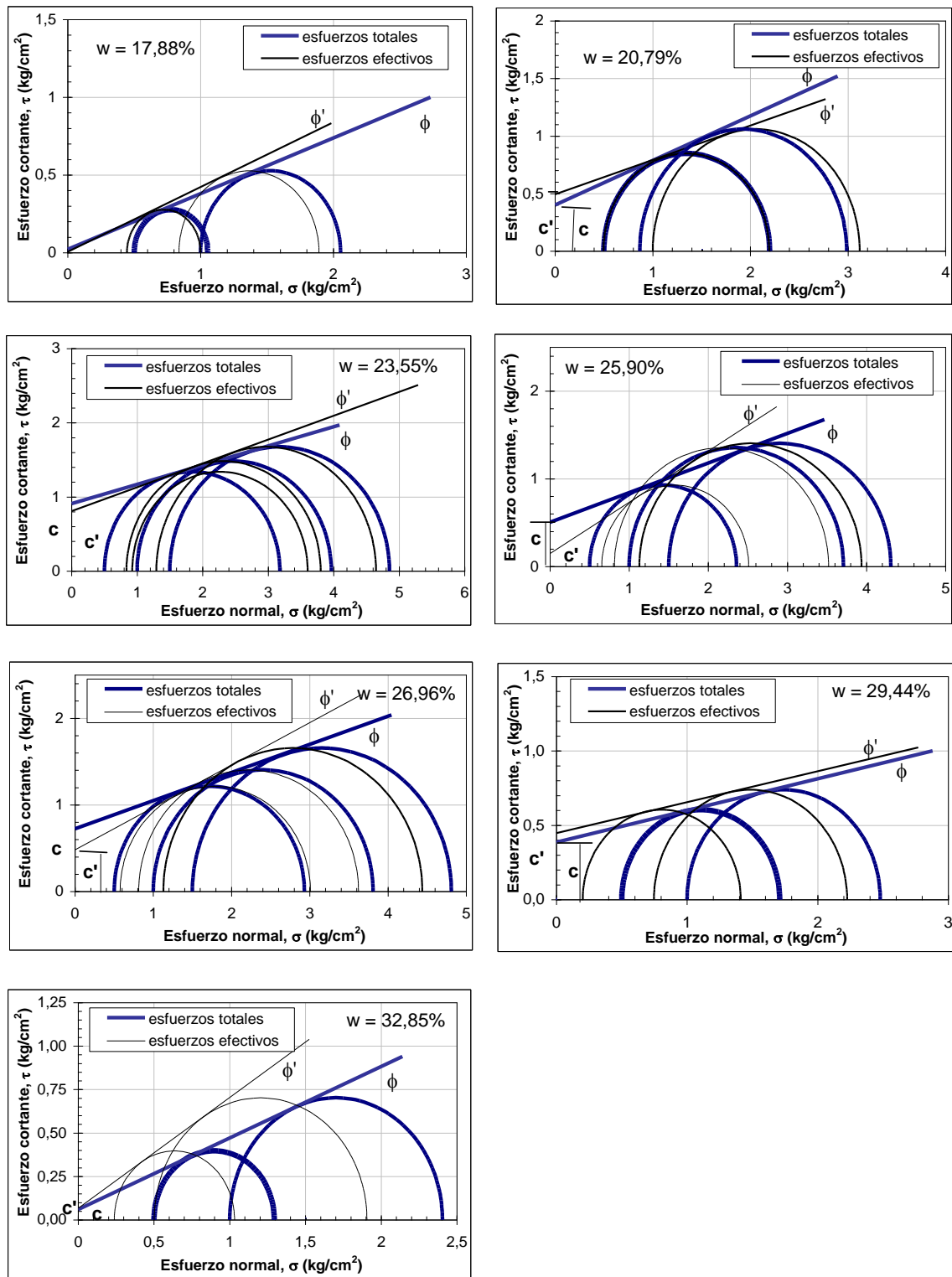


Fig. 4.3. Círculos de Mohr en términos de esfuerzos totales y efectivos obtenidos a 3% de la deformación unitaria axial (triaxiales CU).

Si los valores del esfuerzo desviador, q , se dibujan en función de los correspondientes esfuerzos efectivos promedio p' se obtienen las trayectorias de esfuerzos ilustradas en la figura 4.4. Las envolventes de las curvas mencionadas son líneas aproximadamente rectas que concurren en el origen. La pendiente (M), la cual equivale a una combinación crítica de esfuerzos, cambia en relación a cada prueba ejecutada con diferente contenido de agua aumentando su valor o pendiente conforme aumenta el contenido de humedad inicial hasta volver a valores menores para los puntos después del óptimo.

Las trayectorias de esfuerzos mostradas para esfuerzos de confinamiento de 0.5, 1.00 y 1.50 kg/cm², muestra estados sucesivos de esfuerzos en un espacio de esfuerzos p' y q , donde éstos corresponden a los máximos esfuerzos normales y cortantes en el círculo de mohr, aunque sólo se traza el diagrama de la trayectoria de esfuerzos en términos de esfuerzos efectivos.

Programas de ensayos, presentación y análisis de resultados
Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

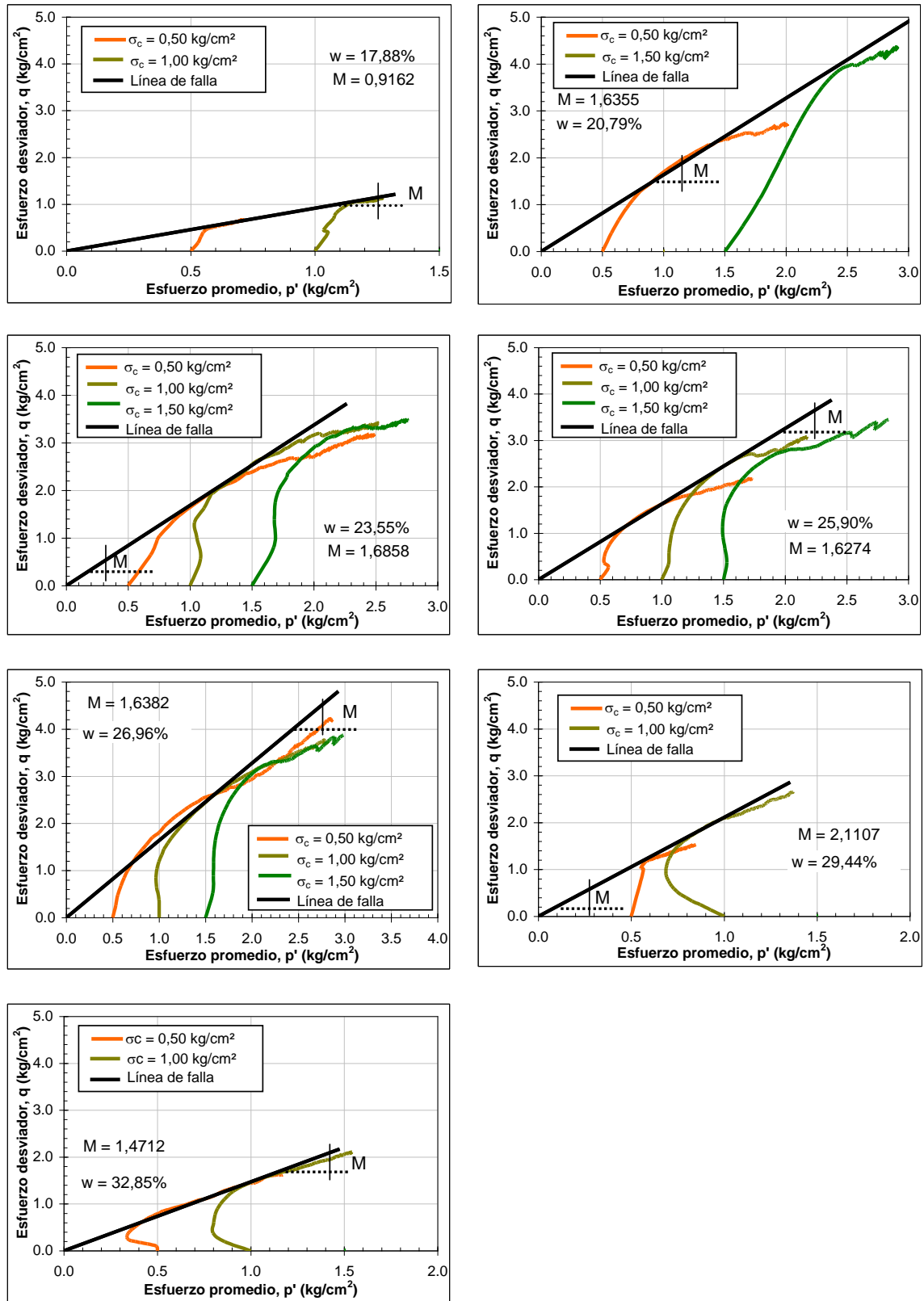


Fig. 4.4. Curvas esfuerzo desviador, q vs esfuerzo efectivo promedio, p' (triaxiales CU).

La figura 4.5 presenta el desarrollo de la presión de poro a lo largo de las pruebas ejecutadas con diferentes contenidos de humedad inicial de compactación. En ellas podemos observar que, en una primera etapa, la presión de poro aumenta, cuando el esfuerzo de confinamiento con que se ensayan las muestras también lo hace, así tenemos que para un punto dado, como el caso de las probetas de 25.90% de humedad inicial, las curvas van desplazándose a mayores presiones de poro mientras aumenta la presión de confinamiento con que se efectúe la prueba.

Adicionalmente, la presión de poro en cada humedad estudiada va en aumento junto con la deformación axial de la probeta hasta alcanzar un valor máximo, el cual se presenta a deformaciones axiales menores al 3%; una vez que ha alcanzado un valor máximo, la presión de poro se reduce hasta adquirir, en algunos casos, presiones de poro negativas, lo que indica una tendencia a la expansión del material.

Programas de ensayos, presentación y análisis de resultados
Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

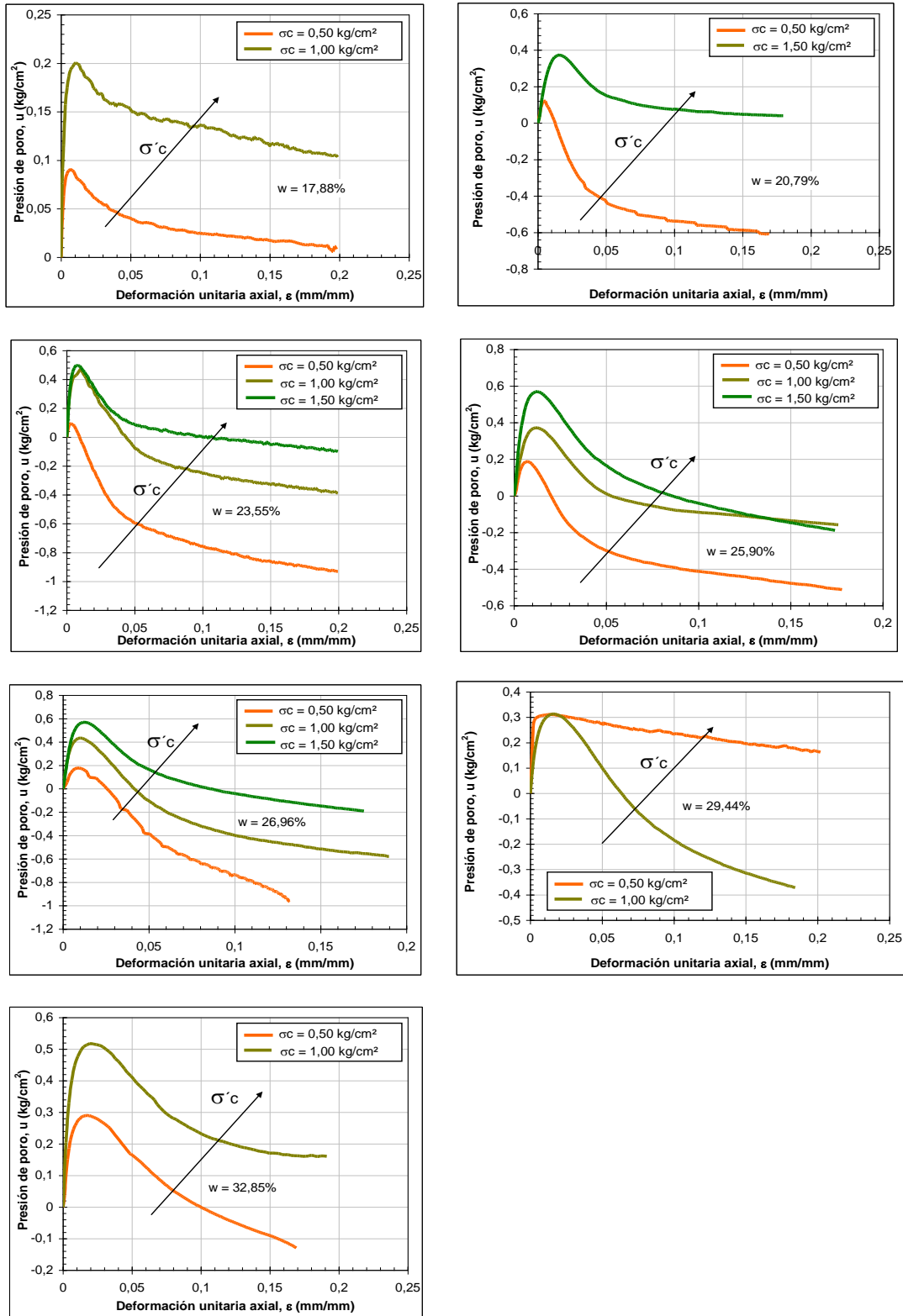


Fig. 4.5. Curvas presión de poro vs deformación unitaria axial.

En la figura 4.6. se presentan curvas que correlacionan la presión de poro máxima y residual normalizadas con respecto al esfuerzo efectivo (σ'_c) *versus* el esfuerzo efectivo aplicado a cada probeta (0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm²). En la mencionada figura podemos apreciar que para el caso de las curvas correspondientes a las presiones de poro máximas registradas, estas oscilan siempre en valores positivos y que fluctúan entre el 20% y el 60% del esfuerzo efectivo aplicado en cada caso.

Si observamos los resultados individualmente para cada humedad inicial de compactación, en ellas se observa que la variación entre los valores máximos de la presión de poro obtenidos en relación a cada esfuerzo efectivo aplicado es mínima; por ejemplo, si observamos las probetas correspondientes a los contenidos de humedad de 25.90% y 26.96% la presión de poro normalizada se establece en un valor que es muy similar para todas las probetas aún cuando están sujetas a diferentes presiones efectivas. En el primer caso, la presión de poro se encuentra alrededor del 40% del esfuerzo efectivo en todas las probetas examinadas y en segundo caso la presión de poro es del orden del 50% del esfuerzo efectivo. Lo anterior se puede observar gráficamente para cada humedad inicial de compactación ya que las líneas dibujadas para las presiones de poro máximas normalizadas son líneas casi horizontales.

Por el contrario, al analizar el comportamiento de la presión de poro residual normalizada en relación a los esfuerzos efectivos (σ'_c) se observa que, en su mayoría, dichos valores, son negativos y que además disminuyen con el esfuerzo efectivo aplicado de manera drástica. También podemos mencionar que los valores obtenidos se disparan desde el 10% (positivo) hasta alcanzar el doble del valor de los esfuerzos efectivos aplicados, pero en valores negativos. Lo anterior se observa si analizamos por ejemplo los resultados obtenidos en las probetas que corresponden al 26.96% de contenido de agua, en ellas se muestra que la presión de poro residual generada en cada probeta va disminuyendo con el aumento de la presión efectiva aplicada, la cual inicia con valores negativos que

corresponden al doble de la presión efectiva usada (para $\sigma'_c = 0.5 \text{ kg/cm}^2$) hasta el 10% de la misma (aún negativa para $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$).

Lo anterior pone de manifiesto que las presiones de poro residuales que se generan dentro de las probetas del suelo analizado pueden alcanzar valores (presión negativa) hasta tres veces más altos que las presiones de poro máximas reportadas en las pruebas triaxiales ejecutadas sobre el suelo en estudio.

Programas de ensayos, presentación y análisis de resultados
Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

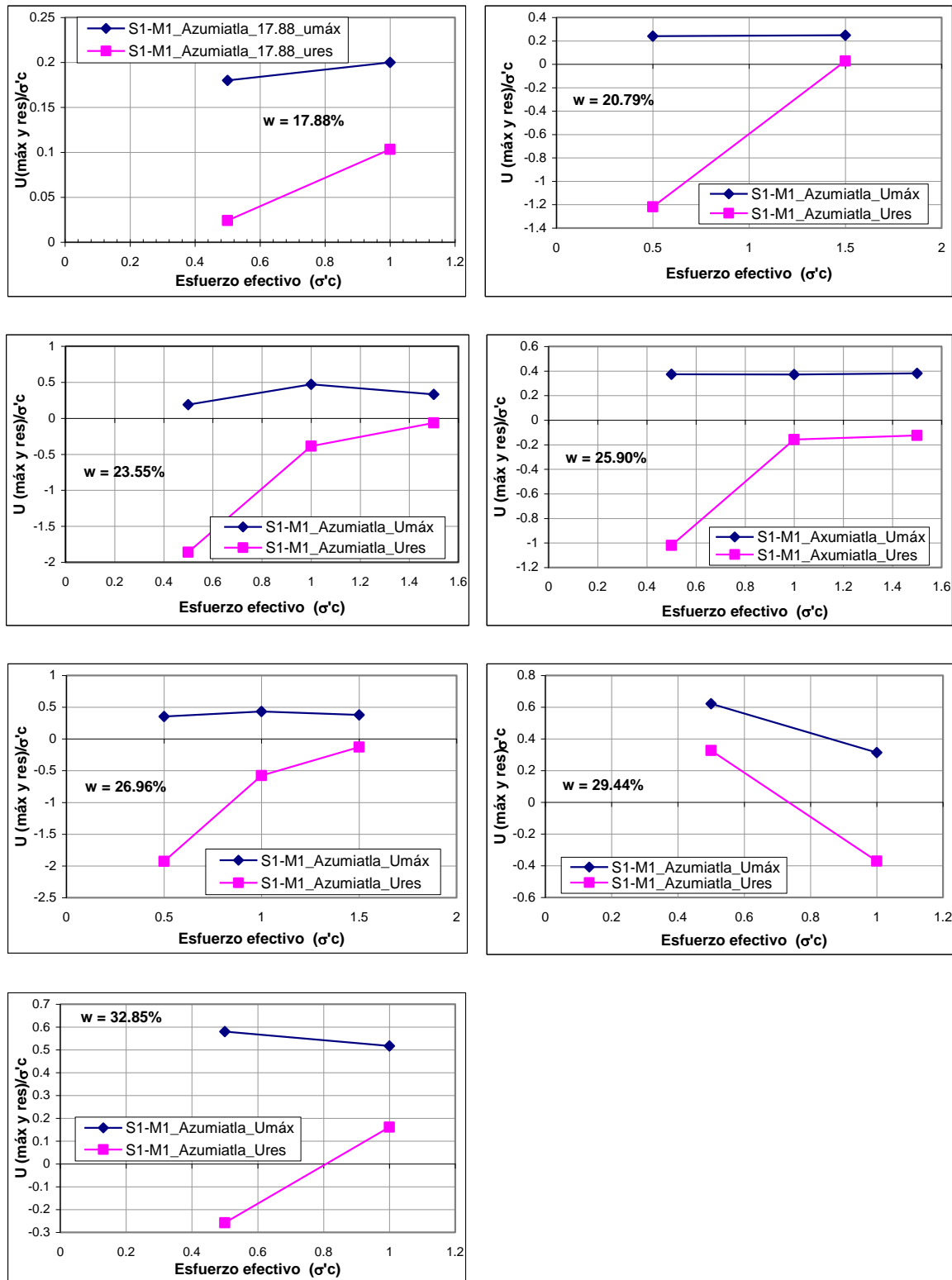


Fig. 4.6. Curvas normalizadas de la presión de poro máxima y residual ($U_{máx,res}/\sigma'_c$) en relación al esfuerzo efectivo de consolidación (σ'_c) vs el esfuerzo efectivo de consolidación.

4.3. Influencia del grado de saturación inicial en el comportamiento mecánico del suelo compactado.

4.3.1 Esfuerzo cortante. En la figura 4.7 se relaciona el esfuerzo cortante promedio para bajos grados de deformación (3%) con el grado de saturación inicial. Como se vio párrafos atrás, el esfuerzo cortante máximo se presentó para niveles de deformación mayores al aquí ilustrado, pero se decidió presentar el comportamiento del esfuerzo cortante máximo, el correspondiente a niveles de deformación bajos. La curva 4.7 nos muestra que el esfuerzo cortante aumenta visiblemente con el grado de saturación hasta llegar a un punto máximo (1.55 kg/cm²) en el grado de saturación correspondiente al óptimo, donde la curva decae de manera drástica.

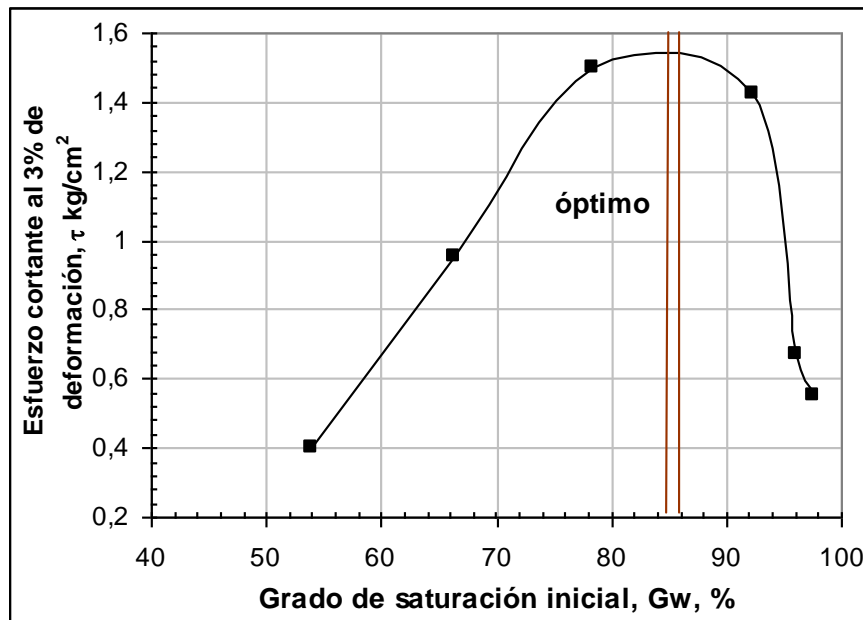


Fig. 4.7. Curva grado de saturación vs esfuerzo cortante (al 3% de la deformación unitaria axial)

En la figura 4.8. se relaciona el grado de saturación inicial (G_w %) y el esfuerzo cortante máximo ($\tau_{\text{máx}}$), el cual, según se desprende de las curvas mostradas en la figura 4.1, se presenta a grados de deformación altos (entre el 15 y el 20%)

debido al tipo de falla que presentó el material (tipo plástico), donde la resistencia seguía aumentando aún a grandes deformaciones.

En la figura 4.8. se aprecia que el comportamiento mostrado en la figura 4.7 (bajo pequeñas deformaciones) no se repite de igual manera en este caso; si bien el patrón es el mismo (el esfuerzo cortante aumenta con el grado de saturación hasta un punto máximo, después del cual decae), el máximo esfuerzo cortante, en este caso, no se presenta en el rango de la humedad óptima, como en el caso de la figura 4.7, más bien el máximo esfuerzo cortante aumenta también al incrementarse el grado de saturación inicial a un valor máximo de 1.88 kg/cm², en un punto alrededor del 70% de saturación (anterior al grado correspondiente al óptimo), después del cual cae en una pendiente suave y no tan abrupta como en el caso anterior.

En la figura 4.5 el esfuerzo cortante máximo en el grado de saturación inicial correspondiente al contenido de agua óptimo es aproximadamente 20% menor que el máximo observado. En este caso el comportamiento no tiene mucho que ver con el peso volumétrico más bien al tipo de falla presentado por el material y a que el esfuerzo cortante máximo en cada punto no se ubica en un mismo grado de deformación, como en el caso de la figura anterior.

Marsal (1985) por su parte generó curvas de resistencia a la compresión sin confinar *versus* contenido de agua donde reportó que para un limo de alta plasticidad (MH) compactado vía estática, dinámica y por amasado, la resistencia máxima se presentaba antes de la humedad óptima en todos los casos. Por el contrario, O. Flores, *et al* (2004) reportaron que para el mismo material "Azumiatla", en la fase inicial del proyecto de suelos compactados que generó el presente estudio, trabajado en condiciones no consolidadas y no drenadas (material parcialmente saturado) la resistencia máxima o de pico disminuía con el grado de saturación inicial, pero al llegar al correspondiente al óptimo, la resistencia decrecía de manera importante, lo que indica que la influencia del agua

en la masa de suelo es sumamente importante en términos de resistencia cuando se trabaja arriba del óptimo. En ese trabajo se observó que la resistencia de pico para el grado de saturación más alto podía disminuir hasta un 90% de la correspondiente al grado de saturación mínimo. Se concluyó que, debido a que el material se encontraba *parcialmente saturado*, al incrementar el esfuerzo de confinamiento (0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm²), para un mismo grado de saturación, hay un aumento de la resistencia de pico.

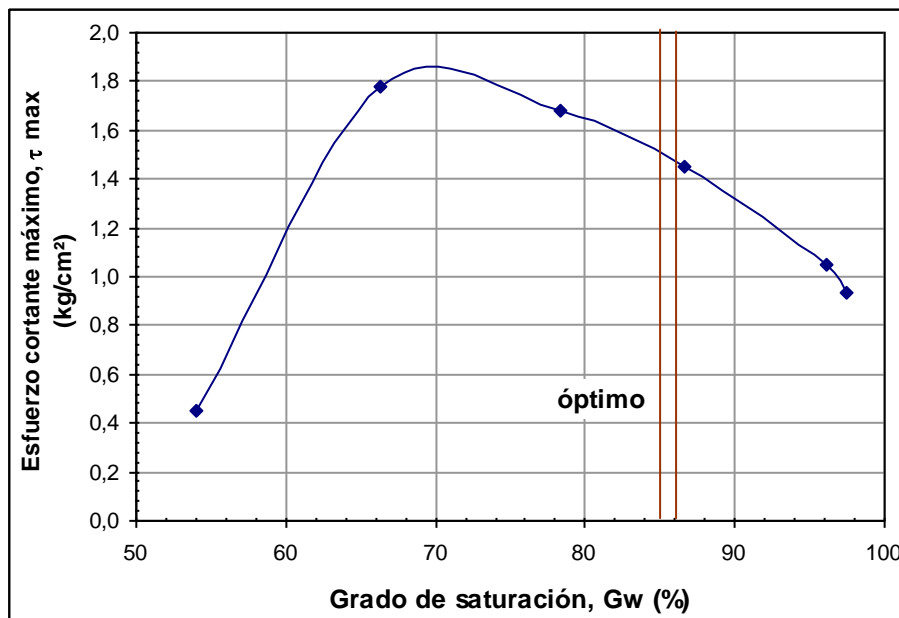


Fig. 4.8. Curva grado de saturación vs esfuerzo cortante máximo

Las tendencias antes mencionadas se relacionan al mismo material (Azumiatla) para diferentes condiciones de prueba, mientras que para condiciones parcialmente saturadas (O. Flores C., *et al*, 2004) el factor principal en la resistencia máxima es el contenido de agua o grado de saturación que la muestra presente, haciendo que aún cuando la estructura de las probetas de la rama seca sea menos densa (en relación al $\gamma_{d_{máx}}$), la resistencia desarrollada sea mayor que aquellas estructuras con pesos volumétricos mayores. Mientras que cuando hablamos en términos de suelos saturados, la estructura que obtienen las probetas al ser consolidadas en su primera etapa tiene, en conjunción con el

grado de saturación inicial, influencia sobre la resistencia del suelo compactado aquí expuesto.

4.3.2. Influencia de G_w inicial en ϕ y ϕ' . La figura 4.9 relaciona el grado de saturación inicial con el ángulo de fricción aparente en términos de esfuerzos totales y efectivos. Podemos observar primero que ambas curvas presentan un decremento inicial del ángulo de fricción con el aumento del grado de saturación de las probetas siguiendo una trayectoria claramente paralelas entre sí, pero cerca del grado de saturación correspondiente a la humedad óptima, el ángulo de fricción, en ambos casos aumenta ligeramente, hecho que es más significativo en la curva que representa los esfuerzos efectivos. La tendencia general del ángulo de fricción aparente con el grado de saturación inicial es que aumenta con éste tanto en ángulos calculados en términos de esfuerzos totales como efectivos.

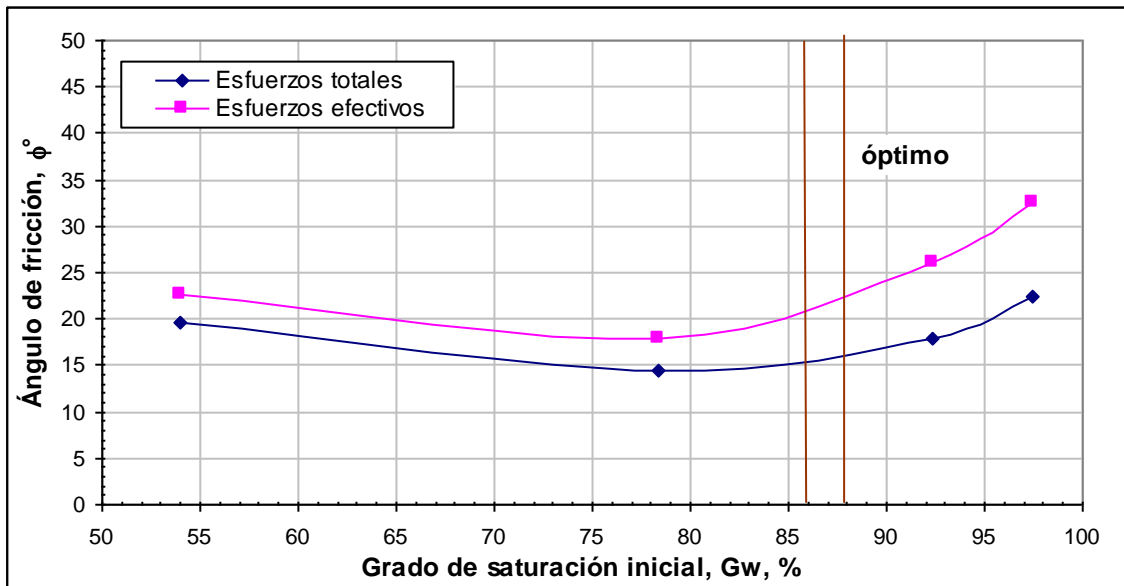


Fig. 4.9. Curva grado de saturación vs ángulo de fricción aparente.

4.3.3. Influencia del grado de saturación inicial en c y c' . En la figura 4.10 se muestra la relación entre el grado de saturación inicial y la cohesión en términos de esfuerzos totales y efectivos. Las curvas presentan un aumento de los valores de la cohesión con el grado de saturación inicial hasta un valor máximo, el

cual se presenta para grados de saturación menores al correspondiente del contenido de humedad óptimo. Sin embargo, la diferencia entre el valor máximo presentado de la cohesión y el reportado para el grado de saturación del óptimo no es mayor del 5%. Se hace notar que el comportamiento observado en la figura 4.10 se aprecia a primera instancia, mucho más cambiante que en el caso del parámetro evaluado con anterioridad (ángulo de fricción), pero hay que hacer énfasis en la escala de la gráfica, porque entre el valor mínimo y el máximo reportado median alrededor de 0.9 kg/cm^2 , para el caso de esfuerzos totales; mientras que la misma comparación entre el valor mínimo y máximo del ángulo de fricción en términos de esfuerzos totales nos arroja una diferencia de 15 grados. A diferencia del caso anterior, en el que el ángulo de fricción, en términos de esfuerzos efectivos era mayor que su correspondiente valor en esfuerzos totales; en este caso los valores mayores se presentan para el caso analizado con esfuerzos totales.

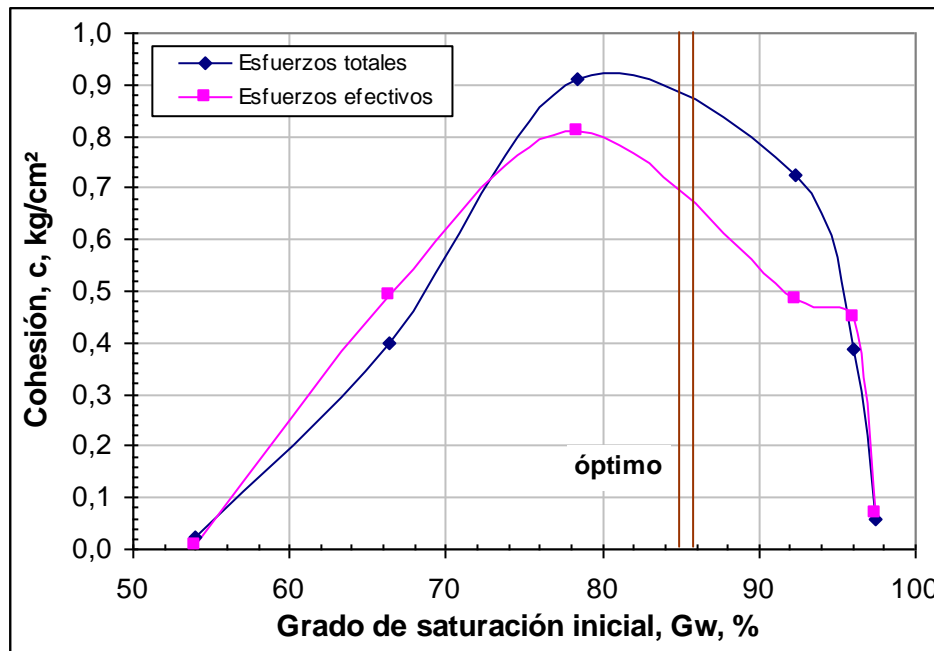


Fig. 4.10. Curva grado de saturación vs cohesión

Se hace notar la importancia que representa en términos del desarrollo del esfuerzo cortante máximo, el incremento de la cohesión para grados de saturación

entre el 70 y 80%. Si observamos al unísono las curvas 4.8, 4.9 y 4.10 donde se muestra que el esfuerzo cortante máximo se presenta para grados de saturación entre 65 y el 75%, que la cohesión máxima se desarrolla entre 75 y el 85% de saturación y que el ángulo de fricción permanece casi constante hasta después del óptimo (>85% de saturación); se puede concluir que el parámetro que le confiere, con mayor grado, el desarrollo de la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo "Azumiatla", para los grados de saturación indicados, es la *cohesión*. Por su parte, la parte friccionante del suelo toma un segundo plano. Lo anterior concuerda con las características del material pues contiene 67.65% de finos y el restante son arenas con un porcentaje de gravas menores al 1%.

En la figura 4.12 se analizó la relación entre el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo de confinamiento de cada probeta estudiada. La figura refleja de manera más detallada el comportamiento del material, se hace notar que a mayor esfuerzo de confinamiento le corresponde un mayor esfuerzo cortante. Podemos apreciar que en casi todos los casos los datos siguen la tendencia mencionada, excepto por el caso de las probetas con contenido de humedad del 26.96%, las cuales parecería que siguen la tendencia opuesta pues el cortante máximo disminuye a esfuerzos efectivos mayores, pero si observamos nuevamente las curvas esfuerzo cortante vs deformación unitaria axial (fig 4.8), podemos ver en este caso en particular, que las líneas del esfuerzo cortante máximo, (el cual se localiza como hemos dicho a altas deformaciones) se cruzan para los diferentes esfuerzos de confinamiento por lo que nos da, aparentemente valores diferentes a lo esperado. Sin embargo, si se tomara el esfuerzo cortante correspondiente a una deformación mas pequeña no se observaría tal tendencia, por lo que la razón se relaciona más bien con el tipo de falla presentado en los especímenes, como se había mencionado al inicio de este capítulo y no a una tendencia contraria a la esperada.

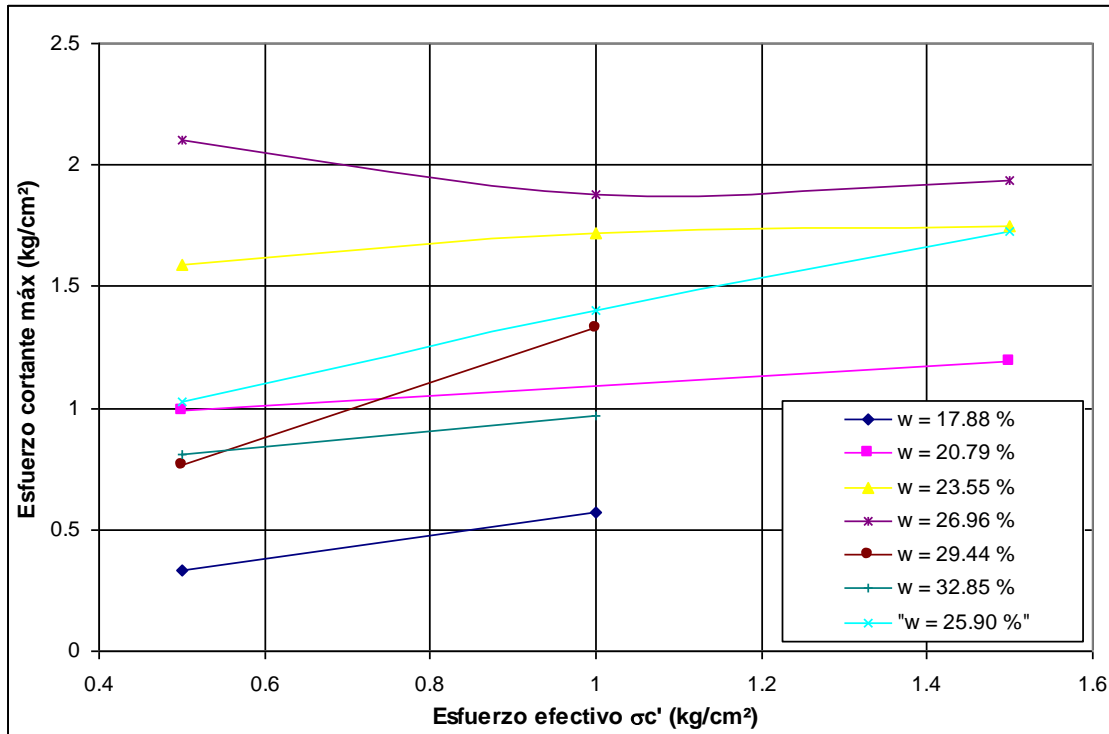


Fig 4.12. Relación esfuerzo cortante máximo vs Esfuerzo efectivo.

En la fig. 4.12 se observa también lo que se había comentado en la figura 4.8, que conforme el contenido de humedad o el grado de saturación van aumentando, el esfuerzo cortante máximo también aumenta, mientras que al inicio y al final (principio de la rama seca, final de la húmeda) de la curva se presentan los valores más bajos de resistencia. Por ejemplo, en la figura 4.12, el contenido de humedad que representa el mayor esfuerzo cortante es el de 26.96%, mientras que la humedad más baja (17.88%) y la más alta (32.85%) son los que nos arrojan los valores más bajos de resistencia al cortante. Lo anterior se aprecia de manera clara en la citada figura y sigue la tendencia que hemos estado analizando desde el inicio del capítulo.

La figura 4.13 muestra la variación de la presión de poro máxima con el grado de saturación para cada esfuerzo efectivo de confinamiento aplicado. Como se mencionó en el inciso 4.3.1, la tendencia inicial de la presión de poro era hacia la compresión (valores positivos). En esta figura se aprecia que la tendencia,

observada por separado de las probetas consolidadas a diferentes esfuerzos efectivos, no conservan entre sí, la misma forma.

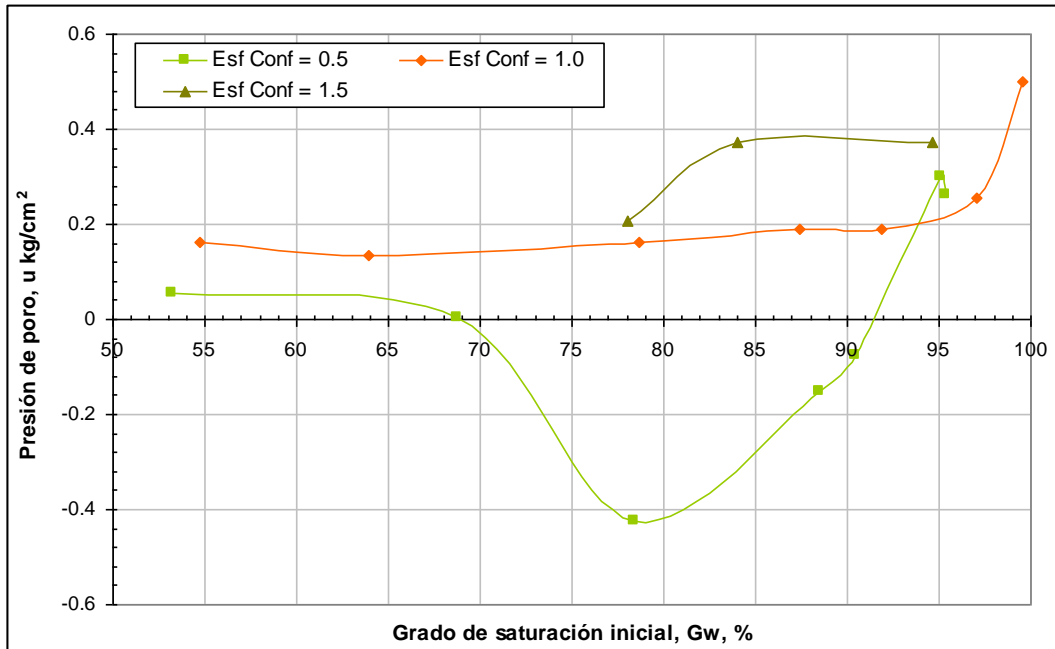


Fig. 4.13. Variación de la presión de poro máxima para cada esfuerzo efectivo aplicado, con deformaciones de hasta el 20%.

Mientras que aquellas probetas consolidadas a un esfuerzo efectivo de 0.5 kg/cm² pasan de valores positivos (compresión) a valores negativos (expansión), se observa que en punto máximo de los valores negativos se presenta a grados de saturación cercanos al 80%, punto donde se presenta la cohesión máxima (véase fig. 4.10), después del cual torna nuevamente a valores positivos.

Por otra parte, la curva correspondiente a un esfuerzo efectivo de 1.0 kg/cm², inicialmente al aumentar el grado de saturación, la presión de poro no presenta cambios bruscos y así se mantiene hasta alcanzar valores de saturación mayores al 95% donde se aprecia un aumento en la presión de poro, siempre con tendencias positivas o de compresión.

Por el contrario, en el caso de la secuencia a la que se le aplicaron esfuerzos efectivos de 1.5 kg/cm², se observa que desde un inicio la presión de poro aumenta conforme el grado de saturación crece, e inmediatamente después se

estabiliza a valores constantes, una vez que ha llegado al 85% de saturación, pero siempre acusando valores positivos.

Para ilustrar de mejor manera la variación de la presión de poro, ésta se ha normalizado con respecto al esfuerzo de confinamiento (σ_c') con la finalidad de ver la evolución de la presión de poro a lo largo de cada una de las probetas ensayadas en relación a la deformación unitaria axial desarrollada a lo largo de la prueba. En la figura 4.14 se muestra la relación antes descrita entre la presión de poro normalizada y la deformación unitaria axial. En ella se puede apreciar que los valores máximos de la presión de poro se desarrollaron a porcentajes de deformación bajos (entre 1 y 3%). Podemos apreciar también que dichos valores máximos de la presión de poro se presentan entre un 50 y un 20% de la presión de confinamiento efectiva.

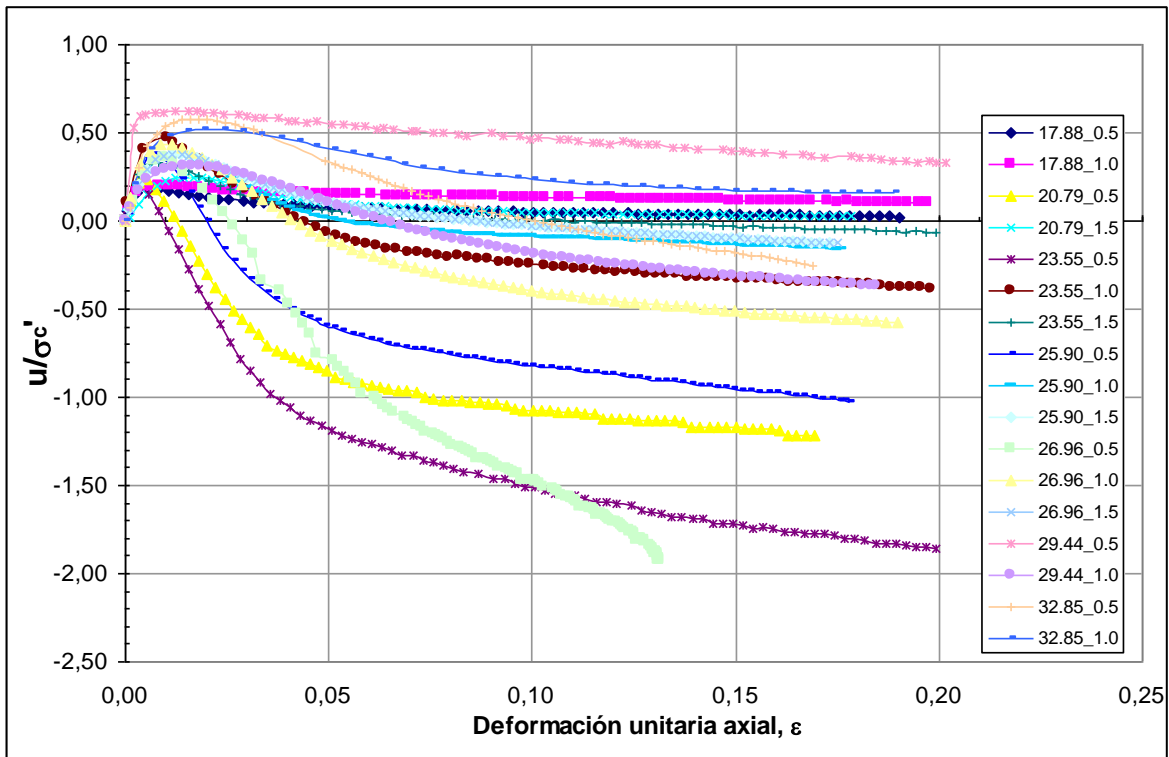


Fig. 4.14 Curva u/σ_c' vs Deformación unitaria axial.

En el presente capítulo se ha hecho la presentación y el análisis de los resultados obtenidos de las pruebas triaxiales tipo CU (Consolidadas, no drenadas) practicadas al suelo compactado denominado “Azumiatla” con la finalidad de explorar en las características de resistencia y deformabilidad del mismo, así como la influencia que parámetros como el grado de saturación ejercen sobre dichas propiedades

En el siguiente capítulo se presentarán las conclusiones del análisis de los resultados de éste proyecto de manera resumida.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

La compactación de suelos es una técnica que se ha usado como un método eficaz y relativamente barato de mejoramiento de las características mecánicas de los suelos. A pesar de desconocer los factores que influían en el proceso de compactación se dio una gran explosión de maquinarias que permitían obtener cada vez estructuras más densas o pesos volumétricos mayores que cubrían las solicitudes demandadas para las vías de comunicación.

Más adelante se empezaron a sistematizar los procedimientos de compactación y a descubrir algunos de los factores que influyen en dicho proceso como el contenido de agua, la energía de compactación, el tipo de compactación, la humedad inicial del suelo, el tipo de suelo, etc. Así se empezó también a investigar más profundamente sobre el comportamiento mecánico de los suelos compactados y los factores que lo condicionan.

Más adelante, investigadores como Marsal, 1985 y Mendoza, 1992, sostuvieron que existían tres factores principales que influían decisivamente en el comportamiento mecánico de los suelos compactados en estado parcialmente saturado, a saber, el grado de saturación, la relación de vacíos o el peso volumétrico seco y la estructura que adquiriría en suelo al ser sometido a un proceso de compactación. El presente trabajo se concentró en conocer la influencia del grado de saturación sobre el comportamiento mecánico de los suelos compactados en estado saturado.

Ésta tesis se desprende de una investigación ejecutada en la Facultad de Ingeniería de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla y fue concebida por etapas, la primera consistió en estudiar cuatro tipos de suelo, bajo condiciones parcialmente saturados y en una segunda parte se inició el estudio de la influencia que el grado de saturación inicial tenía sobre el comportamiento mecánico de uno

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

de éstos suelos, en condiciones saturadas. De esta segunda fase se desprenden los primeros resultados que corresponden a la arcilla arenosa denominada "Azumiatla". A continuación se presentan algunas conclusiones que generó éste trabajo.

El tipo de falla reportado en todos los casos fue de tipo plástico, ya que no se presentó claramente un valor máximo de resistencia, sino que, conforme la muestra se deformaba, el esfuerzo reportado aumentaba de manera asintótica (fig 4.2). Además para una misma serie de probetas, con el mismo grado de saturación inicial los valores de esfuerzo cortante crecían con el esfuerzo efectivo de confinamiento aplicado en cada probeta.

La presión de poro reportó valores de compresión (positivos) al inicio de cada prueba a niveles de deformación bajos (entre el 1 y el 4%) y conforme se desarrollaban las pruebas, las presiones de poro decrecían a valores negativos, lo que denotaba un comportamiento dilatante (fig 4.4).

Cuando se estudió el efecto que el grado de saturación tenía sobre el esfuerzo cortante del suelo se siguieron dos vertientes, la primera (fig 4.7) tomo en cuenta el esfuerzo cortante a bajas deformaciones (3%) y la conclusión fue que el esfuerzo cortante crece con el grado de saturación hasta un valor máximo que se presenta entre el 86 y 88% de saturación (correspondiente a la humedad óptima). La segunda fue la de averiguar la influencia del mismo factor sobre el cortante máximo (que se presentó a deformaciones altas) y se observó la misma tendencia (fig. 4.8) (el esfuerzo cortante creció con el grado de saturación) pero en este caso el máximo punto no se presentó en el óptimo sino entre el 65 y el 75% de saturación (anterior a dicho óptimo). El anterior comportamiento discrepa del observado en pruebas triaxiales tipo UU sobre el mismo material, donde el esfuerzo cortante disminuye conforme aumenta el grado de saturación (Cf O. Flores, et al, 2004).

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

Se pudo observar la influencia que el grado de saturación inicial tuvo sobre el ángulo de fricción del material en estudio y se mostró primero que ambas curvas (esfuerzos totales y efectivos) presentan un decremento inicial del ángulo de fricción con el aumento del grado de saturación de las probetas siguiendo una trayectoria claramente paralelas entre sí, pero cerca del grado de saturación correspondiente a la humedad óptima, el ángulo de fricción, en ambos casos aumenta ligeramente, hecho que es más significativo en la curva que representaba los esfuerzos efectivos (fig.4.9).

En relación al parámetro mecánico cohesión (fig 4.10), las curvas grado de saturación *versus* cohesión presentaron un aumento de los valores de la cohesión con el grado de saturación inicial hasta un valor máximo, el cual se presenta para grados de saturación menores al correspondiente del contenido de humedad óptimo y más bien cercanos al grado de saturación correspondiente al esfuerzo cortante máximo de la figura 4.8, por lo que se concluye que es éste parámetro y no el ángulo de fricción el que mayor influencia tiene en el desarrollo del esfuerzo cortante máximo para ese grado de saturación. Lo anterior concuerda con las características del material pues contiene 67.65% de finos y el restante son arenas con un porcentaje de gravas menores al 1 %.

Se analizó la relación entre el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo de confinamiento de cada probeta estudiada. Los resultados (fig. 4.12) reflejan que a mayor esfuerzo de confinamiento le corresponde un mayor esfuerzo cortante, como se había mencionado en incisos anteriores. Se observó también que conforme el contenido de humedad o el grado de saturación van aumentando, el esfuerzo cortante máximo también aumenta, mientras que al inicio y al final (principio de la rama seca, final de la húmeda) de la curva de compactación se presentan los valores más bajos de resistencia. Por ejemplo, el contenido de humedad que representa el mayor esfuerzo cortante es el de 26.96%, mientras que la humedad más baja (17.88%) Y la más alta (32.85%)

Influencia del grado de saturación en suelos compactados saturados

son los que nos arrojan los valores más bajos de resistencia al cortante.

Finalmente se analizó la variación de la presión de poro máxima con el grado de saturación para cada esfuerzo efectivo de confinamiento aplicado (fig. 4.13), pero en este caso el comportamiento de las curvas correspondientes a cada esfuerzo efectivo aplicado (0.5, 1.0 Y 1.5 kg/cm²) se diferenciaban de manera explícita. Mientras que aquellas probetas consolidadas con un esfuerzo efectivo de 0.5 kg/cm² pasan de valores positivos (compresión) a valores negativos (expansión), se observa que en el punto máximo de los valores negativos se presenta a grados de saturación cerca del 80%, punto donde se presenta la cohesión máxima según la figura 4.10. Por otro lado, la curva correspondiente a esfuerzos efectivos de 1.0 kg/cm² inicialmente, al aumentar el grado de saturación, los niveles de presión de poro se mantienen prácticamente constantes hasta valores mayores del 95% de saturación donde se aprecia un aumento en la presión de poro. En el caso de la secuencia a la que se le aplicaron 1.5 kg/cm² de esfuerzo efectivo, se observa desde un inicio que la presión de poro aumenta conforme el grado de saturación crece e inmediatamente después se estabiliza a valores constantes.

El estudio de las características y los factores que influyen en los suelos compactados es un esfuerzo que ha sido abordado de manera relativamente reciente con las aportaciones de importantes científicos e investigadores (p.e. Marsal, Alberro, Mendoza, Flores, Romo, entre otros) y cuyo camino aún se vislumbra largo; sin embargo al dar a conocer sus investigaciones abren un mundo de ideas para empezar a cuestionarse y al mismo tiempo investigar sobre estos poco explorados, pero fundamentales tópicos como son las características de los suelos que hemos utilizado desde hace mucho tiempo para nuestro beneficio, sin tener todavía claro los factores que condicionan su comportamiento. Sirva pues el presente esfuerzo para acercarnos más a la comprensión del fenómeno que encierra el comportamiento de los suelos compactados en condiciones saturadas.

BIBLIOGRAFÍA

1. ALBERRO Jesús, MARSAL Raúl, *et al*, 1983. “*Comportamiento de suelos compactados saturados por compresión hidrostática no – drenada*”. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Proyecto 3512
2. ALBERRO Jesús, MARSAL Raúl, MENDOZA Manuel *et al*, 1982. “*Comportamiento de suelos compactados*”. Secretaría de Asentamiento Humanos y Obras Públicas.
3. BRAJA M, DAS, 1994. “*Principles of Geotechnical Engineering*”. PWS Publishing Company. Boston.
4. FLORES O., 2001. “*Apuntes de laboratorio de Geotecnia*”. Maestría en Geotecnia, FI – BUAP
5. FLORES O., M. ROMO., 2003. “*Propiedades estáticas y dinámicas del material del banco La Concepción*”, Instituto de Ingeniería, UNAM. Comisión Federal de Electricidad.
6. FLORES O., *et al* 2004. “*Influencia del grado de saturación en el comportamiento esfuerzo – deformación de suelos compactados*”. XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Guadalajara, México.
7. GARCÍA C., Luis, 1978. “*La ingeniería de suelos en las obras civiles*”, IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. ED SMMS. Mérida.
8. H. B. SEED, C. K. CHAN; 1959. “*Structure and strength characteristic of compacted clays*”, Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, EU.
9. JEAN-PIERRE BARDET., 1997. “*Experimental Soil Mechanics*”, Prentice Hall

10. JUÀREZ B., RODRÌGUEZ R., 1999. *“Mecánica de Suelos”*, Editorial LIMUSA
Tomo I
11. LAMBE W., ROBERT W., 1999. *“Mecánica de suelos”*, Ed. LIMUSA.
12. LUIS A. GARCÍA, 1978. *“Comentarios al tema sección estructural de las obras viales”*, IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS; Mérida.
13. MARSAL Raúl J., 1985. *“Propiedades de un suelo trópico residual compactado”*, Contribuciones la primer congreso internacional sobre geomecánica en suelos tropicales lateríticos y saprolíticos – Tropicals’85, Brasilia. Comisión Federal de Electricidad, México.
14. MARSAL Raúl J., 1992. *“Volumen Raúl J. Marsal”*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
15. MENDOZA J. Manuel, 1985. *“Cambios en las propiedades geotécnicas de algunos suelos tropico – residuales debidos al tratamiento previo a su ensaye”*
Contribuciones la primer congreso internacional sobre geomecánica en suelos tropicales lateríticos y saprolíticos – Tropicals’85, Brasilia. Comisión Federal de Electricidad, México.
16. MENDOZA J. Manuel, 1986, *“Condiciones que influyen en los resultados de las pruebas de compactación de suelos”*. XIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos; Vol. I, SMMS, Sinaloa.
17. MENDOZA López Manuel, 1992, *“Enfoques recientes en la compactación de suelos”*, Publicación técnica No. 33. Instituto Mexicano del Transporte
Secretaria de Comunicaciones y Transportes. Querétaro, Qro.

18. MUNI BUDHU, 2000. *"Soil mechanics and foundations"*, Ed. John Wiley & Sons, INC. New York, USA.
19. ORTAS J. y SALCEDO D. *"Influencia del método de compactación en la resistencia al corte de un suelo residual"*, X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. SMMS Guadalajara, México. Oct. 29 – Nov. 03 de 1995
20. PICAZO ALEJANDRO, 2014. *"Influencia del grado de saturación inicial en suelos compactados"* Tesis, Facultad de Ingeniería, BUAP
21. RICO A y Del CASTILLO, 1998. *"La ingeniería de suelos en las Vías Terrestres"*. LIMUSA
22. SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS, 1970. Dirección de proyectos, Departamento de ingeniería experimental. *"Manual de Mecánica de suelos"*, 5ª Edición, México.
23. SIVAKUMAR, V. y S. J. WHEELER, 2000. *"Influence of compaction procedure on the mechanical behavior of an unsaturated compacted clay"*, 1a y 2a parte Géotechnique 50, No 4 359 – 368.
24. VEGA B Alberto, 2004. *"Instalación e instrumentación del laboratorio de Geotecnia (FI-BUAP)"*. Facultad de Ingeniería. Tesis. BUAP
25. VILLANUEVA M. Juvenal, 2004. *"Reacondicionamiento y semi – automatización de 2 cámaras triaxiales de alambre estáticas"*, Escuela Nacional de estudios Profesionales, Campus Aragón. Tesis, UNAM.