



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

INFLUENCIA DE LAS DIATOMEAS EN LA RESISTENCIA AL
CORTE DEL CAOLÍN

TESIS

QUE PARA OPTAR AL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA
P R E S E N T A :

Ing. OLIVER ELIMELEC NAVA TRISTÁN

DIRECTOR DE TESIS:

Dr. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ



MÉXICO, D.F. ENERO DE 2007

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	Dr. EULALIO JUÁREZ BADILLO
Secretario:	Dr. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
Vocal:	Dr. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ
1er Suplente:	Dr. SALVADOR MARÍN CÓRDOVA
2º Suplente:	Ing. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA – UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ

FIRMA

DEDICATORIAS

*A mis padres,
por su apoyo incondicional*

*A mi esposa,
por estar en todo
momento conmigo*

*A mis hermanos,
por su motivación*

*A mis amigos,
por los buenos momentos*

*A mis profesores,
por guiarme*

*A la UNAM,
por darme la oportunidad
de tener una profesión*

*A todos ustedes mi más
sincero agradecimiento*

“GRACIAS”

AGRADECIMIENTOS

*Agradezco de manera especial,
el apoyo brindado para la realización
de este trabajo de grado
por parte de*

*CONACYT por otorgarme una beca con la cual fue posible
estudiar esta Maestría*

Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez

Dra. Rosario Iturbe Argüelles

Ing. Pedro Moreno Carrizales

Ing. Luis Adrián López Flores

M. I. Claudia Marcela González Blandón

ÍNDICE

RESUMEN	xi
ABSTRACT	xi
INTRODUCCIÓN	xiii
Objetivos.	xiv
Alcances.	xv
1 CARACTERÍSTICAS DEL CAOLÍN Y DE LA DIATOMITA	1
1.1 Origen de los suelos arcillosos.	2
1.1.1 Minerales arcillosos.	4
1.1.2 Caracterización del caolín.	9
1.2 Origen de las diatomitas.	14
2 ETAPA EXPERIMENTAL	19
2.1 Elaboración de mezclas caolín–diatomita.	20
2.1.2 Propiedades índice de las mezclas caolín diatomita.	20
2.1.3 Formación de muestras.	23
2.1.4 Extracción de muestras.	27
2.2 Ensayes de consolidación en odómetro.	29
2.2.1 Equipo empleado.	30
2.3 Ensayes triaxiales CIU.	30
2.3.1 Equipo empleado.	32
3 PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS CAOLÍN-DIATOMITA	35
3.1 Propiedades índice.	36
3.2 Propiedades mecánicas.	37
3.2.1 Compresibilidad y permeabilidad.	37
3.2.2 Resistencia al esfuerzo cortante.	48
3.3 Coeficiente de empuje lateral en reposo K_0 .	57
4 ANÁLISIS DE RESULTADOS	59
4.1 Propiedades índice.	60
4.2 Propiedades mecánicas.	67
4.2.1 Compresibilidad.	67
4.2.3 Resistencia al esfuerzo cortante.	79
4.4 Coeficiente de empuje lateral en reposo K_0 .	98
5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	101
REFERENCIAS	105

RESUMEN

Los depósitos de suelos que contienen diatomeas, se caracterizan por tener propiedades físicas y mecánicas singulares, que no siguen las correlaciones obtenidas y aceptadas para la mayoría de los suelos. Sin embargo, la literatura especializada sobre este tema es muy escasa. El subsuelo lacustre de la ciudad de México tiene propiedades únicas, su contenido de agua es mayor a 400 %, el índice de plasticidad excede 300 % y la relación de vacíos puede ser tan alta como 15. El subsuelo de la ciudad de México tiene una variedad de microfósiles (ostrácodos y diatomeas) que forman parte de la microestructura del suelo. Esta investigación examina las propiedades índice y mecánicas de las mezclas de caolín que contienen diatomeas en condiciones controladas de laboratorio. Los resultados sugieren que al aumentar el contenido de diatomeas de las mezclas, se modifican las propiedades índice, disminuye tanto la compresibilidad como el coeficiente de empuje lateral en reposo (K_0)_{NC} y aumenta la permeabilidad, la resistencia no drenada y el ángulo de fricción.

Palabras clave: microfósiles, diatomeas, caolín, propiedades, compresibilidad, coeficiente de empuje lateral en reposo, permeabilidad, resistencia al corte.

ABSTRACT

The natural soil deposits that contain diatoms are characterized to have physical and mechanical properties that do not follow the correlations obtained and accepted for most soils. However, the specialized literature on the topic is very scarce. Mexico City lacustrine soil has unique properties; water contents often exceed 400 %, plasticity indexes often exceed 300 % and void ratio can be as high as 15. Mexico City soils have microfossils (ostracods and diatoms) as a part of its microstructure. This research examines the index and mechanical properties of controlled mixtures of pure kaolin and diatoms. The results suggest that the presence of diatoms microfossils substantially alter the index properties, decrease the compressibility and coefficient of earth pressure at rest (K_0)_{NC} as well as with the increase in diatoms content, permeability, undrained shear strength and internal friction angle increase.

Keywords: Microfossils, diatoms, kaolin, properties, compressibility, coefficient of earth pressure at rest, permeability, shear strength.

INTRODUCCIÓN

Diversos autores han estudiado el subsuelo de la cuenca del valle de México dando antecedentes de los componentes constitutivos de dichos suelos; Zeevaert (1949) señala que aproximadamente el 50% de la parte fina está constituida por montmorillonita; Marsal y Mazari (1959) mencionan que contiene ilitas y microfósiles; Lo (1962) reporta que está constituido por materiales amorfos, material volcánico, montmorillonitas, ostrácodos y fragmentos de diatomeas; Mesri *et al.* (1975) encuentra que el mineral dominante son las esmectitas e igualmente halla microfósiles (ostrácodos y diatomeas); finalmente, Peralta (1989) determina con muestras a distintas profundidades que los minerales constituyentes son: esmectitas, montmorillonitas, ilitas, cloritas, caolinitas, micas, nontronitas y microfósiles. Por lo tanto, la mineralogía del subsuelo de la ciudad de México es muy variada, lo cual es comprobado por Díaz-Rodríguez *et al.* (1998) mediante perfiles de la composición mineralógica. En general, estos autores resaltan la complejidad de la constitución mineralógica del subsuelo del valle de México y, por tanto, que sean causa de sus propiedades poco comunes.

El subsuelo de la ciudad de México presenta propiedades atípicas con respecto a otros suelos del mundo, entre ellas se encuentran contenidos naturales de agua de aproximadamente 650%, límite líquido, límite plástico, relaciones de vacíos y densidad de sólidos con valores cercanos a 500%, 350%, 15 y 2.3, respectivamente. En cuanto a sus propiedades mecánicas, el índice de compresibilidad presenta valores altos; así como, un ángulo de fricción interna entre 35° y 45°.

Actualmente a los suelos que contienen diatomeas se les llama “suelos diatomáceos”, dichos suelos existen en distintas regiones del mundo y han sido poco estudiados; sin embargo, algunos autores han coincidido en reportar propiedades no comunes y comportamientos atípicos de dichos suelos. Khilnani y Capik (1989) resaltan la importancia de emplear este tipo de suelo como material de relleno, mencionando el alto contenido de agua óptimo que requiere dicho suelo y su alta compresibilidad; Day (1995) corrobora la alta compresibilidad que presentan los suelos diatomáceos a altas presiones y los altos valores de los parámetros de resistencia; Tanaka y Locat (1999) hacen un estudio con muestras de arcilla marina de la bahía de Osaka con la finalidad de explicar el impacto que tienen los microfósiles en las propiedades índice, empleando distintas proporciones de mezclas caolín-diatomita; finalmente, Shiwakoti *et al.* (2002) muestran cómo se mejoran las propiedades mecánicas al aumentar el contenido de diatomeas en materiales base (*eg.* caolín).

Objetivos

Estudiar mediante ensayos de laboratorio la influencia de las diatomeas en el límite líquido, límite plástico, densidad de sólidos y, especialmente, en la resistencia al corte de probetas poco estructuradas formadas por mezclas caolín-diatomita y comparar los resultados con otros estudios referentes a suelos diatomáceos.

Realizar análisis exploratorios de la compresibilidad y el coeficiente de empuje lateral de tierras en reposo con los diferentes contenidos de diatomita para encontrar posibles tendencias en su comportamiento.

Alcances

La comprensión del comportamiento de los suelos diatomáceos se puede estimar por medio de resultados obtenidos en una investigación experimental como la del presente trabajo, midiendo la variación de los parámetros de resistencia al cortante con la presencia de microfósiles, haciendo posible valorar el impacto que tienen los microfósiles en las mezclas caolín-diatomita. Además, se pueden explicar las posibles causas que provocan los comportamientos atípicos de las mezclas tanto en propiedades índice como en la resistencia al corte.

Los análisis realizados a la compresibilidad y al empuje de tierras en reposo servirán a una futura investigación encaminada a estimar posibles tendencias y/o comportamientos.

Se debe hacer énfasis que las mezclas elaboradas para esta investigación no tienen la finalidad de poder reproducir el subsuelo del valle de México sino solamente poder determinar el impacto de los microfósiles en un mineral de arcilla (caolín) e inferir dicho impacto en los suelos diatomáceos.

I. CARACTERÍSTICAS DEL CAOLÍN Y DE LA DIATOMITA

En la ingeniería geotécnica es importante conocer el origen y composición de los diferentes suelos para la mejor comprensión del comportamiento mecánico y/o dinámico de éstos. Este capítulo presenta de manera sencilla el origen de los suelos arcillosos, puntualizando en la formación de algunos minerales de arcilla. Se describen algunas de las características principales que influyen en el comportamiento de los suelos en estudio. Posteriormente, se compara el caolín con respecto a las principales familias de minerales de arcilla (ilita y montmorillonita). Finalmente, se describe el origen de la diatomita y de los suelos diatomáceos que son formados a partir de las diatomeas (organismos unicelulares).

1.1 Origen de los suelos arcillosos

El origen de las partículas de suelo se debe básicamente al intemperismo físico y químico de las rocas. El intemperismo físico se manifiesta con la dilatación y contracción diferencial, que se originan por el calentamiento y enfriamiento de masas de roca que contienen minerales de diferentes propiedades térmicas, otra manera es el efecto abrasivo del aire y del agua. Los agentes del intemperismo químico son la oxidación, la hidratación y la solución provocando la alteración de los minerales originales (Peck, 2001). Así, el conjunto de partículas producto de la alteración de las rocas constituyen los suelos. De acuerdo al lugar de deposición de dichas partículas se puede distinguir entre los suelos de origen *in situ* y los suelos transportados. Los suelos formados *in situ*, comúnmente son llamados suelos residuales, como es el caso de caídos, piemonte, etc. Los suelos transportados, como su nombre lo indica, son aquellos formados a partir de la transportación de partículas producto de la erosión de las rocas; el agente de transporte natural puede ser el aire, el agua y/o el hielo, sin embargo también puede deberse a la actividad volcánica de cada región y a la gravedad, debido a ésto los suelos también son clasificados de acuerdo con el modo de transporte y de depositación. Los suelos formados por el aire se les llama eólicos, algunos ejemplos son: el loes, dunas, etc. Los suelos fluviales, aluviales, lacustres, estuarios y marinos son formados por el agua. Si el agente de transporte es el hielo, éste da origen a los suelos glaciares como las morrenas y el till.

De manera muy general, los suelos tienden a disponerse en perfiles o sistemas de capas, por lo que la formación y conformación de dichos suelos es muy compleja, debido a que pueden presentarse simultáneamente diversas formas de deposición al igual que diferentes agentes de transporte.

A continuación se explica brevemente sobre los suelos transportados donde el principal agente de transporte es el agua. Las partículas de dichos suelos son trasladadas de su lugar de origen, siendo transportadas por el agua; durante este proceso, las partículas son rotas o reducidas por la abrasión. Los lugares más erosivos se ubican en las zonas altas de las montañas en las cuales se pueden encontrar rocas y fragmentos de

tamaños considerables. A medida que se alejan de la fuente de origen, las partículas reducen su tamaño y por tanto los suelos más finos se encuentran en zonas más alejadas respecto a los suelos gruesos (figura 1.1).

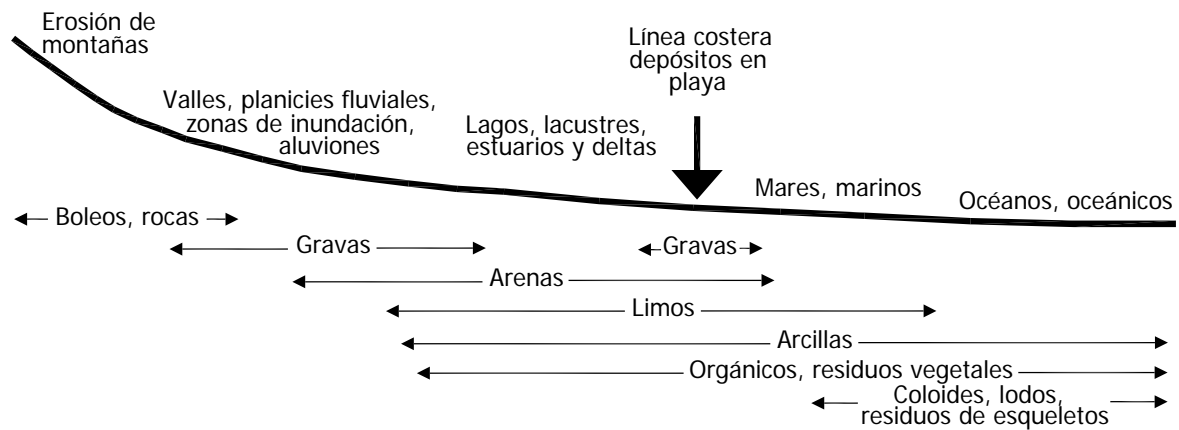


FIGURA 1.1. Formas de deposición –el agua como agente de transporte– (Barnes, 2000).

La figura anterior muestra que los suelos arcillosos se ubican en la zona de baja energía con excepción de la zona costera; esto ocurre debido a precipitaciones de gran intensidad en las zonas tributarias de los ríos, donde la creciente del cauce ocasiona que el agua arrastre diversos tamaños de partículas, siendo depositadas en las zonas cercanas a línea costera (deltas). De la misma manera ocurre cuando el cauce desemboca en un lago o laguna formando los abanicos aluviales.

La naturaleza de cada partícula que conforma el suelo se deriva de los minerales que la constituyen, de su tamaño y de su forma. A su vez, todo esto depende del tipo de roca intemperizada que dio origen a la partícula, al grado de abrasión, de intemperismo químico y/o mecánico al que fue sometida y al agente de transporte de las partículas. La mineralogía de un suelo es determinada por la mineralogía de la roca original y el grado de intemperismo (Peck, 2001). Las partículas pueden ser clasificadas como:

- Granulares duros: silicatos en tamaños de partículas de limos hasta boleos.
- Granulares blandos: corales, conchas, ceniza volcánica y fragmento de esqueletos.
- Minerales de arcilla: caolinita, illita y montmorillonita.

- Residuos vegetales: turba.

Desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica los suelos se clasifican de acuerdo al tamaño de partícula en gruesos ($> 75 \mu\text{m}$) y finos ($< 75 \mu\text{m}$). En general, los suelos se clasifican de acuerdo al tamaño de partícula como: gravas, arenas, limos y arcillas. La figura 1.2 muestra el rango valores para cada tipo de suelo de acuerdo a su tamaño de partícula.

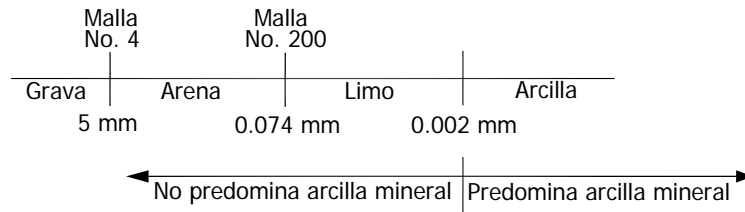


FIGURA 1.2. Rango del tamaño de partículas en suelos (Mitchell, 1993).

Igualmente, los suelos son clasificados como granulares y arcillosos. En los suelos granulares su comportamiento está dominado por las fuerzas gravitacionales y en los suelos arcillosos su comportamiento está regido por las fuerzas de atracción entre sus partículas – debidas a las fuerzas de superficie y a las fuerzas de Van der Waals, básicamente – una manera de estimar cualitativamente la magnitud de las fuerzas de atracción es por medio de la superficie específica.

1.1.1 Minerales de arcilla

Los suelos arcillosos son predominantes en nuestro planeta y son los más difíciles de entender en cuanto a su comportamiento. En general el término “arcilla” puede tener distintas connotaciones, a continuación se mencionan algunas de ellas:

- *Suelo arcilloso.* Se le llama así a los suelos que presentan el comportamiento, cohesión y plasticidad de un mineral de arcilla, aunque el contenido de dicho mineral sea pequeño. También se le llama de esta manera a los suelos en el que predomina el tamaño de partícula menor a $2 \mu\text{m}$.

Por otra parte, las láminas sílicas se pueden enlazar con las láminas alumínicas. Las láminas alumínicas son formadas por el enlace del mineral alumínico, el cual consiste en un ión de aluminio rodeado por seis iones de oxígeno o hidróxilo (OH) formando un octaedro (figura 1.4).

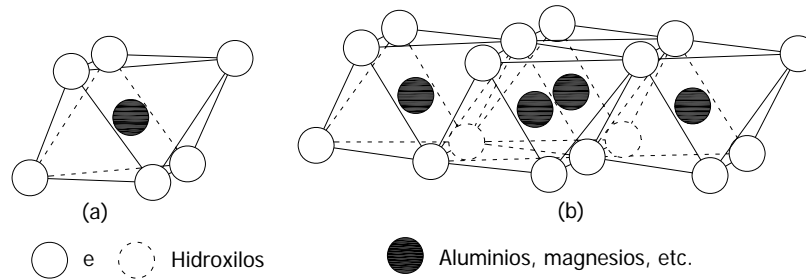


FIGURA 1.4. (a) Octaedros alumínicos, (b) láminas alumínicas. (Barnes, 2000).

En caso de que el aluminio sea trivalente entonces se presenta una estructura dioctaédrica, formando una lámina de gibsita. En algunas ocasiones otros cationes pueden ocupar el lugar del aluminio (sustitución isomórfica), si el catión es de magnesio entonces forma una lámina de brucita. Aunque la sustitución isomórfica no se puede cuantificar, ésta influye en la capacidad de intercambio catiónico, que si se puede medir, dándole a las partículas de mineral de arcilla carga negativa, lo que provoca que las partículas busquen la manera de neutralizarse con cationes; algunos de esos cationes pueden ser reemplazados por otros cationes (Mitchell, 1993).

En general, es común que las láminas sílicas, alumínicas, de gibsita y de brucita se representen esquemáticamente con diagramas simples en los diferentes minerales de arcilla (figura 1.5).

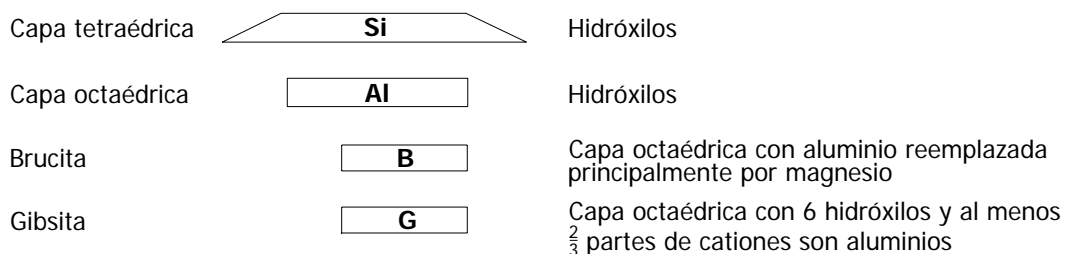


FIGURA 1.5. Diagramas de las estructuras de láminas (Mitchell, 1993).

Los minerales de arcilla presentan estructuras complejas, en las que las láminas aluminicas y silicas se enlazan para formar dichos minerales. Dichas estructuras pueden ser representadas de manera sencilla con la ayuda de los diagramas antes mencionados; formando estructuras 1:1 o 2:1, (figura 1.6).

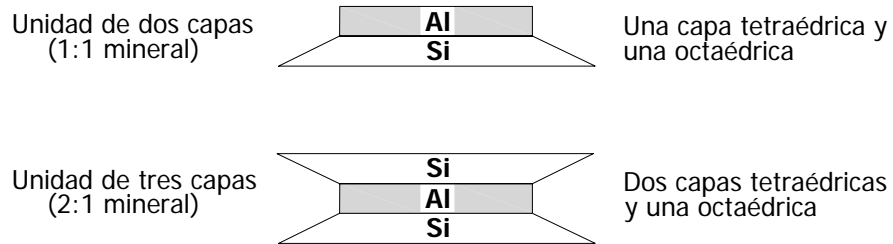


FIGURA 1.6. Estructuras básicas de los minerales de arcilla (Barnes, 2000).

La diversidad de minerales de arcilla que se producen es variada y extensa, ya que las estructuras básicas se enlazan con elementos como: agua, potasio, magnesio, etc. Fundamentalmente, los minerales de arcilla están agrupados en tres familias, las caolinicas, las illitas y las montmorilonitas, de estas familias evolucionan los demás minerales de arcilla. En la figura 1.7 se muestra de manera resumida cómo se generan algunos minerales de arcilla.

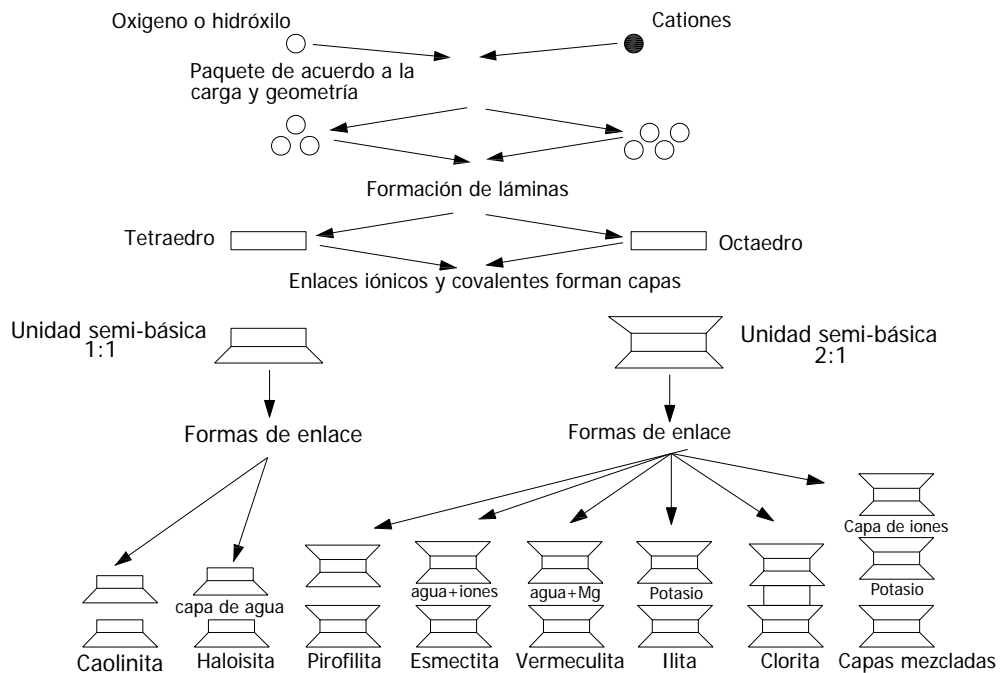


FIGURA 1.7. Patrón de conformación de minerales de arcilla (Mitchell, 1993).

Estructura de los suelos arcillosos

En general, las partículas de mineral de arcilla son demasiado pequeñas para visualizarlas a simple vista, de modo que la estructura y el arreglo geométrico de las partículas (*fabric*) solamente se pueden ver con la ayuda de un microscopio electrónico. Las partículas de mineral de arcilla tienen cargas eléctricas en su superficie (cara y borde) que influyen en el arreglo de dichas partículas (figura 1.8).

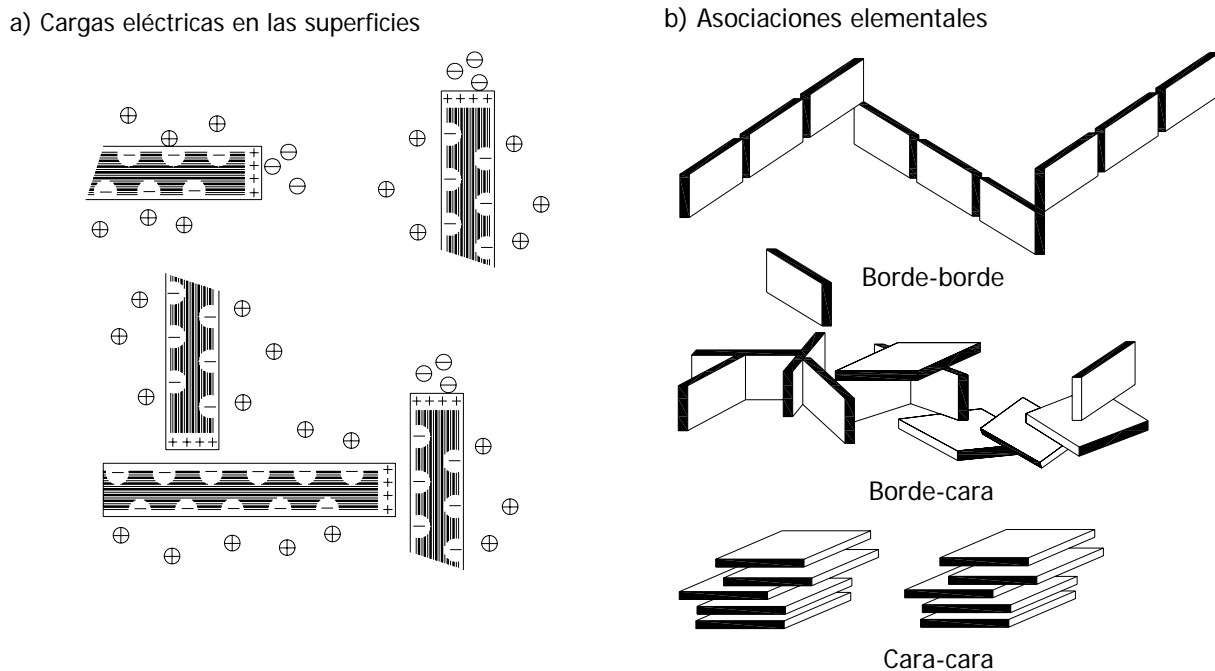


FIGURA 1.8. Cargas eléctricas en las placas de arcilla y sus asociaciones elementales (González, 2002).

La microestructura de los suelos arcillosos es muy compleja pero aparentemente se debe a factores como: la cantidad y tipo de mineral de arcilla presente, la proporción de limo y arena presente, la forma de deposición y la naturaleza química del agua (pH). Diversos autores (*eg.* Collins y McGown, 1974) han observado distintas formas de la estructura elemental de las partículas de mineral de arcilla (figura 1.9) y las de un suelo arcilloso. El comportamiento de los suelos arcillosos (resistencia al corte, compresibilidad, consolidación, permeabilidad, expansión, sensibilidad, etc.) se comprenderá de una mejor manera si es tomada en cuenta la microestructura del suelo arcilloso y su interacción con la fase líquida.

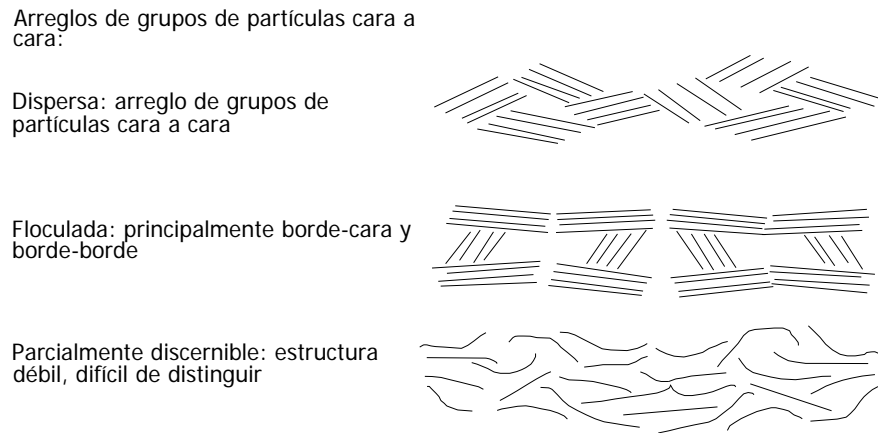


FIGURA 1.9. Arreglo de las partículas arcillosas (adaptada de Collins y McGown, 1974).

El contenido de agua, w , es el parámetro que comúnmente se usa para estimar el tipo de estructura de un suelo arcilloso, debido a que es relacionado con la distancia entre partículas, tomando en cuenta que el suelo está saturado. El índice de liquidez, I_L , y la consistencia relativa, C_r , son parámetros que en ocasiones se emplean para representar el estado de la estructura de suelos arcillosos ya que estos parámetros relacionan el contenido de agua, w , con el límite líquido, ω_L , y el límite plástico, ω_P .

1.1.2 Caracterización del caolín

El nombre caolín proviene del chino *kao* = alta y *ling* = colina, que al parecer se trata del lugar donde los chinos encontraron por primera vez este tipo de arcilla en forma natural. El caolín es una arcilla blanca muy pura utilizada de diversas formas, como la fabricación de porcelanas, para almidonar, la elaboración de ciertos medicamentos, etc. En caso de que la materia no sea muy pura, es empleada en la fabricación de papel.

El caolín presenta propiedades importantes como la blancura, su inercia ante agentes químicos, no tiene olor, es aislante eléctrico, moldeable y de fácil extrusión; resiste altas temperaturas, no es tóxico ni abrasivo y presenta facilidad de dispersión. Además presenta la característica de conservar su color blanco durante la cocción.

El término caolín se refiere a arcillas en las que predomina el mineral caolinita. En la naturaleza, la formación de la caolinita es favorecida cuando el aluminio es abundante y el silicio es limitada debido a que la estructura es de la forma 1:1, al contrario de la estructura 2:1. Las condiciones que permiten la formación de este mineral son: bajo contenido de electrolitos, bajo pH y la remoción de iones que tienden a flocular el silicio (magnesio, calcio y hierro) por lavado. La caolinita proviene de los feldespatos principalmente y las micas de las rocas graníticas; desarrollándose en regiones donde la precipitación es alta y hay buen drenaje para asegurar el lavado de cationes.

La caolinita es uno de los minerales de arcilla más comunes en suelos sedimentarios y residuales, actualmente hay muchos lugares en el mundo donde existen suelos caoliniticos o de manera pura en bancos de extracción. Una placa de caolinita, de aproximadamente 0.7 nm de espesor o distancia basal, está constituida por una lámina alumínica y una lámina sílica que se enlazan por medio de los átomos de oxígeno. Las placas o partículas de caolinita se unen por medio de iones de hidrógeno. De manera general la caolinita tiene como fórmula química $(OH)_8Si_4Al_4O_{10}$ (Mitchell, 1993 y Terzaghi *et al.*, 1996). La tabla 1.1 muestra los límites de Atterberg de los tres grupos principales de mineral de arcilla, observando que la caolinita es la que presenta bajos contenidos de agua en su límite líquido y su plasticidad es menor con respecto a los demás minerales de arcilla.

Anteriormente se comentó que las fuerzas de atracción dominan en el comportamiento de las partículas de arcilla, así como la capacidad que tienen para sustituir cationes en su estructura molecular. Una de las causas por las que los minerales de montmorillonita se expanden se debe a que los iones que sirven de enlace entre sus partículas atraen a otros iones (entre ellos el agua), que aunado a su alta capacidad de intercambio catiónico, provoca que el espacio entre sus partículas sea ocupado por moléculas de agua (hidratación). Este fenómeno provoca que la distancia basal de la estructura aumente, que los enlaces entre partículas sean débiles y, por consecuencia, que sea susceptible a la expansión, presente alta deformabilidad y baja resistencia al corte

(Sridharan y Prakash, 1999). Lo contrario ocurre con la caolinita, la cual presenta enlaces más fuertes con iones de hidrógeno, lo que no permite la hidratación.

TABLA 1.1. Propiedades índice de los minerales de arcilla (Bardet, 2001).

MINERAL	TIPO	ω_L (%)	ω_P (%)	I_P (%)
CAOLINITA	Sódica (Na)	53.0	32.0	21.0
	Potásica (K)	49.0	29.0	20.0
	Cálcica (Ca)	38.0	27.0	11.0
	Magnésica (Mg)	54.0	31.0	23.0
	Férrica (F)	59.0	37.0	22.0
	Hidratada (H)	270.0	150.0	120.0
ILITA	Sódica (Na)	120.0	53.0	67.0
	Potásica (K)	120.0	60.0	60.0
	Cálcica (Ca)	100.0	45.0	55.0
	Magnésica (Mg)	95.0	46.0	49.0
	Férrica (F)	110.0	49.0	61.0
MONTMORILLONITA	Sódica (Na)	710.0	54.0	656.0
	Potásica (K)	660.0	98.0	562.0
	Cálcica (Ca)	510.0	81.0	429.0
	Magnésica (Mg)	410.0	60.0	350.0
	Férrica (F)	290.0	75.0	215.0

Si se comparan otras características de las familias de minerales de arcilla, como la superficie específica, la capacidad de intercambio catiónico (CEC) y la densidad de sólidos (G_s) (tabla 1.2), se puede observar que uno de los motivos por los cuales la caolinita es más estable en su comportamiento químico es porque presenta una superficie específica baja y la (CEC) es menor con respecto a los otros minerales, lo que conlleva a atraer menor cantidad de iones y a tener una estructura molecular más estable, respectivamente. En resumen, la estabilidad molecular de la caolinita se refleja en un rango de valores pequeños de la densidad de sólidos, indicando que los elementos constitutivos son los mismos. Olson y Mesri (1970) y Sridharan y Rao (1973) determinaron que el comportamiento de las caolinitas se debe principalmente a factores mecánicos, lo que no sucede con las montmorillonitas donde el comportamiento está regido en su mayoría por

efectos fisicoquímicos. Finalmente, el comportamiento de las ilitas está influenciado tanto por factores mecánicos como efectos fisicoquímicos.

TABLA 1.2. Propiedades de los minerales de arcilla (Mitchell, 1993).

MINERAL	SUPERFICIE ESPECÍFICA (m ² /g)	CEC (meq/100g)	G _s
CAOLINITA	10.0 - 20.0	3.0 - 15.0	2.60 - 2.68
ILITA	65.0 - 100.0	10.0 - 40.0	2.60 - 3.0
MONTMORILLONITA	50.0 - 120.0 Primario 700.0 - 840.0 Secundario	80.0 - 150.0	2.35 - 2.70

En las siguientes figuras se muestra el comportamiento característico de algunas propiedades del caolín (plasticidad, resistencia al corte, consolidación y compresibilidad) respecto a otros minerales. En cuanto a la plasticidad las caolinitas son de menor plasticidad con respecto a las montmorillonitas y las ilitas (Seed *et al.*, 1964), no así con respecto a las halositas. La consolidación requiere de menor tiempo (mayor permeabilidad) y la deformabilidad es mucho menor en las caolinitas, debido a las causas anteriormente explicadas. La caolinita tiene un ángulo de fricción interna mayor comparada con las ilitas y las montmorillonitas, una de las causas puede ser que los enlaces sean más fuertes en las caolinitas.

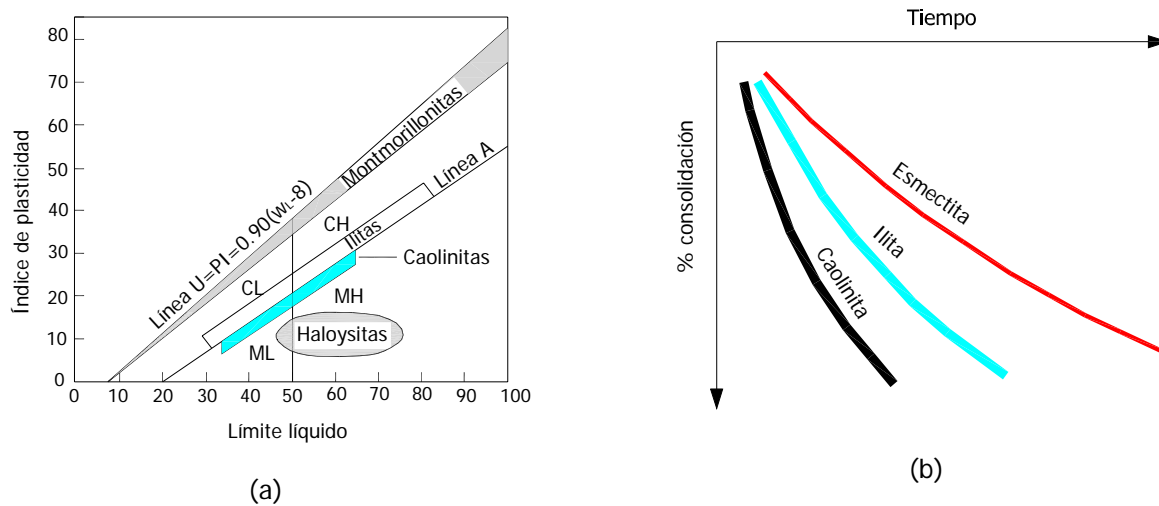


FIGURA 1.10. Influencia de la composición mineralógica en a) la plasticidad (Holtz y Kovacs, 1981), b) la consolidación (González, 2002), c) la compresibilidad (González, 2002) y la resistencia al corte (Olson, 1974), (continúa...).

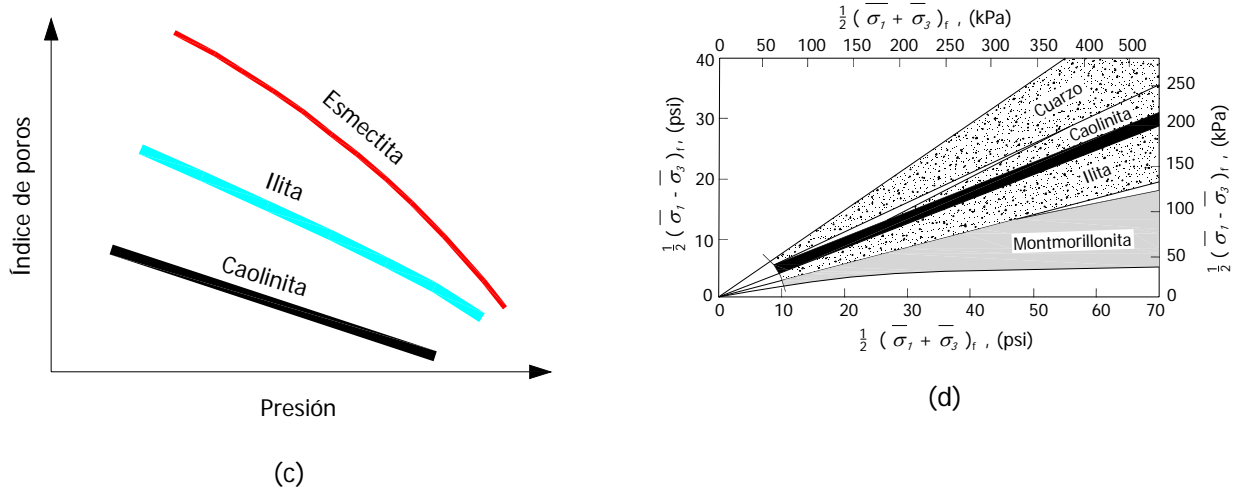


FIGURA 1.10. Influencia de la composición mineralógica en a) la plasticidad (Holtz y Kovacs, 1981), b) la consolidación (González, 2002), c) la compresibilidad (González, 2002) y la resistencia al corte (Olson, 1974), (...continuación).

El material empleado en el presente trabajo fue sometido a una prueba de fluorescencia de rayos X, con la cual se determinó el contenido mineralógico del caolín empleado y por tanto se constató que su calidad fuera aceptable. De esta manera se pudieron comparar los resultados obtenidos con las especificaciones del fabricante, en la tabla 1.3 se muestra que dicho material está dentro de los rangos especificados, por lo que se corrobora la pureza del caolín empleado. Contenido de minerales del caolín EPK (Al_2O_3 , $2SiO_2$, $2H_2O$).

TABLA 1.3. Contenido mineralógico del caolín EPK (Koprino, SA de CV y Girón-García P., 2005).

	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	TiO ₂ (%)	P ₂ O ₅ (%)	CaO (%)	MgO (%)	MnO (%)	Na ₂ O (%)	K ₂ O (%)	SO ₃ (%)	P.C. (%)	TOTAL (%)
Fabricante	45.35	36.87	0.68	0.30	0.12	0.12	0.117	---	0.03	0.39	0.05	14.42	
(rango)	46.34	37.16	0.876	0.38	0.13	0.13	0.12		0.04	0.45			
Girón, P.	46.08	36.92	0.85	0.46	0.17	0.11	0.33	0.04	0.005	0.38	---	14.75	100.10

P.C. Pérdida por calcinación.

La figura 1.11 indica los estados de la República Mexicana en los cuales se encuentran importantes bancos de caolín.



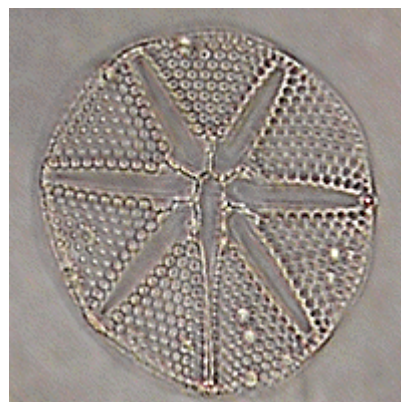
FIGURA 1.11. Ubicación de bancos de caolín (Secretaría de Economía, 2006).

1.2 Origen de las diatomititas

Las diatomeas son algas unicelulares que habitan en lagos o aguas saladas con sílice disuelta, que es consumido para construir sus "conchas". Actualmente, existen más de 10,000 variedades de estos organismos, en la figura 1.12 se muestran algunos tipos de diatomeas.



a) *Navicula*



b) *Asteromphacus*



c) *Cymbella*

FIGURA 1.12. Tipos de diatomeas (continúa...).



d) *Cymbella stuxbergii* (fotografiada por Mark B. Edlund)

FIGURA 1.12. Tipos de diatomeas (...continuación).

Las diatomeas son organismos fotosintetizadores que forman parte del plancton (fitoplancton). Tienen un color dorado oliváceo, debido a su juego de pigmentos fotosintéticos. Suelen contener gotas de lípidos que, además de servir de reserva, contribuyen a su flotabilidad.

Como colonizadores, las diatomeas se distinguen por encontrarse en cualquier tipo de ambiente ya sea marino o en agua dulce, también se encuentran en ambientes donde existen condiciones extremas de temperatura o salinidad, de igual forma las encontramos interactuando con otros organismos como lo es el caso de cianofitas filamentosas donde existe un epifitismo por parte de las diatomeas.

Dichas diatomeas poseen una cubierta de sílice, llamada frústulo, constituido por dos piezas o valvas que encajan como una caja y su tapadera. El frústulo aparece delicadamente ornamentado con relieves que forman dibujos variados. Los frústulos de las diatomeas se sedimentan por gravedad cuando es digerida o muere la célula, dando origen a rocas sedimentarias como las diatomitas y moronitas. Las propiedades de esos materiales, formados por partículas microscópicas, intrincadas y muy regulares en tamaño, los han hecho atractivos para diversos usos, como la fabricación de la dinamita, donde la nitroglicerina es embebida, reduciendo la probabilidad de una explosión accidental. Las diatomeas no aparecieron hasta finales del Mesozoico o principios del Cenozoico, pero

rápidamente adquirieron una gran importancia ecológica, asumiendo una parte significativa de la producción primaria de los mares.

La presencia de estos organismos está relacionado con zonas volcánicamente activas y debido a que se desarrollan en cuerpos de agua con sílice disuelto, se asume que el sílice lo aportan las erupciones volcánicas; por lo que cerca de estas regiones se presentan diatomeas (Shiwakoti *et al.*, 2002).

Las diatomeas al morir se sedimentan al fondo del mar o del lago, en algunos casos son transportados a valles junto con sedimentos, la parte orgánica de las diatomeas es disuelta en poco tiempo quedando solamente el esqueleto, la concentración de dichos esqueletos es conocida como diatomita. Este proceso se puede repetir durante miles de años, si las diatomitas se sedimentan junto con las partículas de suelo entonces se forman los suelos diatomáceos. Las diatomitas están compuestas de óxido de silicio y son porosas; por lo que retienen una considerable cantidad de agua en su estructura. Por la afinidad química entre los silicatos y los alumosilicatos de los minerales del subsuelo, las diatomeas tienden a formar enlaces fuertes entre sí, pero se requiere de un ambiente propicio para este proceso como: tiempo (geológico), ambiente químico y afinidad particular de las arcillas (Fabi, 1989).

La diatomita es empleada en la industria para construir filtros que remueven impurezas, como abrasivo para pulir metales y, cuando es mezclado con nitroglicerina, actúa como absorbente para evitar accidentes con la dinamita; entre sus usos más frecuentes.

Como se mencionó anteriormente, la diatomita y los suelos diatomáceos se encuentran principalmente en zonas tectónicamente activas, como las fronteras de las placas tectónicas; por lo que no es coincidencia que los lugares donde se han encontrado estos depósitos son: en el Pacífico desde Chile hasta Canadá, Japón, Corea, desde el este de China hasta sudeste de Asia y Australia. También se encuentran al este de África, Medio Oriente, en el este y oeste de Europa. Se estima que los depósitos marinos más antiguos

de este tipo de suelos se formaron en la era del Cretáceo (de 65 a 140 millones de años) y el depósito lacustre más antiguo se formó en el Eoceno (38,000,000 a 55,000,000 de años).

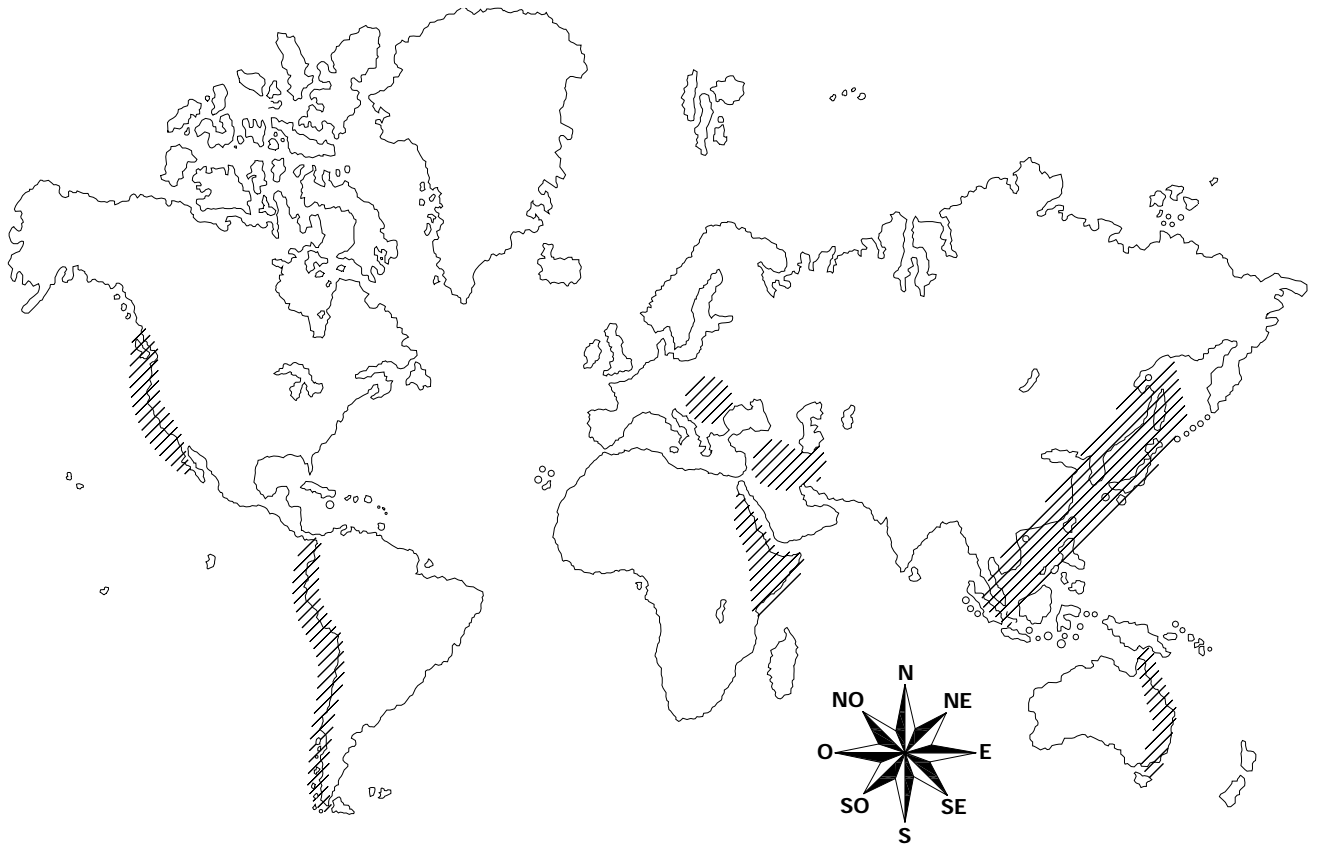


FIGURA 1.13. Regiones donde se formaron suelos diatomáceos (achurado).

La figura anterior únicamente muestra algunas regiones donde existen depósitos diatomáceos, pero hay pequeños lugares en las que se presentan las condiciones de génesis para suelos diatomáceos lacustres como lo es el subsuelo de la cuenca del valle de México. La siguiente figura muestra los estados de la República Mexicana en los que existen bancos de diatomita, en los cuales es coherente considerar la existencia de formaciones de tipo diatomáceo.

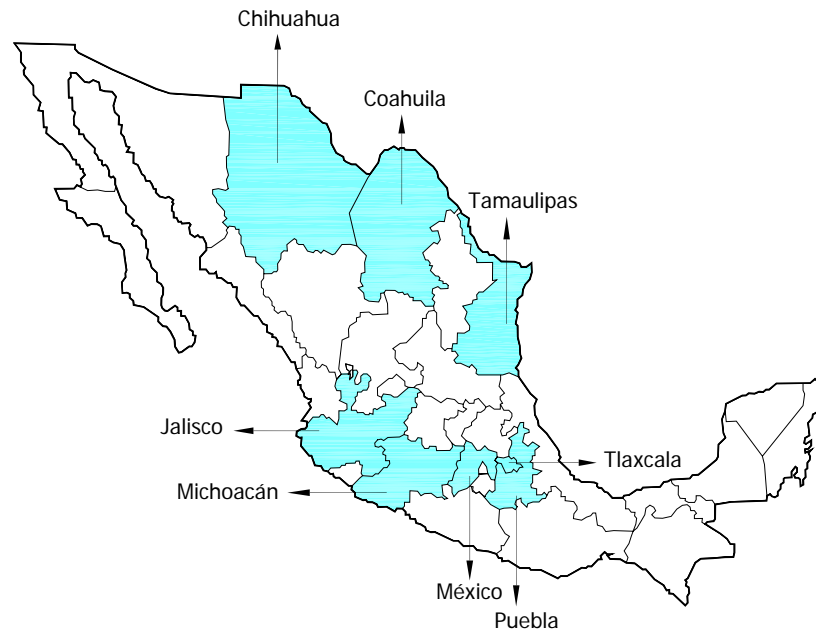


FIGURA 1.14. Ubicación de bancos de diatomita (Secretaría de Economía, 2006).

Es importante resaltar que los suelos diatomáceos se encuentran en diversas regiones del mundo y se han formado desde hace millones de años, por lo que es necesario hacer estudios en los que se involucre a la diatomita y a los suelos diatomáceos, ya que es imprescindible para el entendimiento de su comportamiento geotécnico.

2. ETAPA EXPERIMENTAL

Para el presente trabajo se elaboraron cuatro mezclas de caolín–diatomea y una de caolín, formadas en húmedo y colocadas dentro de un consolidómetro por un periodo de 28 días, a fin de obtener mayor consistencia en las mezclas. Las proporciones de cada material se calcularon con respecto al peso seco y la cantidad de agua agregada es la correspondiente al límite líquido de cada mezcla. En este capítulo se describen los procedimientos y equipos empleados en la etapa experimental (límites de consistencia, densidad de sólidos, consolidación en odómetro y resistencia al corte con veleta y cámara triaxial).

Para la realización y el alcance de los objetivos de este trabajo se decidió preparar un total de cinco mezclas, una de las cuales corresponde al 100% de caolín. Las cuatro proporciones caolín–diatomita empleadas fueron: 95%-5%, 90%-10%, 80%-20% y 70%-30% en peso seco, respectivamente. La proporción de 100 % caolín sirvió de base para comparar los parámetros obtenidos durante la etapa experimental con las mezclas correspondientes a distintas proporciones de diatomita.

2.1 Elaboración de mezclas caolín–diatomita

De aquí en adelante, a las mezclas caolín-diatomita se les distinguirán de acuerdo a la letra inicial y a la proporción de cada material, por ejemplo la mezcla 100% de caolín será identificada como C100. De tal modo que las demás mezclas se identificarán como C95D5, C90D10, C80D20 y C70D30.

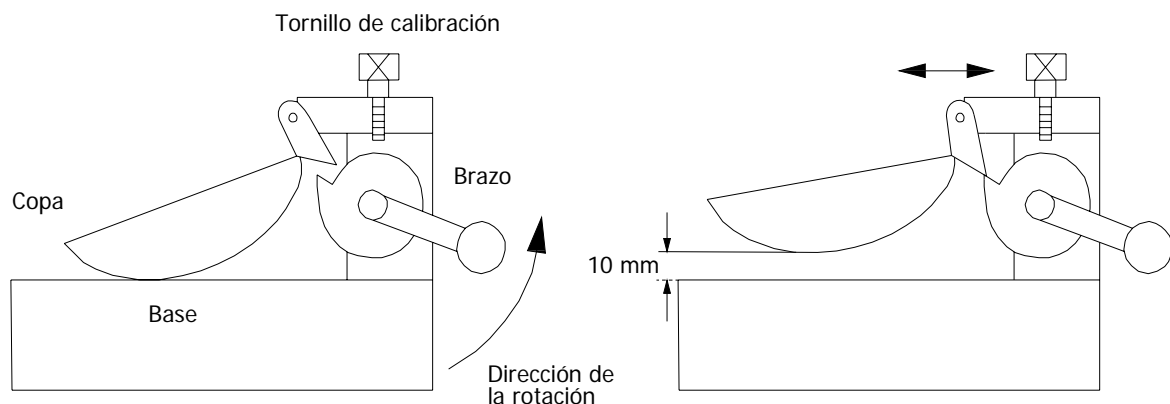
Para la elaboración de las mezclas, inicialmente se obtuvieron los pesos del caolín y la diatomita de acuerdo a la proporción deseada, en este caso el contenido de agua del caolín y la diatomita es de 3%, aproximadamente, por lo que no fue necesario hacer correcciones en la cantidad de material empleado; el material se mezcló en seco hasta homogeneizarlo. Posteriormente, se determinaron los límites de consistencia (límite líquido, ω_L , y límite plástico, ω_P) y la densidad de sólidos, G_S , de cada mezcla. En el caso del límite líquido, éste se determinó para conocer la cantidad de agua necesaria para agregar a cada mezcla y obtener una consistencia que permitiera su manipulación y posterior depositación en los moldes del consolidómetro. El límite plástico y la densidad de sólidos se determinaron en cada mezcla para compararlos entre sí.

2.1.2 Propiedades índice de las mezclas caolín–diatomita

En este apartado se describe de manera resumida el procedimiento para la realización de cada prueba, si se requiere conocer con más detalle el procedimiento de cada prueba, se recomienda consultar las referencias aquí mencionadas.

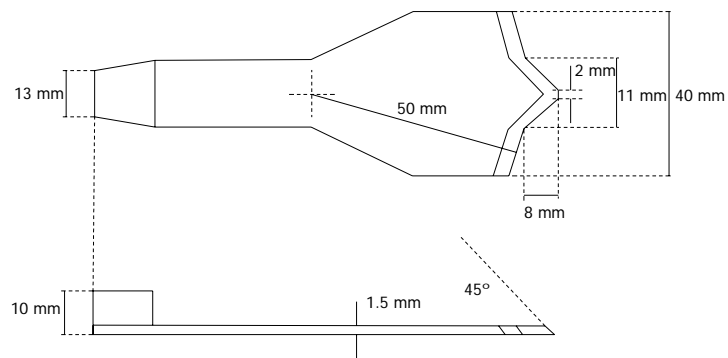
Como se mencionó anteriormente, se determinaron los contenidos de agua, los límites de consistencia y la densidad de sólidos de cada mezcla. El contenido de agua se determinó conforme a la norma ASTM D 2216-98 que considera el secado de las muestras en un horno a una temperatura de $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ durante 24 horas.

Los límites de consistencia se obtuvieron conforme a la norma ASTM D 4318-98. En dicha norma el límite plástico se obtiene presionando y rolando una pequeña porción de suelo plástico hasta alcanzar un diámetro aproximado de 3.2 mm, en el cual el pequeño cilindro comienza a presentar fisuras y no puede continuar siendo presionado ni rolado. El límite líquido se obtiene empleando la copa de Casagrande, que es un recipiente de bronce o latón con un tacón solitario del mismo material; el tacón y la copa giran en torno de un eje fijo unido a la base; una manivela hace que la copa caiga periódicamente golpeándose contra la base del dispositivo, la cual es de hule o micarta 221, a razón de dos golpes por segundo. La altura de caída de la copa es de 10 mm medidos verticalmente desde la base hasta el punto donde la copa hace contacto, siendo el límite líquido el contenido de agua en una muestra de suelo, que se coloca previamente en la copa y se ranura con un dispositivo de dimensiones estándar hasta cerrarse dicha ranura 12 mm (figura 2.1), que corresponde a 25 golpes de la curva de fluidez (contenido de agua, w , vs. número de golpes, N).

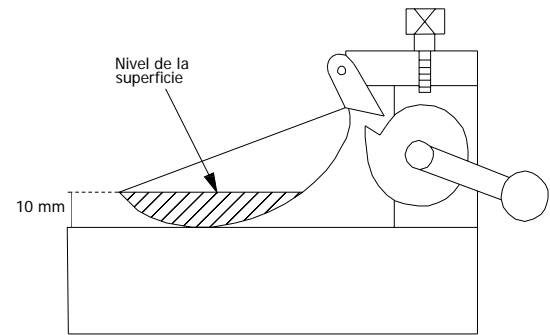


a) Partes de la copa de Casagrande y la altura de caída que debe tener dicha copa.

FIGURA 2.1. Esquemas de la copa de Casagrande (adaptada de Bardet, 1997), (continúa...)



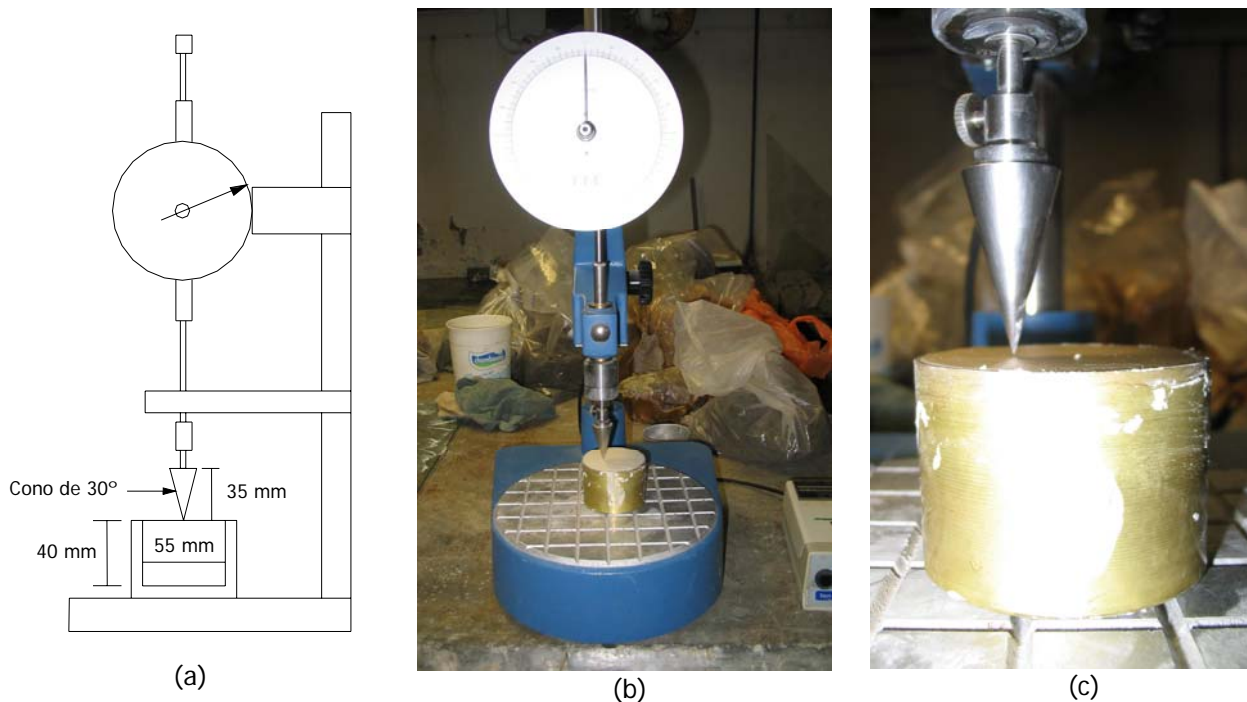
b) Dimensiones del ranurador.



c) Forma en la que se debe de enrasar la copa con material.

FIGURA 2.1. Esquemas de la copa de Casagrande (adaptada de Bardet, 1997), (...continuación).

También se empleó el cono inglés para la obtención del límite líquido conforme al procedimiento expuesto en Head (1992). El dispositivo empleado consiste en un cono de 80 g de peso y un ángulo de ataque de 30° , el cual penetra en el suelo durante 5 segundos; el límite líquido es el contenido de agua que posee el suelo cuando la penetración es de 20 mm obtenido de la interpolación en la curva de fluidez (contenido de agua *vs.* penetración), para lo cual se deben realizar diferentes penetraciones correspondientes a distintos contenidos de agua. En la figura 2.2 se muestra el esquema del cono inglés o cono de caída.

**FIGURA 2.2.** a) Esquema del cono de caída, b) y c) posición del cono antes de penetrar.

La densidad de sólidos se define como la relación entre el peso volumétrico de sólidos y el peso del volumen de agua que dichos sólidos desalojan al ser sumergidos. Éste parámetro se obtuvo conforme al método que contempla el uso de un matraz con marca de enrase, calibrado previamente. Inicialmente se toma una muestra de suelo, la cual se remoldea hasta eliminar los grumos, posteriormente se le agrega agua destilada y se lleva a un mezclador mecánico por un tiempo aproximado de 15 minutos donde son disgregados totalmente los grumos existentes. Posteriormente, esta mezcla se introduce en el matraz, el aire atrapado entre las partículas de suelo es desalojado por ebullición o exponiendo la suspensión al vacío. Una vez desaireada la mezcla, se introduce el matraz en un recipiente con agua para enfriar la mezcla para garantizar una temperatura uniforme en toda la suspensión, cuando esto ocurre se enrasa el matraz con agua desaireada pesándola y midiendo la temperatura. La mezcla se vierte en un recipiente para secarla en el horno y así obtener su peso seco o de sólidos (SRH, 1967). Finalmente, con los datos obtenidos se calcula la densidad de sólidos con la siguiente expresión:

$$G_s = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{mws}} \quad [3.1]$$

Donde:

G_s es la densidad de sólidos.

W_s es el peso de sólidos.

W_{mw} es el peso del matraz con agua (matraz calibrado).

W_{mws} es el peso del matraz con la mezcla desaireada.

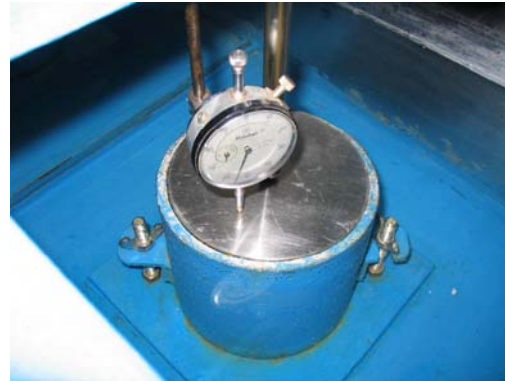
2.1.3 Formación de muestras

El límite líquido, determinado previamente, se empleó para conocer la cantidad de agua que se debía agregar en la elaboración de las mezclas. En este trabajo se empleó el límite líquido obtenido del cono de caída. A continuación se describe el procedimiento empleado en la formación de las muestras, el cual comprende el empleo de un

consolidómetro grande con dos moldes, construido específicamente para la realización del presente trabajo, figura 2.3.



(a) Pesas para incrementos.



(b) Molde y micrómetro para medir deformaciones.

FIGURA 2.3. Consolidómetro grande para formar muestras, (Laboratorio de Dinámica de Suelos, Facultad de Ingeniería, UNAM).

Una vez obtenidas las mezclas caolín–diatomita con las proporciones indicadas anteriormente, se introdujo una cantidad de mezcla suficiente para llenar el molde del consolidómetro gigante, el cual se cargó mediante cinco incrementos (17.0, 34.0, 63.0, 95.0 y 127.5 kPa, aproximadamente) cada 24 horas hasta alcanzar una presión vertical de 127.5 kPa, la cual se dejó aplicada durante 25 días. Las lecturas de deformación se tomaron con micrómetro. El valor de los incrementos de presión y el tiempo de aplicación de cada uno, se diseñó de manera que se obtuvieran muestras con una consistencia tal que, al extraerlas del molde no sufrieran falla alguna y no se desarrollaran hongos en las muestras; además, al labrar las probetas de dichas muestras no se presentaron deformaciones súbitas.

El molde que forma parte del consolidómetro tiene las dimensiones que se presentan en la figura 2.4, éste a su vez cuenta con dos piedras porosas que se colocan en la parte superior e inferior de las muestras para permitir el drenaje en ambas caras. El molde presenta una película de teflón en sus paredes, la cual disminuye la fricción entre éste y la mezcla, permitiendo de esta manera una deformación vertical más uniforme.

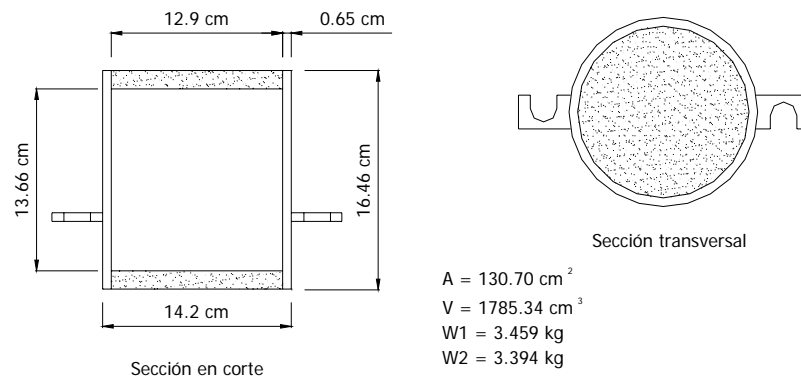


FIGURA 2.4. Esquema del molde.

El cálculo para estimar la cantidad de material necesario en cada molde partió de considerar un peso de 2 kg de caolín y diatomita en conjunto. Así, dependiendo de la mezcla en cuestión, se calcula el peso de cada material; por ejemplo, si se quiere hacer la mezcla C70D30, entonces serán necesarios 1.4 kg de caolín y 0.6 kg de diatomita, los cuales son colocados en charolas para mezclarse en seco con la ayuda de una pala hasta obtener una completa homogenización (figura 2.5).



(a) Pesado del material.



(b) Colocación del material en la charola.



(c) Mezclado de los materiales.



(d) Material homogeneizado.

FIGURA 2.5. Procedimiento de la mezcla del caolín y la diatomita en seco.

En el caso del agua necesaria para mezclar el caolín y la diatomita; se mencionó que el contenido natural de agua, w_N , de ambos materiales es aproximadamente de 3%, por lo que esta cantidad se debe considerar para corregir el peso seco del material. Utilizando relaciones volumétricas y gravimétricas se empleó la siguiente expresión, para calcular la cantidad de agua necesaria en cada mezcla.

$$V_w = \frac{W}{1 + w_N} \cdot \frac{\omega_L}{\gamma_w} = \frac{2000}{1.03} \cdot \frac{\omega_L}{1.0} = 1941.75 \cdot \omega_L \quad [\text{ml}] \quad (3.2)$$

Donde:

V_w es el volumen de agua necesario para la elaboración de cada mezcla.

W es el peso total del caolín y la diatomita.

w_N es el contenido natural de agua del caolín y la diatomita.

ω_L es el límite líquido obtenido de la prueba de cono de caída.

γ_w es el peso volumétrico del agua.

La mezcla del caolín, la diatomita y el agua se realizó en una batidora, con lo cual se garantiza una buena mixtura. El material seco se colocó dentro del recipiente de la batidora, seguidamente se mezcló y agregó el agua de manera simultánea durante 15 minutos. En figura 2.6 se muestra la manera como se batió la mezcla.



(a) Agua, mezcla caolín-diatomita y batidora.



(b) Durante el mezclado.

FIGURA 2.6. Procedimiento de mezcla de los materiales.

El método de llenado del molde del consolidómetro con las mezclas consistió en colocar una piedra porosa en la parte inferior seguida de un papel filtro que, como en una prueba de consolidación en odómetro, sirvió para evitar que las partes finas de la mezcla tapen las piedras porosas. Posteriormente, se colocó la mezcla en capas, apisonando para disminuir la mayor cantidad posible las burbujas de aire que se hubiesen formado durante la mezcla de materiales (figura 2.7).



(a) Apisonamiento del material en capas.



(b) Molde lleno.

FIGURA 2.7. Procedimiento de llenado del molde.

Finalmente, una vez llenados los dos moldes con la mezcla, se colocaron en el consolidómetro grande llenando con agua el recipiente, instrumentándolo con micrómetros y se efectuó la carga siguiendo el procedimiento antes mencionado.

2.1.4 Extracción de muestras

Las muestras se extrajeron cuando finalizaban los 28 días de carga. Inicialmente, se vaciaba el agua para poder desmontar los moldes y trasladarlos al cuarto húmedo para la posterior extracción de las muestras. Antes de ser extraídas las muestras, se realizaron pruebas de resistencia con veleta; el método consistió en hacer dos pruebas por la parte inferior y dos por la parte superior obteniendo sus contenidos de agua, el método empleado es el descrito en el manual Head (1982), figura 2.8. Las curvas de calibración del aparato las proporcionó el fabricante, éstas sirven para calcular la resistencia no drenada, s_u , en función del ángulo de deflexión del aparato durante el ensayo. Las

muestras para determinar los contenidos de agua se tomaban de la zona de falla y sirvieron para verificar si el contenido de agua era uniforme o si variaba en toda la mezcla.



(a) Ensayo de las muestras.



(b) Zona de falla durante el ensayo

FIGURA 2.8. Prueba de resistencia al corte en veleta.

La extracción de las muestras se hizo con la ayuda de un alambre, surcando entre la orilla de la muestra y la pared del molde hasta que se despegaran; de este modo se evitó el remoldeo de la muestra (figura 2.9).



(a) Se muestra la separación del molde y la muestra.



(b) Muestra extraída del molde.

FIGURA 2.9. Extracción de las muestras del molde.

Inmediatamente se labró una muestra para colocarla en el odómetro, el material no empleado se protegió de inmediato con cera y manta de cielo para formar posteriormente cuatro probetas, las cuales se emplearon en la cámara triaxial (figura 2.10).

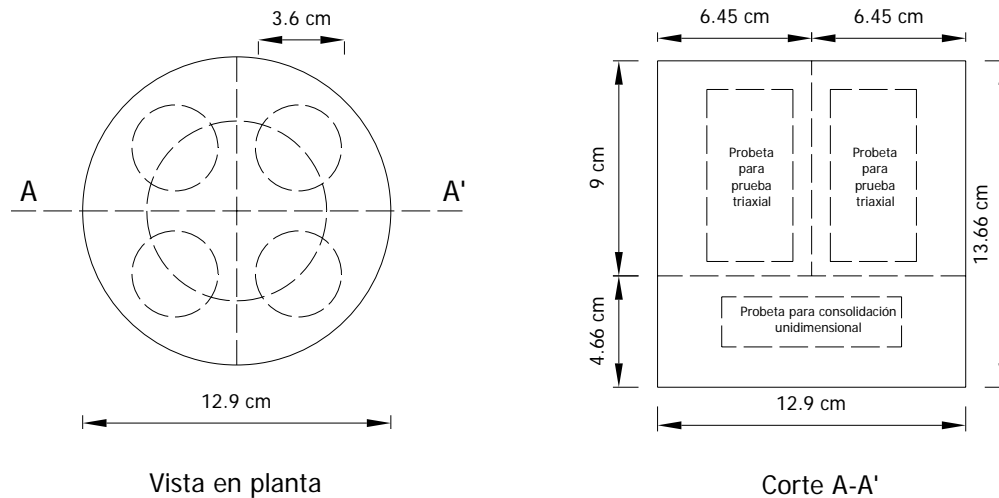


FIGURA 2.10. Esquema de seccionamiento de muestras, la línea punteada indica la zona de cortes.

2.2 Ensayes de consolidación en odómetro

Se efectuó una prueba de consolidación para cada mezcla, de esta manera se obtuvieron los parámetros de compresibilidad y consolidación. La finalidad de estas pruebas fue la de poder revisar posibles tendencias en los resultados. Estas pruebas se hicieron conforme a la norma ASTM D 2435-96, adicionalmente, el anillo empleado en este trabajo contó con unos transductores para medir la presión lateral en las paredes de éste, por lo que fue posible calcular el coeficiente de empuje lateral en reposo, K_0 .

El equipo se calibró previamente para obtener su deflexión en carga y descarga. Los incrementos de carga se hicieron de la siguiente manera: 20.0, 40.0, 70.1, 100.1, 130, 196.2, 260.4 y 326.7 kPa; estos valores se aproximan a los incrementos de presión empleados posteriormente en la cámara triaxial durante la etapa de consolidación.

El procedimiento consistió en labrar la probeta en el anillo, colocarla en el equipo y pasar a la etapa de ensaye (carga controlada), tomando lecturas a un tiempo determinado en cada proceso de carga y descarga. Esta toma de lecturas se llevó a cabo por medio de un sistema de adquisición de datos y de un software desarrollado por Moreno-Carrizales

(2006) del Laboratorio de Dinámica de Suelos del Posgrado de Ingeniería de la UNAM. Los cálculos se realizaron con las fórmulas presentadas en Head (1982).

2.2.1 Equipo empleado

El equipo empleado en estas pruebas fue un consolidómetro tradicional ELE con un factor de brazo de palanca de 10, que cuenta con un transductor LVDT (*linear variable differential transformer*) con una carrera de $\frac{3}{4}$ " para registrar las deformaciones de la probeta. Un anillo con una altura de 26.48 mm y un diámetro de 75.3 mm. En la figura 2.11 se muestra el anillo, el transductor LVDT y la muestra montada en el odómetro.



FIGURA 2.11. Odómetro empleado.

2.3 Ensayes triaxiales CIU

Los ensayos realizados fueron del tipo consolidado isotrópicamente y falla no drenada (CIU) con deformación controlada (1%/h) en la rama desestructurada, o sea, suelos normalmente consolidados (NC), a distintas presiones de confinamiento.

Se labraron probetas de 3.6 cm de diámetro y 7.2 cm de altura, aproximadamente; estas probetas se colocaron en una cámara triaxial con papel filtro necesario para mejorar

el drenaje de la probeta (condición de drenaje arriba y a los lados) considerando que tuviera alrededor de 5 mm libres desde la base de la probeta hasta el papel filtro, además se cuidó que la superficie lateral de la probeta no se cubriera más del 50%, igualmente se colocaron piedras porosas arriba y abajo de las probetas con papel filtro para evitar que las piedras se taparan con el material, también se emplearon membranas de látex (ASTM D 4767-95), figura 2.12.



FIGURA 2.12. Probeta en la que se aprecia el papel filtro y la membrana de látex.

Se realizaron cuatro ensayos por mezcla: el primero se consolidó a 20, 40, 70, 100, 130, 200 y 300 kPa, con la finalidad de obtener el esfuerzo de fluencia, σ'_y , de dicha mezcla, aunque se sometió a la falla en el último incremento. Las siguientes tres probetas se consolidaron con incrementos hasta alcanzar la presión efectiva –en este trabajo se entiende como presión efectiva a la diferencia entre la presión confinante de la celda (CP) y la contrapresión (BP)– de 65, 195, 265 y 325 kPa, respectivamente. Las presiones efectivas a la falla garantizaron que la probeta se encontrará en la rama desestructurada, ya que el máximo esfuerzo de fluencia encontrado fue de 85 kPa. La etapa de saturación se realizó por incrementos de contrapresión hasta que el valor del parámetro *B de Skempton* (1954) alcanzó un valor mínimo de 0.96. Es importante mencionar que la correcta saturación de las probetas de suelo depende básicamente de la magnitud de la contrapresión y del tiempo de aplicación de la misma (Head, 1986); la magnitud de contrapresión empleada en las pruebas realizadas alcanzó el valor de 250 kPa y el tiempo de aplicación fue de 12 horas, con lo cual se garantiza que los valores obtenidos son confiables.

2.3.1 Equipo empleado

El equipo empleado consiste en una cámara triaxial de marca ELE que cuenta con transductores de presión para la presión confinante en la celda (CP), la presión de poro (PP) y la contrapresión (BP); además, de contar con transductores de cambio volumétrico (VG), celda de carga (F) y desplazamiento axial (LVDT) en la falla, figura 2.13.

En forma resumida, las actividades previas realizadas antes de colocar una probeta consisten en saturar las líneas del sistema e inicializar los transductores (*poner en ceros*). La manera en que la presión es transmitida a la cámara triaxial se hace con la ayuda de un compresor de aire que transmite la presión a las vejigas de los *bleders* y estos al inflarse transmiten dicha presión al agua de la cámara triaxial a través de mangueras con agua (líneas de agua). El agua que se emplea para saturar las líneas es desaireada para disminuir en lo posible su compresibilidad, dicha agua es suministrada por un tanque desaireador; la forma general de controlar el paso del agua y del aire se hizo con un panel regulador. Es de suma importancia que las líneas estén completamente saturadas ya que de esto depende que no fluctúen las presiones durante la prueba. En la figura 2.13 se muestra un esquema general de operación del equipo triaxial empleado.

Los transductores de presión y de cambio volumétrico se deben de inicializar “en ceros” cuando las válvulas V8, V9, V11, V13, V14 y VALV1 se encuentran cerradas y las válvulas Va, Vb y Vc se encuentran abiertas (figura 2.12). En el caso de las válvulas opcionales, éstas siempre deben de estar abiertas y la válvula Vd deberá de estar cerrada durante el desarrollo de las pruebas, solamente se abre cuando se saturan las líneas para que el orificio que se encuentra en el pedestal se llene de agua, de lo contrario el transductor que mide la presión de poro no funcionará correctamente (el pedestal tiene dos orificios: uno que se comunica con el transductor de presión de poro y el otro se comunica con la llave Vd).

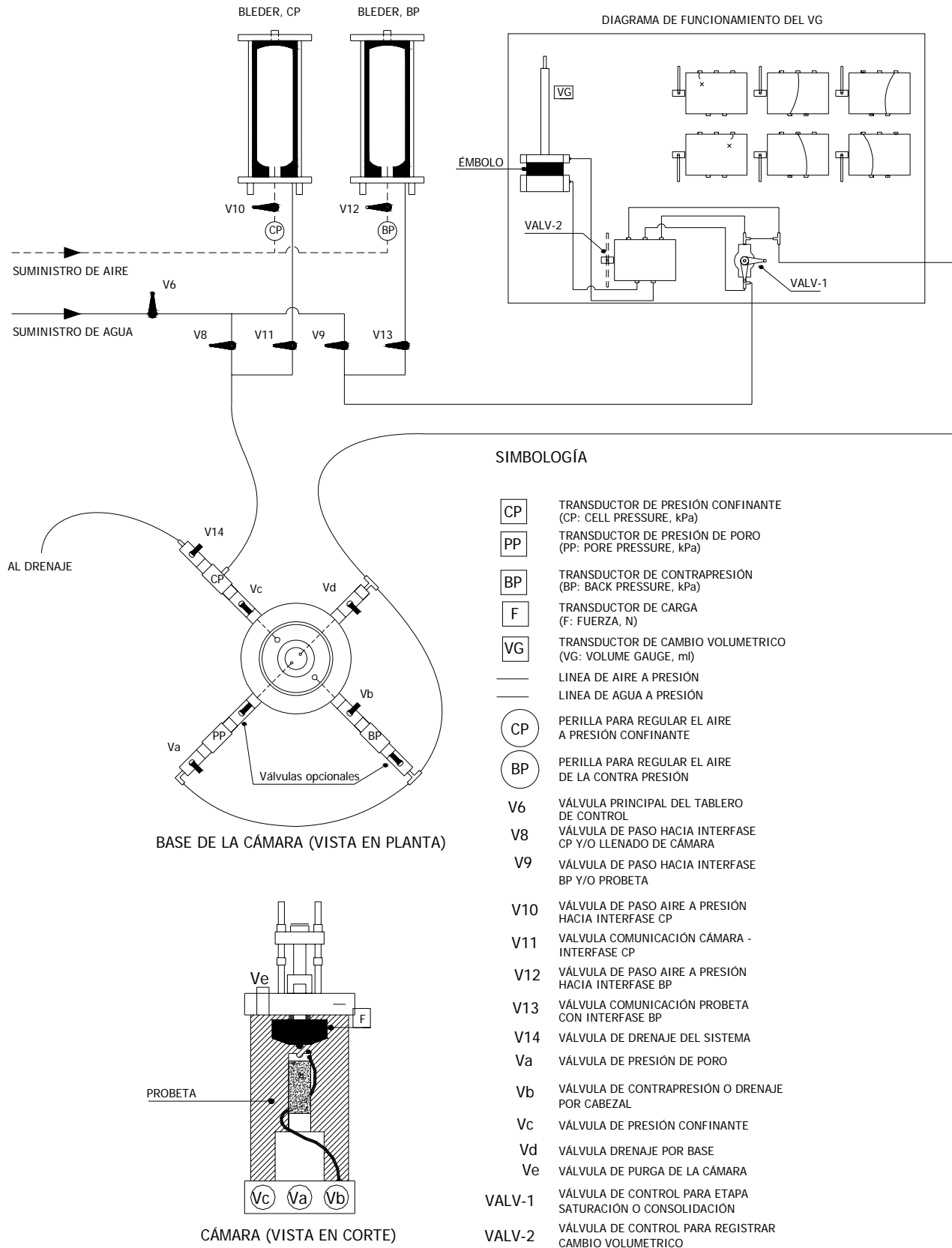


FIGURA 2.13 Diagrama de operación de la cámara triaxial, (Martínez-Vásquez, 2004).

Una vez saturadas las líneas e inicializados los transductores de presión, se procede a colocar la probeta en la cámara triaxial para realizar las respectivas etapas de la prueba (saturación, consolidación y falla). Durante cualquier etapa de ensaye la presión es regulada con las válvulas reguladoras CP y BP; además, de que las válvulas V10, V11, V12, V13 y VALV-2 deben de permanecer abiertas así como se muestra en la figura 2.13, las válvulas de la base de la cámara deben de estar dispuestas como se muestra en la figura 2.12 y la válvula VALV-1 debe estar cerrada. En el caso de las válvulas Vc y Vb se manipulan, abriéndolas y cerrándolas, dependiendo de la etapa de la prueba en la que se encuentre. Durante la etapa de falla se ocupaba un equipo TRITEST para aplicar deformación controlada (figura 2.14).



(a) Equipo TRITEST



(b) Gráficas en tiempo real de las pruebas

FIGURA 2.14 Imágenes del equipo para realizar pruebas triaxiales de resistencia la corte.

Como se mencionó anteriormente, la cámara cuenta con transductores para medir los parámetros de presión, carga, deformación y cambio volumétrico durante una prueba; por lo que el sistema en conjunto cuenta con un ADU para guardar los datos durante cualquier etapa de la prueba. Mediante un programa (DS6) se obtienen los resultados en tiempo real y al finalizar la etapa de prueba se guarda un archivo de datos con las lecturas de los transductores. Este archivo de datos y las ecuaciones presentadas en Head (1986) conforman la materia prima para el cálculo de los parámetros de saturación, compresibilidad y resistencia de las mezclas en estudio.

3. PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS CAOLÍN-DIATOMITA

En este capítulo se presentan resultados obtenidos en la etapa experimental, como: límites de consistencia, densidad de sólidos, consolidación unidimensional, resistencia al corte en cámara triaxial y coeficiente de empuje lateral en reposo, para cada una de las mezclas en estudio (C100, C95D5, C90D10, C80D20 y C70D30). Además, se incluyen los resultados de densidad de sólidos y una prueba triaxial con esfuerzo efectivo de confinamiento de 195 kPa de una probeta de diatomita (D100).

De la etapa experimental se obtuvieron las propiedades índice y las propiedades mecánicas. Los detalles con respecto al procedimiento para la obtención de los parámetros de las propiedades índice pueden consultarse en las normas técnicas y los manuales de laboratorio citados en las referencias. A continuación se presentan los resultados de las propiedades índice (límites de consistencia y densidad de sólidos) y de las propiedades mecánicas de la mezclas.

En la tabla (3.1) se muestra un resumen de las pruebas realizadas durante la etapa experimental.

TABLA 3.1. Resumen del número de pruebas realizadas en la etapa experimental.

MEZCLA	LÍMITE LÍQUIDO EN COPA (ω_L)	LÍMITE LÍQUIDO EN CONO (ω_L)	LÍMITE PLÁSTICO (ω_P)	DENSIDAD DE SÓLIDOS (G_s)	CONSOLIDACIÓN EN ODÓMETRO	TRIAXIALES CIU
C100	1	1	1	2	1	4
C95D5	1	1	1	2	1	4
C90D10	1	1	1	2	1	4
C80D20	1	1	1	2	1	4
C70D30	1	1	1	2	1	4
D100	--	--	--	2	--	1

NOTA: Las pruebas triaxiales CIU incluyen varias etapas de consolidación según el confinamiento (ver el apartado 2.3 de esta tesis).

3.1. Propiedades índice

Para la obtención de las propiedades índice de cada mezcla, se realizaron en un laboratorio pruebas del límite líquido (ω_L , ASTM D 4318-00 y BS 1377: Parte 2: 1990: 4.3), del límite plástico (ω_P , ASTM D 4318-00) y de la densidad de sólidos (G_s , SRH, 1967). Dichos parámetros se muestran en la tabla (3.2).

TABLA 3.2. Resultados de las propiedades índice.

Mezcla	Copa de Casagrande			Cono de caída		G_s
	ω_P (%)	ω_L (%)	I_P (%)	$\omega_{L\text{cono}}$ (%)	I_P (%)	
C100	31.3	52.5	21.2	58.7	27.4	2.59
C95D5	32.8	53.5	20.7	58.8	26.1	2.55
C90D10	34.0	54.1	20.1	59.0	25.0	2.52
C80D20	36.6	54.4	17.8	59.3	22.8	2.50
C70D30	42.9	58.6	15.7	65.8	22.9	2.48
D100	--	--	--	--	--	2.31

Mediante el empleo de relaciones volumétricas y gravimétricas, se obtuvieron los parámetros de propiedades como: contenido natural de agua (w_n), peso volumétrico (γ), peso volumétrico seco (γ_d), relación de vacíos (e), grado de saturación (S_r), y porosidad (n). Los valores promedio de los resultados obtenidos para cada mezcla se muestran en la tabla (3.3).

TABLA 3.3. Valores característicos de cada mezcla.

Mezcla	w_n (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e --	S_r (%)	n --
C100	43.77	17.04	11.85	1.141	99.26	0.533
C95D5	44.29	16.84	11.67	1.147	98.66	0.534
C90D10	45.20	16.57	11.41	1.170	97.53	0.539
C80D20	45.16	16.40	11.33	1.163	96.19	0.538
C70D30	48.34	16.12	10.87	1.238	96.86	0.553
D100	163.96	12.48	4.73	3.797	99.87	0.792

3.2 Propiedades mecánicas

El estudio de la permeabilidad, compresibilidad y resistencia al corte de los suelos es de gran importancia tanto para el mejor entendimiento del comportamiento de los mismos como para el diseño de obras geotécnicas. A continuación se presentan valores característicos de dichas propiedades en las mezclas estudiadas.

3.2.1 Compresibilidad y permeabilidad

Las curvas de consolidación unidimensional se realizaron con siete incrementos de carga, correspondientes a presiones verticales de 20.0, 40.0, 70.1, 100.1, 130, 196.2, 260.4 y 326.7 kPa. Los datos experimentales obtenidos y corregidos de cada mezcla se presentan en la figura (3.1).

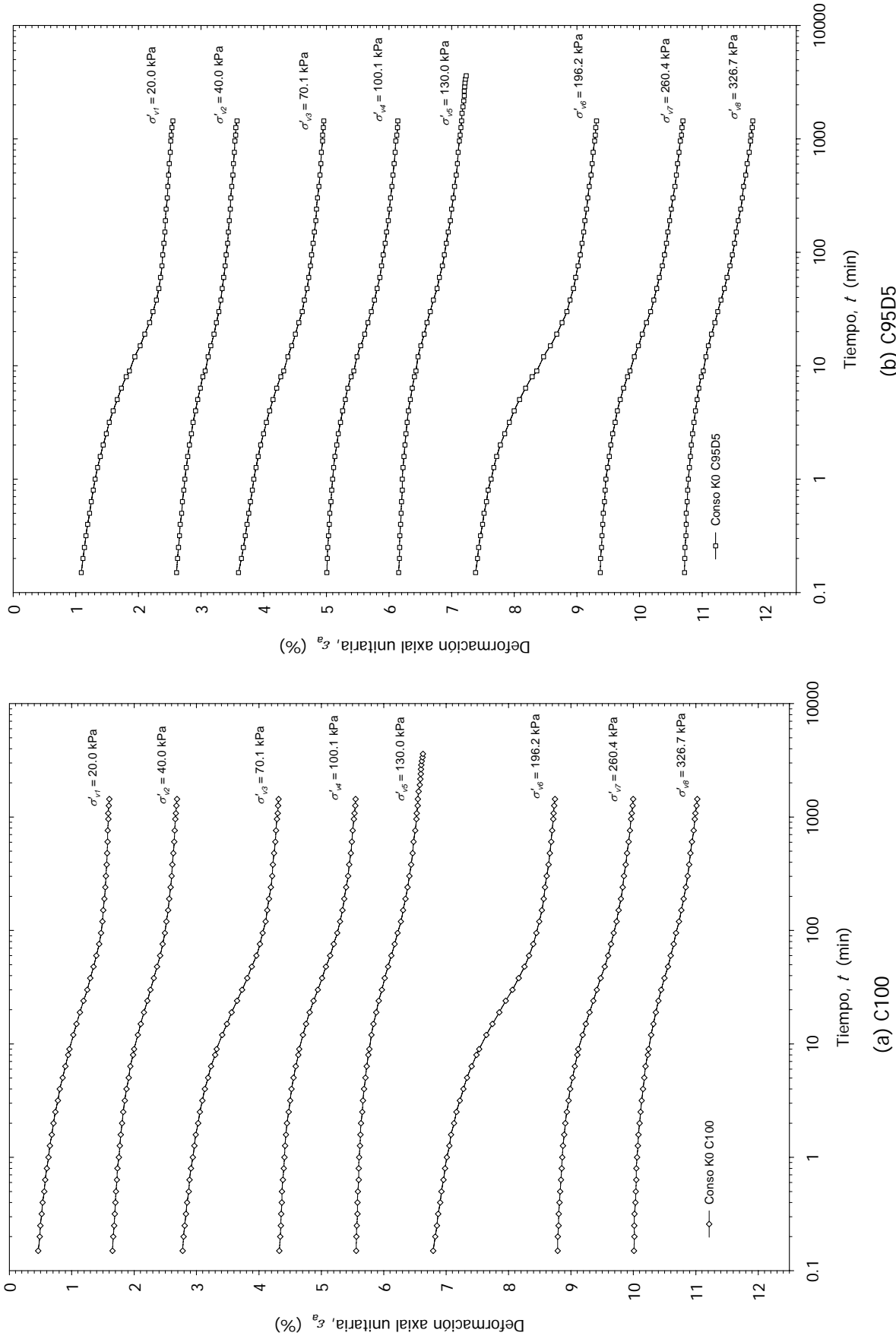


FIGURA 3.1. Curvas de consolidación unidimensional (continúa...).

(a) C100

(b) C95D5

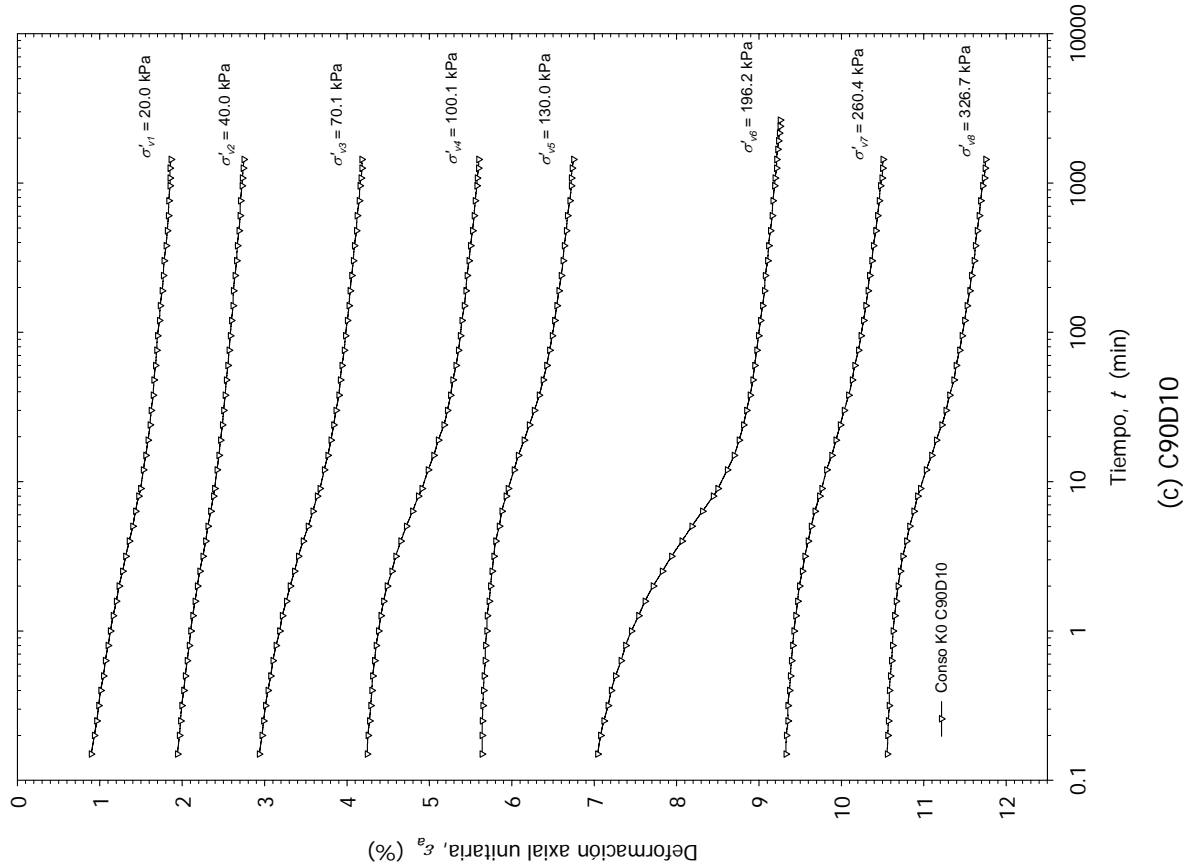
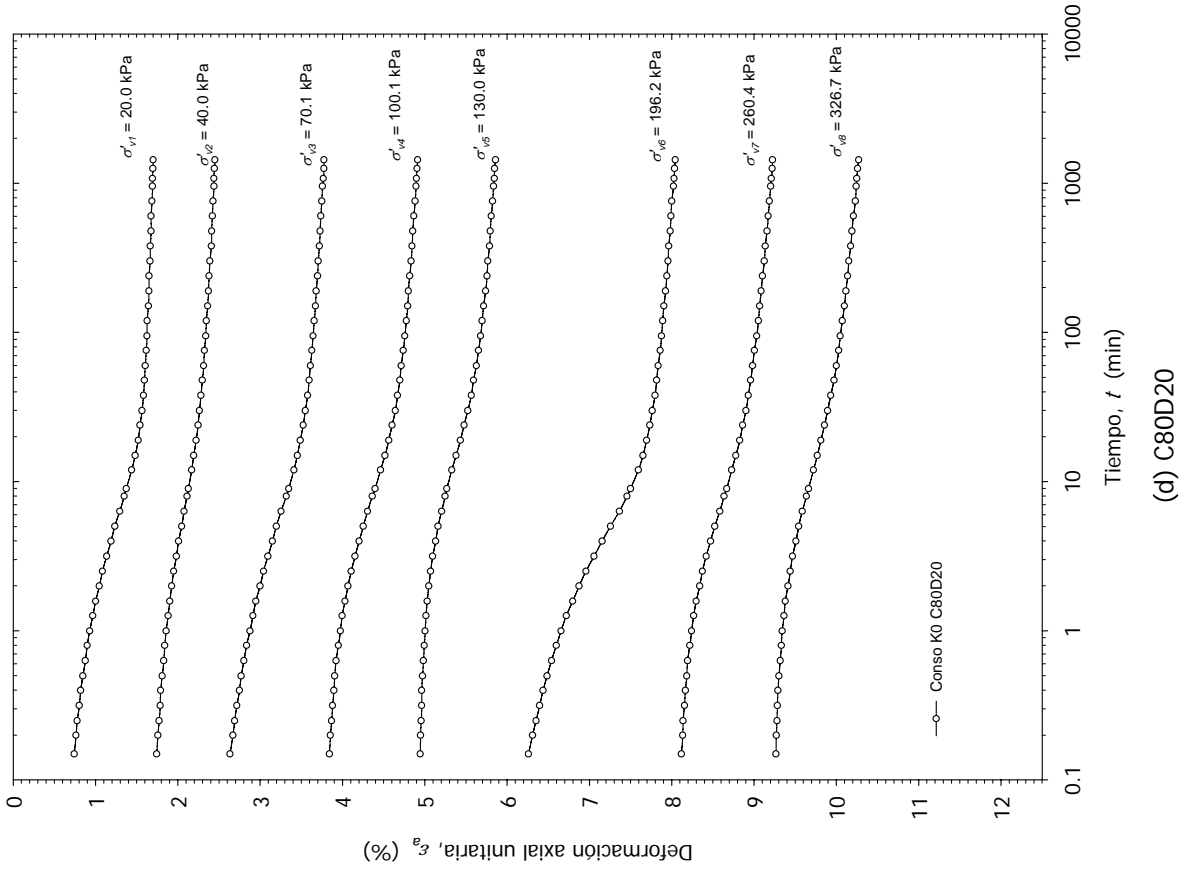


FIGURA 3.1. Curvas de consolidación unidimensional (...continúa...).

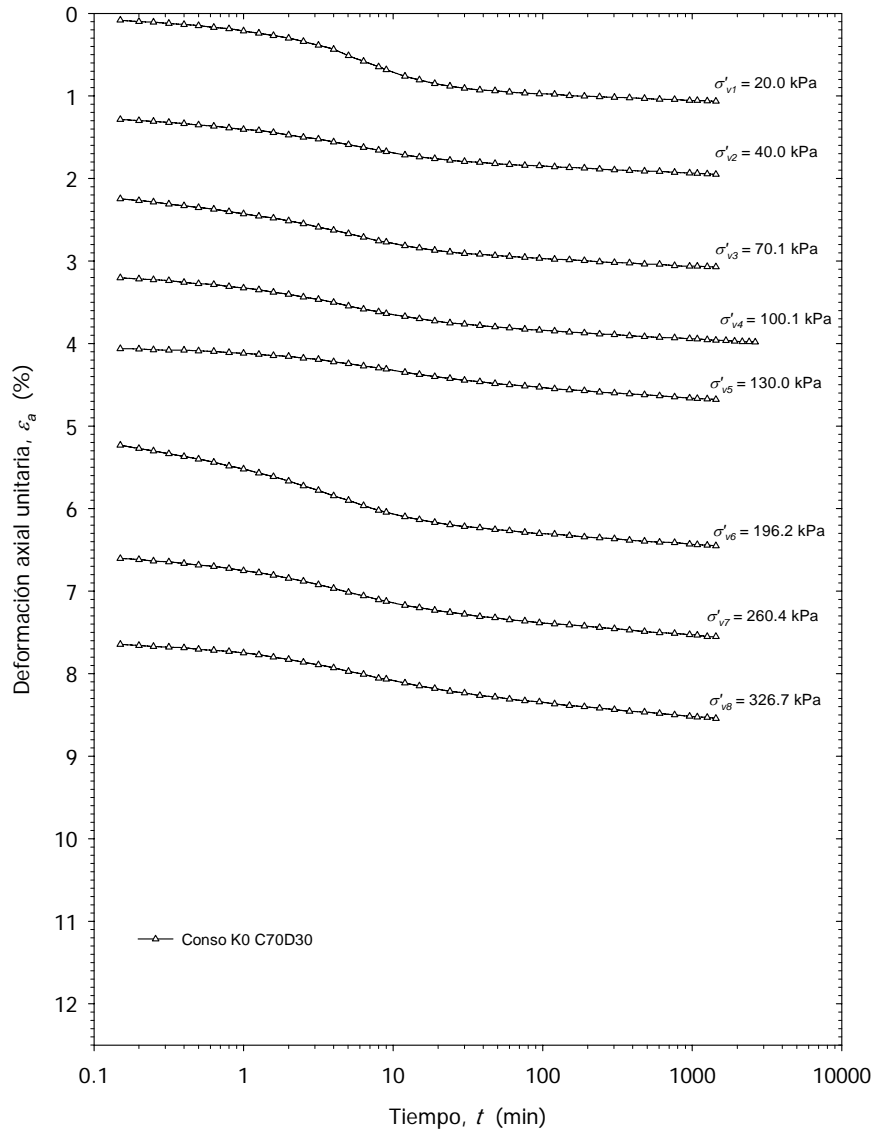
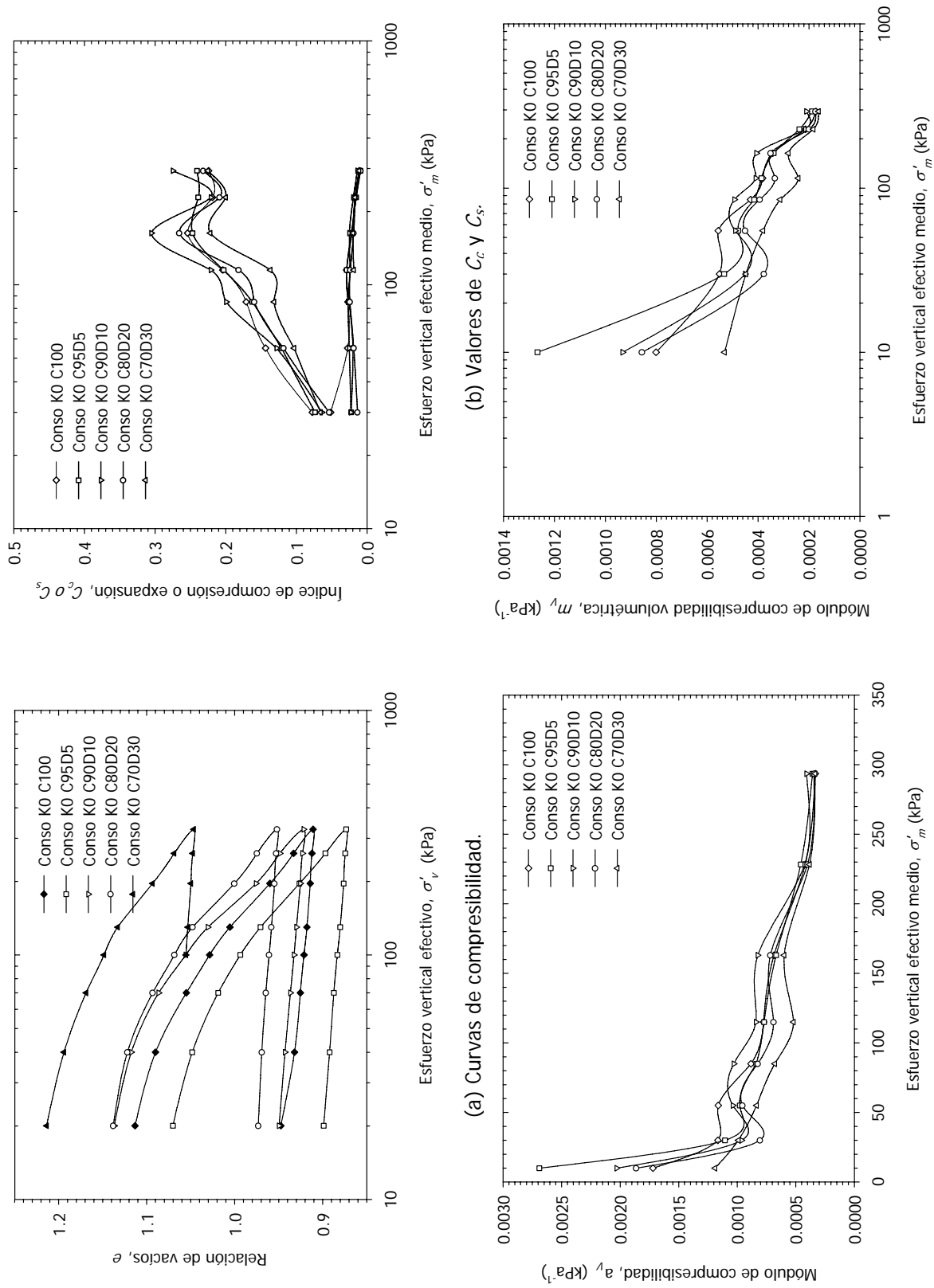


FIGURA 3.1. Curvas de consolidación unidimensional (...continuación).

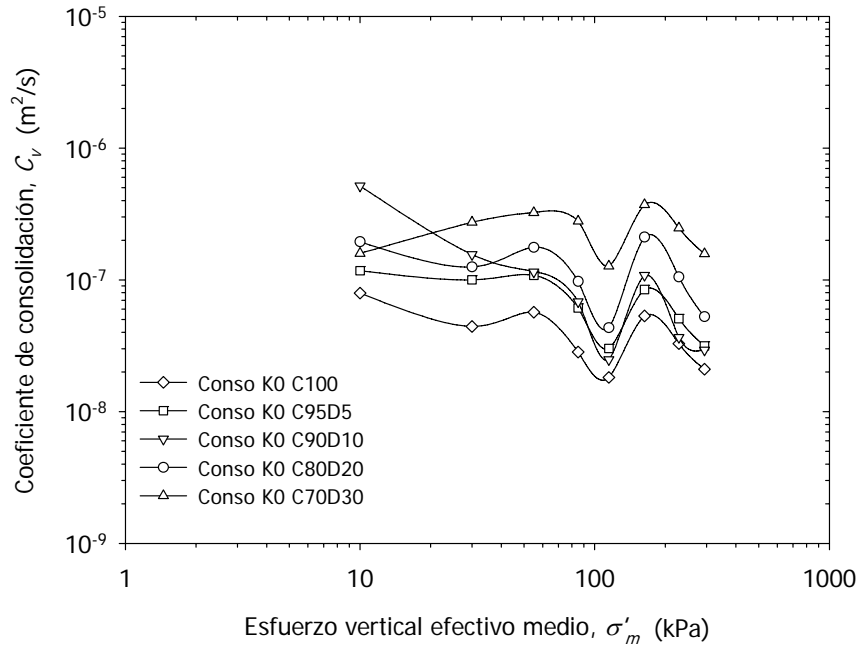
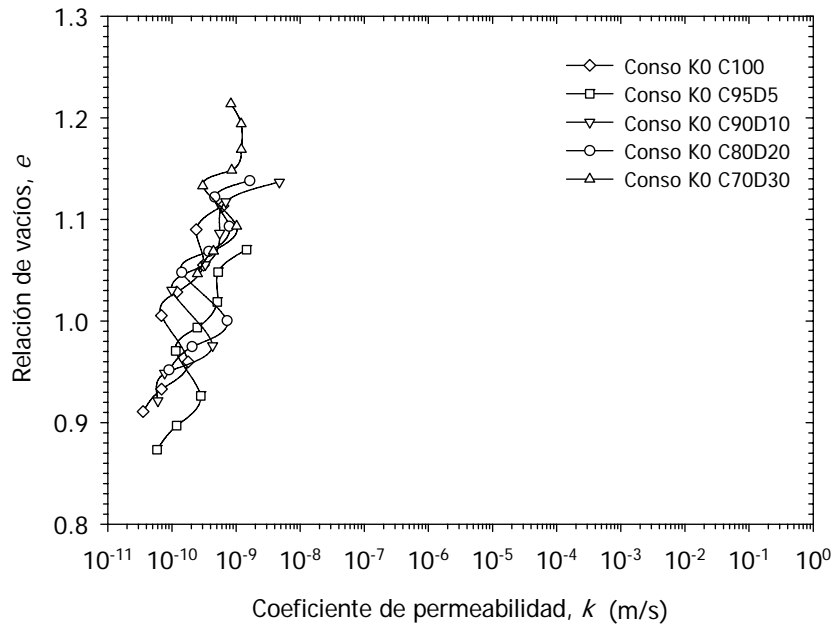
Una vez realizadas las pruebas de consolidación, se determinó la curva de compresibilidad, el coeficiente de compresión (C_c), el coeficiente de expansión (C_s), el módulo de compresibilidad (a_v), el módulo de compresibilidad volumétrica (m_v), el coeficiente de consolidación (C_v) y el coeficiente de permeabilidad (k), para cada una de las mezclas. Estos resultados se presentan en la figura (3.2).



(c) Valores de a_v .

(d) Valores de m_v .

FIGURA 3.2. Parámetros de compresibilidad de las mezclas (continúa...).

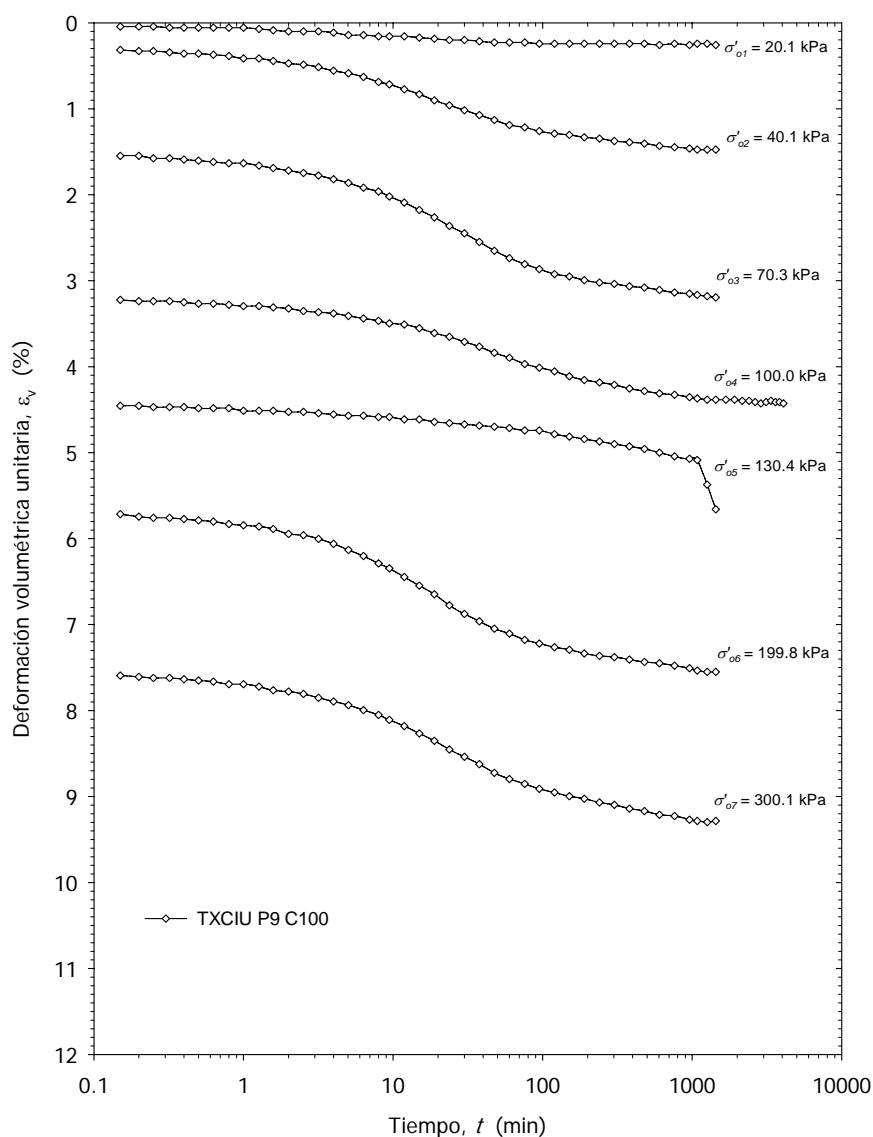
(e) Valores de C_v .(f) Valores de k .**FIGURA 3.2.** Parámetros de compresibilidad de las mezclas (...continuación).

Los esfuerzos de fluencia, σ'_y , de cada mezcla se determinaron con las curvas de compresibilidad (figura 3.2a) mediante el método *Log-Log* (Bowles, 1996). El valor para cada mezcla de este parámetro se presenta en la tabla (3.4).

TABLA 3.4. Valores del esfuerzo de fluencia.

Mezcla	C100	C95D5	C90D10	C80D20	C70D30
σ'_y (kPa)	67.0	70.0	71.0	72.0	85.0

Las pruebas realizadas en cámara triaxial comprenden tres etapas: saturación, consolidación y falla. La saturación de cada prueba se realizó hasta obtener un valor del parámetro B de Skempton superior a 0.95 (ASTM D 4767-95). Los resultados de la etapa de consolidación se muestran en la figura (3.3) de manera análoga a los resultados de las consolidaciones unidimensionales.



(a) C100

FIGURA 3.3. Curvas de consolidación unidimensional (continúa...).

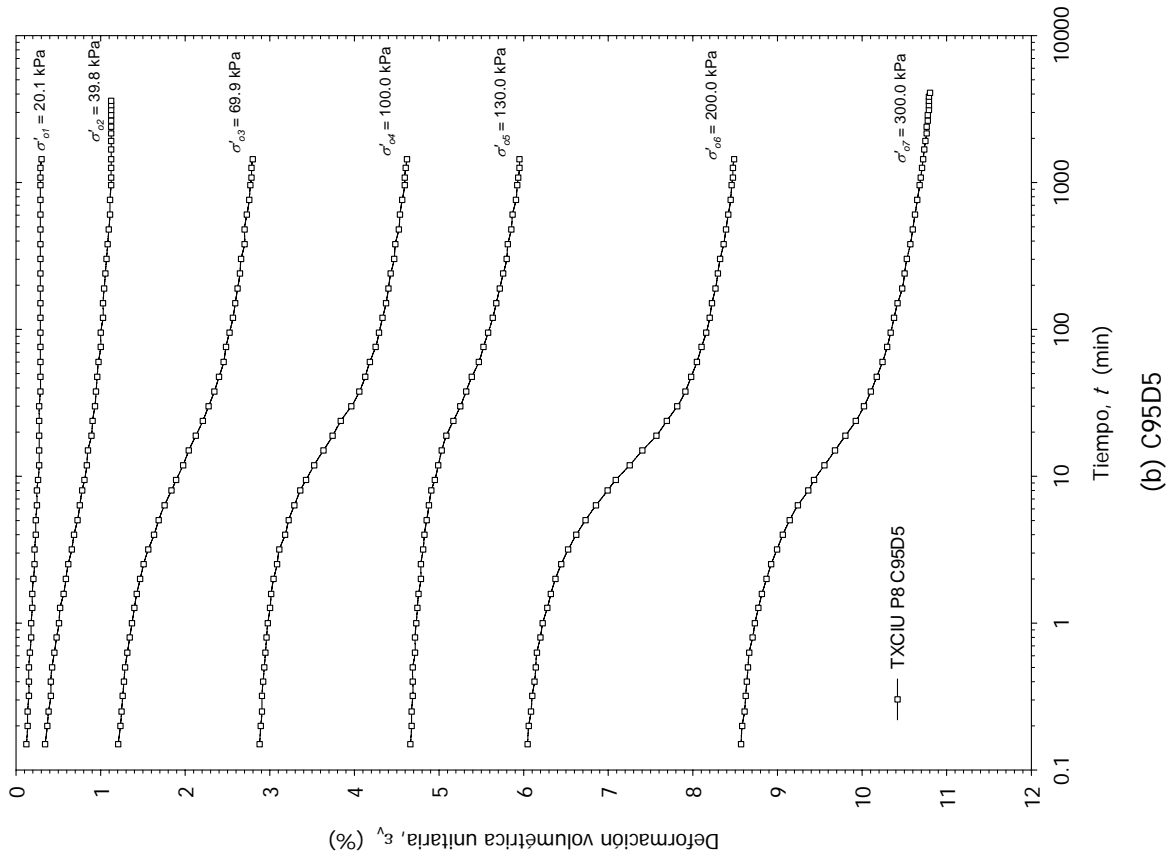
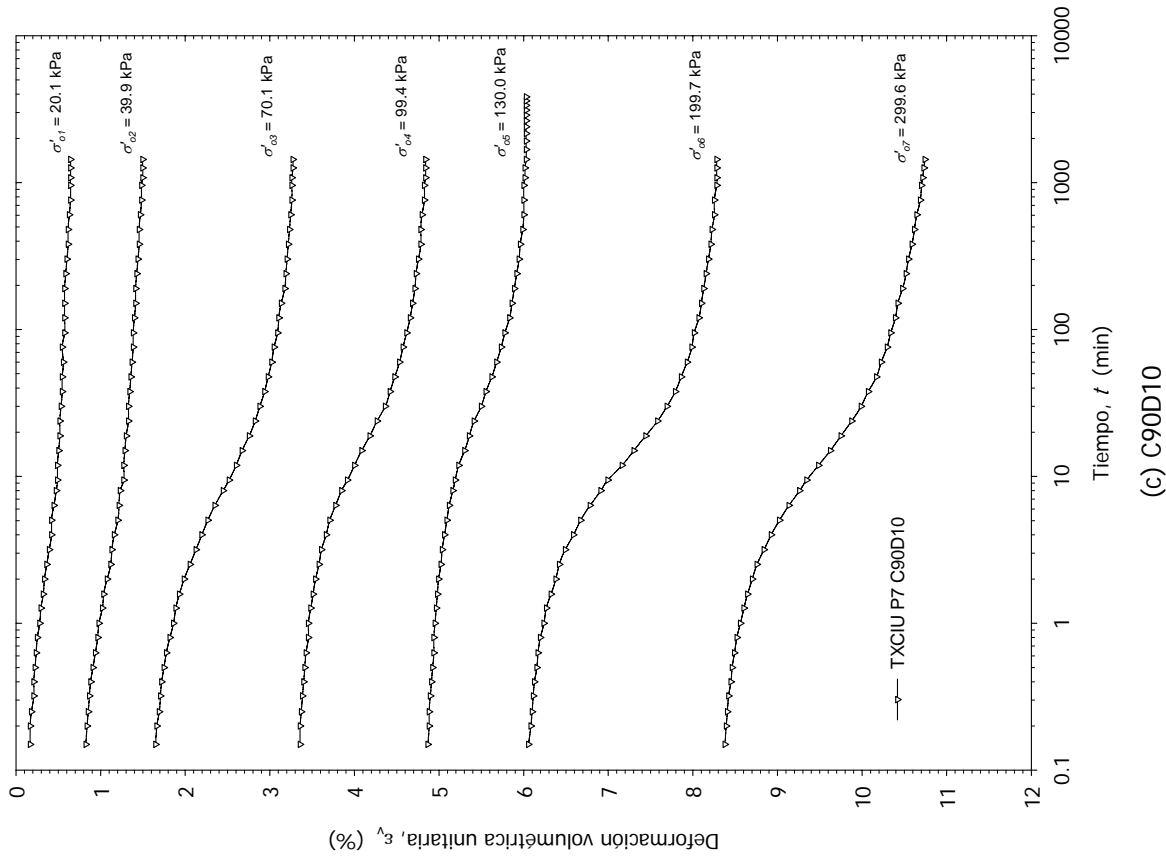


FIGURA 3.3. Curvas de consolidación unidimensional (...continua...).

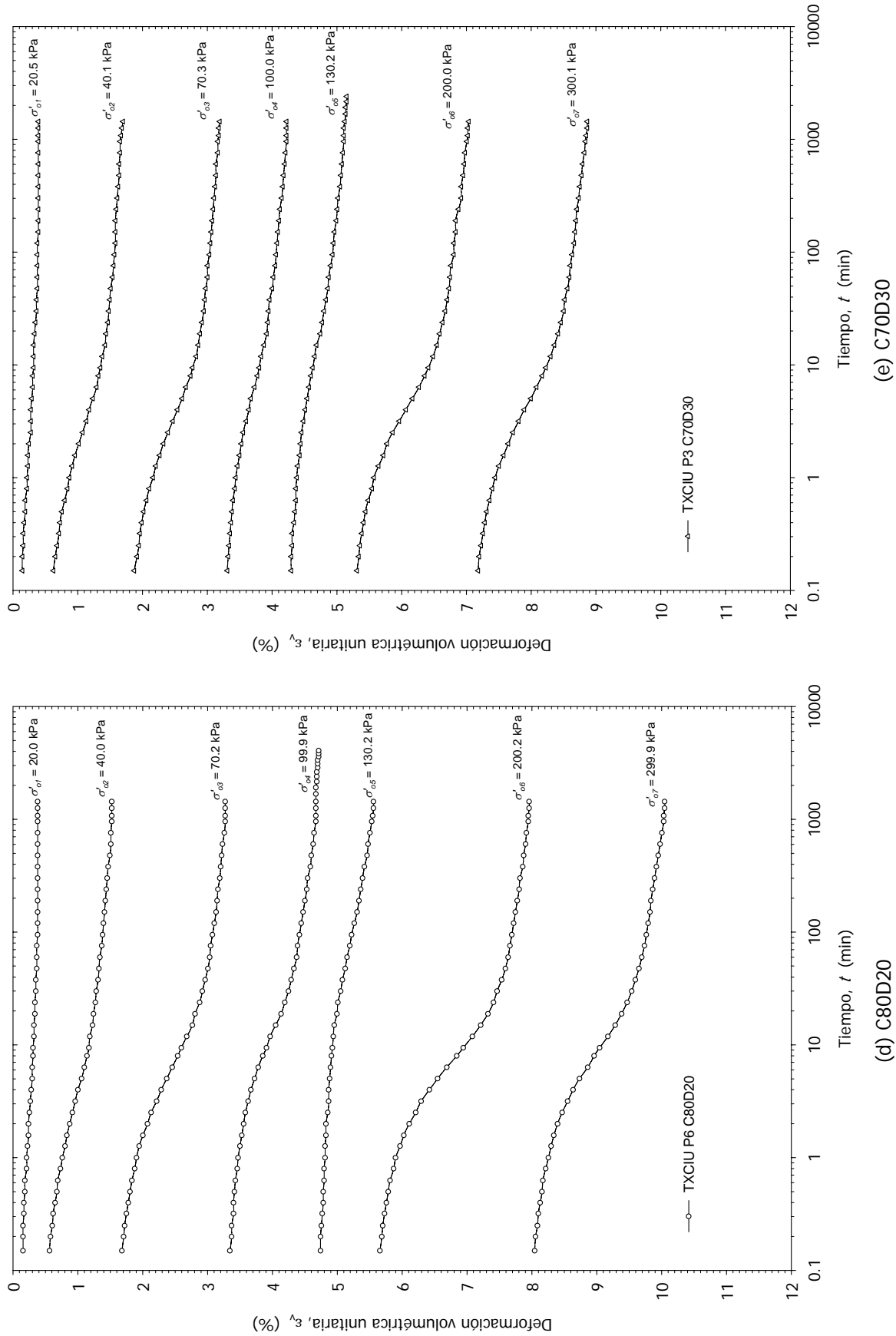
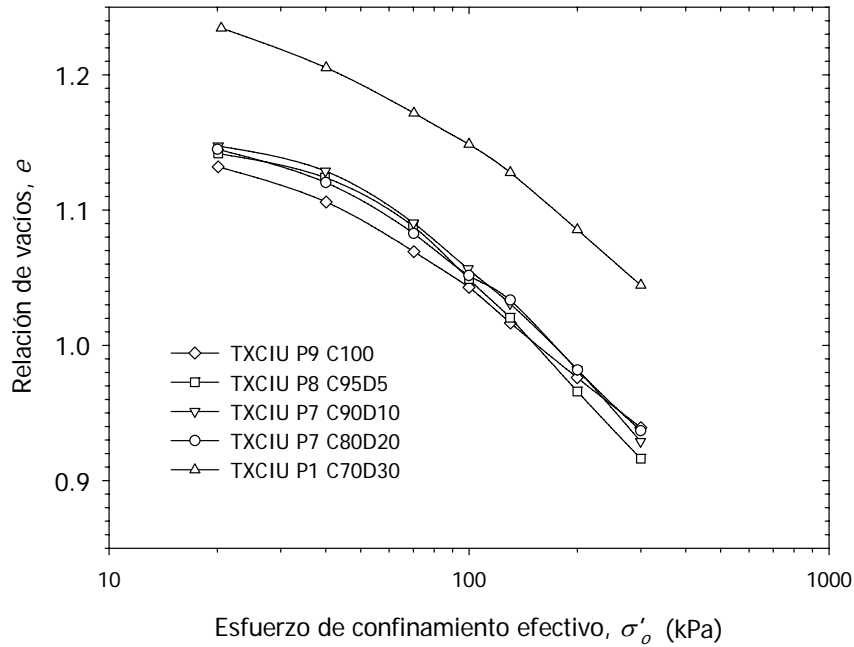
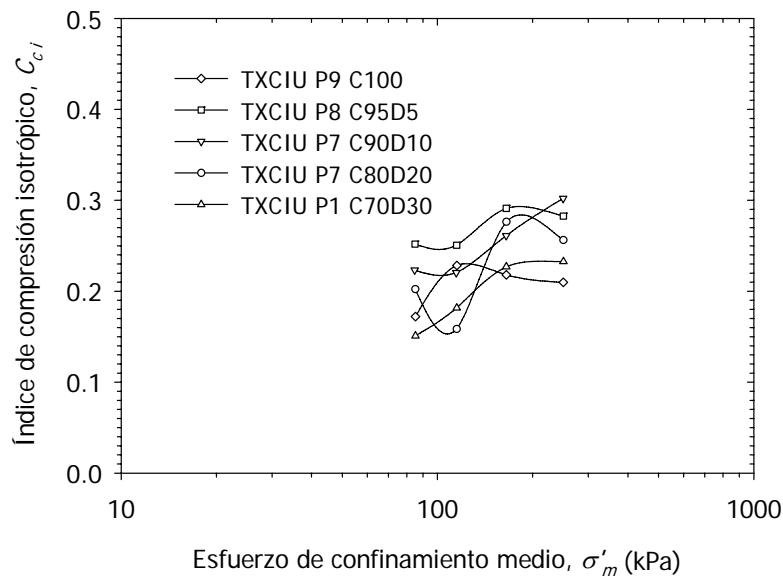


FIGURA 3.3. Curvas de consolidación unidimensional (...continuación).

Los niveles de esfuerzos efectivos aplicados en las distintas etapas de consolidación de los ensayos triaxiales CIU son: 20, 40, 70, 100, 130, 200 y 300 kPa, aproximadamente. El valor de la contrapresión (BP) para todos los ensayos fue de 250 kPa. De manera semejante a las pruebas de consolidación unidimensional, se presentan los parámetros obtenidos de las curvas de consolidación en pruebas triaxiales (figura 3.4).

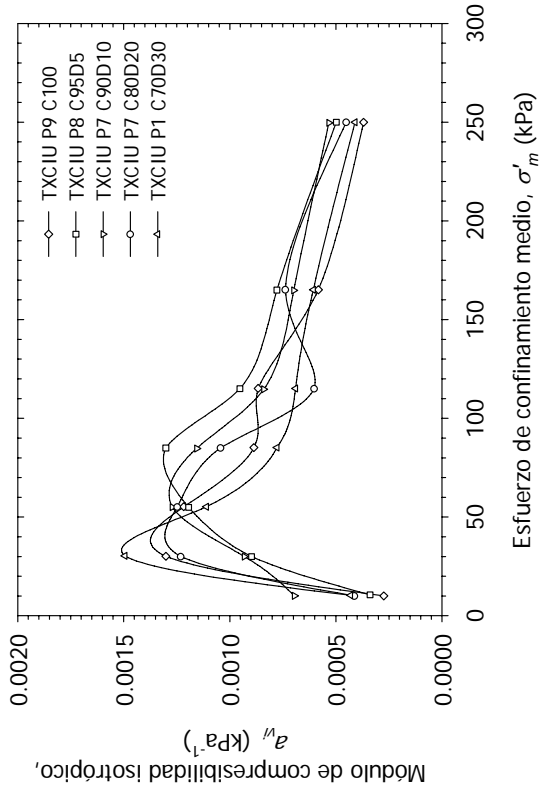
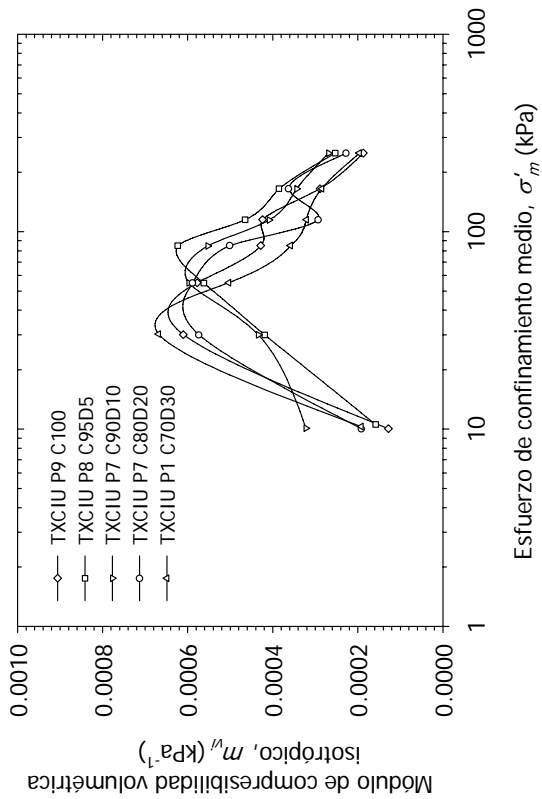


(a) Curvas de compresibilidad.

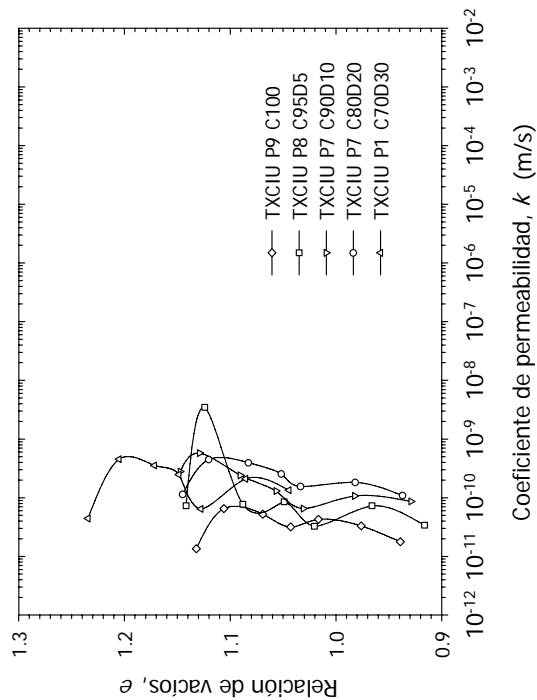


(b) Valores de C_{ci} .

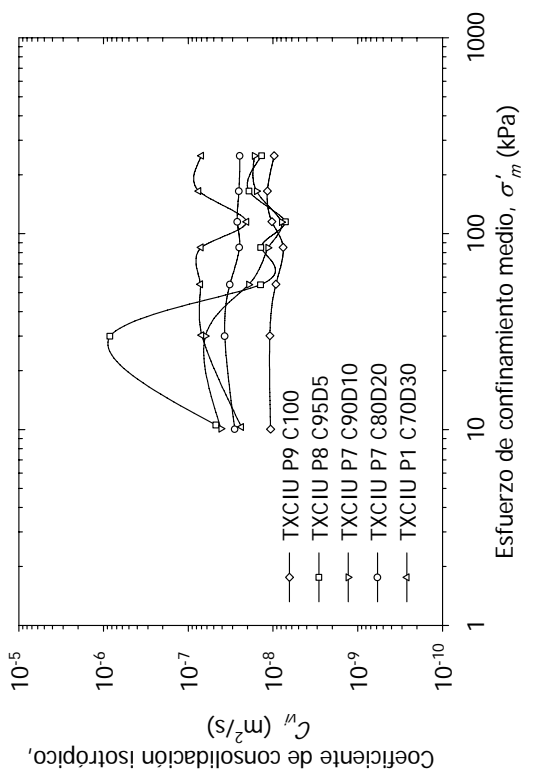
FIGURA 3.4. Parámetros de compresibilidad de las mezclas (continúa...).



(d) Valores de m_{vi} .



(c) Valores de a_{vi} .



(f) Valores de k .

(e) Valores de C_{vi} .

FIGURA 3.4. Parámetros de compresibilidad de las mezclas (...continuación).

En la tabla 3.5 se muestran los valores del esfuerzo de fluencia de las curvas de consolidación isotrópica en prueba triaxial.

TABLA 3.5. Valores del esfuerzo de fluencia.

Mezcla	C100	C95D5	C90D10	C80D20	C70D30
σ'_y (kPa)	56.0	60.0	68.0	70.0	86.0

3.2.2 Resistencia al esfuerzo cortante

Inicialmente, la resistencia al esfuerzo cortante de las mezclas, se estimó empleando el equipo de veleta (Head, 1986). En la tabla (3.6) se presentan los valores promedio, obtenidos con la metodología citada, en las secciones superior e inferior de cada mezcla, antes de ser extraídas de los moldes del consolidómetro grande.

TABLA 3.6. Valores de la resistencia no drenada con veleta.

Mezcla	C100	C95D5	C90D10	C80D20	C70D30
c_u (kPa) sección superior	13.32	15.95	19.39	24.15	27.81
c_u (kPa) sección inferior	15.65	12.50	15.13	17.54	18.48

Actualmente, es común presentar los resultados de una prueba triaxial mediante la envolvente de falla *Mohr-Coulomb* y sus respectivas gráficas esfuerzo-deformación, presión de poro-deformación (en condiciones no drenadas) y cambio de volumen-deformación (en condiciones drenadas). Pero, las trayectorias de esfuerzo pueden representar de manera conjunta todos los datos obtenidos en una prueba, así como una envolvente de falla definida en una serie de pruebas. Existen diversas maneras de presentar las trayectorias de esfuerzo: curva vector (Taylor, 1944), trayectoria de esfuerzos MIT (Lambe, 1964), trayectoria de esfuerzos Cambridge (Roscoe *et al.*, 1958), simetría axial (Henkel, 1960), trayectoria de esfuerzos principales efectivos (Skempton and Sowa, 1963) y trayectoria de esfuerzo desviador (Bishop y Henkel, 1962).

El campo de esfuerzos MIT y el campo de esfuerzos Cambridge son los más empleados. En este trabajo solamente se explica de manera detallada el campo de esfuerzos MIT, ya que es la forma de presentación empleada.

El método para representar una prueba de resistencia al corte se deriva directamente de los círculos de Mohr y fue desarrollado por el T. W. Lambe del *Massachusetts Institute of Technology* (MIT). En este método un punto representa el esfuerzo cortante máximo durante cualquier etapa, en una prueba de laboratorio (punto J de la figura 3.5a). La trayectoria de esfuerzos se representa por el conjunto de puntos de máximos esfuerzos cortantes experimentados por una probeta, por tanto, representa la variación de esfuerzos durante toda la prueba. La línea formada por los puntos A, B, C, J y P (figura 3.5b) representa la trayectoria de esfuerzos en términos de esfuerzos totales, en la que " σ_3 " es el esfuerzo de confinamiento y " σ_1 " es el esfuerzo principal mayor que presenta la probeta.

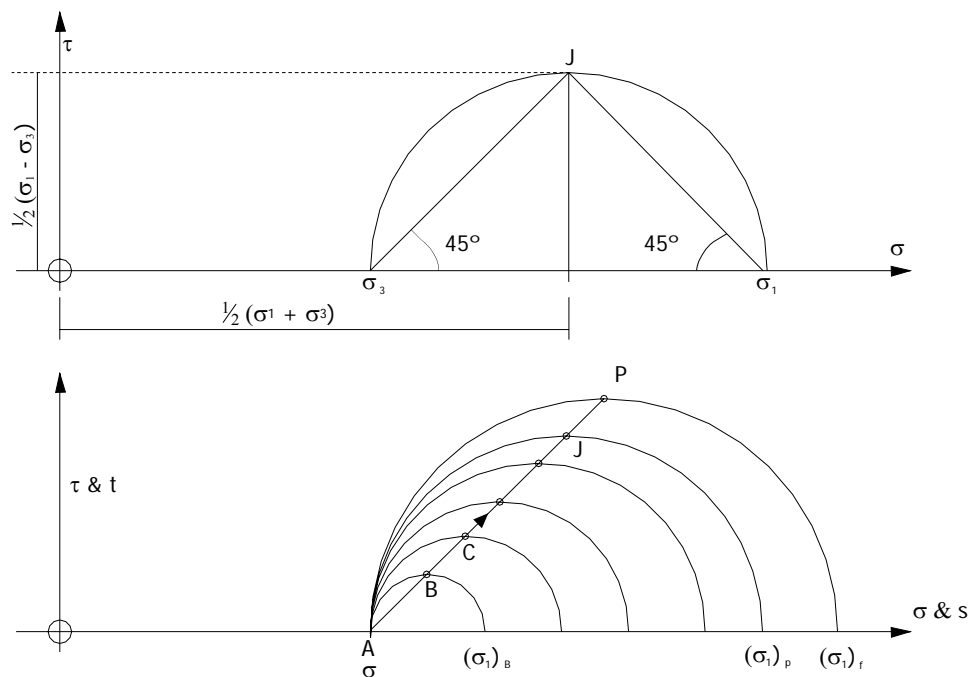


FIGURA 3.5. . Trayectoria de esfuerzos MIT (Lambe, 1964).

También, las trayectorias en el campo t vs. s , se pueden presentar en términos de esfuerzos efectivos en el campo t' vs. s' . Los parámetros s , t y s' se definen de la siguiente manera:

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad [\text{kPa}] \quad (3.1)$$

$$t = t' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad [\text{kPa}] \quad (3.2)$$

$$s' = s - u = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \quad [\text{kPa}] \quad (3.3)$$

Los símbolos s y t fueron definidos por Atkinson y Bransby (1978), debido a la confusión que originalmente generaban los símbolos p y q con la trayectoria de esfuerzos *Cambridge*.

Se han presentado comportamientos típicos en las trayectorias de esfuerzo en suelos (NC) y (OC), la siguiente figura presenta dichos comportamientos.

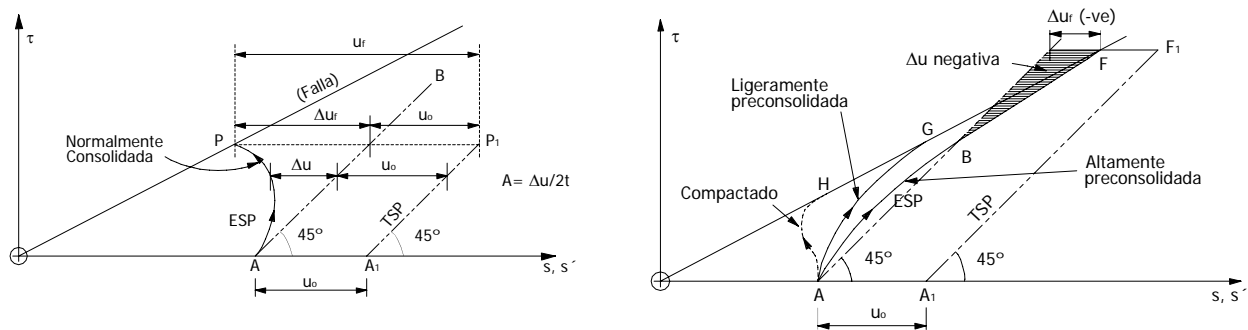


FIGURA 3.6. . Campo de esfuerzos MIT (Lambe, 1964).

Los resultados de las pruebas triaxiales CIU, en la etapa de falla, se muestran mediante las gráficas *esfuerzo-deformación* (q vs. ϵ_a) y *presión de poro-deformación* (u vs. ϵ_a), en las figuras (3.7) a (3.12); igualmente se presentan las trayectorias de esfuerzo de cada una de las mezclas (las líneas de falla (envolvente) efectivas y totales), tomando como criterio de falla la relación de esfuerzos principales efectivos máximo $(\sigma_1'/\sigma_3')_{\text{máx}}$ que corresponde al máximo valor de dicha relación en la curva σ_1'/σ_3' vs. ϵ_a .

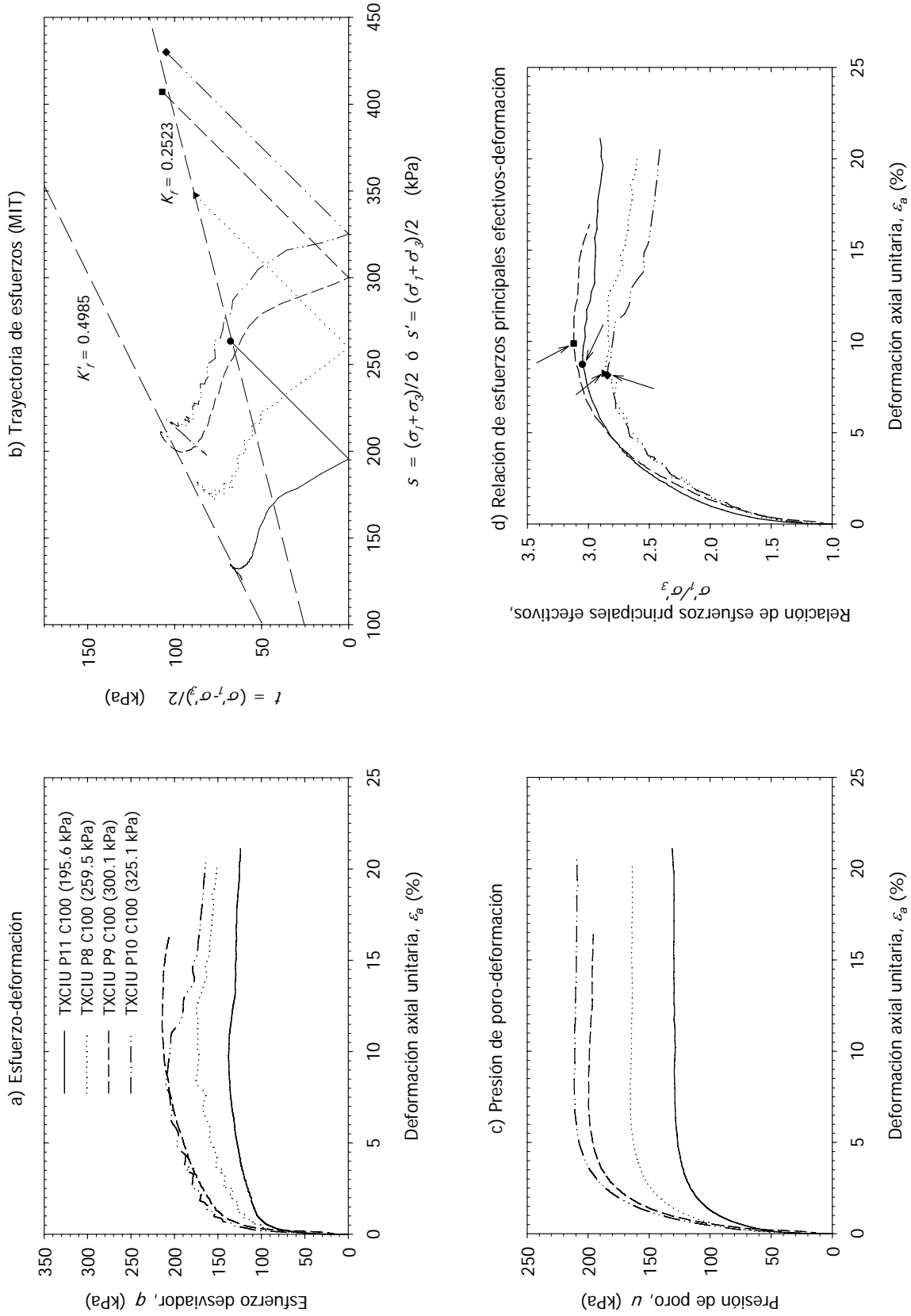


FIGURA 3.7. Resultados de la etapa de falla de la mezcla C100, las figuras indican la falla $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$.

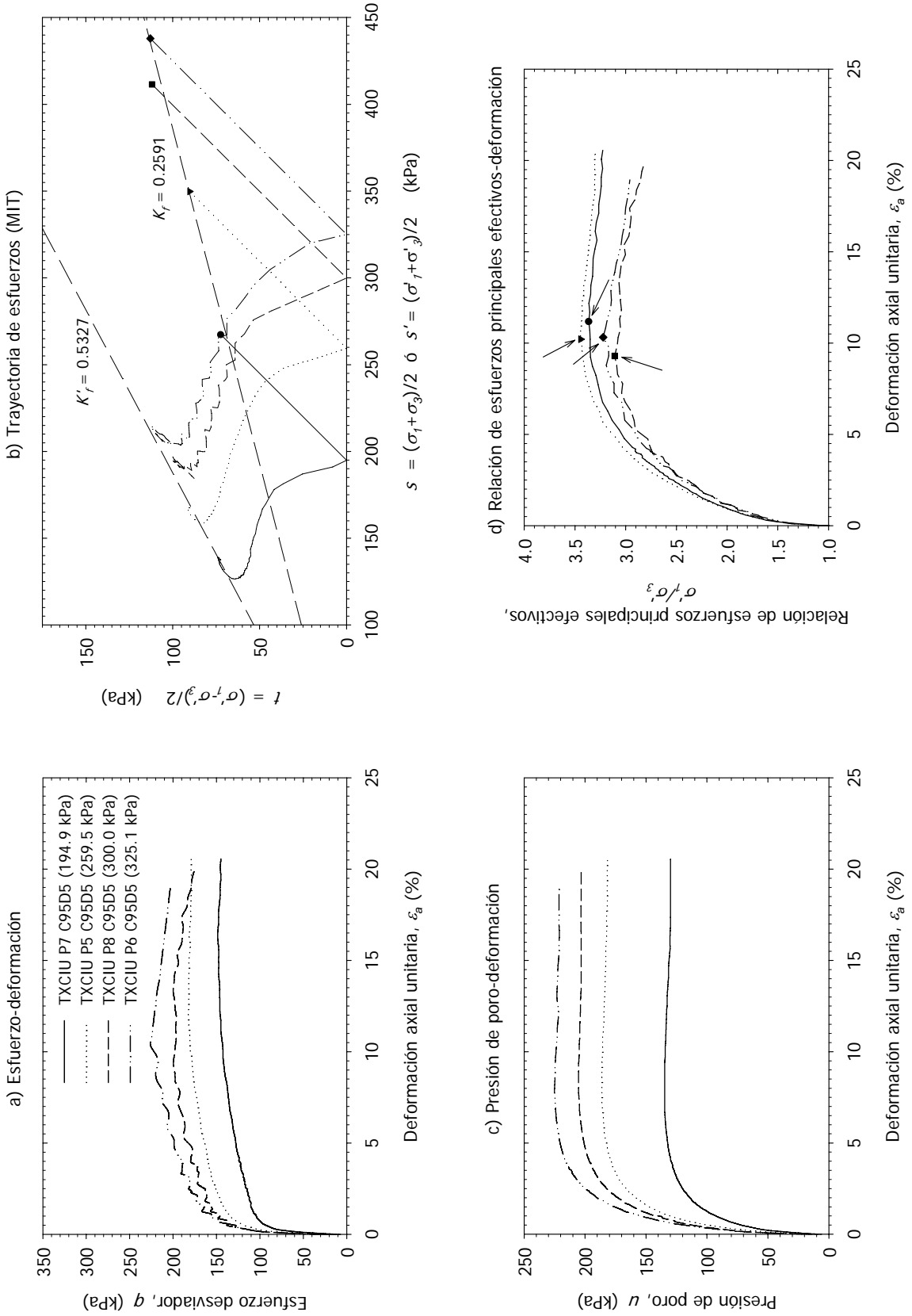


FIGURA 3.8. Resultados de la etapa de falla de la mezcla C95D5, las figuras indican la falla $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$.

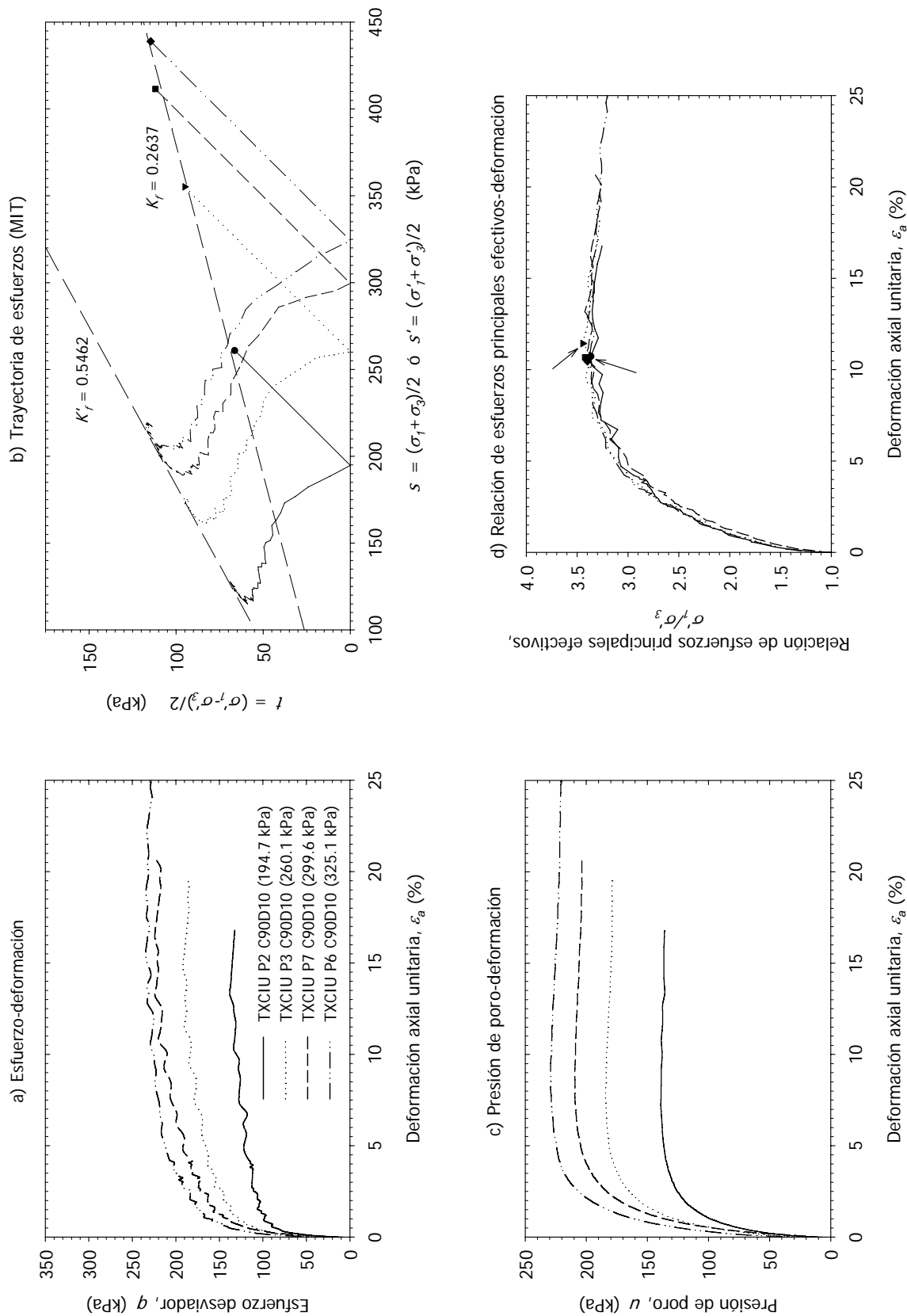


FIGURA 3.9. Resultados de la etapa de falla de la mezcla C90D10, las figuras indican la falla $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{máx.}$

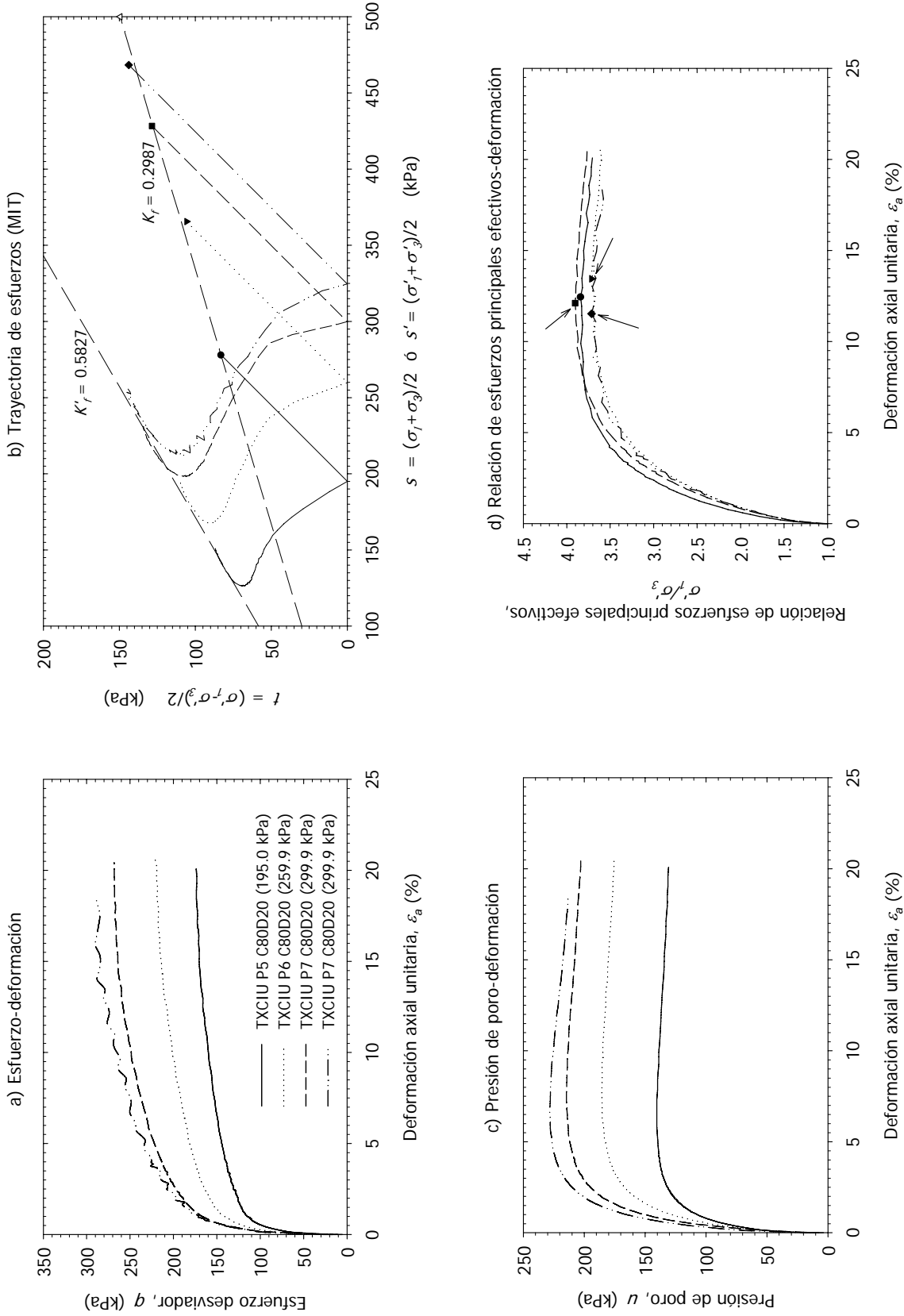


FIGURA 3.10. Resultados de la etapa de falla de la mezcla C80D20, las figuras indican la falla $(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}$.

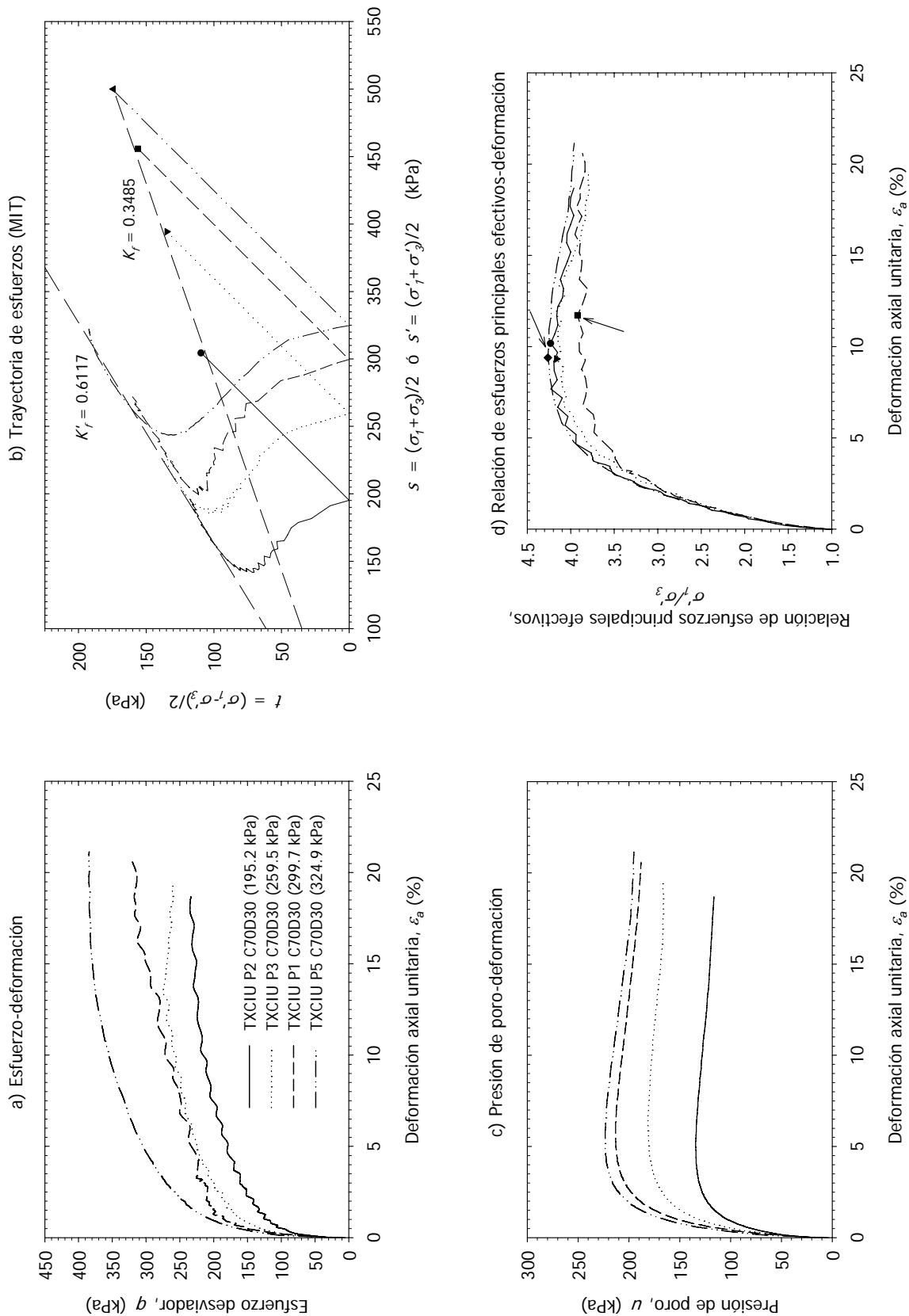


FIGURA 3.11. Resultados de la etapa de falla de la mezcla C70D30, las figuras indican la falla $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$.

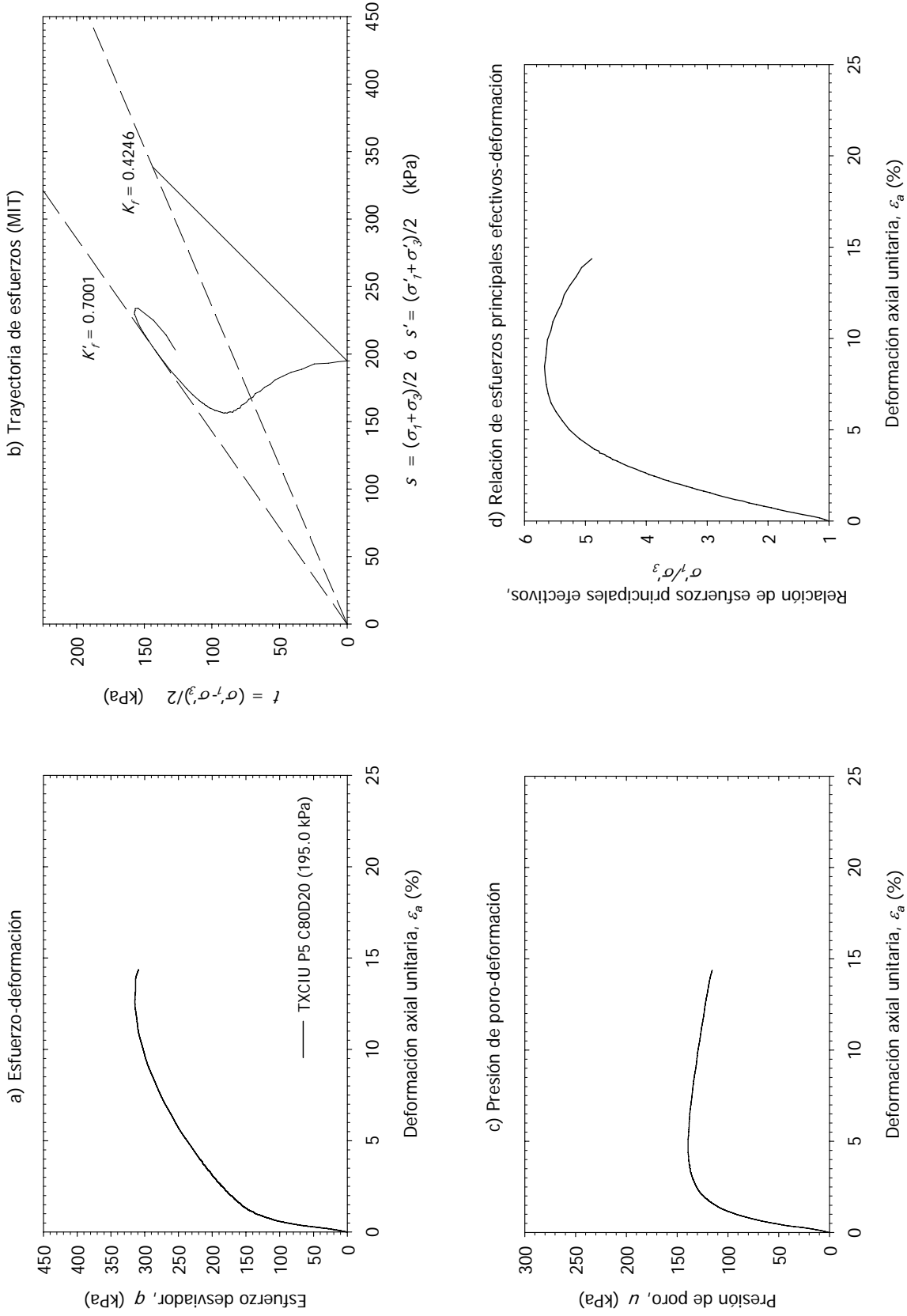
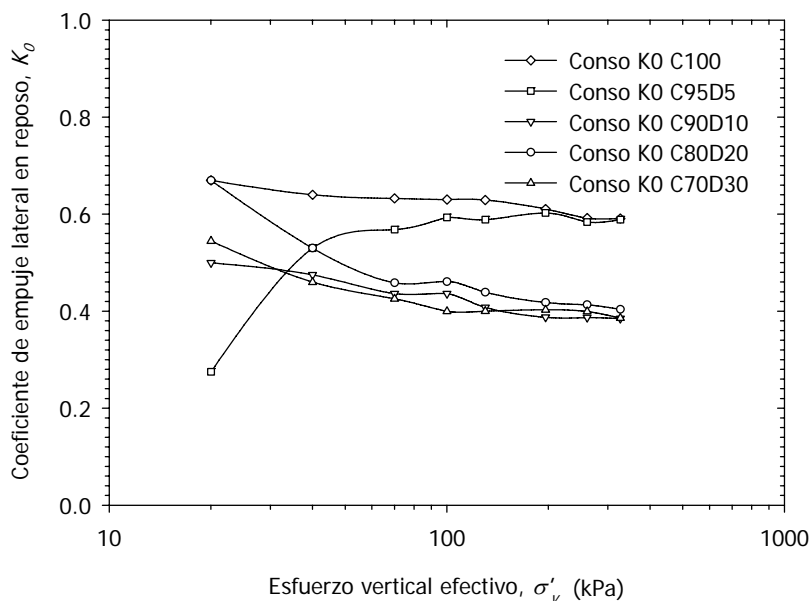


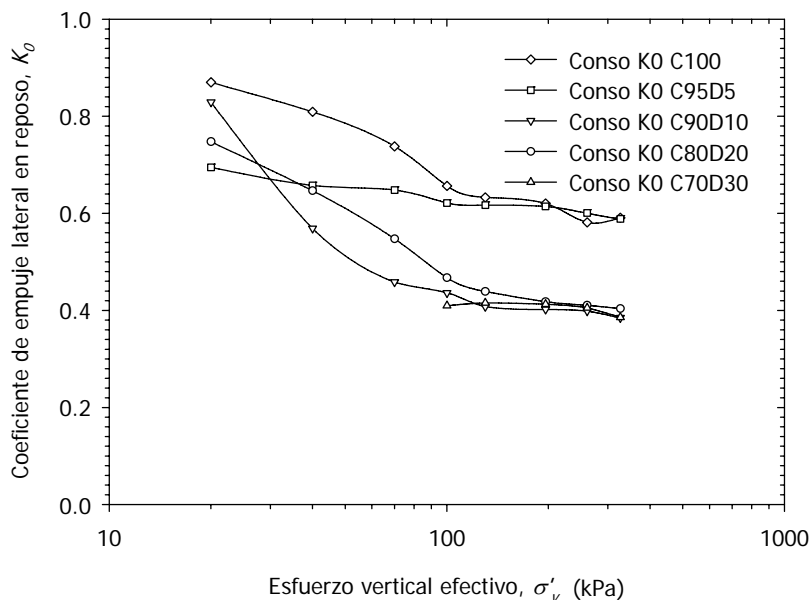
FIGURA 3.12. Resultados de la etapa de falla de la mezcla D100, las figuras indican la falla $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$.

3.3 Coeficiente de empuje lateral en reposo K_0

Los resultados del coeficiente de empuje lateral en reposo se obtuvieron a partir de los datos de presión horizontal alcanzados en la prueba de consolidación unidimensional utilizando un anillo de consolidación instrumentado (Laboratorio de dinámica de Suelos, Facultad de Ingeniería, UNAM), por lo que se tuvieron valores de dicho parámetro en la carga y en la descarga (figura 3.13).



(a) Carga



(b) Descarga

FIGURA 3.13. Valores de K_0 .

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

La influencia de las diatomeas en las propiedades índice y mecánicas se analizan en este capítulo, resaltando el comportamiento atípico que tienen los suelos diatomáceos y las mezclas caolín-diatomita con respecto a los suelos comunes; aunque las mixturas empleadas en este trabajo se consideren como suelos artificiales. La mayoría de las propiedades se altera notoriamente con contenidos de 20 % de diatomita, contenidos con los cuales la mezcla se considera predominantemente caolínica, como se muestra a continuación.

4.1 Propiedades índice.

La variación de los límites de consistencia de las mezclas caolín-diatomita, conforme aumenta el contenido de diatomita, se muestran en la figura (4.1). En dicha figura se aprecia el aumento del límite líquido, ω_L , determinado con los métodos de la copa de Casagrande (ASTM D 4318-00) y el cono de caída (BS 1377: Parte 2: 1990) representados con círculos y círculos rellenos, respectivamente. En ambas tendencias se aprecia para fines prácticos que la diferencia entre éstas es constante, con valores aproximadamente de 10.5 %, por lo que es posible emplear este valor para estimar el límite líquido del cono de caída, a partir de los valores correspondientes de la copa o viceversa, para futuras investigaciones. El límite plástico, ω_P , también presenta una tendencia ascendente al aumentar el contenido de diatomita. En cuanto al índice de plasticidad, I_P , éste presenta una tendencia a disminuir ya sea calculado con los datos de la copa de Casagrande o con los datos del cono de caída.

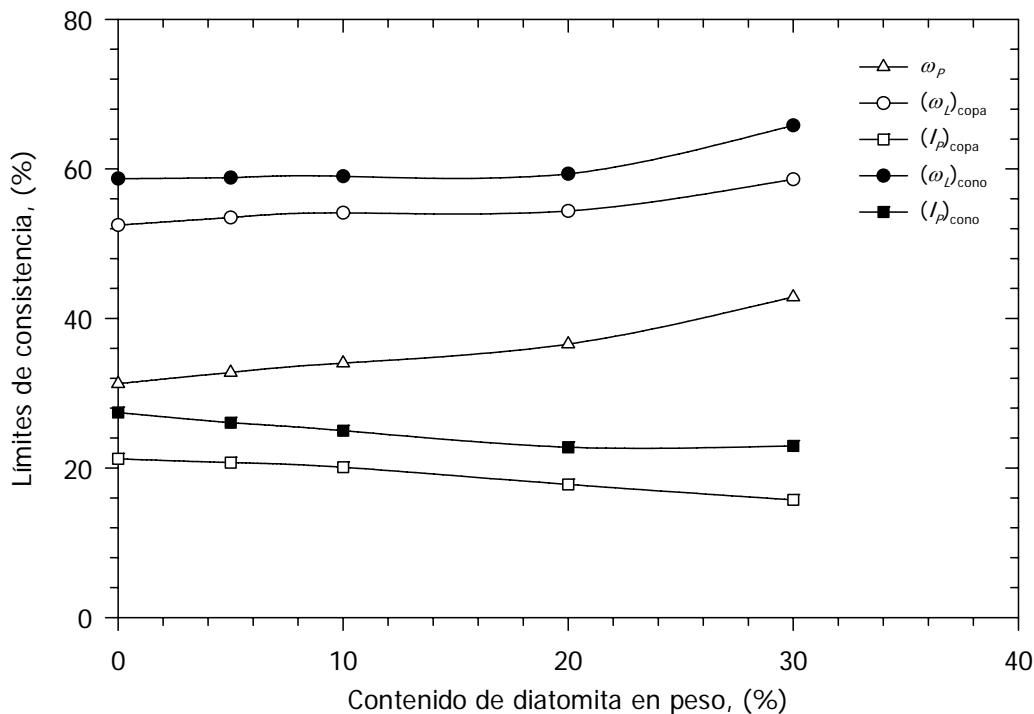


FIGURA 4.1. Variación de los límites de consistencia de las mezclas caolín-diatomita.

El comportamiento de las tendencias presentadas por los límites de consistencia son iguales a las presentadas por Tanaka y Locat (1999). La diatomita es un material al que no se le puede determinar los límites de consistencia al igual que a un suelo granular, por tal motivo el comportamiento que presenta un mineral de arcilla (*eg.* caolín) al agregarle arena es que tanto el límite líquido como el límite plástico disminuyen (Shiwakoti *et al.* 2002). La figura 4.2 muestra los resultados obtenidos por dichos autores para mezclas de caolín-arena y caolín-diatomita; igualmente se incluyen los resultados experimentales de esta tesis. La gráfica presenta el mismo comportamiento ascendente para las mezclas caolín-diatomita de esta investigación. Comparando los resultados, (Shiwakoti *et al.* 2002) reportan un aumento del límite líquido, ω_L , para la mixtura C75D25 de 15 % mientras que para C70D30 es de 12 %; en el caso del límite plástico, ω_P , presentan un aumento del 37 % para ambas mezclas. En el caso del caolín-arena se muestra una disminución del 21 % para el límite líquido y 12 % par el límite plástico.

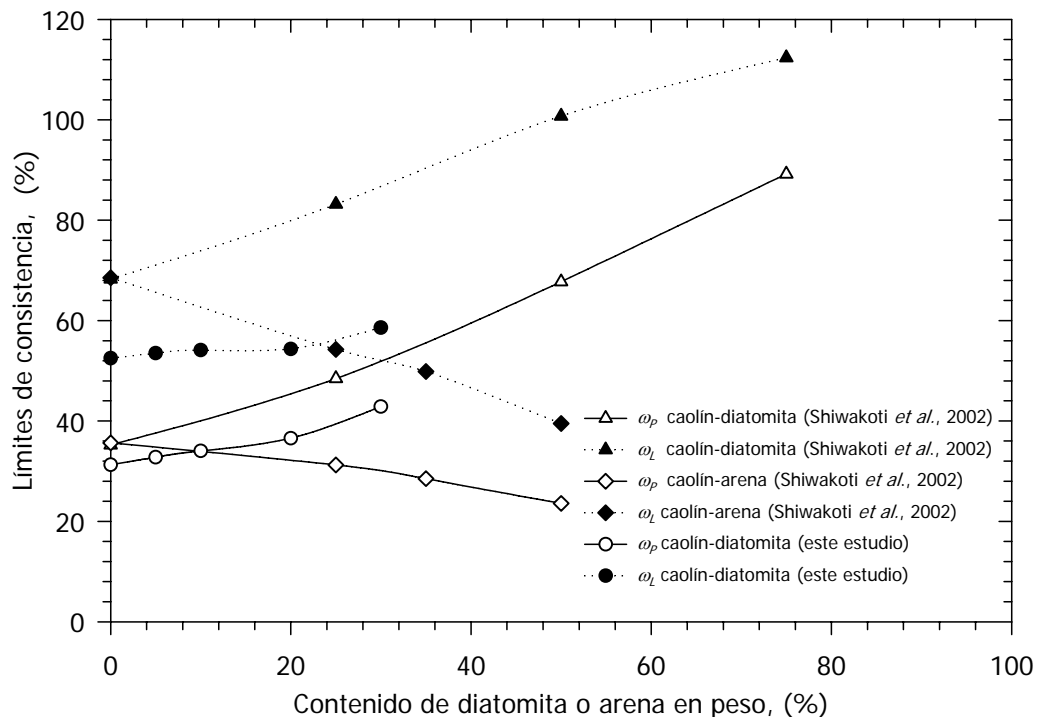


FIGURA 4.2. Tendencias del límite líquido y del límite plástico de las mezclas caolín-arena y caolín-diatomita.

El motivo por el cual los límites de consistencia aumentan al agregar diatomita se debe a que los microfósiles (en este caso de diatomeas) presentan pequeñas porosidades, lo que causa que una mayor cantidad de agua sea almacenada (Khilnani y Capik, 1989) y en consecuencia que los límites de consistencia aumenten (Mesri *et al.*, 1975; Tanaka y Locat, 1999), caso contrario de lo que ocurre si se agrega arena al caolín.

Aunque los límites de consistencia aumentan al agregar diatomita, esto no es indicativo de que la mezcla sea más plástica. La magnitud del índice de plasticidad, I_p , muestra cuantitativamente la plasticidad de un suelo; según la carta de plasticidad (ASTM D 2487-00) para que una arcilla presente alta plasticidad se requiere que tanto el ω_L como el I_p sean de una magnitud grande, lo que no ocurre con las mezclas de caolín-diatomita ya que el I_p disminuye. La figura (4.3) muestra los valores del índice de plasticidad de las mezclas caolín-diatomita y caolín-arena en las que la tendencia del índice de plasticidad es descendente.

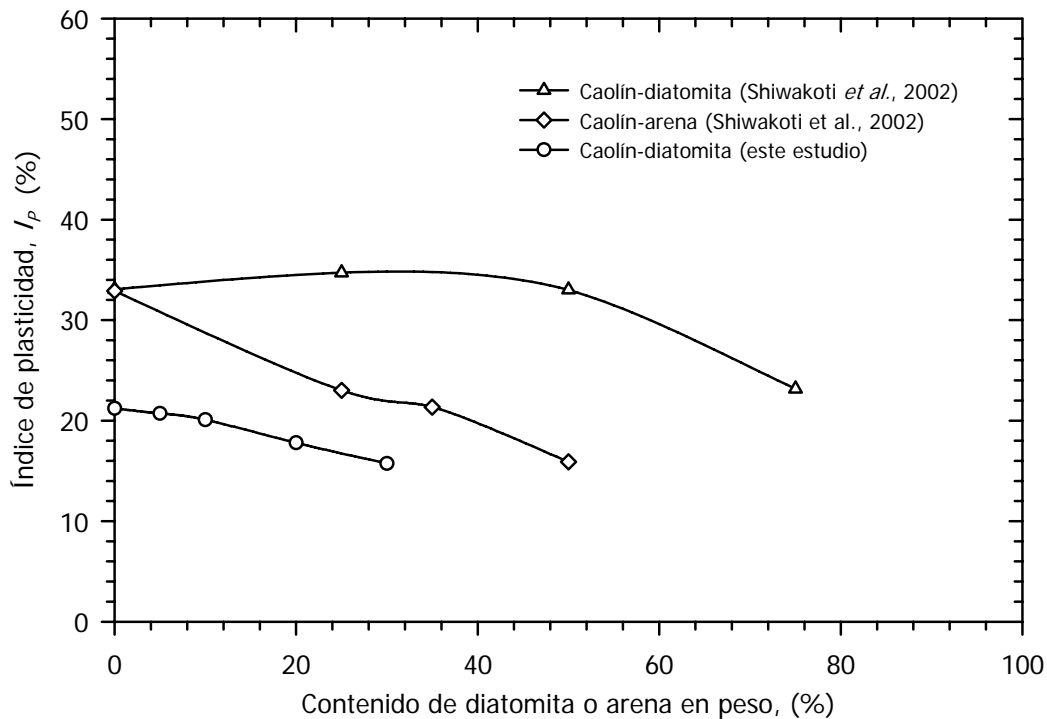


FIGURA 4.3. Tendencia del índice de plasticidad, I_p , de las mezclas caolín-arena y caolín-diatomita

La causa de este efecto se debe a que la diatomita es un material que no presenta un estado plástico ($I_p = 0$) y, en consecuencia, al aumentar el contenido de diatomita, la mezcla tiende a adquirir las propiedades del material no plástico (arena o diatomita).

Considerando que las mezclas empleadas en esta tesis se formaron bajo las mismas condiciones, se puede argumentar lo siguiente: las mezclas caolín-diatomita disminuyen su peso volumétrico al aumentar el contenido de diatomita debido a que la densidad de sólidos de la diatomita ($G_s = 2.31$) es menor que la del caolín ($G_s = 2.59$) (figura 4.4); así como la relación de vacíos y la porosidad aumentan de la misma forma debido a los pequeños poros que presentan los microfósiles.

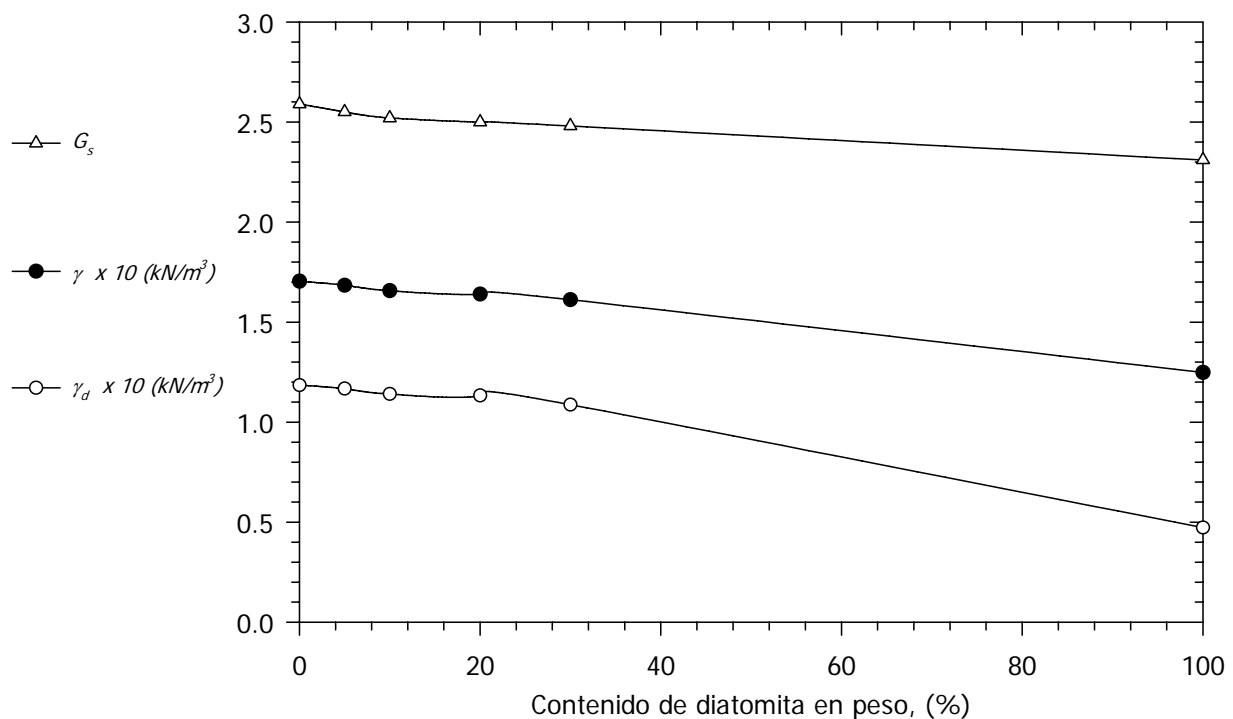


FIGURA 4.4. Tendencia de: la densidad de sólidos, G_s , el peso volumétrico, γ , y el peso volumétrico seco, γ_d .

La figura (4.5) presenta los valores correspondientes al contenido de agua, w , aumenta (44 %-48 %) y el grado de saturación, S_r , (96 %-99 %), para cada mixtura. El grado de saturación no varía demasiado entre mezclas, por lo que se puede considerar a las mezclas como saturadas y es un indicador de que las mezclas se elaboraron bajo las mismas condiciones. Entonces, la variación del contenido de agua entre mezclas se debe a

que al aumentar la porosidad (mayor contenido de diatomita), las mezclas requieren una mayor cantidad de agua para su saturación.

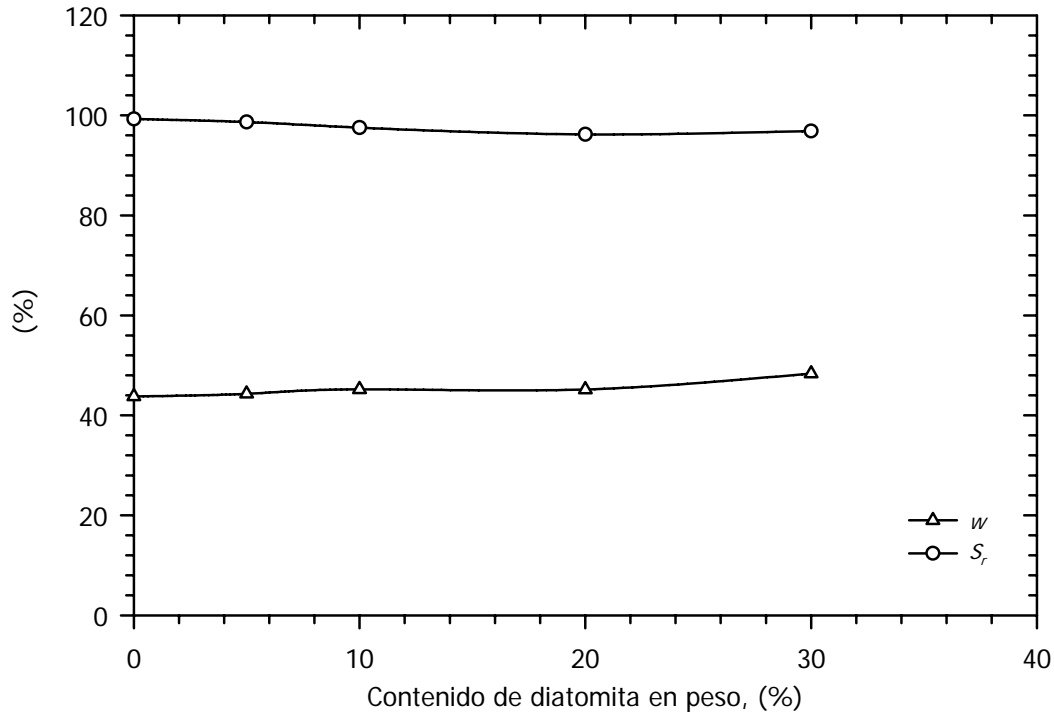


FIGURA 4.5. Valores del contenido de agua, w , y el grado de saturación, S_r , de las mezclas caolín-diatomita.

El índice de rigidez, I_r , se puede considerar como un símil de la compacidad relativa de los suelos granulares (Zeevaert, 1998), la magnitud de estos parámetros es indicativo del estado o consistencia en el que encuentra un material (suave, rígido o fluido). Además, es de suma importancia considerar este parámetro, ya que involucra conjuntamente tanto a los límites de consistencia como al contenido natural de agua de un suelo fino, valores de los cuales dependen algunas propiedades de los suelos arcillosos, como la resistencia al corte (Bjerrum y Simons, 1960). La figura (4.6) presenta los resultados del índice de rigidez, I_r , y del índice de liquidez, I_L , de las distintas proporciones de mezclas; en ésta se nota un aumento del 63 % en el índice de rigidez, variando de 0.41 para C100 a 0.67 para C70D30, lo cual indica que la diatomita influye en la consistencia de las mezclas, siendo mayor la consistencia al aumentar el contenido de diatomita.

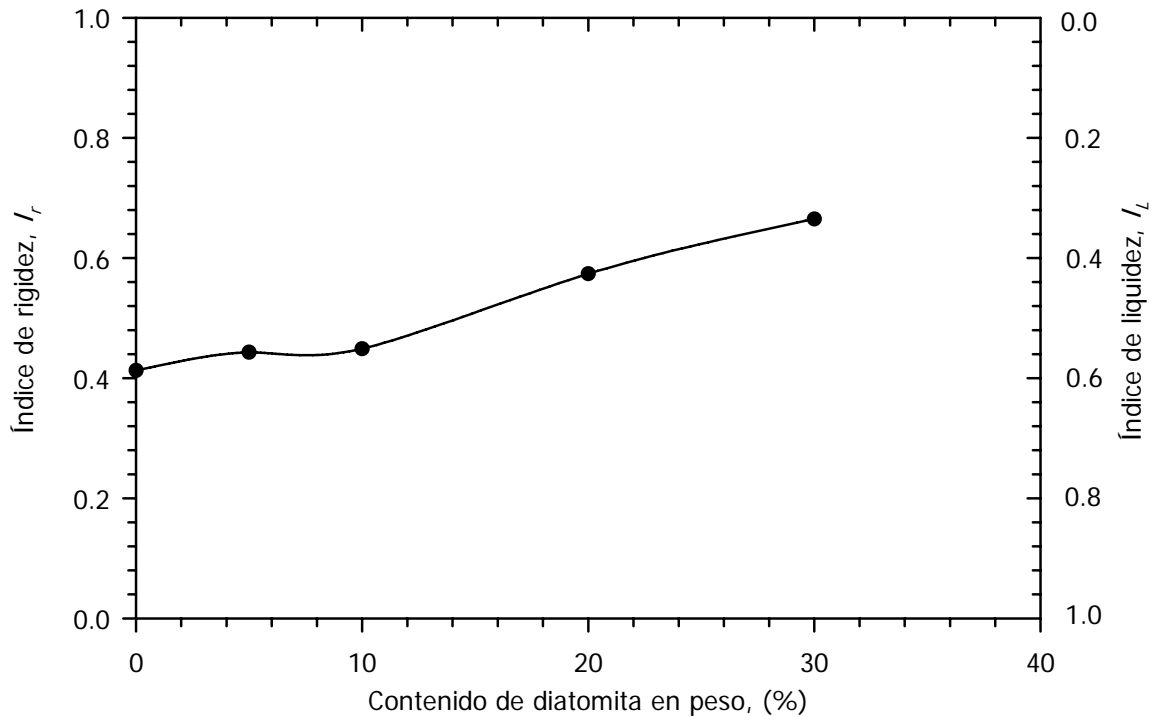
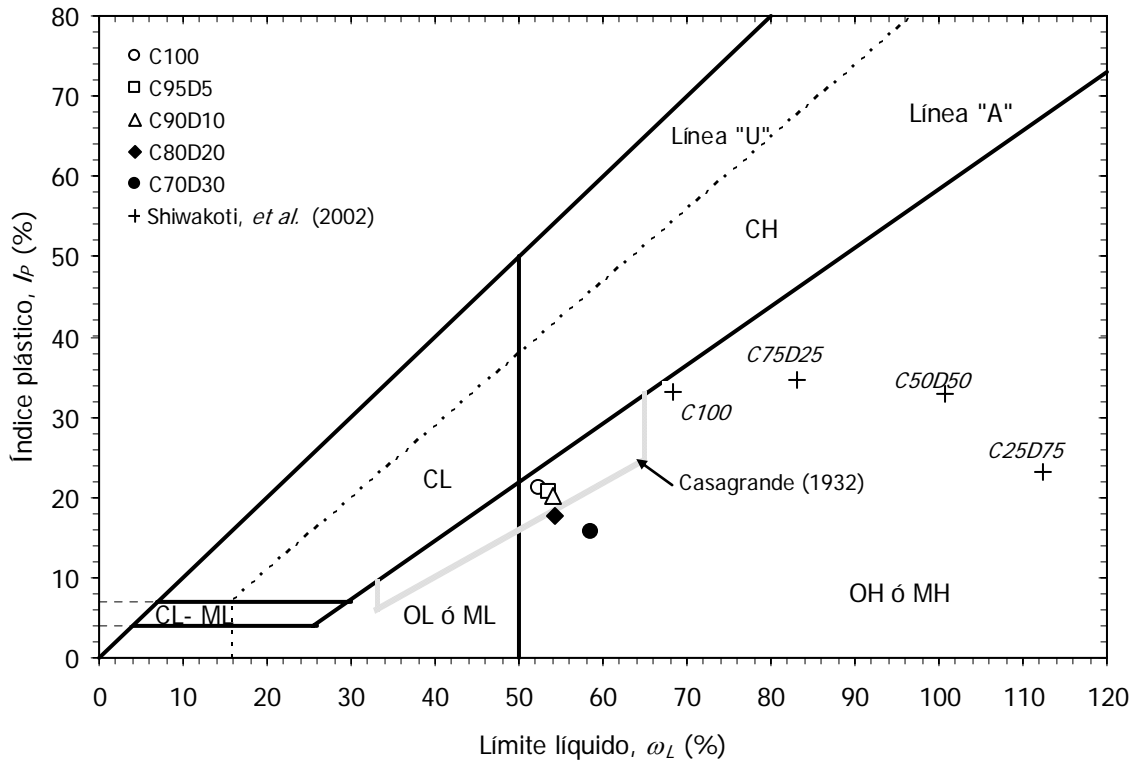
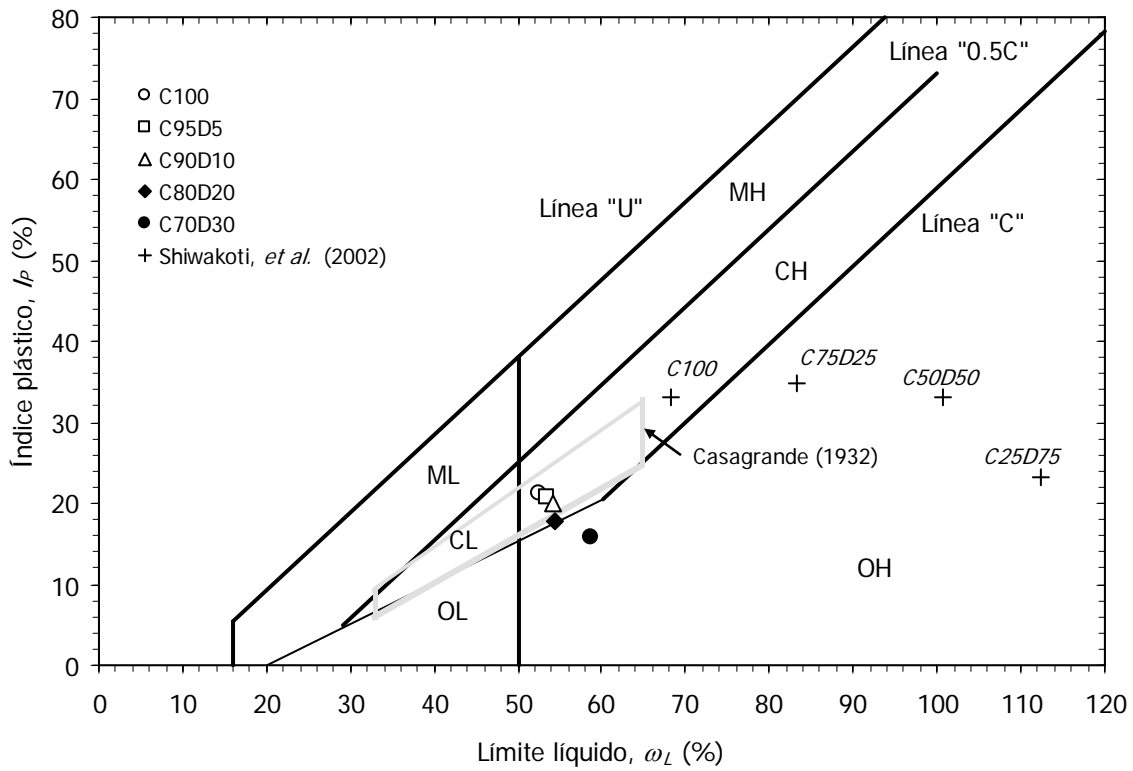


FIGURA 4.6. Consistencia de las mezclas caolín-diatomita.

Un aspecto importante que sugiere que los suelos diatomáceos son completamente distintos, en cuanto a los comportamientos típicos de los suelos comunes; se refleja en sus propiedades índice. Según la carta de plasticidad las mezclas utilizadas en este trabajo se clasifican como limo de alta plasticidad (*MH*). Las mezclas C100, C95D5 y C90D10 se ubican dentro de la región de los suelos caoliniticos (línea gris, Casagrande, 1932), mientras que las mezclas C80D20 y C70D30 se ubican fuera de dicha región a pesar de que la proporción es predominantemente caolinitica. Este comportamiento coincide de la misma manera en las mezclas empleadas por Shiwakoti *et al.* (2002), donde las mezclas C75D25 y C50D50 se ubican fuera de la región correspondiente a suelos caoliniticos (figura 4.7a). Si se comparan los mismos datos con la carta de plasticidad propuesta por Polidori (2003), se muestra que las mezclas empleadas en este trabajo se clasifican como arcillas de alta plasticidad (*CH*) con excepción de la mezcla C70D30 clasificada como suelo orgánico de alta plasticidad (*OH*). En lo que corresponde a los datos de Shiwakoti *et al.* (2002); solamente el caolín puro es clasificado como *CH* y las demás mezclas como *OH* (figura 4.7b).



a) ASTM D 2487-00.



b) Polidori (2003).

FIGURA 4.7. Clasificación de las mezclas caolín-diatomita a partir de las cartas de plasticidad.

4.2 Propiedades mecánicas.

Las propiedades mecánicas analizadas son: la compresibilidad, la permeabilidad y la resistencia al corte. Se incluye la permeabilidad en este apartado porque se determinó a partir de los parámetros de consolidación.

4.2.1. Compresibilidad.

Las curvas de consolidación obtenidas en cámara triaxial para las distintas mezclas se muestran en la figura (4.8), dichas curvas corresponden a un incremento inicial de presión confinante de 65kPa; se puede verificar que la magnitud de la deformación volumétrica unitaria, ε_v , y el tiempo de finalización de la consolidación primaria, t_{100} , para la mezcla C100, son mayores con respecto a las demás mezclas. Por ejemplo, la mezcla C100 presenta una $\varepsilon_v \approx 4\%$ y un $t_{100} \approx 100$ min, mientras para la mezcla C70D30 tiene una $\varepsilon_v \approx 2.6\%$ y $t_{100} \approx 12$ min. Además se incluyen los valores de la probeta de diatomita en la cual se muestra que la consolidación primaria se desarrolla rápidamente y su deformación es menor con respecto las demás, lo que corrobora la tendencia antes mencionada.

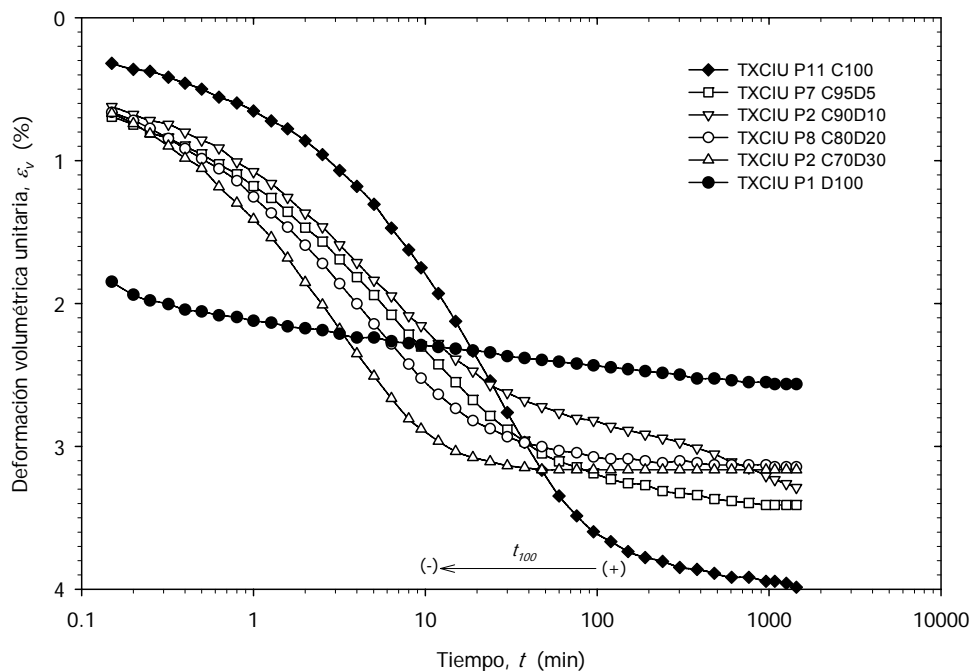


FIGURA 4.8. Curvas de consolidación para un incremento de presión confinante de 0 a 65 kPa.

En la figura 4.9 se presentan las curvas de consolidación obtenidas en pruebas de odómetro para un incremento inicial de 20 kPa. En dichas curvas se observa que C100 no se encuentra debajo de todas las curvas; es decir, la mezcla C100 no presenta la mayor deformación axial unitaria pero si es la que tiene un t_{100} mayor, por lo que no se ajusta a la tendencia mostrada en las curvas de consolidación isotrópica referente a la magnitud de deformación unitaria.

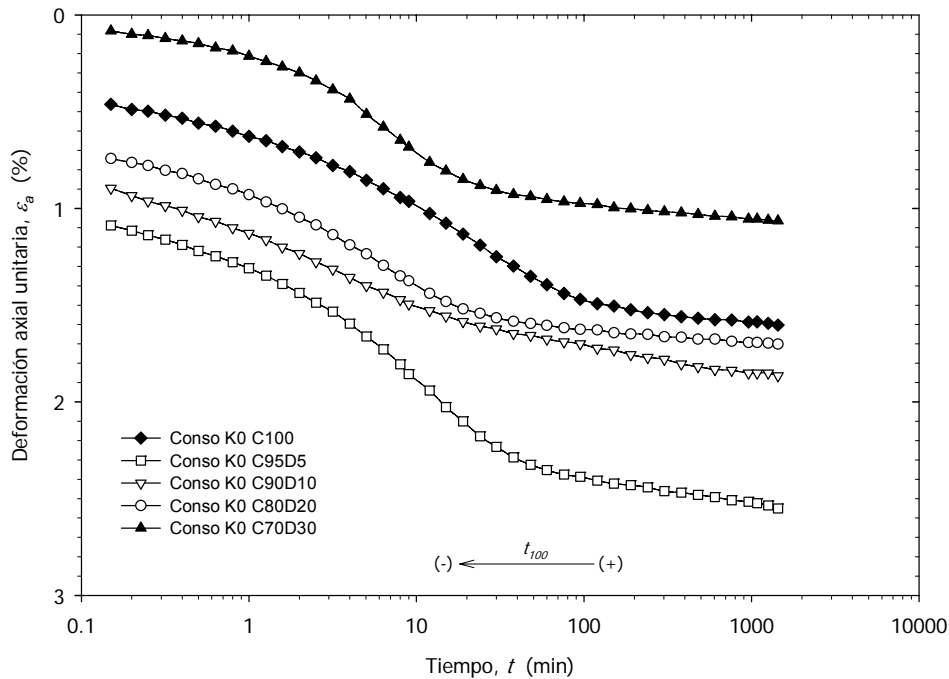


FIGURA 4.9. Curvas de consolidación para un incremento de presión vertical de 0 a 20 kPa.

Igualmente se observa en la figura anterior que las relaciones de compresión inicial, r_i , compresión primaria, r_p , y compresión secundaria, r_s , son distintas para cada mezcla. Aunque las relaciones de compresión no presentan una tendencia lineal definida, se puede comentar de manera general que la deformación elástica es mayor en la mezcla C100 ($r_i = 22\%$) que en la mezcla C70D30 ($r_i = 0.01\%$). En cuanto a las deformaciones debidas a la consolidación primaria y secundaria, ambas son menores en la mezcla C100 ($r_p = 68\%$ y $r_i = 8\%$) que en la C70D30 ($r_p = 81\%$ y $r_i = 18\%$), como se muestra en la figura (4.10). Las relaciones de compresión se calcularon, determinando las deformaciones para los tiempos cuando inician la consolidación primaria y secundaria, por el método de Casagrande y de esta manera se relacionaron cada una de las deformaciones con respecto a la deformación total. Cabe notar que solamente se hizo una prueba en odómetro para

cada mezcla, por lo que se recomienda realizar un número mayor de pruebas para determinar tendencias de estos parámetros.

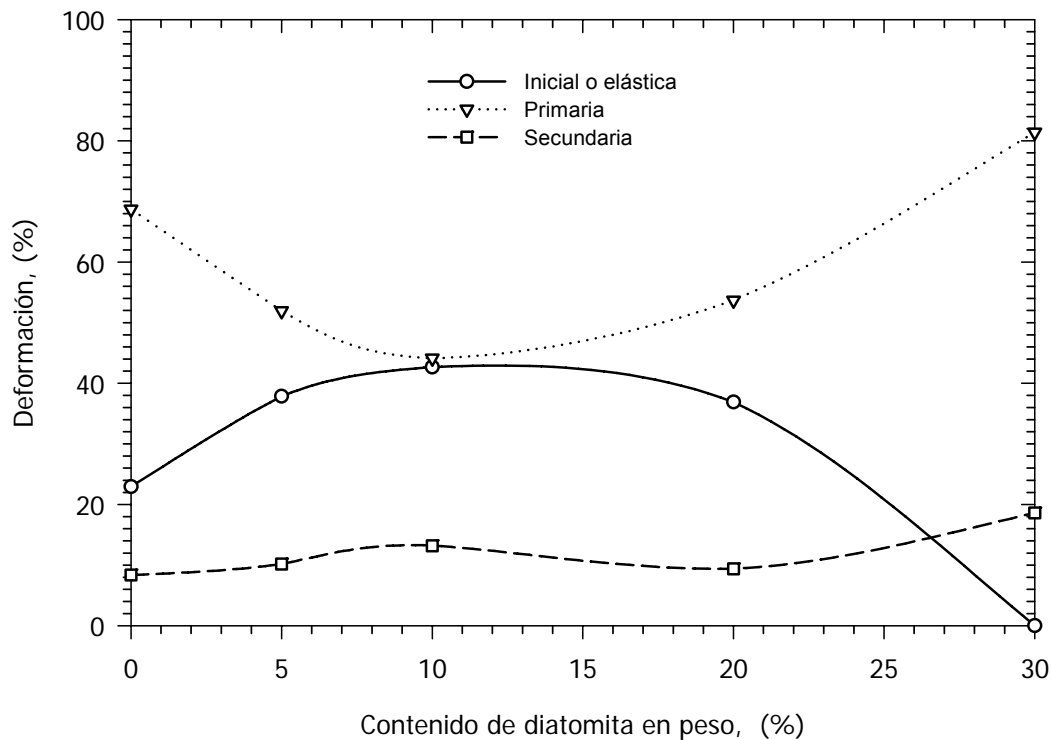
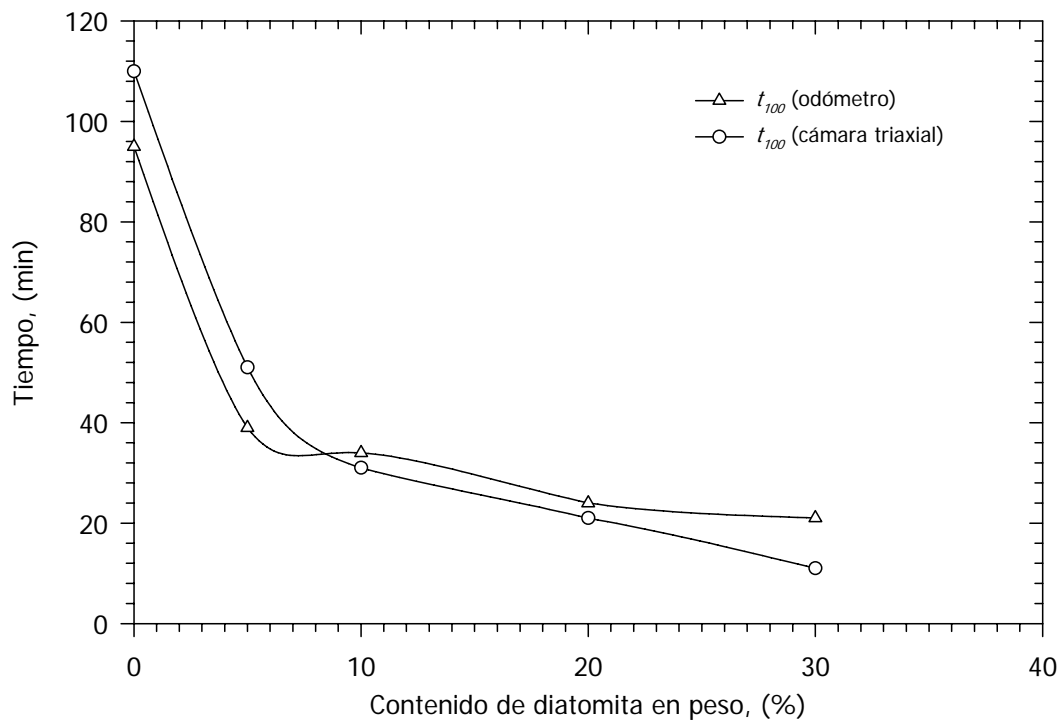
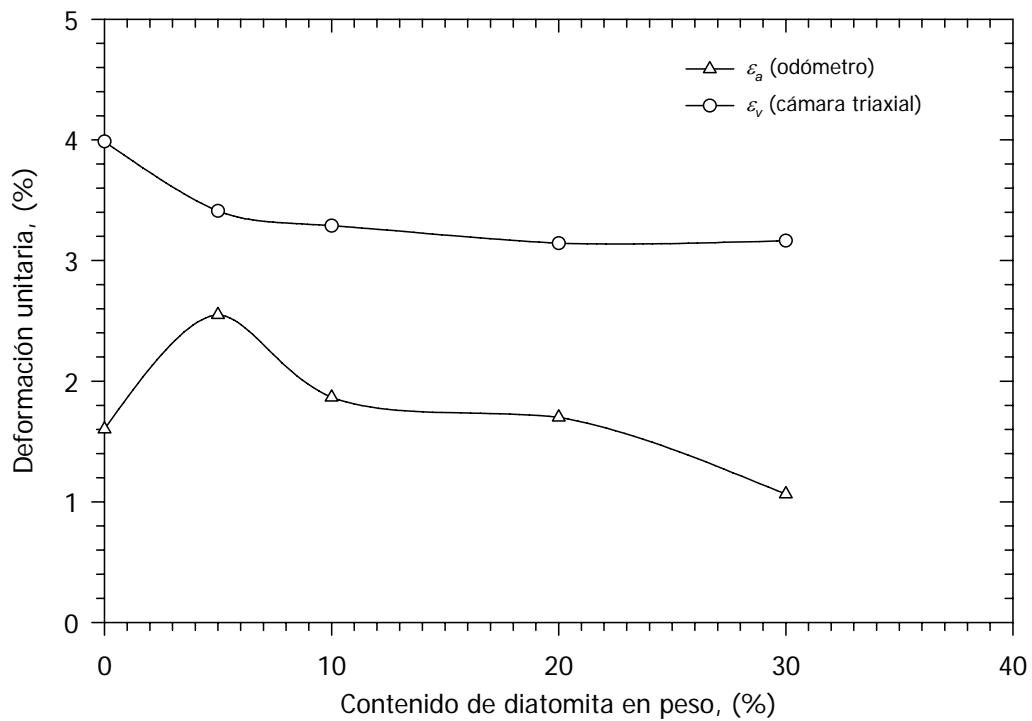


FIGURA 4.10. Relaciones de compresión de las curvas de consolidación, para un incremento de presión vertical de 0 a 20 kPa.

Las tendencias del análisis realizado a las curvas de consolidación se resumen en la figura (4.11). El decremento del tiempo al cual se disipa la presión de poro (t_{100} , final de la consolidación primaria) disminuye al aumentar el contenido de diatomita en las mezclas, lo cual sugiere que una de las causas más importantes es la existencia de un mayor drenaje o una mayor permeabilidad. En cuanto a la magnitud de deformación de cada mezcla se observa que la presencia de diatomita en las mezclas proporciona mayor rigidez; lo cual concuerda con el comportamiento presentado por la consistencia relativa o índice de rigidez mostrado en la figura (4.6). Los resultados aquí mostrados ameritan realizar una investigación posterior encaminada al estudio del fenómeno de consolidación en mezclas de caolín-diatomita. Se sugiere que las curvas de consolidación se estudien en base a modelos desarrollados por autores como Zeevaert (1985), Mesri (1973), etc.; para hacer un análisis cuantitativo más preciso.



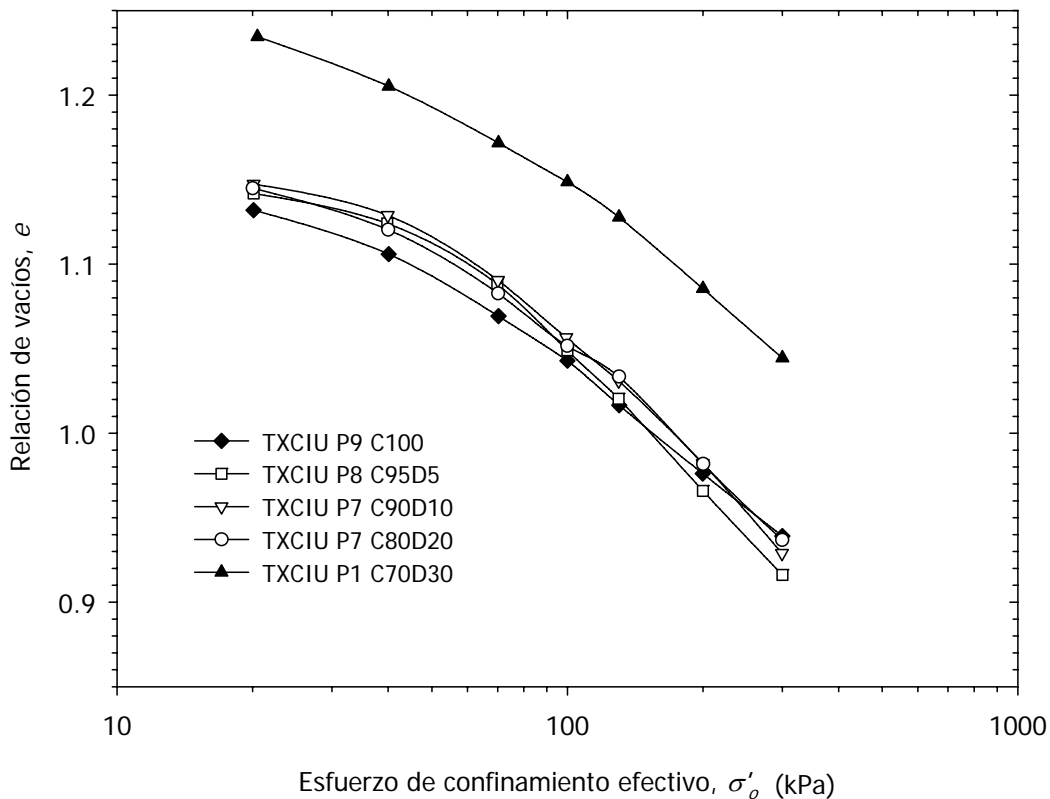
(a)



(b)

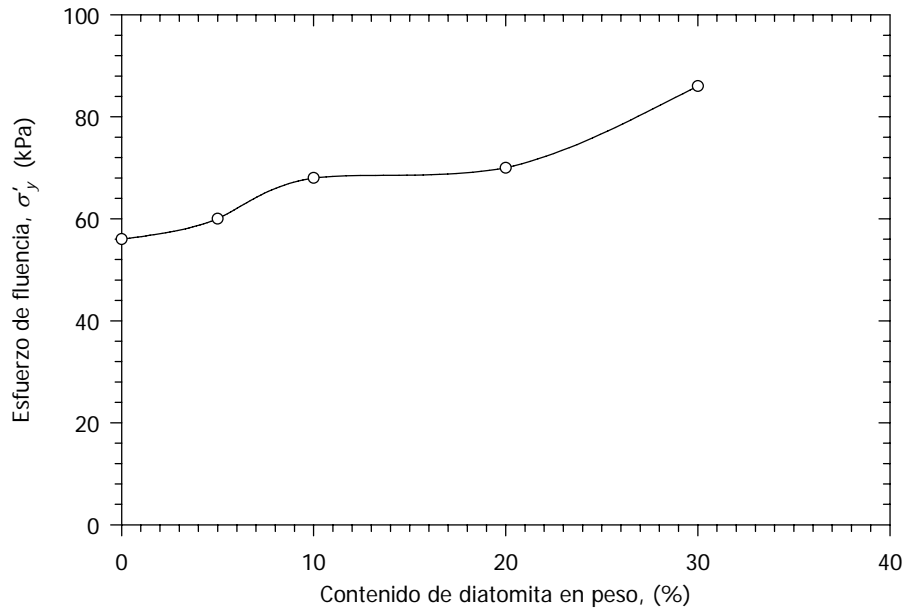
FIGURA 4.11. Variación de t_{100} y de ε_a o ε_v , correspondientes a las curvas de consolidación mostradas en las figuras (4.8) y (4.9).

Las curvas de compresibilidad y los esfuerzos de fluencia, σ'_y , se muestran en las figuras (4.12a) y (4.12b), respectivamente. Ambas gráficas presentan una tendencia a mejorar tanto las propiedades de compresibilidad como la estructura conforme aumenta el contenido de diatomita; ya que, de manera general, la reducción de relación de vacíos es menor en la mezcla C70D30 con respecto a las demás. Los puntos experimentales pertenecen a pruebas en cámara triaxial con un esfuerzo de confinamiento efectivo, σ'_o , de 300 kPa. Se puede observar que la mezcla que contiene mayor contenido de diatomita presenta menor deformabilidad (mayor rigidez) y mayor estructuración. Pero la mezcla C100 no presenta la mayor reducción de vacíos, presentándose el mismo comportamiento de las curvas de consolidación en odómetro (figura 4.9).



(a)

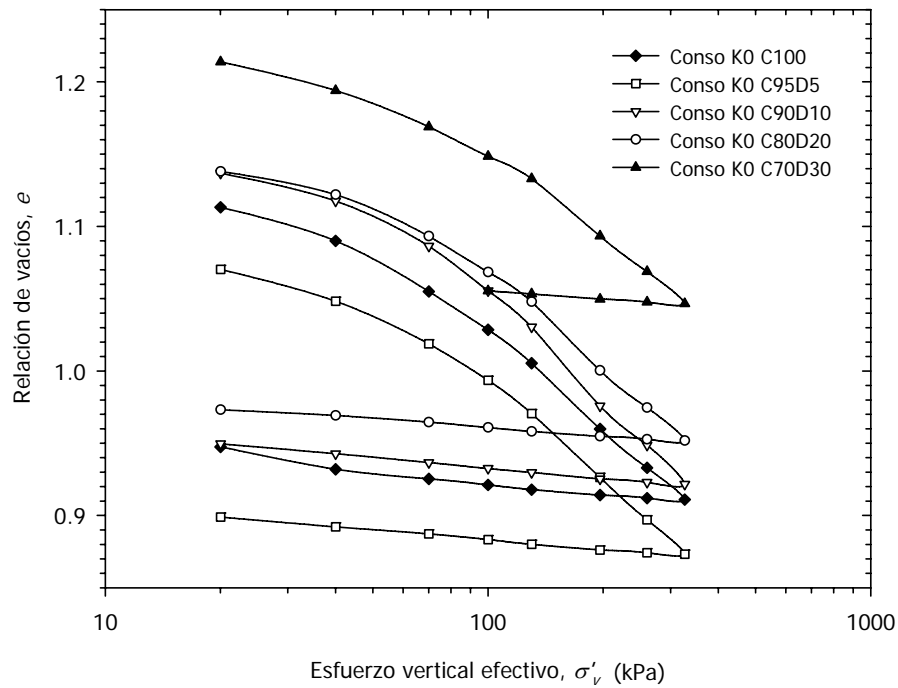
FIGURA 4.12. a) Curvas de compresibilidad y b) esfuerzo de fluencia, correspondientes a pruebas triaxiales (continúa...).



(b)

FIGURA 4.12. a) Curvas de compressibilidade e b) esforço de fluência, correspondientes a pruebas triaxiales. (...continuación).

En la figura (4.13) se corroboran las tendencias mencionadas anteriormente, se presentan los resultados correspondientes a las pruebas realizadas en odómetro.



(a)

FIGURA 4.13. a) Curva de compressibilidade y b) esfuerzo de fluencia, correspondientes a pruebas en odómetro (continúa.....).

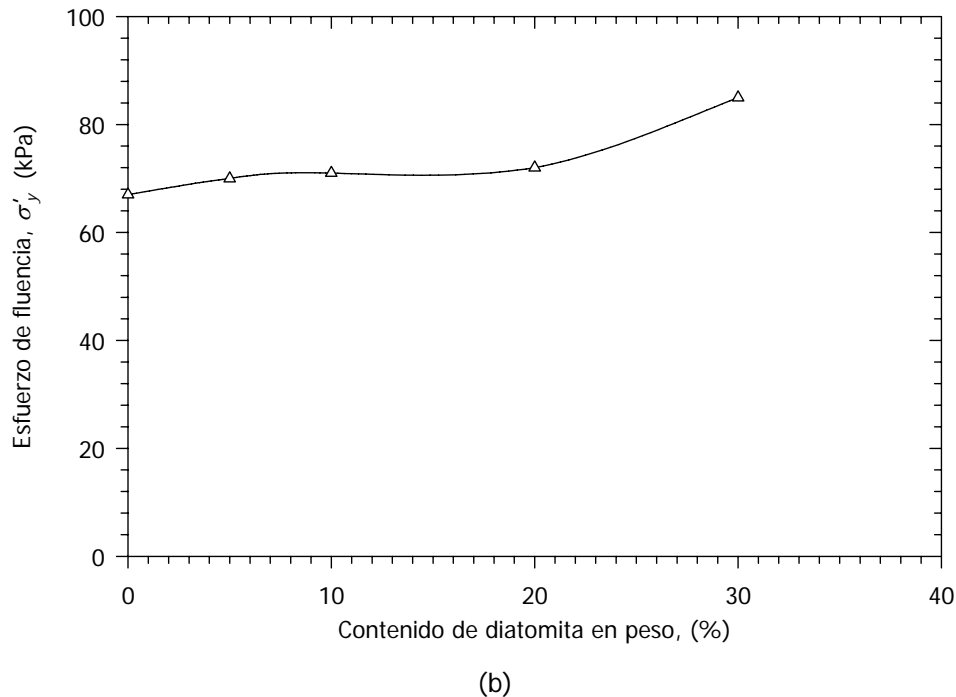


FIGURA 4.13. a) Curva de compresibilidad y b) esfuerzo de fluencia, correspondientes a pruebas en odómetro. (...continuación).

En el caso del esfuerzo de fluencia, σ'_y , se presenta una tendencia muy definida, mientras que en el caso de la magnitud de las deformaciones no se presenta una tendencia clara; de manera general, estos dos puntos analizados están asociadas a la estructura de las mezclas. La causa de que el esfuerzo de fluencia sea mayor en C70D30 con respecto a las demás mezclas es debido a que el tiempo durante la consolidación secundaria es mayor, lo que propicia que el fenómeno de "aging" se manifieste de manera más notable (Schmertmann, 1991). Es importante recordar que los resultados experimentales que se han analizado, aunque no corresponden a todas las pruebas, representan de manera general el comportamiento de todas éstas.

Otro parámetro importante para estimar la compresibilidad de un suelo es el índice de compresión, C_c . La tendencia de este parámetro en las mezclas caolín-diatomita es ascendente conforme aumenta el contenido de diatomita (Shiwakoti *et al.*, 2002). La figura (4.14) muestra los valores correspondientes al índice de compresión obtenidos en pruebas de consolidación unidimensional y en cámara triaxial tendiendo a disminuir ligeramente conforme aumenta el contenido de diatomita.

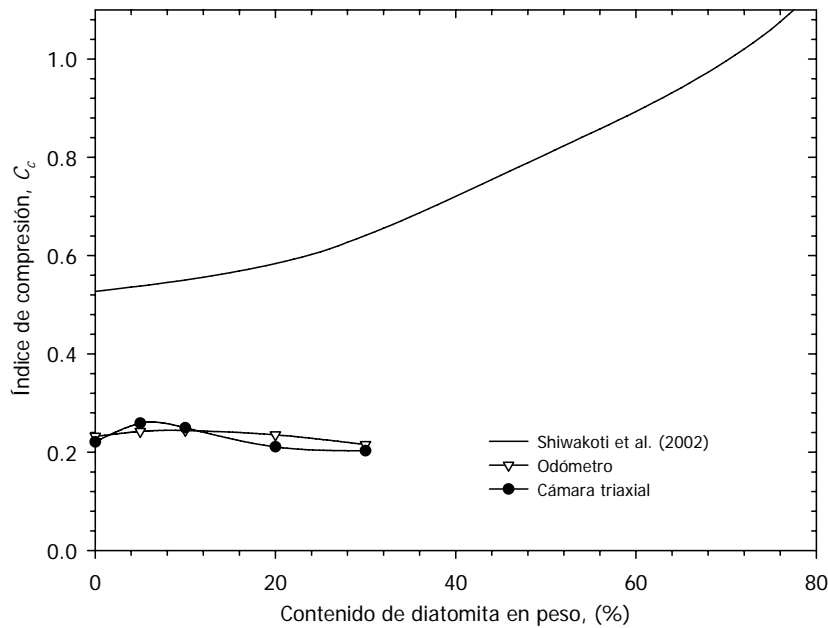


FIGURA 4.14. Índice de compresión para distintas proporciones de caolín-diatomita.

Day, (1995) y Khilnani y Capik, (1989) han concluido que el índice de compresibilidad es mayor para suelos diatomáceos con respecto a los demás suelos, pero al someterse a grandes presiones, los microfósiles colapsan provocado una deformación súbita y posteriormente el comportamiento del índice de compresibilidad es distinto (Shiwakoti *et al.*, 2002); por tanto se distinguen dos tipos de comportamiento en cuanto a deformabilidad para este tipo de suelos, reflejada con las tendencias mostradas en la figura (4.14). Los datos experimentales de este trabajo presentan una tendencia del índice de compresión a disminuir ligeramente de 0.23 a 0.20. La no coincidencia de estas tendencias sugiere que se debe a que la diatomita empleada para este trabajo está fragmentada, lo cual se puede comprobar con la figura (4.15) de las fotomicrografías de la diatomita empleada en esta investigación (Girón-García, 2006).

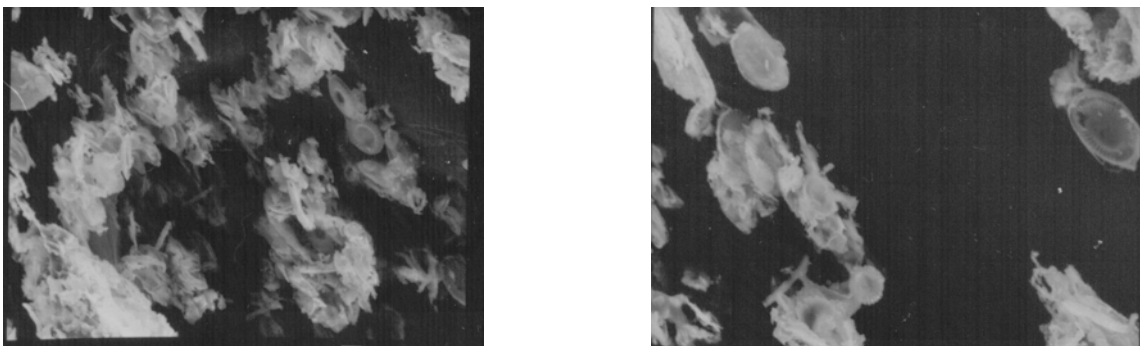
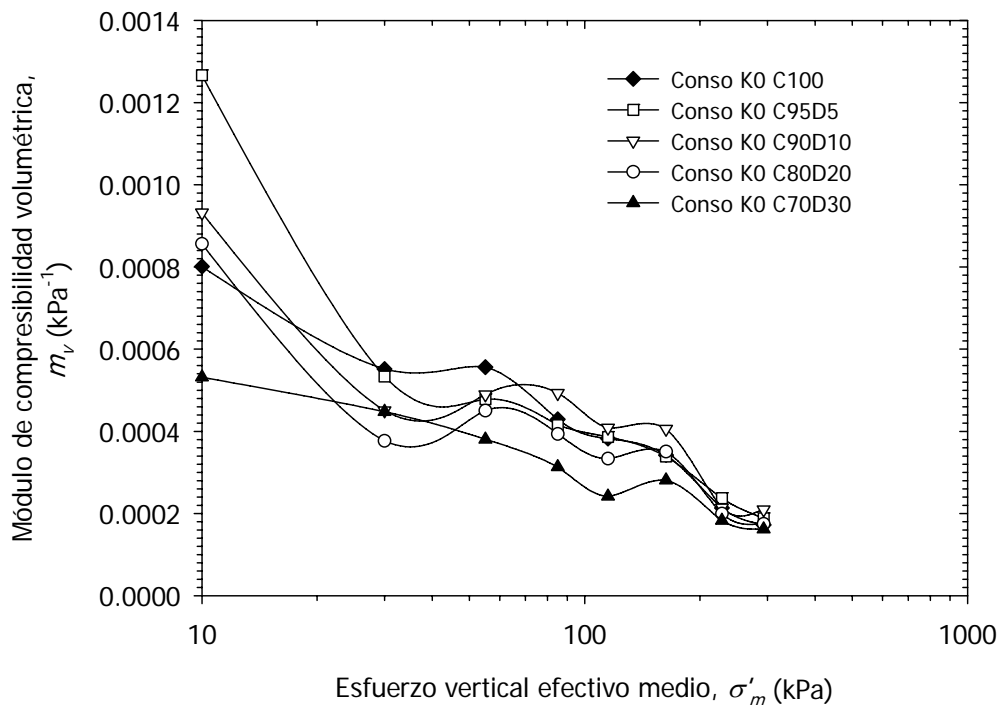


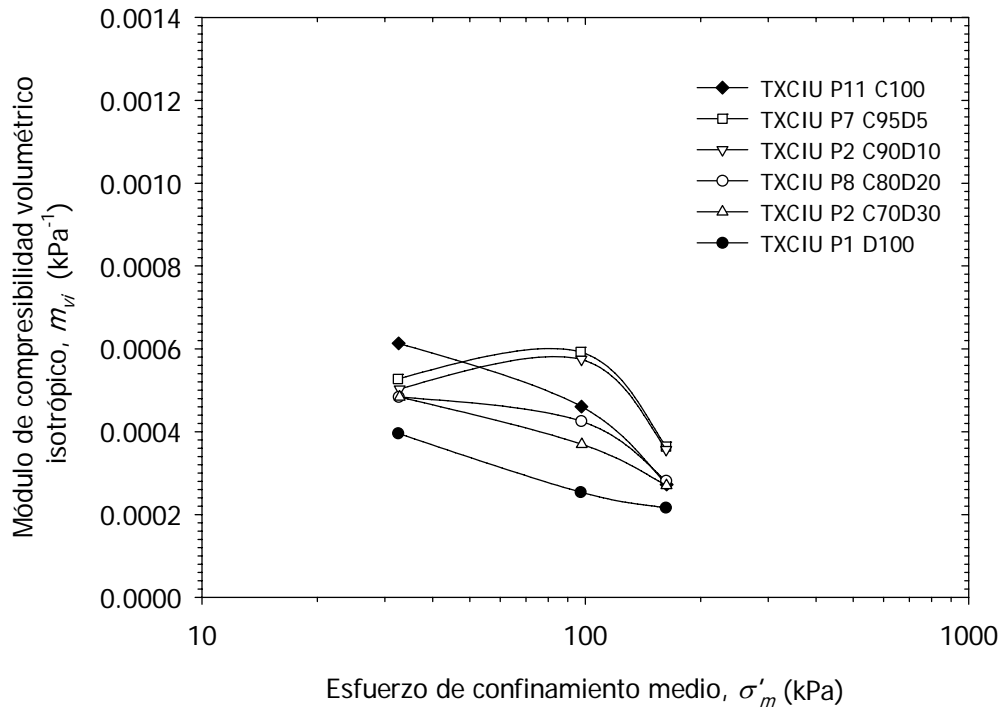
FIGURA 4.15. Fotomicrografías de la diatomita (Girón-García, 2006).

Para comprobar que al aumentar el contenido de diatomita en las mezclas caolín-diatomita incrementa la rigidez de éstas, se presentan los valores del módulo de compresibilidad volumétrico, m_v , el cual está asociado directamente a la magnitud de deformación de los suelos, ya que entre mayor sea la magnitud de éste mayor será la deformación y viceversa. La figura (4.16a) muestra los valores del, m_v , para distintas condiciones de esfuerzo correspondientes a la prueba de consolidación unidimensional observándose una tendencia descendente en todas las mezclas y resaltando que los valores mayores del m_v corresponden a la mezcla C100 mientras que los valores más bajos corresponden a la mezcla C70D30. Esta tendencia se aprecia de igual manera en la figura (4.16b), en la que se muestran los valores del m_v obtenidos de pruebas triaxiales incluyendo los datos obtenidos de la mezcla D100. Estas pruebas triaxiales corresponden a 3 incrementos de presión de 65 kPa.



(a) Odómetro

FIGURA 4.16. Valores del módulo de compresibilidad volumétrico m_v y m_{vi} (continúa...).



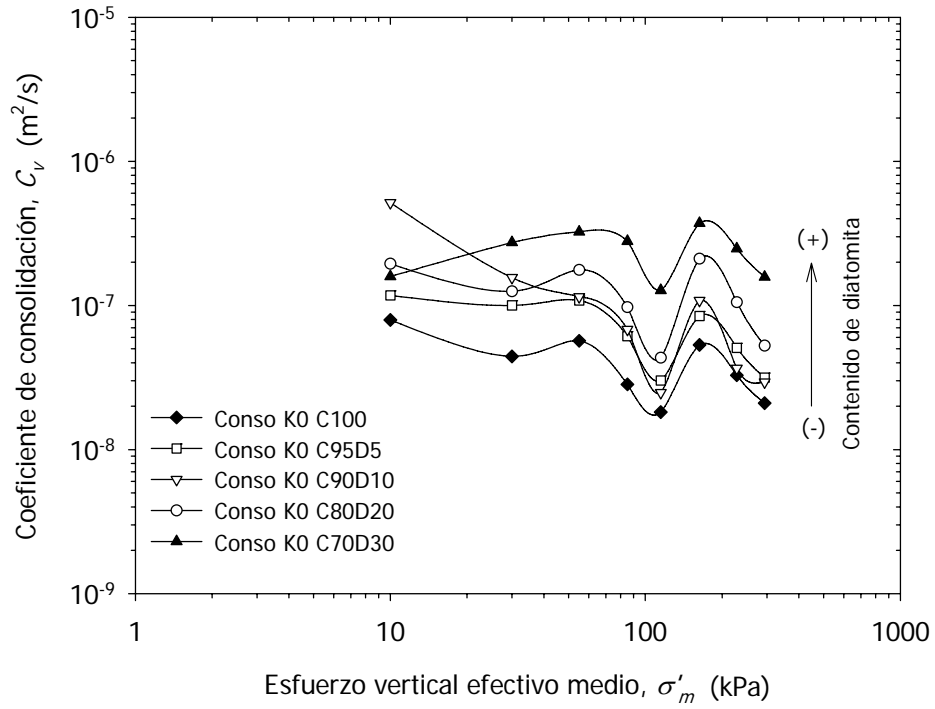
(b) Cámara triaxial

FIGURA 4.16. Valores del módulo de compresibilidad volumétrico m_v y m_{vj} (...continuación).

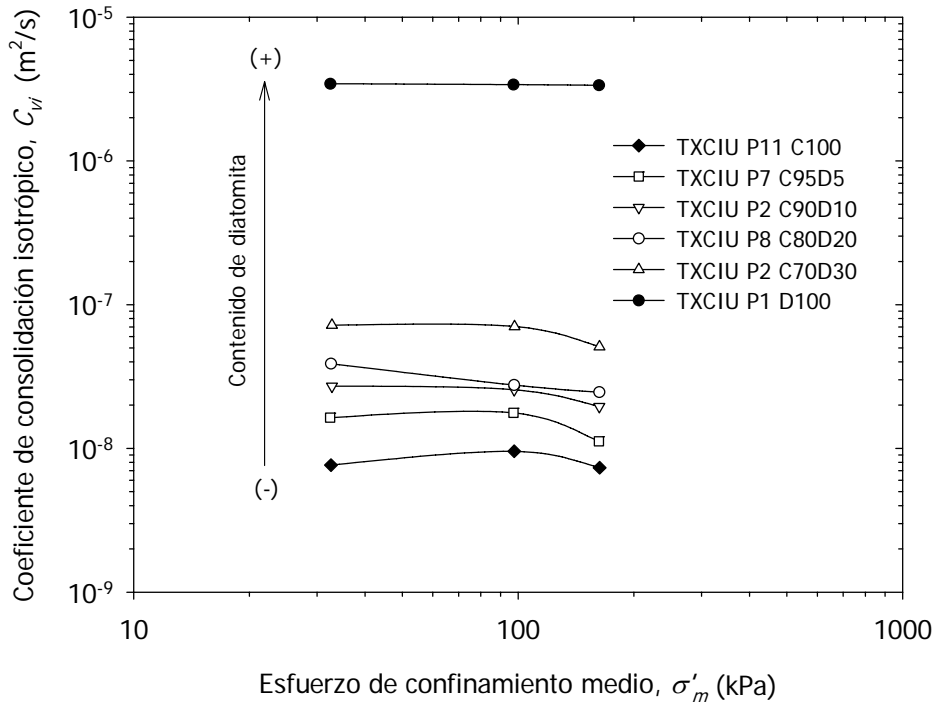
Las figuras (4.17a) y (4.17b) presentan la variación experimental del coeficiente de consolidación obtenidas en pruebas de odómetro, C_{vi} , y cámara triaxial, C_{vii} , presentando una tendencia ascendente, siendo la mezcla C100 la que presenta los valores menores; con esta tendencia se comprueba que la disipación de la presión de poro es más rápida al tener mayor cantidad de diatomita en las mezclas, lo que corrobora lo mencionado en el análisis de las curvas de consolidación. Se debe considerar que la ocurrencia de este comportamiento se desarrolla incluyendo que la relación de compresión primaria, r_p , es mayor para las mezclas que contienen más caolín (figura 4.10).

Permeabilidad.

El coeficiente de permeabilidad, k , de las mezclas disminuye a medida que la relación de vacíos también disminuye, o que el nivel de esfuerzo confinante aumenta (figura 4.18). En la figura (4.18a), aunque no se aprecia una tendencia definida o clara, se



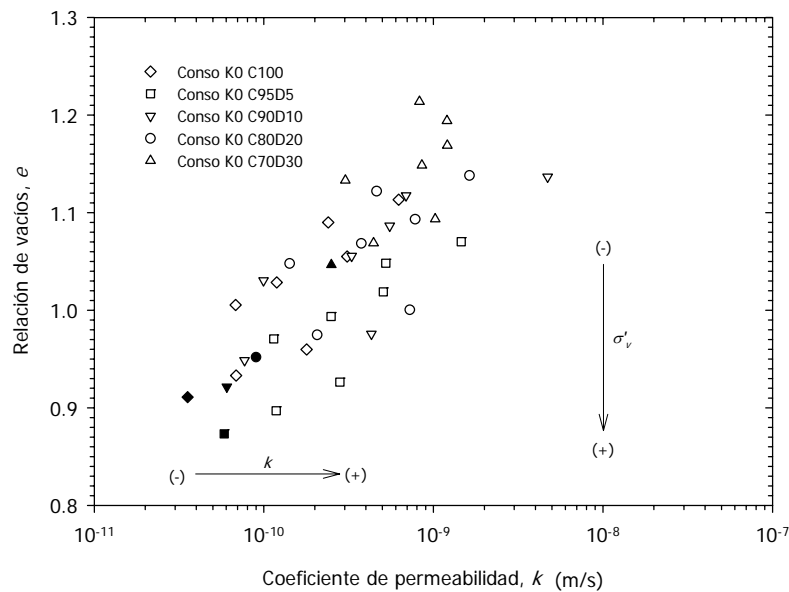
(a) Odómetro



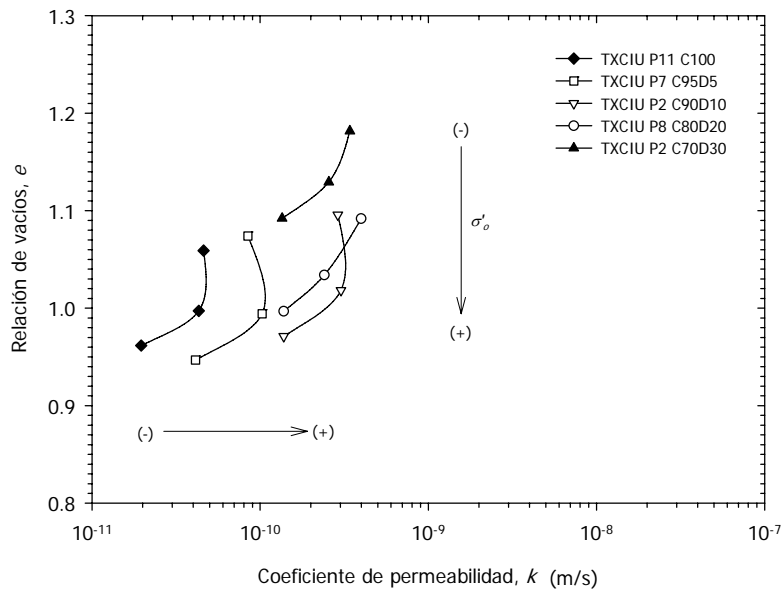
(b) Cámara triaxial

FIGURA 4.17. Valores del coeficiente de consolidación C_v y C_{vi} .

observa que la permeabilidad es mayor al aumentar el contenido de diatomita en el último incremento de carga (figuras rellenas). Las mezclas están en el rango de suelos que son prácticamente impermeables. La figura (4.18b) presenta los valores de k calculados a partir de los datos obtenidos en pruebas triaxiales, en dicha gráfica se verifica de manera más clara lo mencionado anteriormente, apreciando que para una misma relación de vacíos el coeficiente de permeabilidad presenta el valor menor en la mezcla C100; lo que sugiere que el aumento de permeabilidad se deba a la porosidad que presentan los microfósiles.



(a) Odómetro



(b) Cámara triaxial

FIGURA 4.18. Valores del coeficiente de permeabilidad, k .

4.2.2 Resistencia al esfuerzo cortante.

La resistencia no drenada, s_u , determinada con veleta en la parte superior e inferior de las mezclas se muestra en la figura (4.19). La tendencia que presentan estos resultados es ascendente conforme aumenta el contenido de diatomita (figura 4.19a), aumentando la resistencia no drenada en 77 % y 38 % en las caras superior e inferior de dichas muestras, respectivamente; este resultado permite estimar un aumento en la resistencia al corte con la presencia de las diatomitas. Sridharan y Prakash (1999) mostraron que la resistencia no drenada del caolín aumenta al disminuir el contenido de agua presentando una tendencia definida, pero en la figura (4.19b) se observa que la variación de s_u para contenidos de agua similares, en el caso particular de la mezcla C100 la variación es aproximadamente de 3 kPa para un contenido de agua prácticamente igual. Por tanto se puede concluir que el contenido de agua no es el único factor que influye en el comportamiento de la resistencia no drenada de los suelos, o sea influyen otras propiedades como la plasticidad.

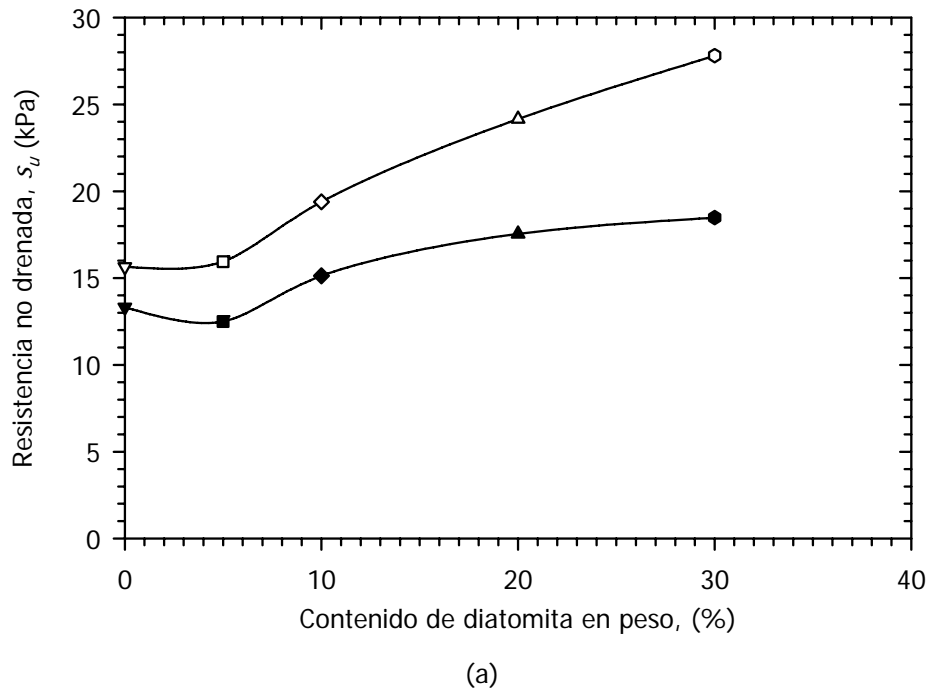
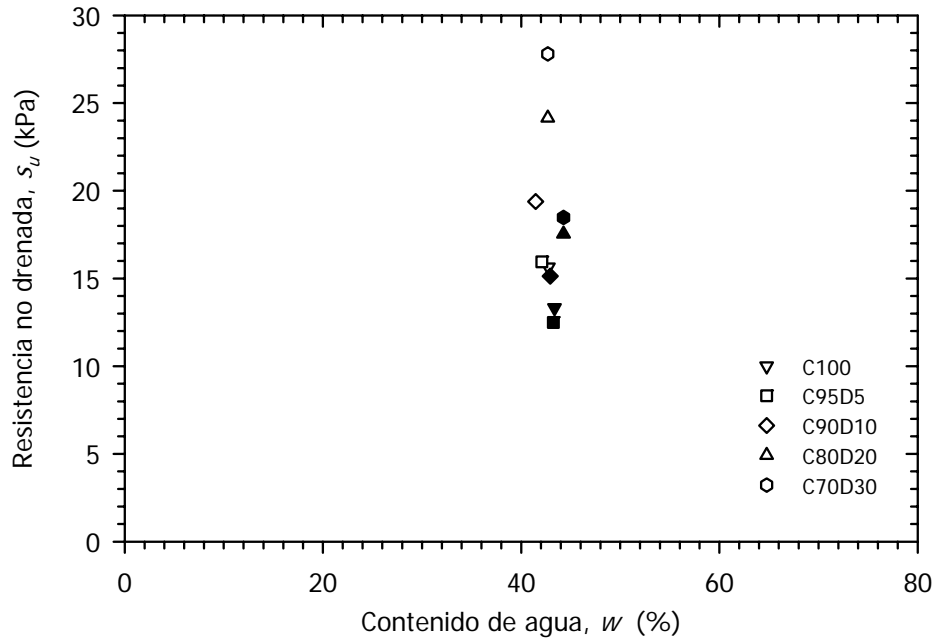


FIGURA 4.19. Valores de la resistencia no drenada, s_u , determinada con veleta, los puntos rellenos representan los valores de la cara inferior de las muestras (continúa...).



(b)

FIGURA 4.19. Valores de la resistencia no drenada, s_u , determinada con veleta, los puntos rellenos representan los valores de la cara inferior de las muestras (...continuación).

En la mayoría de las pruebas triaxiales en suelos arcillosos, variables como la presión de poro, u , y el esfuerzo desviador, q , se normalizan con respecto al esfuerzo de fluencia, σ'_y , dando como resultado que distintas pruebas con diferentes OCR se ajusten a una sola curva, al cual llaman comportamiento normalizado (Henkel, 1960). Para suelos normalmente consolidados (*NC* o desestructurados) en pruebas triaxiales CIU, la normalización de parámetros se hace con respecto al esfuerzo efectivo de confinamiento (σ'_o o σ'_3), presentándose el mismo efecto; además de que los parámetros usados para la formación de las trayectorias de esfuerzo también se pueden normalizar (Ladd *et al.*, 1977). Los resultados de la etapa de falla en las pruebas triaxiales realizadas para esta tesis exhiben comportamiento normalizado, lo cual comprueba que las mezclas presentan homogeneidad y por tanto existe confiabilidad en los resultados obtenidos.

En la figura (4.20) se muestran las gráficas q vs. ε_a , t vs. s o s' , u vs. ε_a y σ'_1/σ'_3 vs. ε_a normalizadas para la mezcla C90D10, observándose que los datos experimentales se ajustan prácticamente a una sola curva. También se incluyen las gráficas σ'_1/σ'_3 vs. ε_a (figura 4.20d), las cuales presentan igualmente un comportamiento

normalizado ya que se ajustan a una sola curva; el comportamiento en dichas gráficas es indicativo del comportamiento normalizado de los suelos debido a que todos los parámetros dependen de los esfuerzos principales y de la presión de poro. Por lo general este tipo de comportamiento no se presenta debido a la heterogeneidad de los suelos (Ladd *et al.*, 1977), pero en este trabajo también se muestra que otra posible causa de esto es la realización de ensayos en distintos equipos. En la figura (4.21), las gráficas típicas (figuras 4.21a, b y c) no presentan con claridad esta causa, mientras que en la figura (4.21d) se muestra de una manera más clara esta causa, ya que las pruebas TXCIU P8 C100 y TXCIU P10 C100 se ajustan a una sola curva y las pruebas TXCIU P9 C100 y TXCIU P11 C100 se ajustan en otra curva, cada par de pruebas se hicieron en equipos triaxiales distintos. Una posible causa es que, como las celdas de carga son de distinta resolución, las lecturas registradas por cada celda originen valores distintos, considerando que las curvas u vs. ε_a normalizadas son iguales y, por tanto, que la presión de poro no sea el motivo de dicha variación.

Otro aspecto a considerar es que la deformación axial unitaria en la falla correspondiente a $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{m\acute{a}x}$ no presenta gran variación en sus valores con excepción de la prueba TXCIU P1 C70D30 (tabla 4.1); en consecuencia no es causa de la no normalización de las cuatro curvas mostradas en la figura (4.21d).

TABLA 4.1. Deformación axial unitaria, ε_a , a la falla en pruebas TXCIU para $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{m\acute{a}x}$.

P11 C100	9.23 %	P7 C95D5	11.19 %	P2 C90D10	10.74 %	P5 C80D20	12.45 %	P2 C70D30	10.19 %
P8 C100	8.16 %	P5 C95D5	10.21 %	P3 C90D10	11.44 %	P6 C80D20	13.44 %	P3 C70D30	11.86 %
P9 C100	9.92 %	P8 C95D5	9.30 %	P7 C90D10	13.17 %	P7 C80D20	12.11 %	P1 C70D30	16.15 %
P10 C100	8.16 %	P6 C95D5	10.33 %	P6 C90D10	10.46 %	P4 C80D20	13.96 %	P5 C70D30	9.40 %

El comportamiento contractivo y dilatante es un fenómeno que se presenta fundamentalmente en arenas sueltas y compactas, respectivamente. Este fenómeno se puede identificar en las trayectorias de esfuerzo; también, está asociado con suelos arcillosos preconsolidados (OC) y normalmente consolidados (NC) como se muestra en la figura (3.6) (Lambe, 1964). Otra manera de identificar este comportamiento es mediante las curvas esfuerzo-deformación considerando tres casos al finalizar el rango elástico:

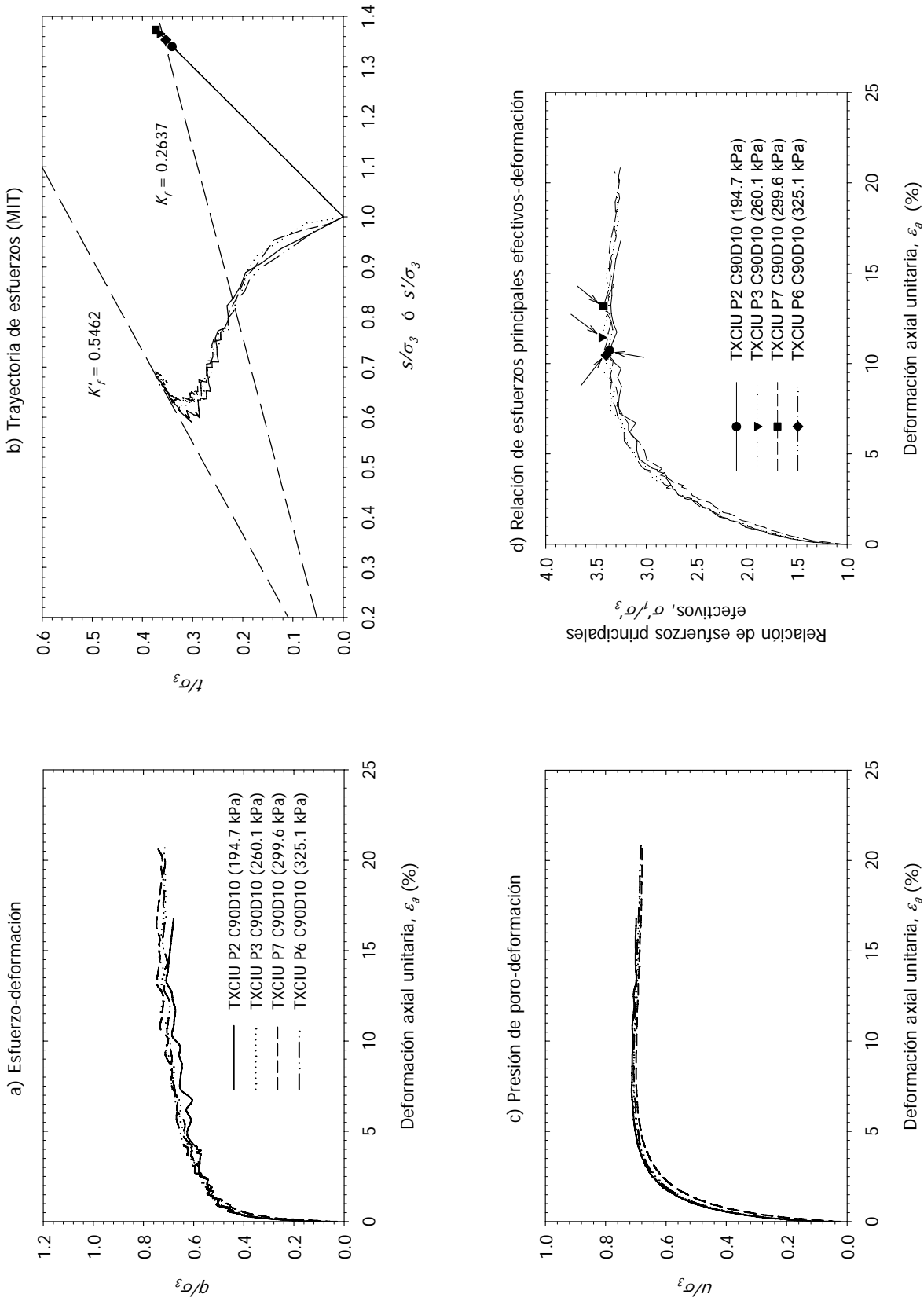


FIGURA 4.20. Resultados normalizados de la etapa de falla de la mezcla C90D10. Las flechas indican la deformación unitaria de falla, $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{máx.}$

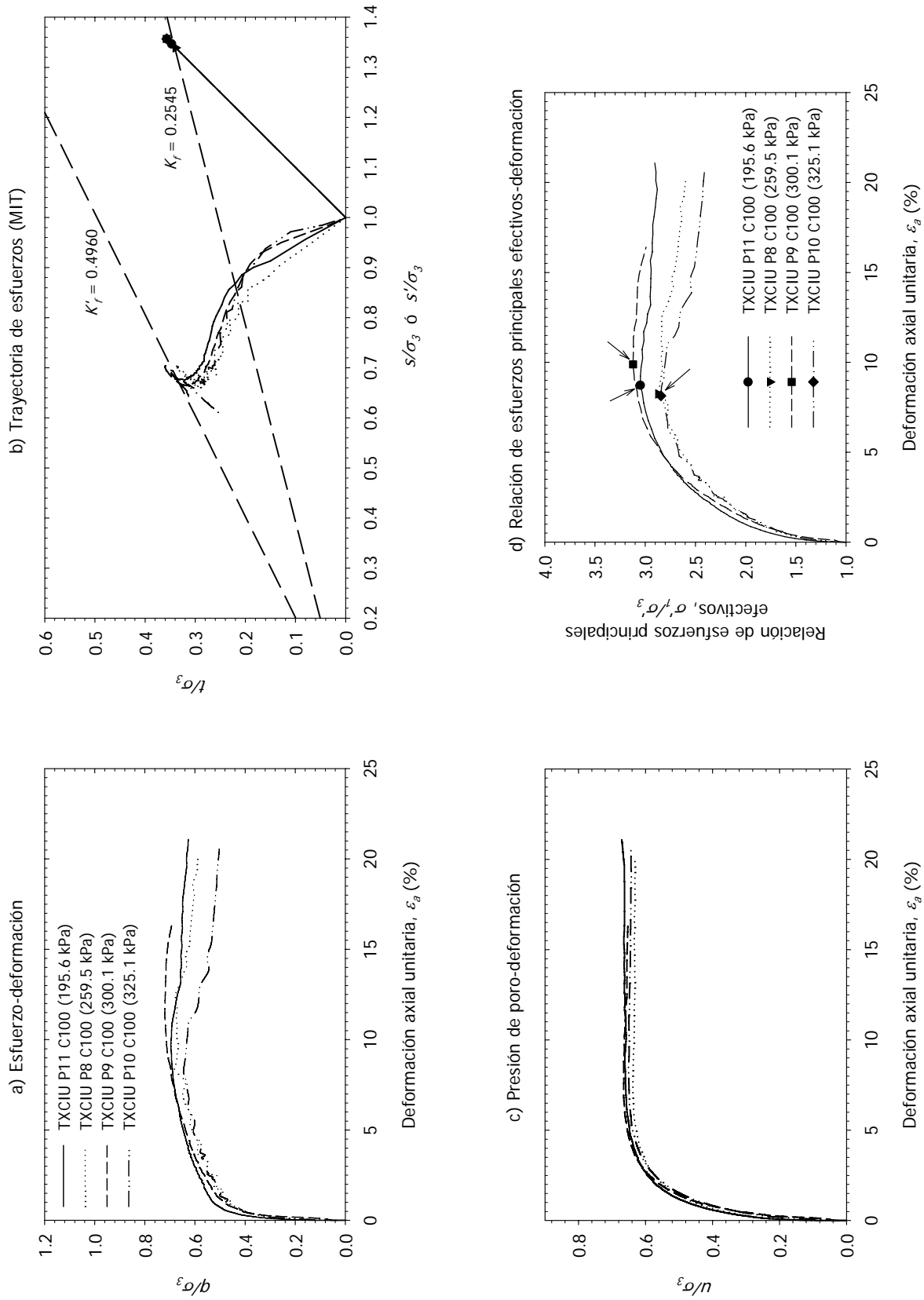


FIGURA 4.21. Resultados normalizados de la etapa de falla de la mezcla C100. Las flechas indican la deformación unitaria de falla, $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$.

comportamiento dilatante que se manifiesta si la curva presenta una tendencia ascendente, comportamiento plástico cuando la curva presenta una tendencia horizontal constante y comportamiento contractivo cuando la curva desciende (Janbu, 1979). Ambos análisis en los datos experimentales de este trabajo comprueban que las curvas de la mezcla C100 se acercan a un comportamiento plástico, pero al aumentar el contenido de diatomita las curvas presentan un comportamiento dilatante más definido (figura 4.22a y 4.22b), lo cual se debe a la rugosidad y la trabazón (*interlocking*) formada entre los microfósiles de la diatomea y las partículas de arcilla (Shiwakoti, 2002).

Las curvas de presión de poro-deformación presentan comportamientos similares en cuanto a forma de las curvas y magnitud de la presión de poro alcanzada. La diferencia entre estas curvas es que, las mezclas que contienen diatomita, tienden a disminuir la presión de poro ligeramente al final de la prueba; este comportamiento es más notorio en las muestras C70D30 y D100 de la figura (4.22c). El cual podría ser otra de las posibles maneras de identificar el comportamiento contractivo (aumenta la presión de poro) o dilatante (disminuye la presión de poro). Finalmente, la diatomita influye considerablemente en el esfuerzo desviador, aumentándolo en un 60 % con respecto a la mezcla C70D30; lo cual no sucede con la presión de poro, presentándose poca variación en ésta (figura 4.22c). Entonces, la diferencia en el comportamiento de las curvas σ'_1/σ'_3 vs. ε_a se debe principalmente a la variación de q en cada mezcla (figura 4.22d). Se incluyen los resultados de la probeta de diatomita (D100) que, aunque no se formaron de la misma manera que las mezclas, sirve para dar una referencia del comportamiento que presenta dicho material.

Como se ha mencionado, la influencia de las diatomeas en la resistencia al corte del caolín es significativa ya que la aumenta considerablemente, teniendo en cuenta los resultados en pruebas de corte con veleta y en pruebas triaxiales. La figura 4.23 muestra los resultados correspondientes a las líneas de falla, K'_f para las distintas mezclas, mostrando la tendencia a aumentar con el contenido de diatomita.

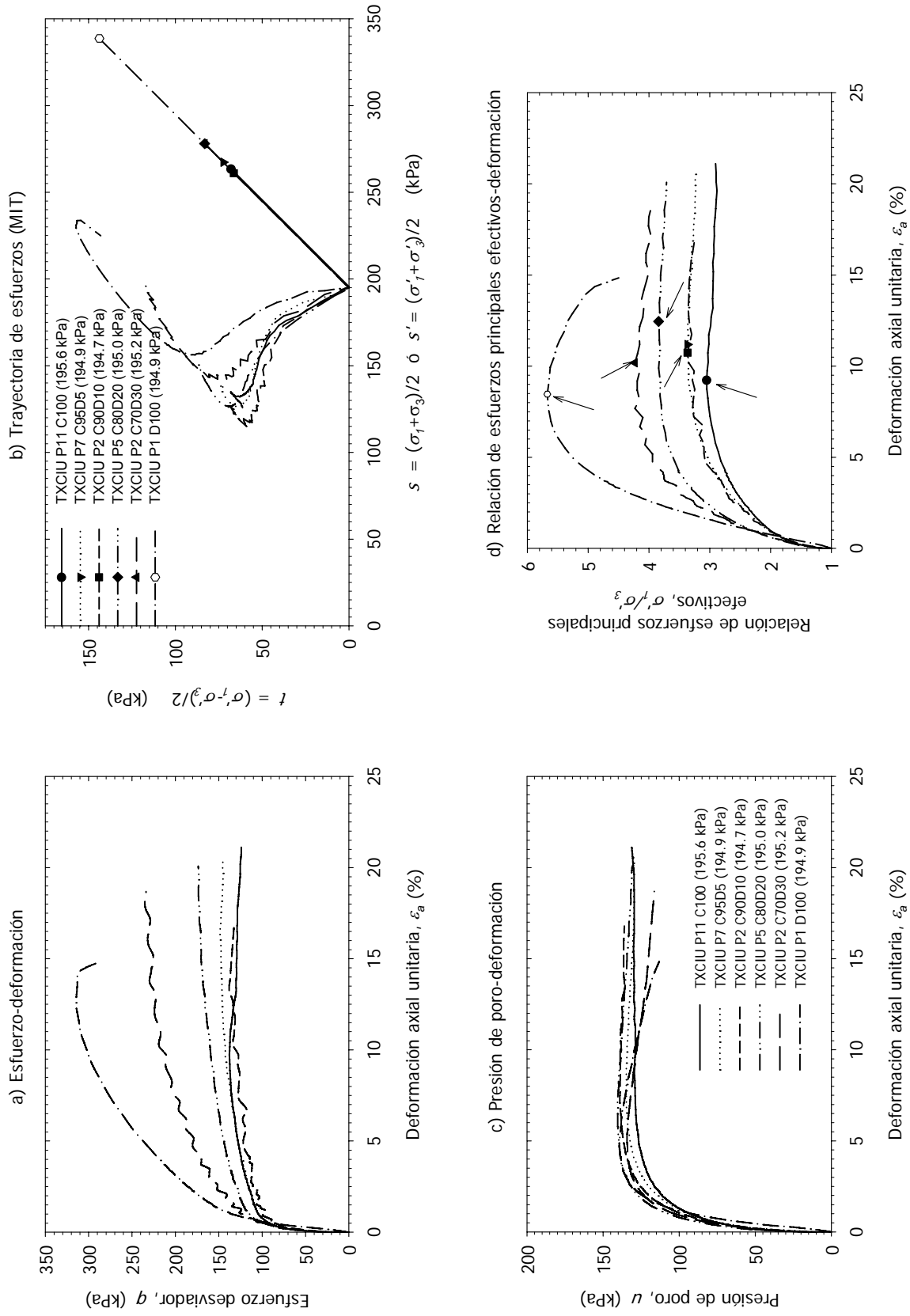


FIGURA 4.22. Resultados de la etapa de falla de las distintas mezclas con $\sigma'_o = 195 \text{ kPa}$. Las flechas indican la deformación unitaria de falla, $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$.

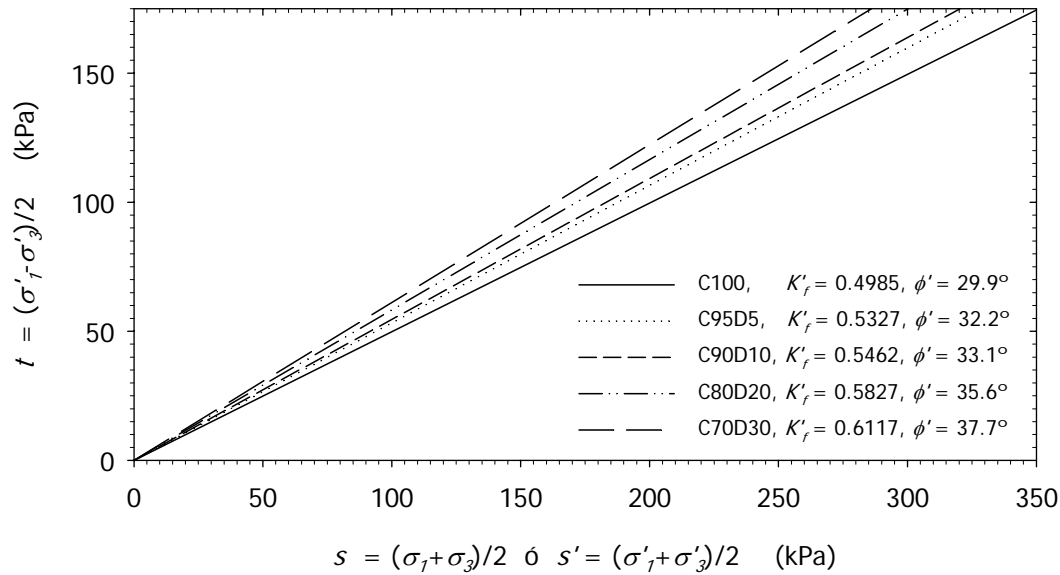


FIGURA 4.23. Líneas de falla K'_f de cada mezcla.

Comúnmente se asocia la resistencia no drenada " s_u " de los suelos arcillosos con su contenido de agua, w , como factor importante; sin embargo también es significativa la plasticidad de los mismos (I_p). Existen distintas correlaciones que asocian la resistencia no drenada normalizada y el índice de plasticidad (eg. Bjerrum y Simons, 1960). La normalización de s_u se hace con respecto al esfuerzo de fluencia (en arcillas estructuradas, OC) o con respecto al esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_{o1} (en arcillas desestructuradas, NC), siendo empleado el último caso para el análisis de resultados en esta tesis. Bjerrum y Simons (1960) relacionaron la resistencia no drenada normalizada, s_u/σ'_{o1} , con el índice de plasticidad, presentando una tendencia definida de los resultados en pruebas de campo y dando un rango de valores para pruebas triaxiales (entre líneas punteadas), en el cual no se ajustan los datos experimentales de las mezclas C80D20 y C70D30 (figura 4.24); una de las posibles causas de esto es que la resistencia no drenada no depende solamente del índice de plasticidad, ya que " I_p " es seriamente afectado por la presencia de las diatomeas en pequeñas cantidades, aún cuando las mezclas son predominantemente caoliníticas.

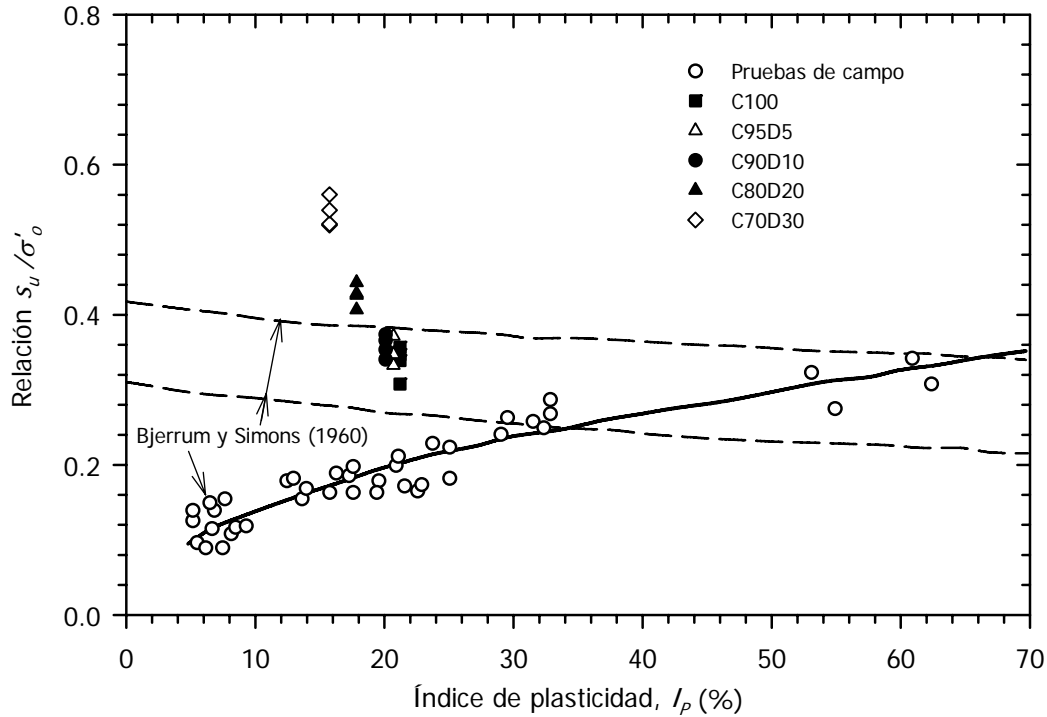


FIGURA 4.24. Influencia de I_p en la relación s_u/σ'_o de arcillas NC (adaptada de Bjerrum y Simons, 1960).

Los parámetros que asocian al contenido de agua y el índice de plasticidad son el índice de rigidez " I_r " y el índice de liquidez " I_L " (Bjerrum y Simons, 1960). En la figura (4.25) se muestran los datos obtenidos en esta investigación en conjunto con los datos experimentales de los autores antes mencionados, observando que el comportamiento de las mezclas se ajusta a la tendencia, extrapolada a partir de la curva referida por los autores, con un ligero desplazamiento por encima de dicha tendencia, lo cual indica que la consistencia de este tipo de suelo (caolín-diatomita) está correlacionado con su resistencia no drenada. Es importante observar que los datos experimentales de la mezcla C70D30 presentan un $I_r > 1$ o $I_L < 0$, lo que representa que la mezcla se encuentra en la fase semisólida. Igualmente se nota que los datos del subsuelo del valle de México (suelo diatomáceo) se ajustan de manera aceptable a la curva con la misma ubicación por encima de la curva de tendencia, incluyendo resultados de probetas de suelo remoldeadas y no alteradas.

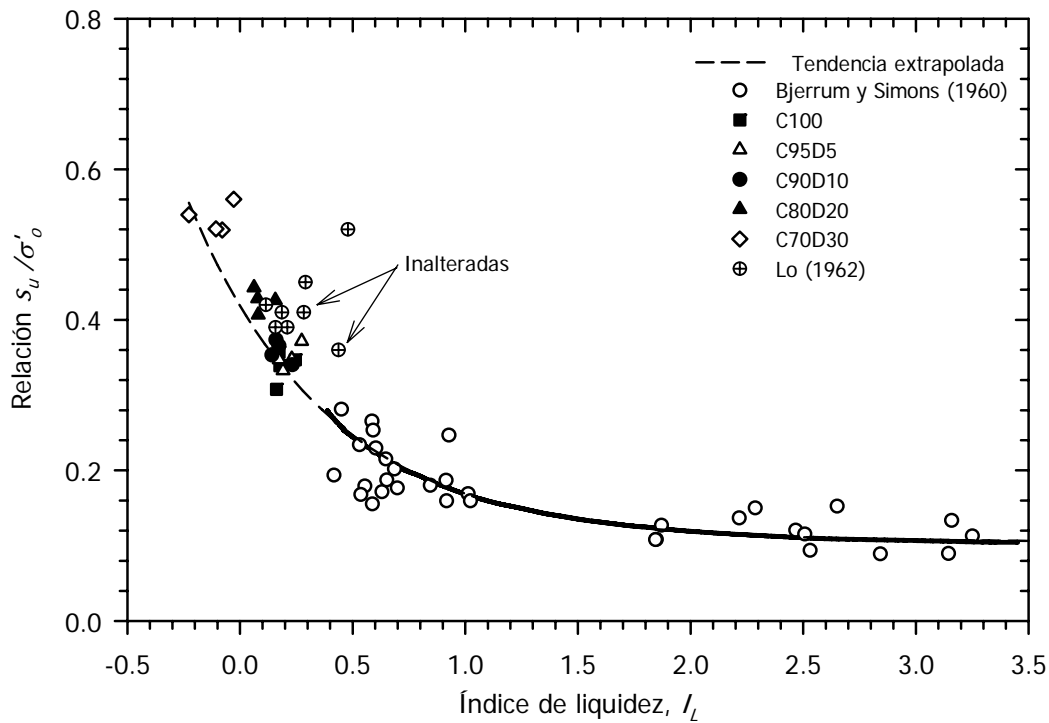


FIGURA 4.25. Variación de la resistencia no drenada normalizada, s_u/σ'_{o} , con respecto al índice de liquidez, I_L , (adaptada de Bjerrum y Simons, 1960).

Otra comparación de parámetros de resistencia al corte es la relación del ángulo de fricción interna efectivo, ϕ' , con el índice de plasticidad, I_p , figura (4.26). En dicha figura se muestra que las mezclas que contienen diatomita hasta el 10 % se aproximan a la curva de ajuste propuesta por los autores, mientras que las mezclas C80D20 y C70D30 presentan cierta dispersión con respecto a las curva de ajuste; por encima de ésta. Dicha dispersión de datos también es referida por Shiwakoti *et al.* (2002) en la que los datos corresponden a suelos diatomáceos con un I_p entre 20 % y 120 %, los cuales quedan por encima de la curva de ajuste.

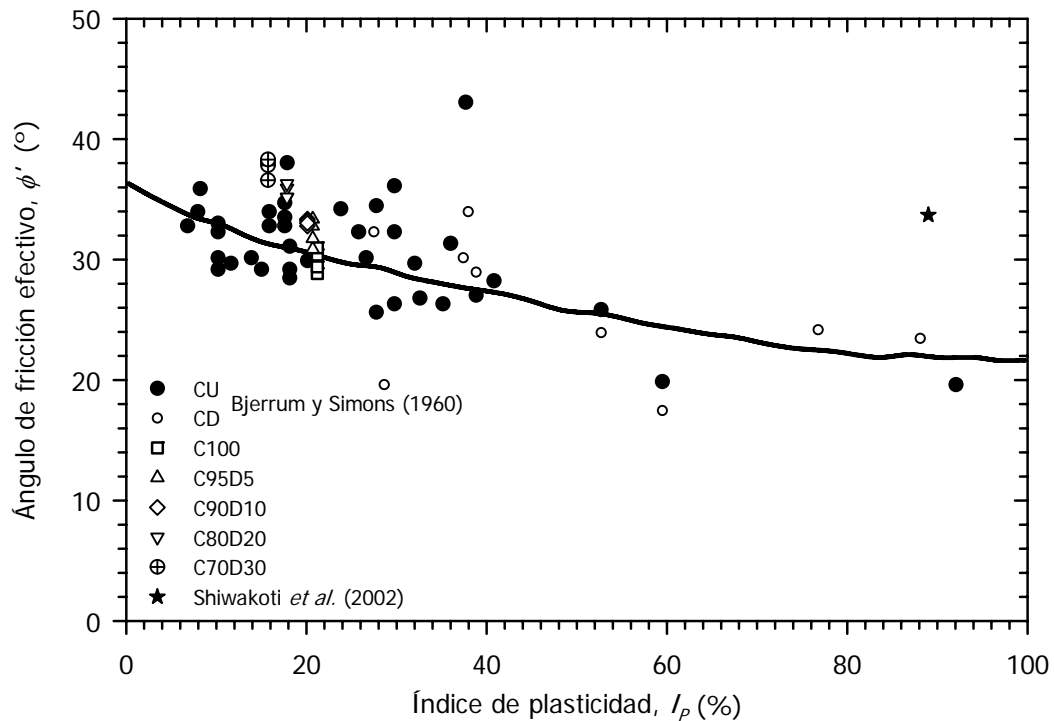


FIGURA 4.26. Variación de ϕ' con respecto a I_p (adaptada de Bjerrum y Simons, 1960).

En este apartado se ha mostrado la gran influencia que tienen las diatomitas en la resistencia al corte a partir de 20 % de contenido de éstas (específicamente en el esfuerzo desviador), lo que sugiere que este tipo de mezclas y suelos se deben considerar como atípicos, ya que no se ajustan a los comportamientos comunes de los suelos naturales o artificiales. El comportamiento de suelos naturales comunes (Ladd y Foott, 1974) y suelos diatomáceos es distinto en cuanto a la resistencia no drenada (Díaz-Rodríguez y Santamarina, 2001), como se demostró anteriormente con las mezclas artificiales. La figura (4.27) muestra la resistencia no drenada normalizada con respecto al OCR; en ella se distingue una región correspondiente a suelos comunes (entre líneas discontinuas) en la que se encuentran datos de pruebas en caolín (Duncan y Seed, 1966), suelos diatomáceos (Lo, 1962; Díaz-Rodríguez y Santamarina, 2001) y los puntos experimentales de esta tesis.

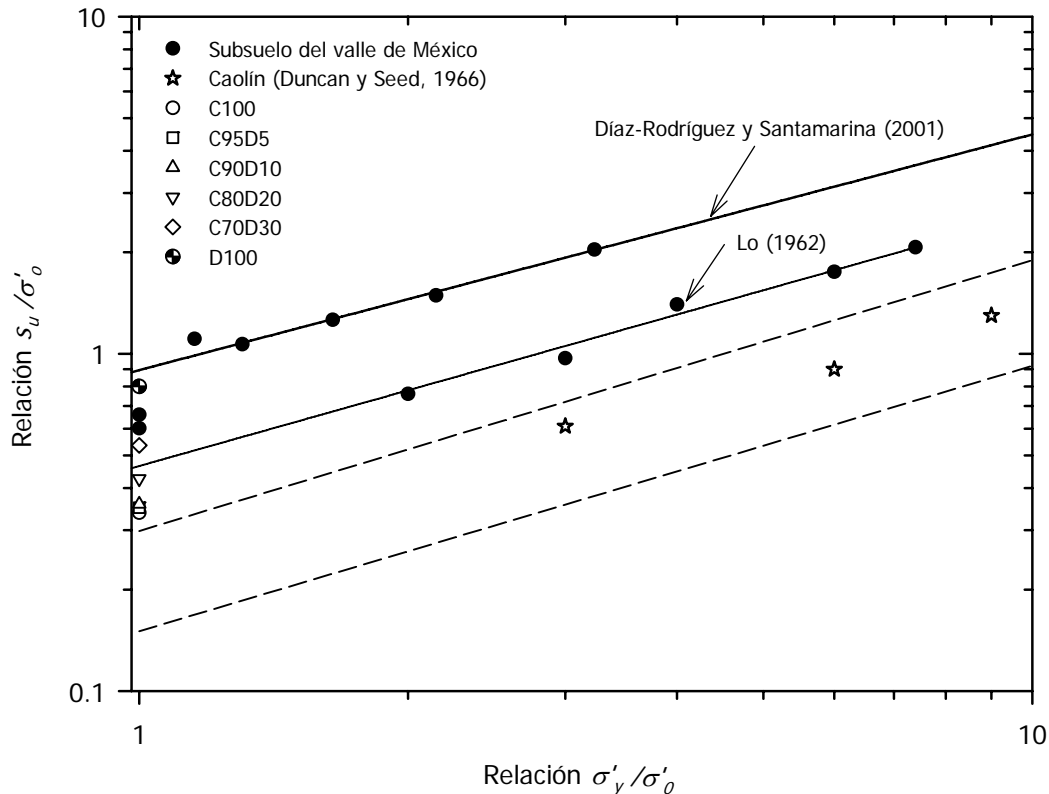


FIGURA 4.27. Efecto de s_u/σ'_o en la resistencia no drenada normalizada. Los datos de la región entre las líneas punteadas fueron publicados por Ladd y Foott (1974), (adaptada de Díaz-Rodríguez y Santamarina, 2001)

En las mezclas empleadas en este trabajo (poco estructuradas), la tendencia a aumentar el valor de la resistencia no drenada normalizada se incrementa cuando el contenido de diatomita es mayor; en la figura (4.27) se observa que el punto correspondientes a D100 casi coincide con la línea de tendencia de los puntos correspondientes a suelos de la ciudad de México propuesta por Díaz-Rodríguez y Santamarina (2001).

Ahora, si se considera la relación σ'_y/σ'_o menor a uno; se puede ver que los datos de las mezclas elaboradas en esta tesis se ajustan a la tendencia de los suelos diatomáceos (figura 4.28), mientras que la mezcla C100 no se encuentra dentro de la franja de los suelos comunes en el caso de extrapolar dicha franja (zona entre líneas discontinuas). Esta discrepancia comprueba que las tendencias para suelos desestructurados es constante

pero la frontera de estos comportamientos no es cuando $\sigma'_y/\sigma'_o = 1$, en el caso particular de este análisis dicha frontera podría estar aproximadamente en $\sigma'_y/\sigma'_o = 0.7$. Por tanto se debe continuar analizando resultados de otras investigaciones para verificar si se puede zonificar los suelos con estos parámetros, así como verificar el valor de σ'_y/σ'_o que distingue la frontera de comportamientos entre suelos estructurados y desestructurados.

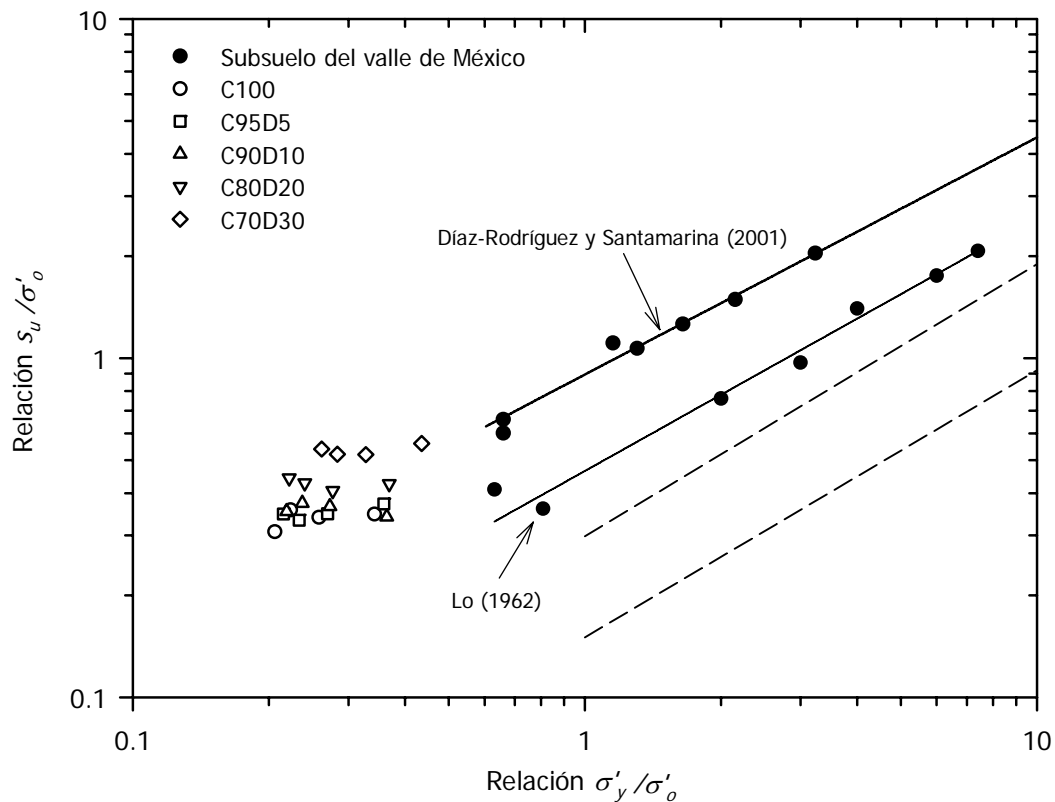


FIGURA 4.28. Efecto de " s_u/σ'_o " en la resistencia no drenada normalizada. Los datos de la región entre las líneas punteadas fueron publicados por Ladd y Foott (1974), (adaptada de Díaz-Rodríguez y Santamarina, 2001)

Una de las maneras de estimar el exceso de presión de poro en fallas no drenadas es mediante la ecuación propuesta por Skempton en 1948 (ecuación 4.1); algunas de las aplicaciones de dicha expresión corresponden a las pruebas triaxiales (Skempton, 1954) y al análisis de taludes (Bishop, 1954).

$$\Delta u = B \cdot (\Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)) \quad (4.1)$$

Entre las aplicaciones que se le ha dado a la expresión anterior es la determinación del parámetro A durante la etapa de falla en pruebas triaxiales, este parámetro varía en toda la etapa y comúnmente se le ha asociado a un criterio de falla (A_f). Bjerrum y Simons (1960) demostraron que A_f varía con respecto a la relación σ'_o/σ'_y , dicha relación es mayor a uno para arcillas NC y menor a uno para arcillas OC (figura 4.29). La variación de A_f para arcillas desestructuradas es poca, exhibiendo una ligera tendencia ascendente, mientras que para arcillas estructuradas la tendencia es totalmente distinta (Henkel, 1956 y Simons, 1960). Quizá éste sea el motivo por el que comúnmente se considera a los suelos desestructurados con una relación $\sigma'_o/\sigma'_y = 1$ ($OCR = 1$).

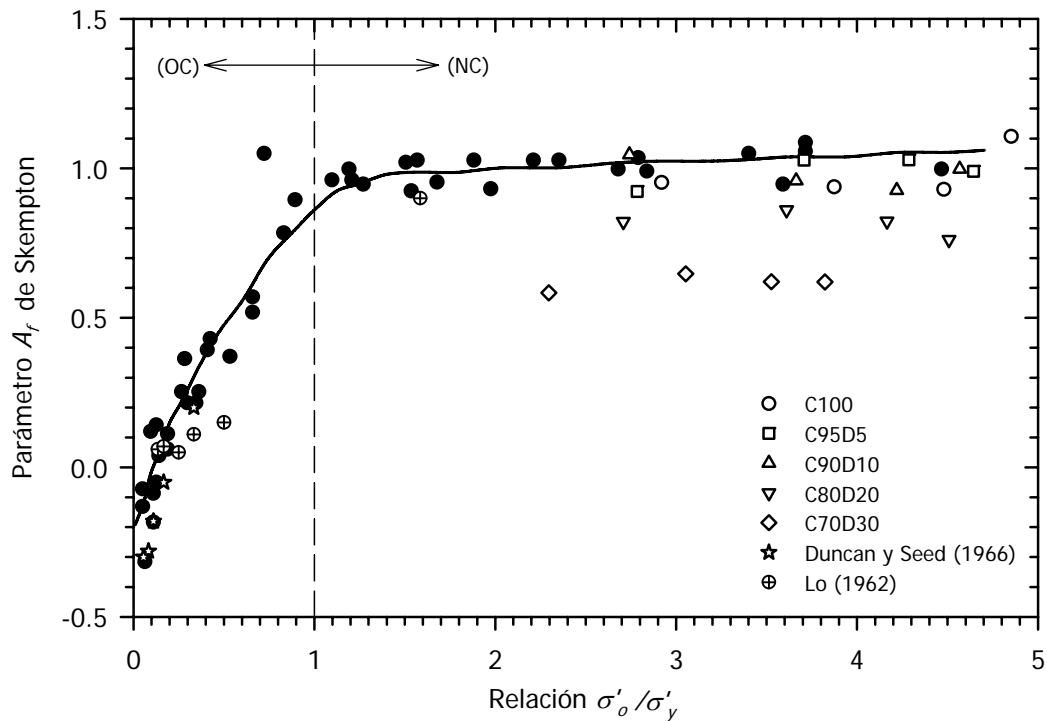


FIGURA 4.29. Relación entre A_f y la relación de presión efectiva de consolidación con respecto al esfuerzo de preconsolidación, (adaptada de Bjerrum y Simons, 1960).

La figura anterior muestra los resultados de pruebas realizadas en caolín (Duncan y Seed, 1966), del subsuelo del valle de México (Lo, 1962), los cuales se ajustan a la tendencia mostrada, e igualmente contiene los resultados experimentales de esta tesis donde las mezclas C80D20 y C70D30 no se ajustan a la tendencia presentada por Bjerrum y Simons (1960), lo que corrobora que la presencia de diatomita en pequeñas cantidades influye de manera considerable en las propiedades del caolín.

Diversos autores han mostrado tendencias muy definidas entre A_f con respecto al OCR (eg. Mayne y Stewart, 1989). Sin embargo, en la figura (4.30) se verifica una gran dispersión de datos, siendo más notoria en las mezclas caolín-diatomita; muestra que con contenidos mayores de diatomita se reduce el valor de A . Algunos de los puntos ubicados por debajo de otros datos corresponden a suelos de Japón, la mayoría de estos suelos son diatomáceos (Shiwakoti, *et al.* 2000) por lo que se sugiere continuar comparando datos y verificar si esta tendencia se cumple para este tipo de suelos.

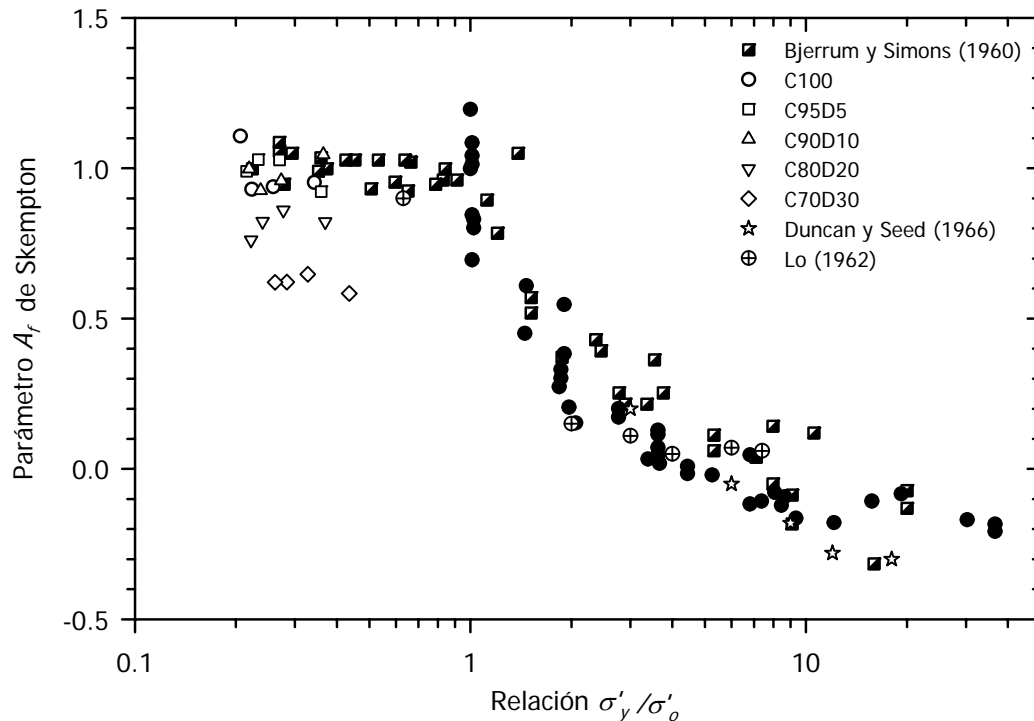


FIGURA 4.30. Tendencia entre " A_f " y la relación esfuerzo de preconsolidación con la presión efectiva de consolidación para arcillas consolidadas isotrópicamente en compresión triaxial, (adaptada de Mayne y Stewart, 1988).

El parámetro A es de los parámetros más importantes en una prueba no drenada, debido a que se relaciona al esfuerzo desviador, q , y a la presión de poro, u ; que son la materia prima obtenida en pruebas triaxiales CIU . Quizá a este parámetro no se le ha investigado más profundamente y por tanto aún existen dudas con respecto a su comportamiento, por ejemplo en pruebas CK_0U se ha mostrado que el rango de valores de A_f es menor que en pruebas CIU sin alcanzar valores negativos (Mayne y Stewart, 1988). Comúnmente un rango de valores de A_f se asocia a arcillas NC y otro a arcillas OC ($A_f < 0$). Por tanto, se sugiere profundizar en el comportamiento de este parámetro.

A continuación se presentan en la figura (4.31) las variaciones del parámetro A con respecto a la deformación axial unitaria, ε_a , durante la etapa de falla de las pruebas TX CIU, en dicha figura se muestran tendencia claras de las curvas, siendo la mezcla C100 la que presenta los valores más altos de A . Las curvas correspondientes a las mezclas que contienen 5 y 10% de diatomita tienen un comportamiento similar a C100; pero las curvas de C80D20 y C70D30 se encuentran desplazadas hacia abajo con respecto a las demás mezclas, por lo que se observa una clara tendencia a disminuir A conforme aumenta el contenido de diatomita. En general las curvas tienen una forma similar, la diferencia estriba en que C100 y C95D5 tienden a aumentar el valor de A al final de la prueba; pero ninguna tiene parecido con las referidas por Lambe (1964).

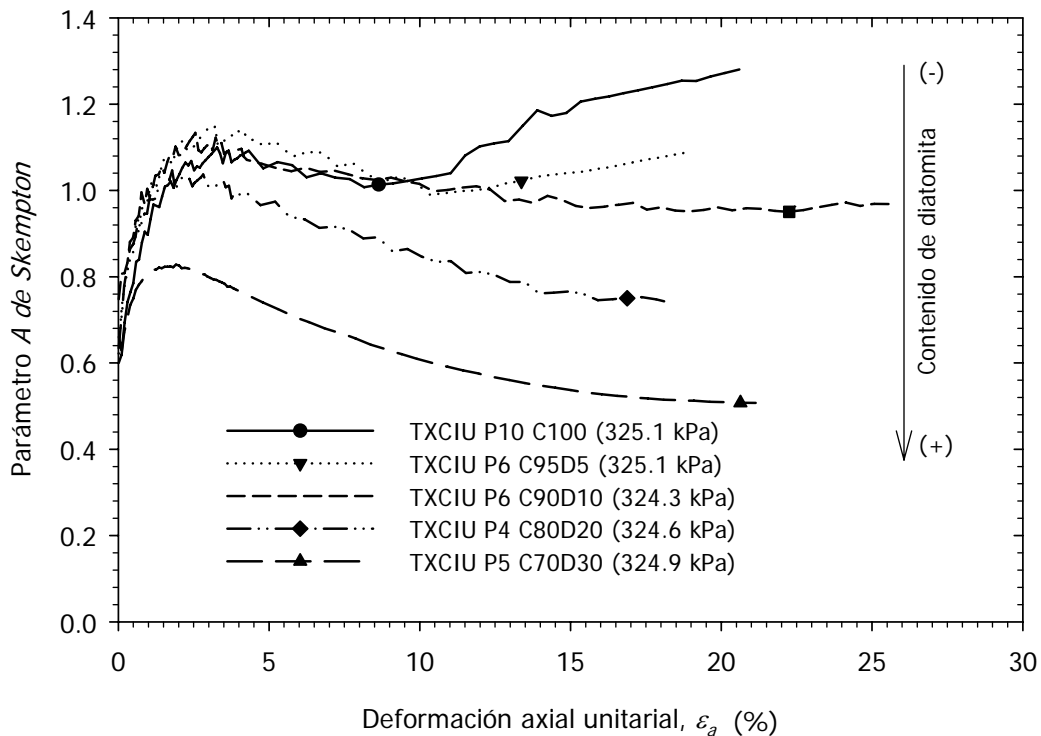


FIGURA 4.31. Variación de A con respecto a la deformación axial unitaria, las figuras indican el A donde inicia la localización.

Otro aspecto que se podría relacionar con las curvas típicas A vs. ε_a , mostradas en la figura anterior, es el fenómeno llamado "localización", el cual ha sido poco estudiado. En mecánica de suelos clásica, en pruebas triaxiales no drenadas, se asocia una falla frágil

cuando la probeta presenta plano de falla (localización) y una falla plástica cuando la probeta presenta abarrilamiento. El tipo dominante de falla que presentaron las probetas de las distintas mezclas fueron: C100 localización, C95D5 abarrilamiento con localización y las demás mezclas presentaron abarrilamiento. La figura (4.32) presenta las imágenes de las probetas correspondientes a los resultados mostrados en la figura (4.31), en general todas las probetas presentaron localización, pero en el caso de las mezclas C90D10, C80D20 y C70D30, ésta se presentó hasta el final de la prueba por lo que no se desarrolló la superficie de falla de manera notoria como en las demás mezclas. La localización se puede ubicar cuando A alcanza un valor mínimo después de la cresta o cuando permanece constante la curva (símbolos en las curvas de la figura 4.31).

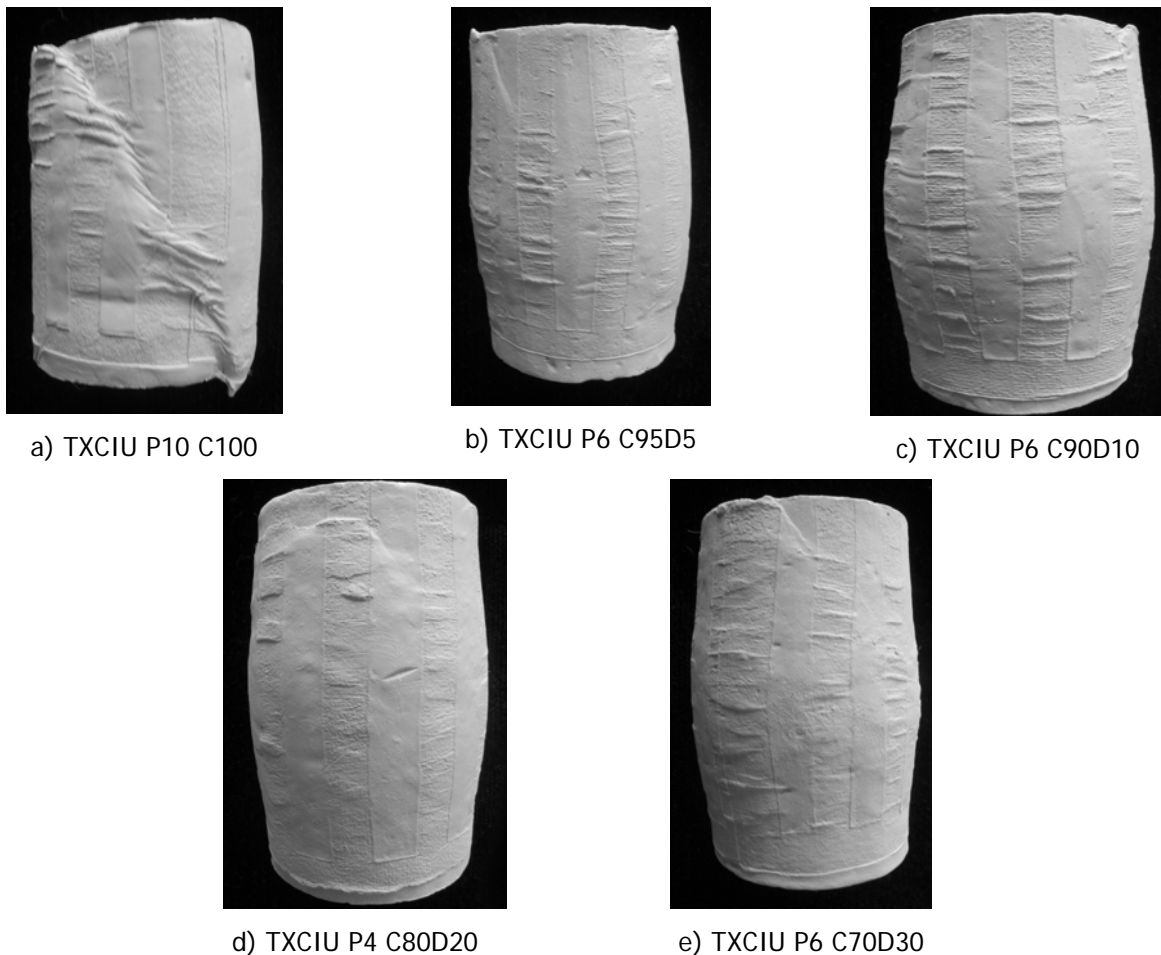


FIGURA 4.32. Imágenes de los modos de falla de las probetas correspondientes a los datos mostrados en la figura (4.31).

El parámetro A depende del esfuerzo desviador y de la presión de poro; también se comentó que la diferencia en el comportamiento de las mezclas se debe básicamente a que q es el que influye de manera significativa y no la presión de poro (figuras 4.22a y 4.22c). Por tanto, A es un indicador de la respuesta en términos de la presión de poro en una probeta sometida a una carga axial. Ahora, si se grafican los parámetros de los que depende el parámetro A , en pruebas triaxiales CIU, se pueden distinguir tres tendencias en las curvas (limitadas por las figuras): las primeras tendencias son prácticamente lineales y la última tiene un comportamiento no lineal, figura (4.33).

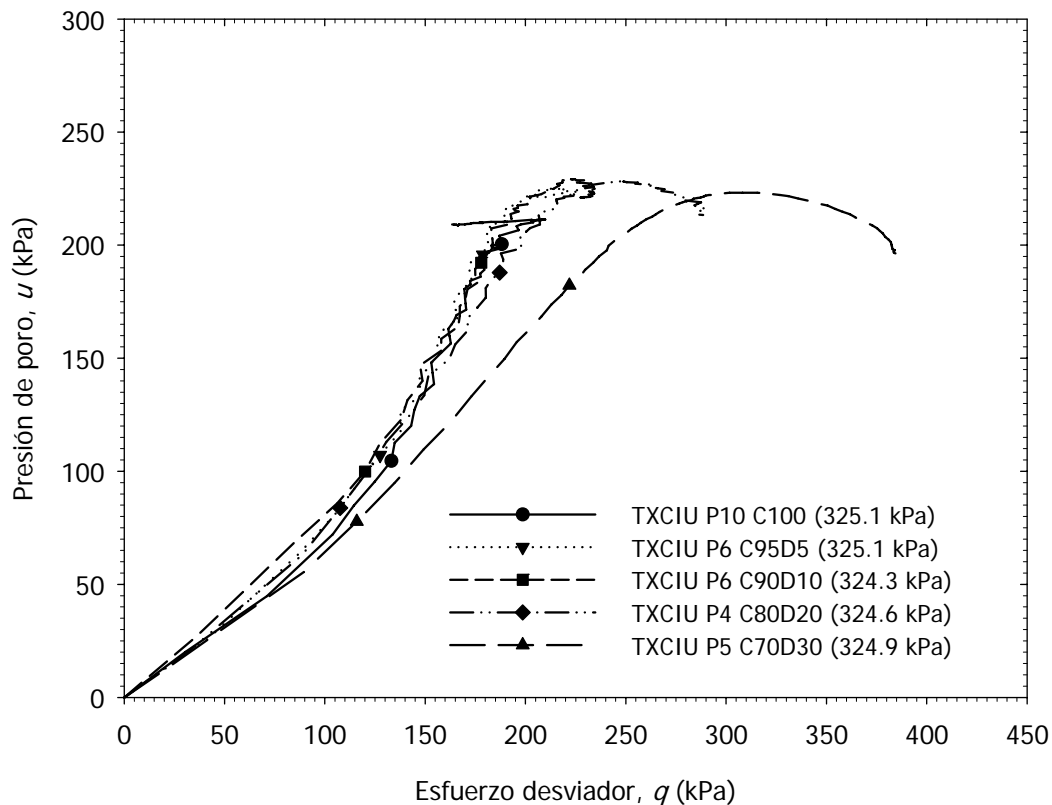


FIGURA 4.33. Gráfica u vs. q de las distintas mezclas caolín-diatomita. Las figuras indican las fronteras de las distintas tendencias.

Las tendencias indican que la variación de la presión de poro es proporcional al incremento del esfuerzo desviador, notándose que la mezcla C70D30 requiere mayor esfuerzo desviador para alcanzar valores de presión de poro similares a los de las demás mezclas. La primera parte de las curvas se podría asociar al rango de deformaciones

elásticas de la curva esfuerzo-deformación sirviendo para poder determinar el módulo de elasticidad, E , de la mezcla. En la figura (4.34) se indican mediante símbolos las fronteras de los comportamientos antes mencionados, en las curvas esfuerzo-deformación correspondientes, así como E para cada mezcla; percibiendo un aumento del módulo de elasticidad al incrementar el contenido de diatomita y por tanto se corrobora el aumento de rigidez.

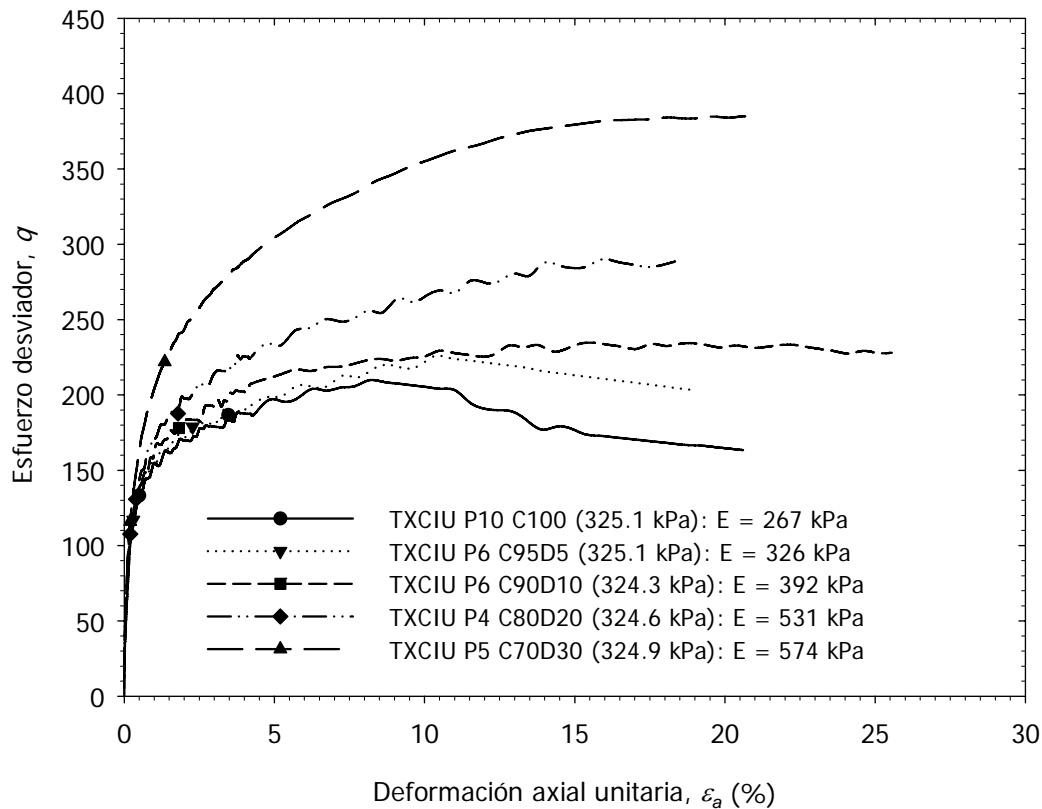


FIGURA 4.34. Gráfica q vs. ε_a de las distintas mezclas caolín-diatomita. Las figuras indican las fronteras indicadas en la figura (4.33).

A manera de resumen se puede decir que el incremento en el contenido de diatomita en las mezclas mejora sus propiedades de resistencia, siendo muy marcada a partir de C80D20, así como, que dichas mezclas no se ajustan a los comportamientos típicos de los suelos y por tanto se sugiere una investigación más profunda en suelos diatomáceos.

4.3 Coeficiente de empuje lateral en reposo K_0 .

El coeficiente de empuje lateral en reposo, K_0 , determinado en las pruebas de consolidación en odómetro, muestra una tendencia a disminuir a medida que se aumenta el contenido de diatomita en las mezclas. Se debe considerar que la determinación de este parámetro se hizo a partir de una prueba odométrica para cada mezcla. Mesri y Hayat (1993) concluyen que la ecuación de Jaky (1944) se ajusta de manera aceptable en arcillas jóvenes normalmente consolidadas; en el mismo año, Díaz-Rodríguez *et al.* (1993) hace notar que la arcilla del valle de México se ajusta de manera aceptable a dicha expresión. La figura (4.35) muestra resultados experimentales de distintos tipos de suelo (de acuerdo a su clasificación), así como resultados correspondientes a la arcilla del valle de México y los resultados experimentales de este estudio.

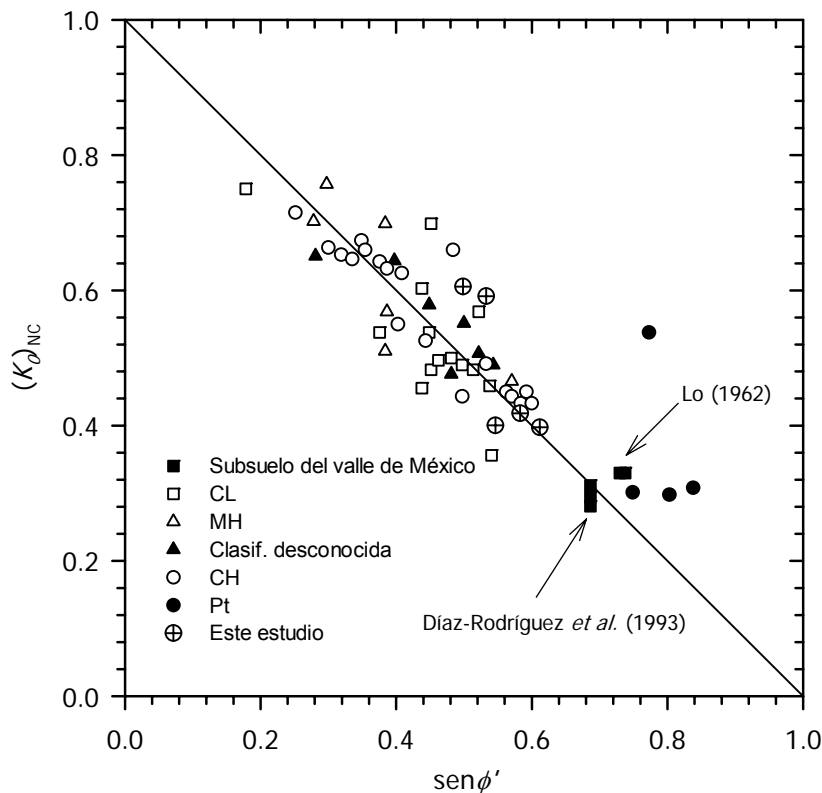


FIGURA 4.35. Relación del coeficiente de empuje de tierras en reposo de arcillas *NC* y el ángulo de fricción (adaptada de Mayne y Kulhawy, 1982).

Las mezclas empleadas en este trabajo se clasifican como MH según la clasificación SUCS, aunque la mayoría de los datos de la figura anterior con el mismo tipo de suelo

presentan un $K_0 > 0.5$; las mixturas C90D10, C80D20 y C70D30 se ubican entre las arcillas de alta plasticidad. Tomando en cuenta la tendencia de dichas mezclas, se observa que al aumentar el contenido de diatomita se mueven hacia donde está el subsuelo del valle de México y las turbas. Dicho comportamiento sugiere que la diatomita influye notablemente en esta propiedad; si se compara la mezcla C100 y C70D30, se reduce el parámetro K_0 en un 33%.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las diatomeas mezcladas con caolín proporcionan un aumento de la porosidad, lo cual permite un mayor contenido de agua, w , límite líquido, ω_L , y límite plástico, ω_p . Al aumentar el contenido de diatomita en las mezclas, disminuye el índice de plasticidad, lo cual indica que no se mejora la plasticidad de las mezclas. Aunque las mezclas son predominantemente caoliníticas, la clasificación SUCS de éstas, no coincide con la región correspondiente a suelos caoliniticos; ésto se debe al aumento notable del límite líquido y la disminución del índice de plasticidad, con pequeños contenidos de diatomita.

La presencia de oquedades en las mezclas ocasiona mayor permeabilidad, k , permitiendo una mayor velocidad de disipación de presión de poro ocasionada por un incremento de carga; ésto se comprueba en el aumento de los valores del coeficiente de consolidación, C_v o C_{vi} , y, por ende, una disminución de la relación de compresión primaria, r_p . Por tanto, a menor tiempo de desarrollarse la consolidación primaria, mayor tiempo requerirá la consolidación secundaria, como consecuencia se mejora la estructuración de la mezcla; lo anterior se comprueba al incrementarse el esfuerzo de fluencia, σ'_y , con mayores contenidos de diatomita.

El incremento de la rigidez, a medida que aumenta el contenido de diatomita, se puede observar en la disminución de la magnitud de deformación en las curvas de consolidación, del módulo de compresibilidad volumétrico, m_v o m_{vi} , y del índice de liquidez, I_L .

El índice de compresión, C_c , presenta dos comportamientos al incrementarse el contenido de diatomita: disminuye cuando la diatomita está fragmentada, lo cual se verificó con las fotomicrografías, o aumenta cuando los microfósiles se encuentran enteros.

El coeficiente de empuje lateral de tierra en reposo en suelos normalmente consolidados, $(K_0)_{NC}$, disminuye al aumentar el contenido de diatomita, presentándose valores casi similares a los referidos para el subsuelo de la ciudad de México. Por lo que se sugiere realizar una investigación para poder definir rangos de valores en suelos diatomáceos.

La resistencia al corte en mezclas caolín-diatomita aumenta al ser mayor el contenido de microfósiles, lo que sugiere se deba al incremento de la rigidez y a la mejor estructuración de las mezclas.

La presencia de las diatomitas en el caolín mejora notablemente su comportamiento dilatante debido a la rugosidad y a la trabazón (*interlocking*) formada entre los microfósiles y las partículas de arcilla.

Los suelos diatomáceos no se ajustan a correlaciones propuestas para parámetros de resistencia al corte que están en función del índice de plasticidad, I_p , a diferencia de la correlación propuesta para la resistencia no drenada normalizada, s_u/σ'_3 , que está en función del índice de liquidez, I_L , y a la expresión de Jaky (1944) para estimar el coeficiente de empuje en reposo $(K_0)_{NC}$.

Se confirma que el comportamiento de la resistencia no drenada normalizada, s_u/σ'_3 , respecto al OCR de suelos diatomáceos difiere de la franja referida para suelos comunes, por lo que se recomienda realizar una investigación para definir una franja de valores correspondiente a suelos de origen diatomáceo.

Se recomienda la elaboración de un modelo de comportamiento de los parámetros de resistencia al corte de las mezclas caolín-diatomita, ya que presentaron comportamiento normalizado. La obtención de dicho modelo permitirá comprender de mejor manera el efecto de las diatomitas en la resistencia al corte del caolín.

Para contenidos de diatomita mayores al 20 %, el valor del parámetro A de *Skempton* disminuyó significativamente, ésto se debe principalmente al incremento del esfuerzo desviador, q , ya que la presión de poro, u , presentó un comportamiento similar en todas las mezclas.

Finalmente, se concluye que los suelos diatomáceos presentan un comportamiento singular o atípico. Por lo tanto, se sugiere complementar esta investigación, realizando pruebas dinámicas; así como, continuar con investigaciones similares, empleando otros minerales de arcilla (*eg.* illita y montmorillonita) para verificar y/o encontrar tendencias características de este tipo de mezclas; quedando a discusión los fenómenos de localización y el comportamiento del parámetro A de *Skempton* a la falla con respecto al OCR. De los resultados obtenidos en esta investigación, para aplicaciones prácticas, la presencia de diatomitas aumenta la permeabilidad, disminuye la magnitud de las deformaciones y mejora notablemente la resistencia al corte; lo que sugiere realizar investigaciones encaminadas a la aplicación de estos suelos en el diseño y construcción de

obras geotécnicas como: rellenos en muros de retención, materiales de base en pavimentos y mejoramiento de suelos.

REFERENCIAS

- ATKINSON, J. H. & BRANSBY, P. L. (1978), *"The Mechanics of Soils"*, McGraw-Hill.
- BARDET, J. P. (1997), *"Experimental Soil Mechanics"*, Prentice Hall, 1st edition, USA.
- BARNES, G. E. (2000), *"Soil Mechanics, Principles and Practice"*, Palgrave, Second Edition, USA.
- BISHOP, A. W. (1954), *"The Use of Pore-Pressure Coefficients in Practice"*, Géotechnique, 4:4: 148-152.
- BJERRUM, L. & SIMONS N. E (1960). *"Compression of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clay"*, Proceedings, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, Colorado, 711-726.
- BOWLES, J. E. (1996), *"Foundation Analysis and Design"*, M^c Graw Hill, Fifth edition, Singapore.
- CASAGRANDE, A. (1932), *"Research on the Atterberg Limits of Soils"*, Public Roads, 13:121-136.
- COLLINS, K. & MCGOWN, A. (1974), *"The form and function of microfabric features in a variety of Natural Soils"*, Géotechnique, 24:2: 223-254.

- DAY, R. W. (1995), "*Engineering Properties of Diatomaceous Fill*", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121:12: 908-910.
- DÍAZ-RODRÍGUEZ J. A., LEROUEIL S. y ALEMÁN J. D. (1993), "*Yielding of Mexico City Clay and Other Natural Clays*", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118:7: 981-995.
- DÍAZ J. A., LOZANO R., DÁVILA V. M., VALLEJO E. y GIRON P. (1998), "*Physical, Chemical and Mineralogical Properties of Mexico City sediments: a Geotechnical Perspective*", Canadian Geotechnical Journal, 35: 600 – 610.
- DÍAZ-RODRÍGUEZ J. A. & SANTAMARINA, J. C. (2001), "*Mexico City Soil Behavior at Different Strains: Observation and Physical Interpretation*", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127:9: 783-789.
- DUNCAN, J. M. & SEED H. B. (1966), "*Anisotropy and Stress Reorientation in Clay*", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 92:SM5: 21-50.
- FABI y PERALTA, R. (1989), "*Sobre el origen de algunas propiedades mecánicas de la formación arcillosa superior del Valle de México*", Simposio sobre tópicos geológicos de la cuenca del Valle de México, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 43-53.
- GIRÓN-GARCÍA, P. (2005), Comunicación personal.
- GIRÓN-GARCÍA, P. (2006), Comunicación personal.
- GONZÁLEZ, L. I. (2002), "*Ingeniería Geológica*", Prentice-Hall, Madrid.
- HEAD, K. H. (1986), "*Manual of Soil Laboratory Testing: Effective Stress Tests*", ELE International Limited, First Edition, Vol. 3, London.
- HEAD, K. H. (1988), "*Manual of Soil Laboratory Testing: Permeability, Shear Strength and Compressibility Test*", ELE International Limited, First Edition, Vol. 2, London.
- HEAD, K. H. (1992), "*Manual of Soil Laboratory Testing: Soil Classification and Compaction Test*", ELE International Limited, Second Edition, Vol. 1, London.
- HENKEL, D. J. (1956), "*The Effect of Overconsolidation on the Behaviour of Clays During Shear*", Géotechnique, 6: 139-150.
- HENKEL, D. J. (1960), "*The Shear Strength of Saturated Remolded Clays*", Proceedings, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, Colorado, 533-554
- HOLTZ, R. D. & KOVACS, W. D. (1981), "*An Introduction to Geotechnical Engineering*", Prentice Hall, Englewood Cliffs, USA.
- JANBU, N. (1979), "*Mechanisms of Failure in Natural and Artificial Soil Structures*", VI Simposio Internacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Oaxaca, México, 1: 95-124.
- JAKY, J. (1944). "*The coefficient of earth pressure at rest*", J. Soc. Hungarian Arch. Engrs., Budapest, Hungary, 355-358.
- KHILNANI K. & CAPIK M. L. (1989), "*Diatomaceous Soils: A New Approach*", Civil Engineering, ASCE, 59:2: 68-70.

- KHILNANI K. & CAPIK M. L. (1997), "*Engineering Properties of Diatomaceous Fill (Discussion)*", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123:6: 589-592.
- LAMBE, T. W. (1964), "*Methods of Estimating Settlements*", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 90:SM5: 43-67.
- LADD, C. C. & FOOTT, R. (1974), "*New Design Procedure for Stability of Soft Clays*", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 100:7: 763-786.
- LADD, C. C., FOOTT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, F. & POULOS H. G. (1977), "*Stress-Deformation and Strength Characteristics*", Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 2: 421-494.
- LEET, L. D. & JUDSON, S. (2000), "*Fundamentos de geología física*", Limusa, México.
- LO, K. Y. (1962), "*Shear Strength Properties of a Sample of Volcanic Material of the Valley of Mexico*", Géotechnique, 12:4: 303-318.
- MARSAL, R. J. & MAZARI, Y. M. (1959), "*The Subsoil of Mexico City*". First Panamerican Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City.
- MARTÍNEZ-VÁZQUEZ, J. J. (2004), "*Efecto de la velocidad de deformación en la resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo de la ciudad de México*", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- MAYNE, P. W. & KULHAWY, F. H. (1982), " *K_0 -OCR Relationships in Soils*", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 108:11: 1219-1242.
- MAYNE, P. W. & STEWART, H. E. (1989), "*Pore Pressure Behavior of K_0 -Consolidated Clays*", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 114:11: 1340-1346.
- MESRI, G. (1973), "*Coefficient of Secondary Compression*", Journal of the Soil Mechanics Division, ASCE, 99:SM-1: 122-137.
- MESRI G., ROKHSAR A. y BOHOR B. F. (1975), "*Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay*", Géotechnique, 25:3: 527-554.
- MESRI, G. & HAYAT T. M. (1993), "*The coefficient of earth pressure at rest*", Canadian Geotechnical Journal, 30: 647-666.
- MORENO-CARRIZALES, P. (2004), Comunicación personal.
- OLSON, R. E. (1974), "*Shearing Strengths of Kaolinite, Illite, and Montmorillonite*", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 100:GT11: 1215-1229.
- OLSON, R. E. & MESRI, G. (1970), "*Mechanisms controlling compressibility of clays*", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 6:11: 1863-1878.
- PECK, R. B., HANSON, W. E. y THORNBURN, T. H. (2001), "*Ingeniería de Cimentaciones*", Limusa, Decimotercera edición, México.
- PERALTA Y FABI, R. (1989), "*Sobre el origen de algunas propiedades mecánicas de la formación arcillosa superior del valle de México*", Simposio sobre Tópicos geológicos de la cuenca del valle de México, SMMS, México, 43-53.
- POLIDORI E. (2003), "*Proposal for a New Plasticity Chart*", Géotechnique, 53:4: 397-406.

- ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A. N. & WROTH, C. P. (1958), "*On the Yielding of Soils*", Géotechnique, 8:1: 22.
- SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS (1967), "Mecánica de Suelos. Instructivo para ensaye de Suelos", México.
- SEED, H. B., WOODWARD, R. J. & LUNDGREN, R., (1964), "*Clay Mineralogical Aspects of Atterberg Limits*", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 90:SM-4: 107-131.
- SCHMERTMANN, J. H. (1991), "*The Mechanical Aging of Soils*", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 117:9: 1289-1329.
- SHIWAKOTI, D. R., TANAKA, H., TANAKA, M. y LOCAT, J. (2002), "*Influences of Diatom Microfossils on Engineering Properties of Soils*", Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 42:3: 1-17.
- SIMONS N. E (1960). "*The Effect of Overconsolidation on the Shear Strength Characteristics of an Undisturbed Oslo Clay*", Proceedings, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, Colorado.
- SKEMPTON, A. W. (1954), "*The Pore-Pressure Coefficients A and B*", Géotechnique, 4:4: 143-147.
- SKEMPTON, A. W. & SOWA, V. A. (1963), "*The Behaviour of Saturated Clays during Sampling and Testing*", Géotechnique, 13:4: 269.
- SRIDHARAN, A. & PRAKASH, K. (1999), "*Mechanisms controlling the undrained shear strength behaviour of clays*", Canadian Geotechnical Journal, 36: 1030-1038.
- SRIDHARAN A. y PRAKASH K. (1999), "*Mechanisms Controlling the Undrained Shear Strength Behaviour of Clays*", Canadian Geotechnical Journal, 36:1030-1038.
- TANAKA H. y LOCAT J. (1999), "*A microstructural investigation of Osaka Bay clay: the impact of microfossils on its mechanical behaviour*", Canadian Geotechnical Journal, 36: 493 – 508.
- TARBUCK, E. J. & LUTGENS, F. K. (2000), "*Ciencias de la Tierra, una introducción a la geología física*", Prentice Hall, España.
- TAYLOR, D. W. (1944), Tenth Progress Report to the US Engineering Department, MIT Soil Mechanics Laboratory, USA.
- TERZAGHI, K., PECK, R. & MESRI, G. (1996), "*Soil Mechanics in Engineering Practice*", John Wiley and Sons, USA.
- ZEEVAERT, L. (1949), "*An investigation of the engineering characteristics of the volcanic lacustrine clay deposits beneath Mexico City*", PhD thesis, University of Illinois.
- ZEEVAERT, L. (1985) "*Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils*". Consolidation of Soils, Testing and Evaluation, ASTM STP892, 257-281.
- ZEEVAERT, L. (1998), "*Compendio de mecánica de suelos*", Facultad de Ingeniería, UNAM, México.