

COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE DEPÓSITOS ALUVIALES EN COLOMBIA¹

Adolfo Alarcón-Guzmán², Jesús García-Núñez³ y Fernando Díaz-Parra⁴

Resumen: En este artículo se presentan las principales características de dos arenas de origen aluvial (Tumaco y Cali) potencialmente licuables, que históricamente han sido sometidas a cargas dinámicas generadas por sismos. Los dos depósitos se encuentran ubicados en áreas de amenaza sísmica alta, por lo que las aceleraciones máximas esperadas en roca fluctúan entre 0.2g y 0.3g. La caracterización de los depósitos granulares se realizó mediante pruebas de campo, complementados con ensayos de laboratorio, con el fin de validar correlaciones propuestas para estas pruebas de campo. Finalmente, se presentan las características físicas y geomecánicas de las arenas de estos depósitos.

Palabras claves: arenas, estado crítico, comportamiento esfuerzo-deformación, licuación, suelos aluviales.

DYNAMIC BEHAVIOR OF ALLUVIAL SOIL DEPOSITS IN COLOMBIA

Abstract: This paper presents the main characteristics of two liquefiable alluvial sands (Tumaco and Cali) which have been subjected to dynamic loads associated with earthquakes in the past. The two deposits are located in areas of high seismic hazard, with maximum expected bedrock accelerations ranging between 0.2g and 0.3g. The physical and geomechanical characteristics of these sands are presented in the paper. In addition, these granular deposits were characterized using field and laboratory testing. With the objective of exploring the validity of published correlations proposed for field tests.

Keywords: alluvial soils, critical state, liquefaction, sands, stress-strain behavior.

INTRODUCCIÓN

Uno de los mayores avances en la evaluación del fenómeno de licuación de depósitos de arena ha sido el reconocimiento de que el fenómeno depende no solamente de la densidad, sino que existen factores adicionales tales como la fábrica, el estado inicial de esfuerzos, la historia sísmica del depósito y la edad del mismo, entre otros (Seed, 1979). Debido a esto se ha visto la importancia de obtener muestras inalteradas de arena; sin embargo, las técnicas existentes para la recuperación de muestras inalteradas son muy costosas y aún no completamente confiables (Yoshimi et al., 1994), por lo que la práctica usual es determinar el comportamiento de la arena ante carga monotónica y cíclica sobre muestras reconstituidas (Mori et al., 1978; Ishihara, 1996).

No obstante, existe amplia evidencia experimental que muestra que el comportamiento de arenas saturadas ante carga cíclica está significativamente influenciado por el método de preparación de la muestra; esto es por la manera como se produce la sedimentación del suelo. Dentro de dichas evidencias es importante destacar los estudios adelantados por Mulilis et al. (1977), quien encontró que dependiendo del método de preparación de la muestra, la relación de esfuerzos cíclicos requerida para causar licuación ante un número dado de ciclos varía hasta en un 100% para muestras compactadas a la misma densidad.

En el marco de las limitaciones asociadas al problema del muestreo, a continuación en este artículo se presenta la caracterización física y geomecánica de las arenas de dos depósitos aluviales de Colombia, haciendo especial énfasis en sus propiedades esfuerzo-deformación ante carga monotónica y cíclica y su relación con el diagrama de estado.

¹ Artículo recibido el 10 de agosto de 2005 y aceptado el 20 de febrero de 2006.

² Ingeniero Civil, Ph.D., Profesor Asociado Universidad Nacional de Colombia, Avenida Carrera 30 N° 45-03, Ciudad Universitaria, Bogotá D.C., Colombia. E-mail: aalarcong@unal.edu.co

³ Ingeniero Civil, Ph.D., Investigador, INGEOMINAS, Diagonal 53 No. 34-53, AA-4865, Bogotá D.C., Colombia. E-mail: jesusg@ingeominas.gov.co

⁴ Ingeniero Civil, MSc, Investigador, INGEOMINAS, Diagonal 53 No. 34-53, AA-4865, Bogotá D.C., Colombia. E-mail: fdiaz@ingeominas.gov.co

LOCALIZACIÓN DE LOS DEPÓSITOS

Colombia está considerada como uno de los países con gran potencial hídrico; esto tiene como consecuencia la presencia de grandes depósitos aluviales, conformados por arenas y gravas susceptibles de sufrir licuación. En este artículo se presenta dos casos típicos, Tumaco y Cali, localizados en la costa pacífica en zonas de amenaza sísmica alta.

En primer lugar, la isla de Tumaco se ubica en los depósitos deltáicos del río Mira, en la costa pacífica del departamento de Nariño, al sur occidente de Colombia. Por otro lado, parte de la Ciudad de Cali se desarrolla en la llanura aluvial del valle del río Cauca, localizado en el departamento del Valle del Cauca, también en la región sur occidental de Colombia, sobre los Andes Septentrionales (Figura 1). El ambiente tectónico se caracteriza por la interacción de las placas de Suramérica, Nazca y del Caribe, haciendo que los depósitos se vean afectados por la gran actividad sísmica de la zona y sean bastante complejos desde el punto de vista geológico.



Figura 1: Localización de los depósitos aluviales estudiados.

ASPECTOS GEOLÓGICOS

Los depósitos aluviales que conforman la isla de Tumaco se formaron a partir del delta del río Mira cuando entrega sus sedimentos al océano Pacífico. Dicho depósito está conformado por intercalaciones de arena fina limpia con estratos de limos orgánicos de algunos metros de espesor, predominando las arenas hasta los 20 m de profundidad.

El valle aluvial del río Cauca a la altura de la ciudad de Cali, está compuesto por depósitos cuaternarios recientes, conformados por sedimentos antiguos del río Cauca, dejados a lo largo de la evolución y divagación del cauce. En general, el depósito se caracteriza por la presencia de una capa de materiales limo-arcillosos sobreconsolidados por desecación de un espesor entre 5m y 10m, suprayaciendo al depósito de arenas finas normalmente consolidadas y sueltas, que en profundidad va aumentando su tamaño hasta gravas finas y medianamente compactas.

INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

Las investigaciones del subsuelo realizadas en estos depósitos comprendieron la realización de perforaciones mecánicas, con las cuales se obtuvieron muestras alteradas de la arena. Igualmente se realizaron pruebas de penetración con piezocono CPTU, con el fin de caracterizar las propiedades in-situ y tener un estimativo de las condiciones de compacidad del material para su posterior reconstitución en el laboratorio.

Los resultados de la investigación de campo se ilustran en la Figura 2 para el depósito de Tumaco y en la Figura 3 para Cali, en donde los ejes superiores corresponden a parámetros de las capas de arcilla limosa (línea gris delgada) y los parámetros de los ejes inferiores corresponden a la arena (línea negra gruesa). Los parámetros de compresibilidad y resistencia que se presentan se fundamentan en los trabajos de García-Núñez et al. (2003) y García-Núñez (2006), para lo cual se utilizaron y evaluaron las correlaciones más recientes publicadas en revistas especializadas.

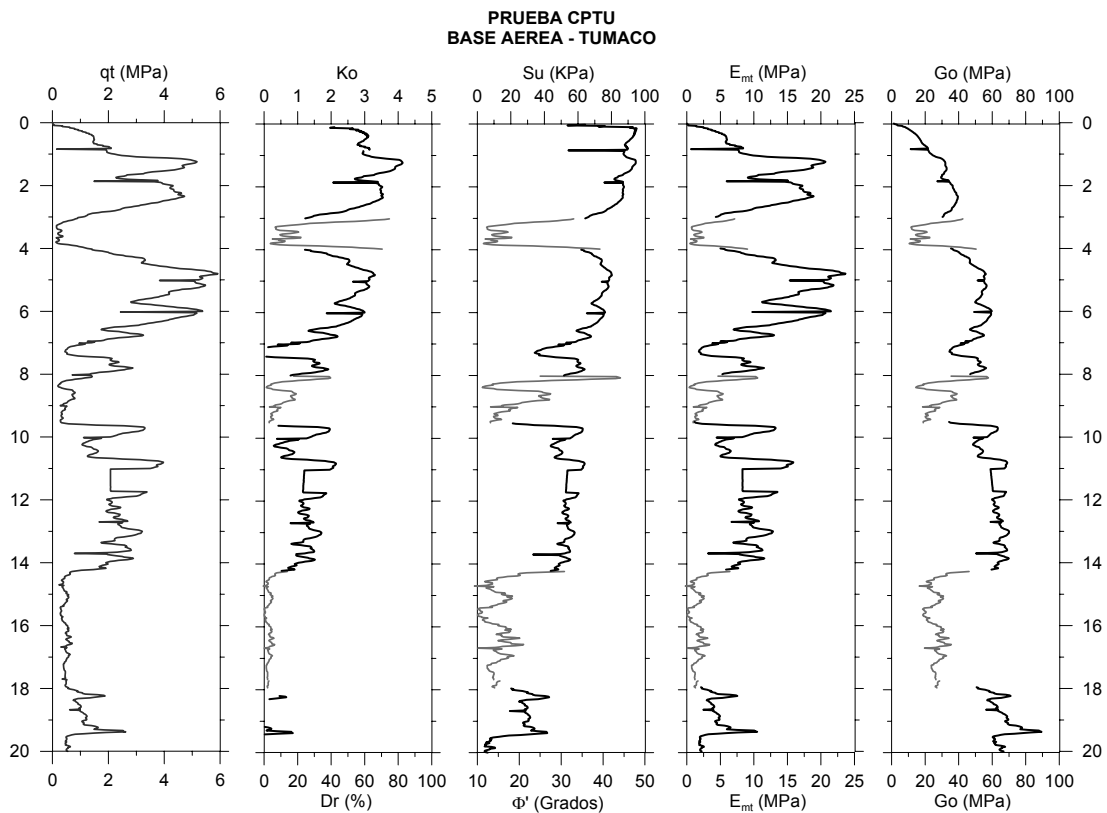


Figura 2: Parámetros de resistencia y deformabilidad a partir de pruebas CPTU en el depósito aluvial del río Mira – Tumaco.

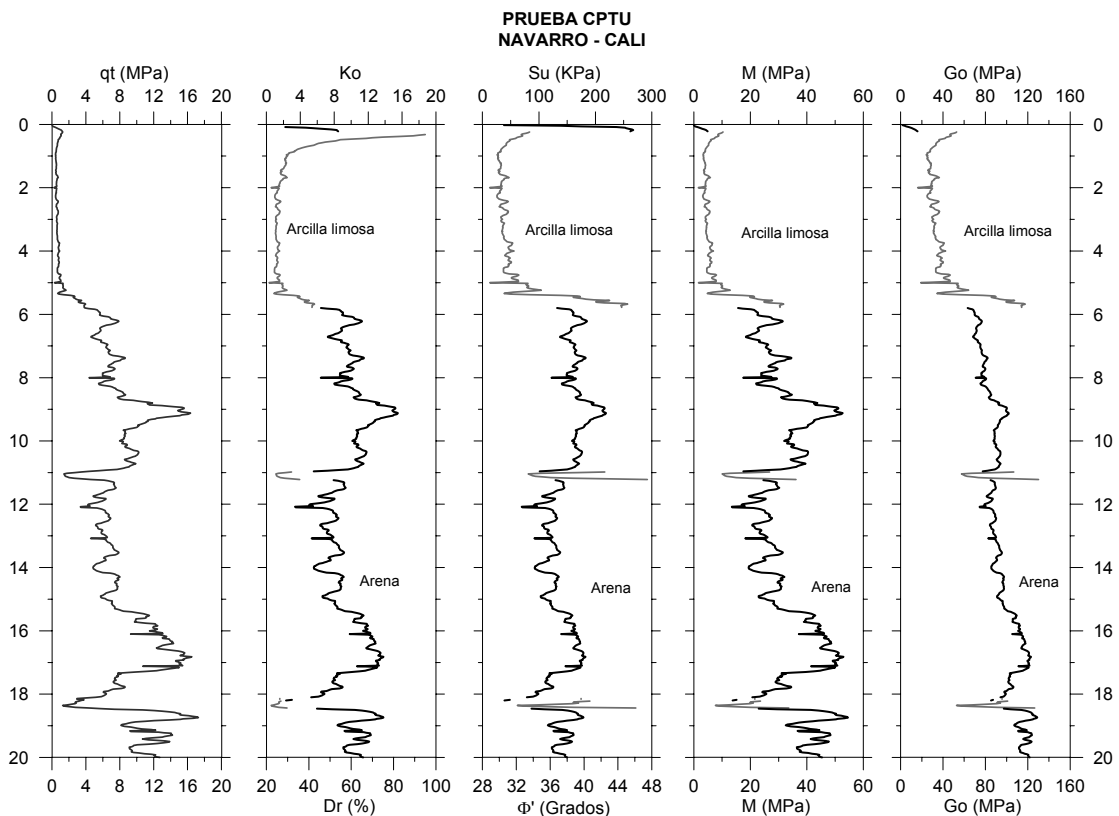


Figura 3: Parámetros de resistencia y deformabilidad a partir de pruebas CPTU en la llanura aluvial del río Cauca – Cali.

CARACTERIZACIÓN FÍSICA

Mineralogía

Las características físicas de los suelos granulares son determinadas principalmente por el tamaño y forma de las partículas, la textura superficial y la distribución granulométrica (Mitchell, 1993). Adicionalmente Mitchell (1993) comenta que la composición mineralógica determina la dureza, clivaje y resistencia inherente del esqueleto mineral.

La composición mineralógica se evaluó mediante el microscopio electrónico, para identificar el tamaño y forma de las partículas de arena de Tumaco tal como se ilustra en la Figura 4, encontrándose que está constituida por cuarzo (19.5%), horblenda (28.5%), plagioclasa (8.6%), epidota (33%), biotita (0.8%), minerales magnéticos (8.1%) y restos de microfósiles. Estos minerales se caracterizan por su forma angular, lo cual tendrá una influencia importante en el comportamiento drenado y no drenado de la arena de Tumaco, como se mostrará más adelante.

De igual manera se realizaron análisis mineralógicos de las arenas de Cali pertenecientes a la llanura aluvial del Cauca, donde se obtuvo una composición mineralógica conformada por al menos 40% de cuarzo discriminado en tres variedades: lechoso, hialino y ahumado (Figura 5). En general los diferentes tipos de cuarzo tienen características similares de resistencia (dureza 7) y podrían ser muy abrasivos. Por otro lado, los feldespatos combinados son aproximadamente el 28%. Aunque resistentes y de dureza del orden de seis (6), son muy sensibles a la meteorización y su transformación a óxidos y minerales arcillosos puede ser muy rápida. Observando su morfología son granos subredondeados de aproximadamente 300 μm clasificando como una arena gruesa a fina; se observaron también cristales bien desarrollados poco alterados y la fracción restante de este material (30% aproximadamente) es una mezcla de anfíboles, micas y algunos óxidos que presentan durezas bajas y una fácil alteración en presencia de agua.

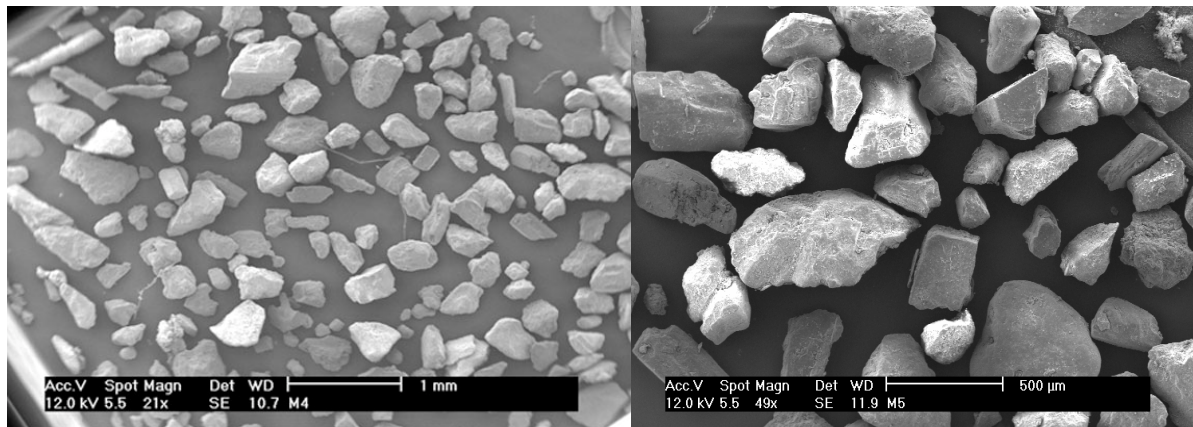


Figura 4: Microscopia de la arena de Tumaco

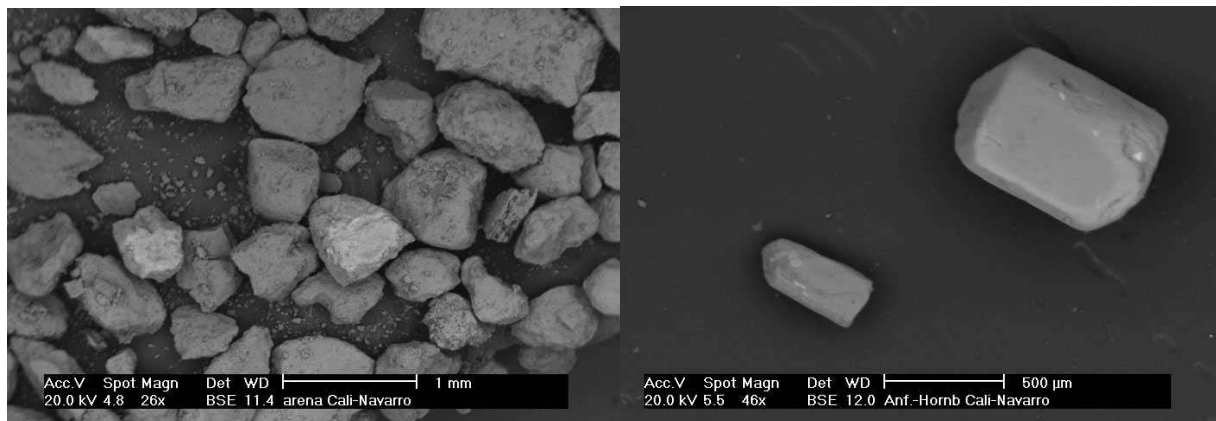


Figura 5: Microscopia de la arena de Navarro – Cali.

Granulometría

Para determinar la distribución de las partículas por tamaños de granos se realizaron granulometrías por tamizado. La distribución granulométrica de la arena de Tumaco corresponde a una arena pobremente gradada (SP), según el sistema unificado de clasificación de suelos (USCS por sus siglas en inglés). Por otro lado las arenas de Cali están constituidas realmente por una mezcla de gravas y arenas con un porcentaje de gravas que fluctúan entre 0% y 10%, mientras que el contenido de arena varía entre 85 y 100%. Estas capas arenosas se caracterizan por ser pobremente gradadas; con relación al porcentaje de finos, este varía entre 0% y 15%. Los intervalos de distribución porcentual de los diferentes materiales se ilustran en la Tabla 1.

Tabla 1: Distribución granulométrica de los materiales aluviales

%	Tumaco	Cali
Finos	0-8	0-15
Arena	92-100	85-90
Grava	0	0-10

Efecto de la Forma de las Partículas

Estudios recientes de Ashmawy et al. (2003) y Santamarina, (2004), han mostrado que la forma de las partículas tiene una gran influencia sobre el comportamiento mecánico de suelos granulares. Para ello, la forma de las partículas las caracterizan mediante los siguientes parámetros adimensionales: Esfericidad, S y Redondez, R (Santamarina, 2001).

Basados en los anteriores parámetros, Cho et al. (2002) y Santamarina (2004) proponen una serie de correlaciones obtenidas a partir de pruebas de laboratorio realizadas sobre 33 muestras de arena (17 se obtuvieron triturando fragmentos de granito y las 16 restantes eran arenas naturales de diversas partes del mundo). Para poder utilizar la metodología propuesta es necesario utilizar la carta de la Figura 6 la cual es función de la esfericidad y redondez de las partículas.

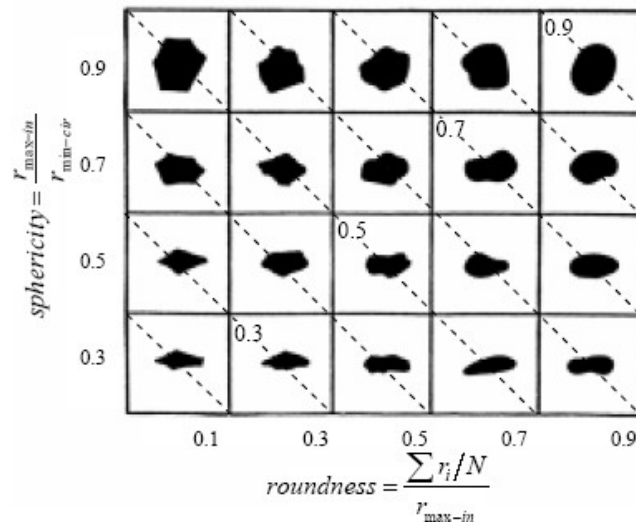


Figura 6: Carta de Esfericidad, S y Redondez, R. Las líneas diagonales corresponden a partículas de regularidad constante. $\rho = (R+S)/2$. (Krumbein y Sloss, 1963).

A partir de los coeficientes S y R, los autores proponen las siguientes correlaciones:

Relación de vacíos:

$$e_{\max} = 1.5 - 0.82\rho$$

$$e_{\min} = 0.9 - 0.44\rho$$

donde $\rho = \frac{(R + S)}{2} = \text{regularidad}$

Velocidad de ondas de corte:

$$V_s = \alpha \left(\frac{\sigma_{princ}}{1kPa} \right)^\beta$$

donde α en m/s, es la velocidad de ondas de corte a 1kPa y β refleja la sensibilidad de la velocidad de ondas de corte al esfuerzo promedio.

Parámetros de estado crítico

$$\phi_{cs} = 42 - 17R$$

$$\Gamma = 1.2 - 0.4R$$

donde ϕ_{cs} es el ángulo de fricción en estado crítico, Γ es el intercepto de la línea de estado crítico, para un esfuerzo promedio de 1 kPa.

Los autores presentan una serie de curvas para la obtención de los anteriores parámetros. Utilizando las fotos del microscopio electrónico (Figuras 4 y 5) y comparando con la Figura 6, se obtienen los parámetros de la arena de Tumaco y de Cali que se presentan en la Tabla 2. Estos resultados se comparan al final con los datos experimentales.

Tabla 2: Determinación de parámetros de las arenas aluviales ensayadas, a partir de la forma de las partículas.

Arena de Tumaco		Arena de Cali	
S=0.7	Vs= 155 m/s	S=0.9	Vs=112 m/s
R=0.35	$\phi_{cs} = 36^\circ$	R=0.3	$\phi_{cs}=36.9^\circ$
$e_{m\acute{a}x}=1.06$	$\Gamma = 1.0$	$e_{m\acute{a}x}=1.01$	$\Gamma=1.08$
$e_{m\acute{i}n}=0.67$	$\lambda = 0.88$	$e_{m\acute{i}n}=0.64$	$\lambda=0.80$

Es importante destacar que el uso de estas correlaciones no es una tarea fácil, ya que en las fotografías del microscopio se observa una gran variabilidad tanto en el tamaño como en la forma de las partículas. Para la caracterización de estas arenas se ha optado por tomar valores promedios; aunque la condición más difícil es indudablemente la definición de la forma representativa de las partículas que tiene gran influencia en la escogencia de la esfericidad y redondez.

Este método da órdenes de magnitud de los diferentes parámetros, los cuales son bastante aceptables, como veremos más adelante. Sin embargo, para efectos prácticos recomendamos definir un rango de valores de S y R, cuyos resultados se deberán comparar con ensayos de laboratorio, para mejorar el nivel predictivo de dichas correlaciones.

Con el fin de verificar el efecto de la forma de las partículas sobre el comportamiento de las arenas, se utilizaron las correlaciones de Cho (Cho et al., 2002), encontrándose los siguientes resultados:

	Arena de Tumaco	Arena de Cali
Ángulo de fricción-experimental	35	36.3
Ángulo de fricción – correlación	36	36.9

De los anteriores resultados es claro que el ángulo de fricción en una primera instancia es posible obtenerlo de manera confiable a partir de las correlaciones de Cho et al. (2002) y Santamarina (2004).

CARACTERIZACIÓN DE LAS PROPIEDADES ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Ensayos monotónicos consolidados drenados con trayectorias de diferentes valores de K

Con los ensayos que se presentan a continuación se buscó estudiar la relación existente entre los incrementos de deformación plástica y la relación de esfuerzos (q/p'), que comúnmente se conoce como regla de flujo que gobierna el modo o mecanismo de deformación plástica del suelo (Word, 1996). Estas deformaciones debidas principalmente a la dilatación son de gran interés en el uso de modelos constitutivos elastoplásticos.

Para ello, se realizaron pruebas similares a las ejecutadas sobre la arcilla de Bangkok para determinar la regla de flujo por Balasubramaniam y Chaudhry (1978) (véase la Figura 7), y además se tuvieron en cuenta los resultados de Frossard (1979), quien realizó una medición indirecta del ángulo de fricción a partir de ensayos triaxiales utilizando la expresión propuesta por Rowe (1969):

$$\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{\sigma_1/\sigma_3}{1 - d\varepsilon_q/d\varepsilon_p}$$

donde ε_p y ε_q son la deformación volumétrica y la deformación de corte, respectivamente.

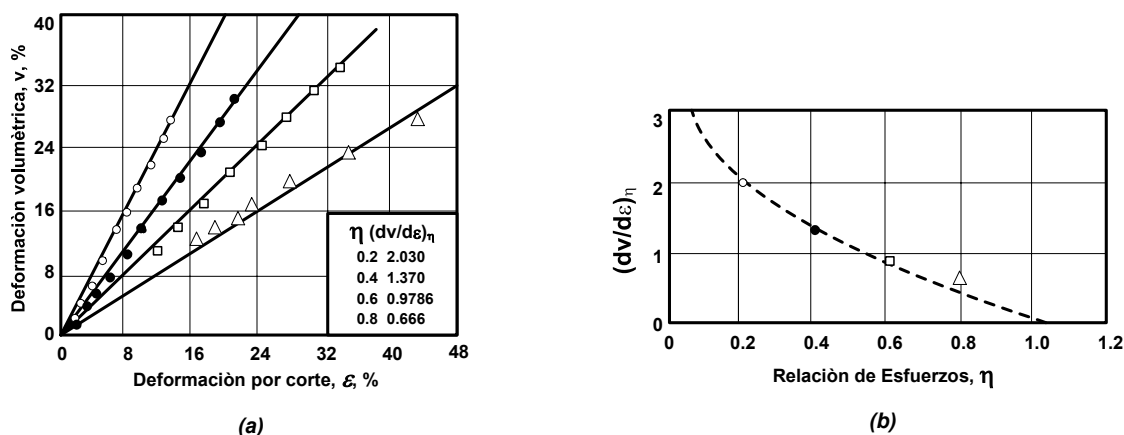


Figura 7: (a) Trayectoria de deformaciones durante consolidación anisotrópica (b) Variación de $(dv/d\varepsilon)_\eta$ con $\eta = q/p'$ (adaptada de Balasubramianiam y Chaudhry, 1978).

Teniendo en cuenta lo anterior se realizaron ensayos consolidados drenados sin llevar las muestras a la rotura sino siguiendo trayectorias con un valor dado de K. Para ello, las muestras se prepararon en condición húmeda, compactándolas en 10 capas iguales de un centímetro de espesor y posteriormente se sometieron a diferentes valores de $\eta = q/p'$.

Los resultados de las pruebas K se ilustran en la Figura 8. En primer lugar, en la Figura 8(a), se muestran las trayectorias de esfuerzos utilizadas, mientras en la Figura 8(b) se ilustra la trayectoria de deformaciones seguida por cada muestra durante la consolidación anisotrópica. Nótese que la trayectoria de deformación en la gráfica ε_p vs ε_q es aproximadamente lineal para cada ensayo de consolidación. Por tanto se puede asumir que para los ensayos realizados el incremento de deformaciones ($d\varepsilon_p/d\varepsilon_q$), durante la consolidación anisotrópica es principalmente función de la relación de esfuerzos η .

$$\left(\frac{d\varepsilon_p}{d\varepsilon_q}\right) = f(\eta)$$

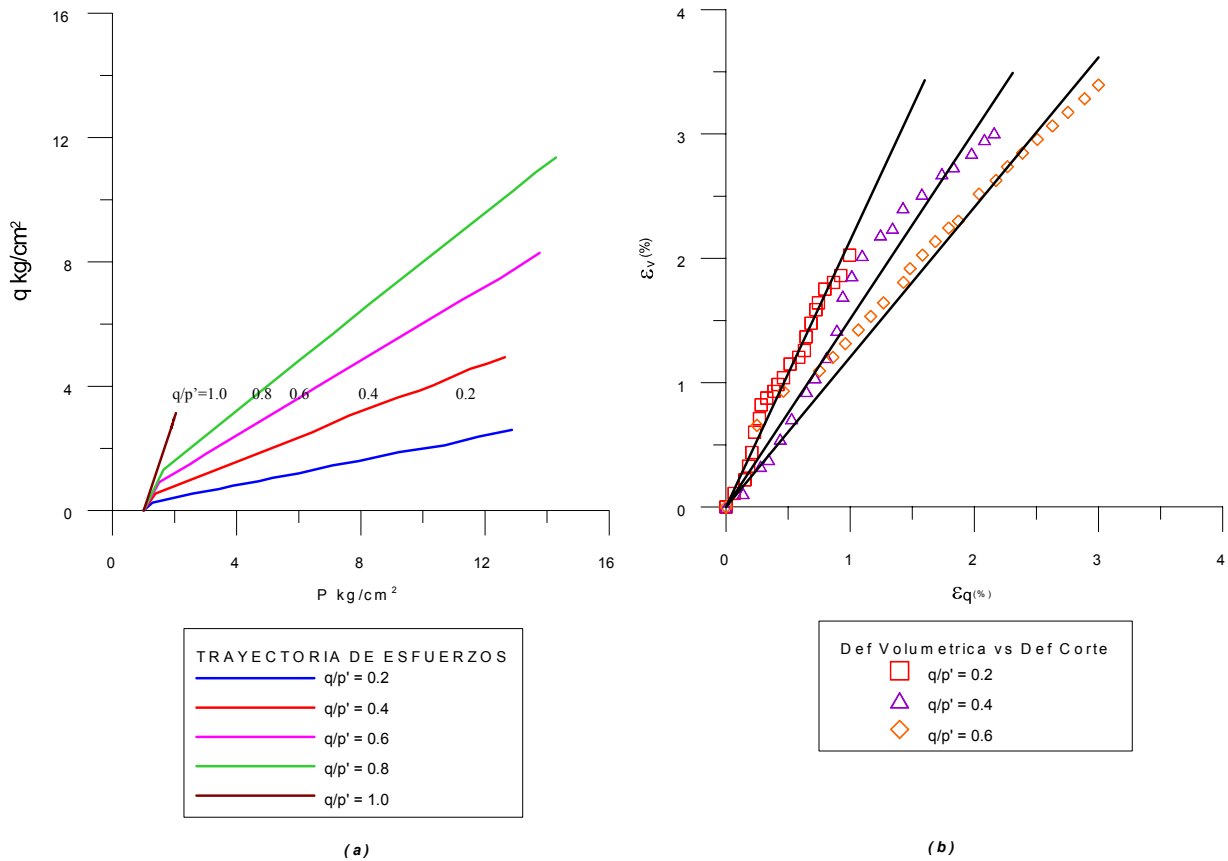


Figura 8: Ensayos triaxiales consolidados drenados - trayectoria K de la arena de Tumaco (a) Trayectorias de esfuerzos durante consolidación anisotrópica. (b) Trayectorias de deformación durante consolidación anisotrópica.

Finalmente la anterior información permitió construir la curva de dilatancia (Figura 9), aunque se observa que los valores de dilatancia para las relaciones de esfuerzo $\eta = 0.4$ y 1.0 están por fuera de la tendencia general fueron desechados. La ecuación resultante es similar a la propuesta por Nova y Wood (1979).

$$\eta = M - \mu d$$

o la propuesta por Pastor et al. (1988)

$$d_g = (1 + \alpha_g)(M_g - \eta)$$

que se puede expresar como:

$$d_g = (1 + \alpha_g)M_g - (1 + \alpha_g)\eta$$

donde d_g es la dilatancia, α_g es una constante del suelo y M_g es la pendiente de la línea de estado crítico. En la siguiente sección se determina el valor de $M_g = 1.42$, por tanto se obtiene $\alpha_g = 0.56$ a 0.65 , siendo este valor ligeramente superior al propuesto por Pastor de $\alpha_g = 0.45$ para el modelo elastoplástico.

Si utilizamos la expresión propuesta por Rowe (1969), y con una dilatancia de 1.2, encontramos que el ángulo de fricción obtenido mediante esta expresión para la arena de Tumaco es de 34° , valor muy similar al que se obtuvo en las pruebas de laboratorio (36°). El lector podrá notar que los anteriores ensayos están orientados básicamente a la obtención de la dilatancia de la arena de Tumaco, el cual es un insumo básico para los modelos constitutivos elastoplásticos.

En los ensayos consolidados drenados – trayectoria K, orientados básicamente a obtener la dilatancia de la arena de Tumaco, se encontró que los valores de dilatancia son superiores a los recomendados en el modelo elastoplástico de Pastor, Zienkiewicz y Chen (1988) La dilatancia que caracteriza la arena de Tumaco en condición drenada se manifiesta en pérdida de resistencia pasando ésta de la pico a la residual (ángulo de fricción en el pico de 37° a 30° en el residual)

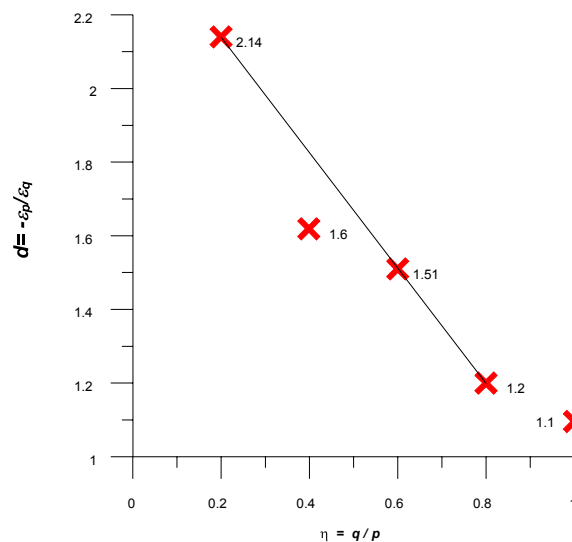


Figura 9: Curva de dilatancia - variación de $(dv/d\epsilon)_\eta$ con η de la arena de Tumaco.

Ensayos monotónicos drenados con consolidación isotrópica

Para este tipo de ensayo, las muestras fueron consolidadas isotrópicamente a presiones de cámara similares a los esfuerzos geostáticos existentes en el terreno y posteriormente llevadas a la falla en condición drenada. Los resultados así obtenidos se ilustran en la Figura 10, destacándose los siguientes aspectos:

- ▲ La pendiente de la línea de estado crítico es $M_g = 1.45$
- ▲ La arena de Tumaco presenta un comportamiento dilatante, explicado en cierta manera por la angulosidad de las partículas como pudo observarse en los análisis con el microscopio electrónico.
- ▲ En la medida en que se incrementa la presión de consolidación se incrementa la resistencia de la arena, pero disminuye el pico de la curva; esto es atribuible a la disminución en la dilatancia del material.

Los ensayos triaxiales drenados sobre la arena de Tumaco muestran que la energía requerida para movilizar la resistencia máxima está asociada al potencial de dilatancia en el estado inicial (ángulo de fricción en el pico de 35° a 37° versus un ángulo crítico de 30°). Adicionalmente, al dibujar el ángulo de fricción versus el parámetro de estado, se encuentra que el comportamiento dilatante de la arena de Tumaco cae dentro del intervalo de valores propuesto por Been y Jefferies (1985).

Ensayos monotónicos consolidados no drenados

Con el fin de evaluar el comportamiento no drenado de la arena de Tumaco y de Cali bajo carga monotónica, se realizaron una serie de ensayos triaxiales consolidados no drenados midiendo presión de poros. Para ello, las muestras se consolidaron isotrópicamente a presiones de consolidación que fluctuaron entre 48 y 1500 kPa para la arena de Tumaco y entre 49 y 568 kPa para la arena de Cali. Para llevar a cabo los ensayos, las muestras se prepararon en condición húmeda, compactándolas en capas de 1 cm de espesor con el fin de garantizar una homogeneidad en las condiciones iniciales de la muestra.

Los resultados de las pruebas de laboratorio no drenadas de la arena de Tumaco se ilustran en la Figura 11, donde la tendencia en general es que las muestras consolidadas a bajas presiones exhiben un comportamiento dilatante, mientras que las muestras consolidadas a presiones de confinamiento altas presentan comportamiento contráctil. Esto es atribuible a que a estas elevadas presiones de confinamiento se presenta el rompimiento de bordes agudos y el rompimiento de los granos (presiones de consolidación mayores a 720 kPa).

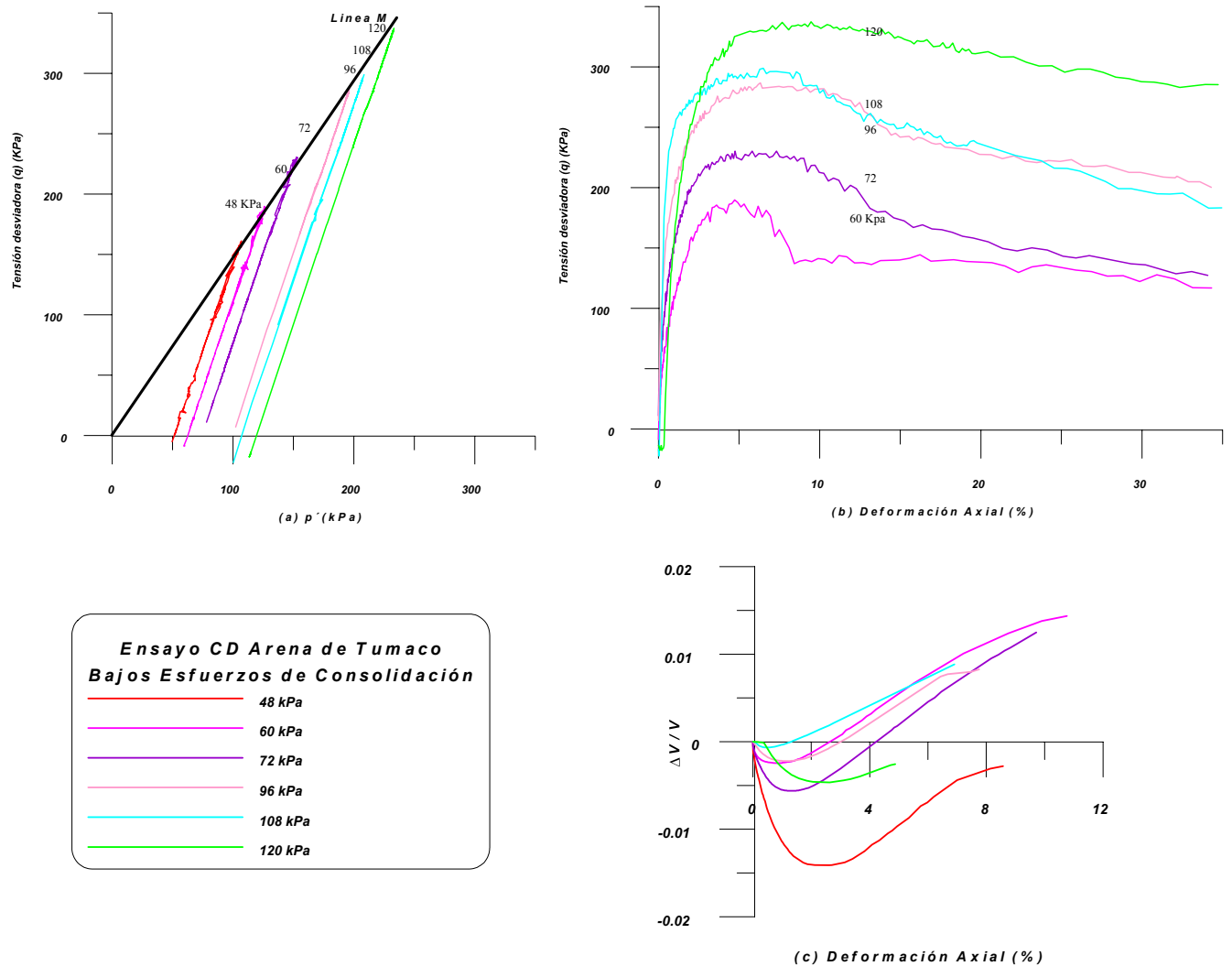


Figura 10: Ensayos triaxiales consolidados drenados de la arena de Tumaco. a) Trayectoria de esfuerzos, b) Curva esfuerzo desviador - deformación axial. c) Cambio volumétrico - deformación axial (relación de vacíos entre 0.815 y 0.841).

A partir de los anteriores resultados se encontró que en condición no drenada la pendiente de la línea de estado crítico es de $M_g = 1.42$, valor ligeramente inferior al obtenido en condición drenada. De igual manera se obtuvo la línea de transformación de fase (Figura 11) y se observa la variación de la presión de poros con la deformación axial. Nótese que las muestras sometidas a elevadas presiones de consolidación ($p'_c = 1500$ kPa) tienen un comportamiento contráctil, mientras que para presiones intermedias se comportan como una arena semidensa y finalmente para bajas presiones de consolidación, el comportamiento es el de una arena densa. El anterior comportamiento se puede verificar con los resultados del exceso de presión de poros con la deformación axial (Figura 11(c)).

Los resultados de las pruebas de laboratorio de Cali se ilustran en la Figura 12, donde la tendencia general es que las muestras consolidadas a bajas presiones exhiben un comportamiento dilatante, típico de una arena densa. La pendiente de la línea de estado crítico es $M_g = 1.47$, para un ángulo equivalente $\phi' = 36.3^\circ$, el cual es relativamente alto ($\phi = 36^\circ$) y que la presión de poros inicialmente se incrementa para posteriormente decaer por efecto de la dilatancia del material.

Finalmente se concluye que las arenas de Tumaco y Cali se caracterizan por la angulosidad en sus partículas, lo cual se manifiesta en un comportamiento dilatante ante bajas presiones de confinamiento en condición drenada y no drenada. Para estos casos en particular es indudable la gran influencia que ejerce la forma de los granos sobre el comportamiento de la arena.

En condición no drenada y para las condiciones de ensayo, el comportamiento típico de la arena de Tumaco es dilatante hasta presiones de consolidación de 1200 kPa, para presiones superiores el comportamiento del material se torna contráctil. La arena de Cali, por otro lado, presenta comportamiento dilatante hasta presiones de consolidación de 600 kPa. Obviamente se espera que este límite sea superior, pero desafortunadamente no se realizaron ensayos a presiones de consolidación superiores.

Comparando las trayectorias de esfuerzos de las Figuras 11 y 12, se observa que el fenómeno de dilatancia es más acentuado en la arena de Cali; esto se puede explicar en cierta manera por la mayor angulosidad de los granos de la arena de Cali.

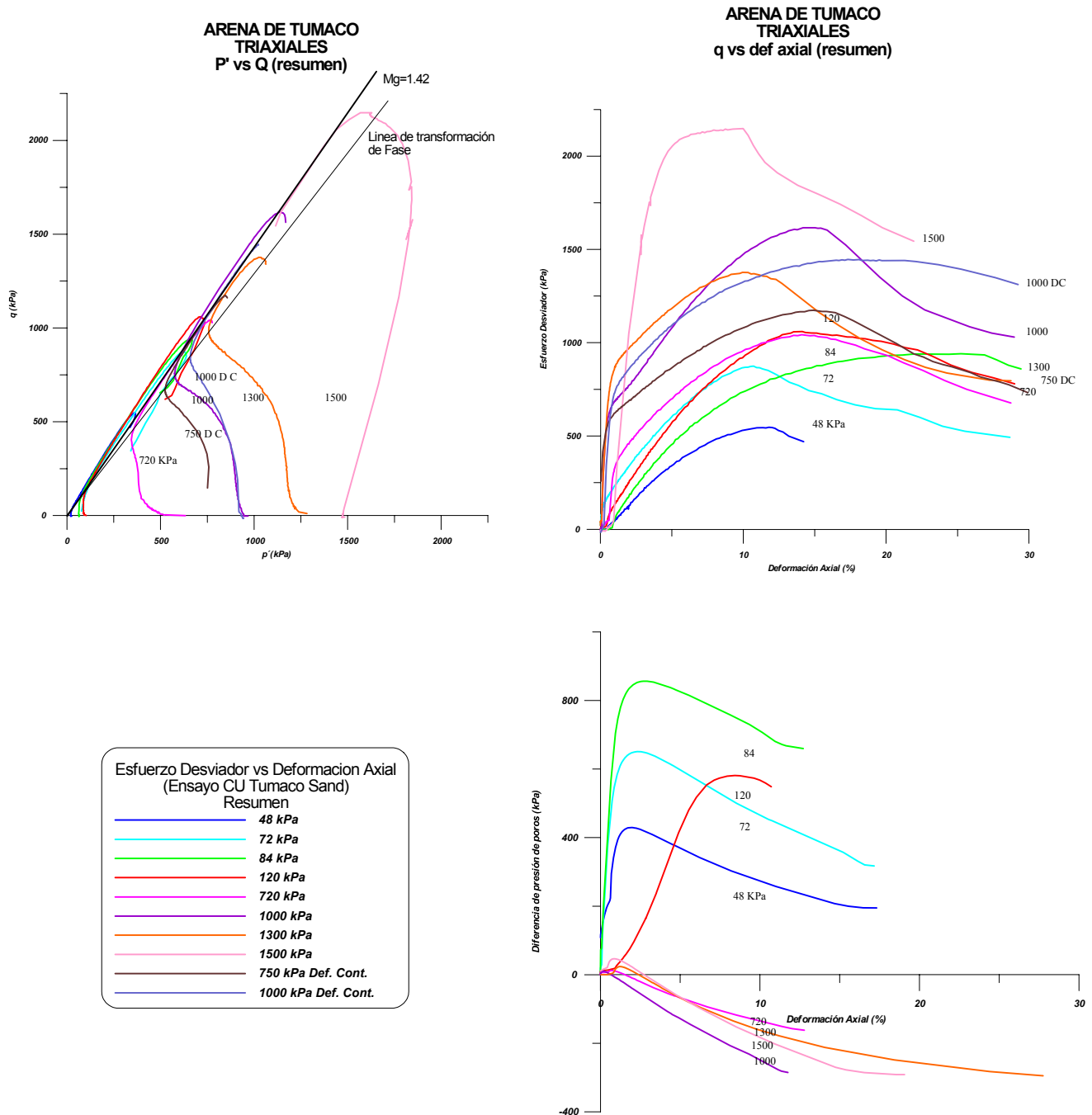


Figura 11: Ensayos consolidados no drenados midiendo presión de poros (CU) de la arena de Tumaco ($e = 0.838$ a 0.885).

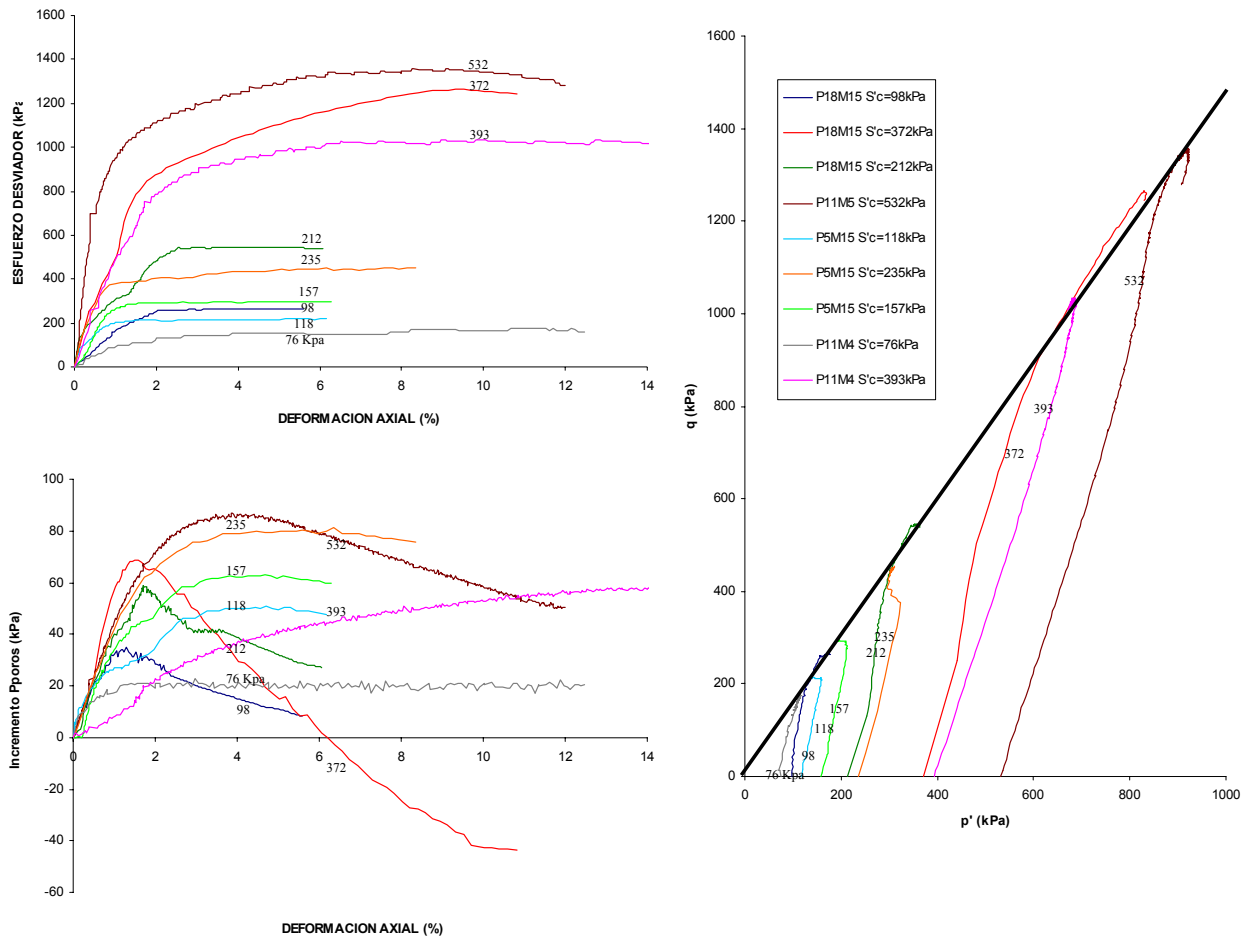


Figura 12: Ensayos consolidados no drenados midiendo presión de poros (CU) de la arena de Cali ($e_0=0.77$ a 0.84 , $\psi = -0.016$ a -0.043).

Estado crítico de las arenas de Tumaco y Cali

Existen algunas evidencias experimentales que muestran que el estado crítico es único para ensayos drenados y no drenados, independiente del método de preparación de la muestra y por tanto independiente de la estructura inicial del esqueleto granular (Castro, 1975; Verdugo e Ishihara, 1990). Teniendo presente estos resultados, se obtuvo la línea de estado crítico en el plano e - $\log p'$, con base en los resultados de los ensayos triaxiales drenados y no drenados. Para ello se partió de una condición inicial correspondiente a muestras consolidadas isotrópicamente, calculando la relación de vacíos inicial por el método propuesto por Verdugo e Ishihara (1990). Los resultados de tales ensayos se ilustran en la Figura 13 observándose que en general las muestras fueron consolidadas a bajas presiones de consolidación y adicionalmente el método de preparación generó muestras relativamente densas que tienden a dilatar, acorde con la evidencia experimental antes reportada. El anterior comportamiento se puede explicar en parte desde el punto de vista mineralógico, al observar que la arena de Tumaco está conformada por granos angulares.

La Figura 13 muestra claramente que la energía requerida para movilizar la resistencia máxima está asociada al potencial de dilatación en el estado inicial (ángulo de fricción en el pico de 35° a 37° versus un ángulo crítico de 30°). Partiendo de los anteriores resultados se calculó el parámetro de estado de la arena de Tumaco, el cual se superpuso a los resultados experimentales obtenidos por Been y Jefferies (1985), sobre siete arenas de diferentes sitios del mundo. Dichos resultados se ilustran en la Figura 14, donde se observa que los resultados de Tumaco están dentro del intervalo propuesto por Been y Jefferies (1985).

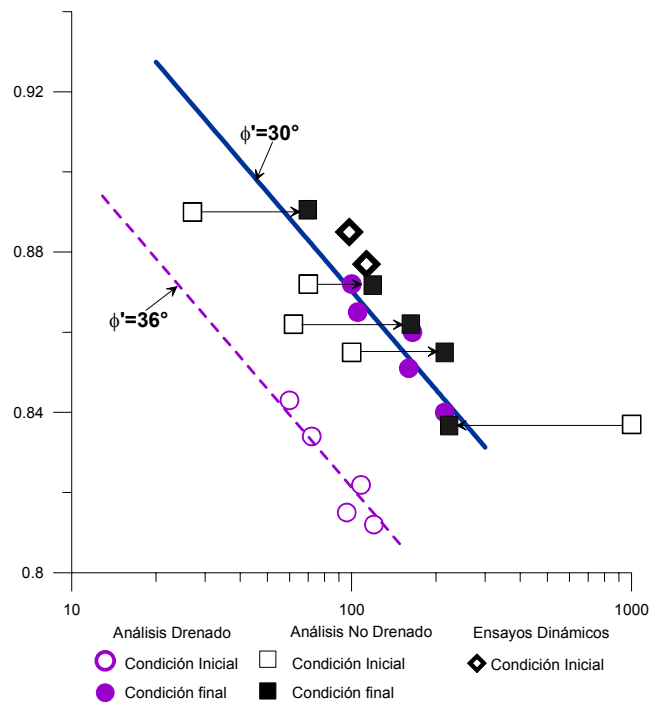


Figura 13: Línea de estado crítico - arena de Tumaco.

La línea de estado crítico de la arena de Cali se ilustra en la Figura 15, donde se observa que al igual que el caso anterior y para las condiciones de los ensayos, la arena de Cali presenta un comportamiento puramente dilatante, explicado por la angulosidad de las partículas y las densidades asociadas al método de preparación de la muestra.

En la Figura 16 se ilustra la variación de la resistencia al corte no drenada normalizada con el parámetro de estado. Nótese que la arena de Cali se caracteriza por una elevada resistencia al corte no drenada, producto de su carácter dilatante y la angulosidad de sus granos. En general el comportamiento de la arena de Cali, se encuentra por fuera de los valores reportados por Been y Jefferies (1985).

La resistencia al corte no drenada normalizada de la arena de Cali se sale de los estándares reportados por Been y Jefferies (1985). De hecho, dado el carácter dilatante de la arena de Cali, se encuentran valores de S_u/p' hasta de 3, los cuales son muy superiores al valor 0.5 reportado por Been y Jefferies (1985).

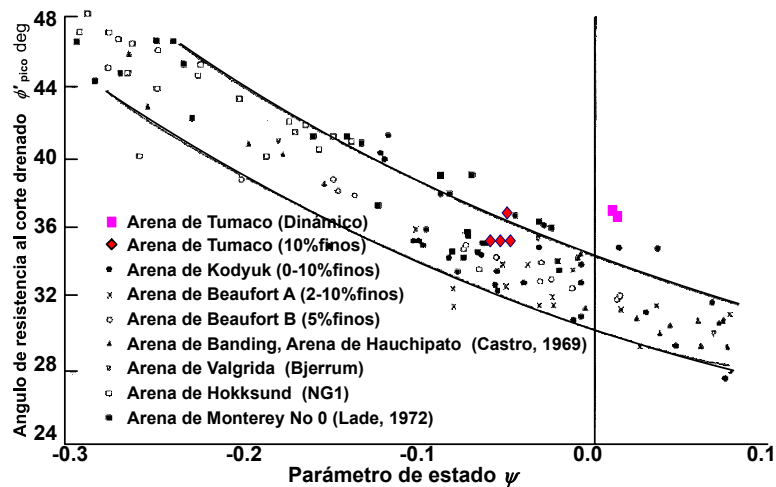


Figura 14: Ángulo de fricción drenado en función del parámetro de estado (ψ), para varias arenas incluyendo la de Tumaco (Been y Jefferies, 1985).

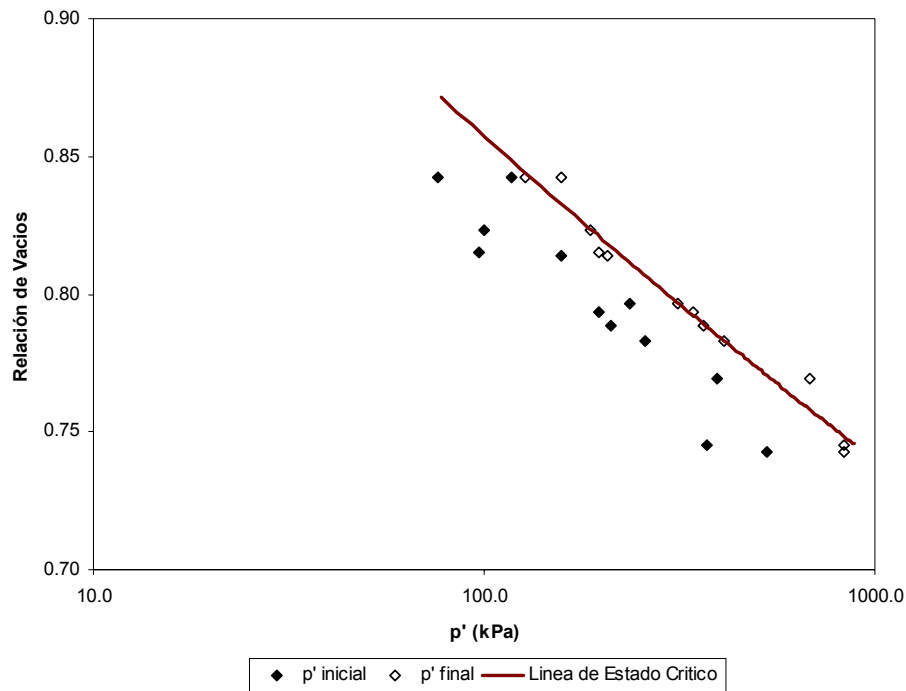


Figura 15: Línea de estado crítico - arena de Cali.

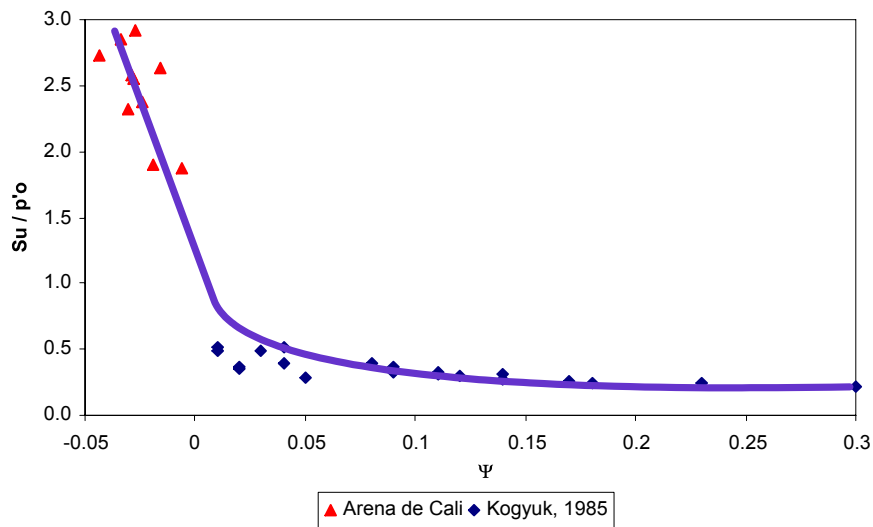


Figura 16: Variación de la resistencia al corte no drenada pico normalizada a la presión media con el parámetro de estado - Comparación con los resultados de Been y Jefferies (1985).

Finalmente, en la Figura 17, se presentan las líneas de estado crítico de la arena de Tumaco y Cali, encontrándose que la línea de estado crítico de la arena Cali está por debajo de la arena de Tumaco, con una mayor pendiente que refleja una mayor compresibilidad del material.

El parámetro o índice del estado de un suelo (Been y Jefferies, 1985; Been et al., 1991; Ishihara, 1996), parece ser un parámetro adecuado para caracterizar el comportamiento drenado y no drenado de un suelo, al involucrar al menos el efecto de la fricción y de la dilatancia en las propiedades esfuerzo-deformación y resistencia, como una función del estado inicial en relación con el estado crítico. Para el caso particular de las arenas de Tumaco y Cali, se encontró que el comportamiento de estos materiales se encuentra dentro de los rangos planteados por los anteriores autores.

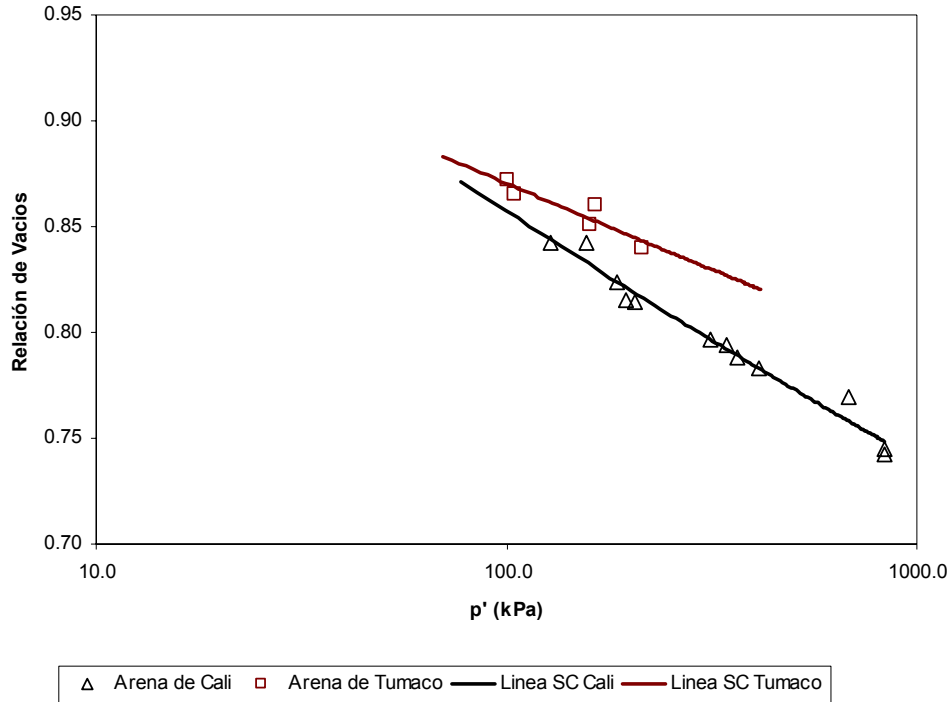


Figura 17: Comparación de las líneas de estado crítico de la arena de Tumaco y Cali.

Ensayos cíclicos consolidados no drenados

Los ensayos triaxiales cíclicos se realizaron sobre muestras de arena saturada y consolidadas isotrópicamente a diferentes relaciones de vacíos. Los resultados típicos de estos ensayos se ilustran en la Figura 18 para la Arena de Tumaco y en la Figura 19 para la arena de Cali.

Durante los primeros ciclos de carga la deformación axial de la muestra es insignificante, aunque la presión de poros aumenta continuamente. Sin embargo, después de un cierto número de ciclos, la presión de poros aumenta súbitamente hasta un valor igual a la presión de cámara aplicada externamente a la muestra, la cual en este momento experimenta grandes deformaciones que aumentan en amplitud durante los ciclos de carga subsiguientes. Por otra parte, a medida que la densidad relativa aumenta, las deformaciones axiales se acumulan a una tasa mucho menor con un número de ciclos crecientes, aún si la presión de poros alcanza un valor igual a la presión de cámara.

Al ubicar las condiciones iniciales de las pruebas triaxiales cíclicas sobre la arena de Tumaco en el diagrama de estado, se evidencia el carácter contráctil inicial de las muestras, lo cual explica la susceptibilidad a la licuación de la arena. Para este caso se encontraron los siguientes parámetros de estado: $\psi = 0.014$, para $\sigma_d/2\sigma_c = 0.2$, y de $\psi = 0.011$ para $\sigma_d/2\sigma_c = 0.27$.

Al dibujar el ángulo de fricción contra el parámetro de estado (Figura 14), se observa que en el caso dinámico, los valores obtenidos para la arena de Tumaco son ligeramente superiores a los reportados por Been y Jefferies (1985).

Los anteriores resultados se acostumbra presentarlos como $\sigma_d/2\sigma_c$ versus N (Seed 1979), siendo N el número de ciclos requeridos para producir licuación; estos análisis para la arena de Tumaco y de Cali se ilustran en la Figura 20. En la figura anterior también se observa que las curvas para las dos arenas son muy similares, pero en general la arena de Cali es ligeramente más resistente a la licuación que la arena de Tumaco, lo cual podría asociarse al efecto de la angulosidad ligeramente mayor, la cual limita el colapso de la estructura durante la inversión de los esfuerzos bajo la carga cíclica.

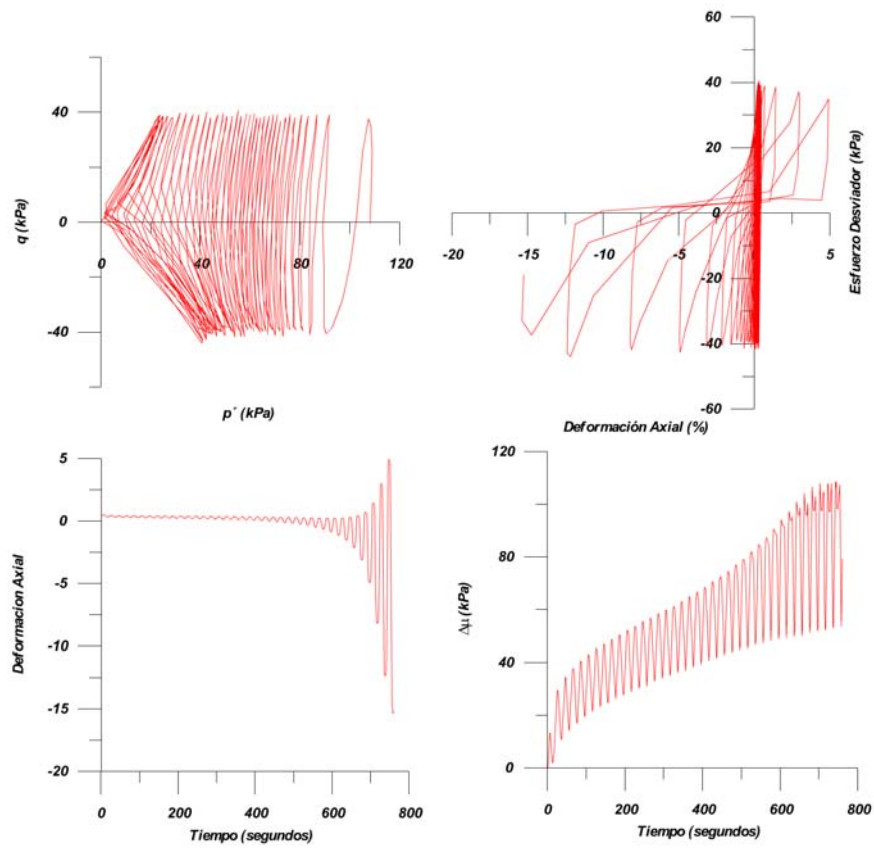


Figura 18 a: Triaxial cíclico de la arena de Tumaco: $\psi = 0.014$, $\sigma_d/2\sigma_c = 0.2$.

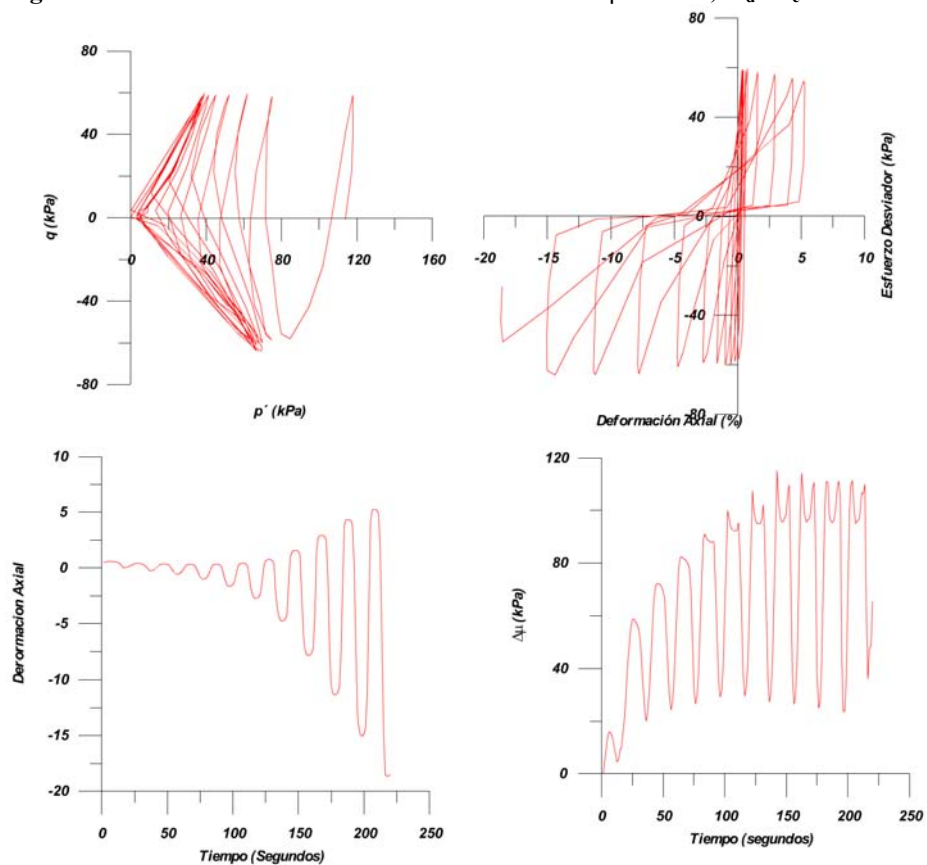


Figura 18 b: Triaxial cíclico de la arena de Tumaco: $\psi = 0.011$, $\sigma_d/2\sigma_c = 0.27$.

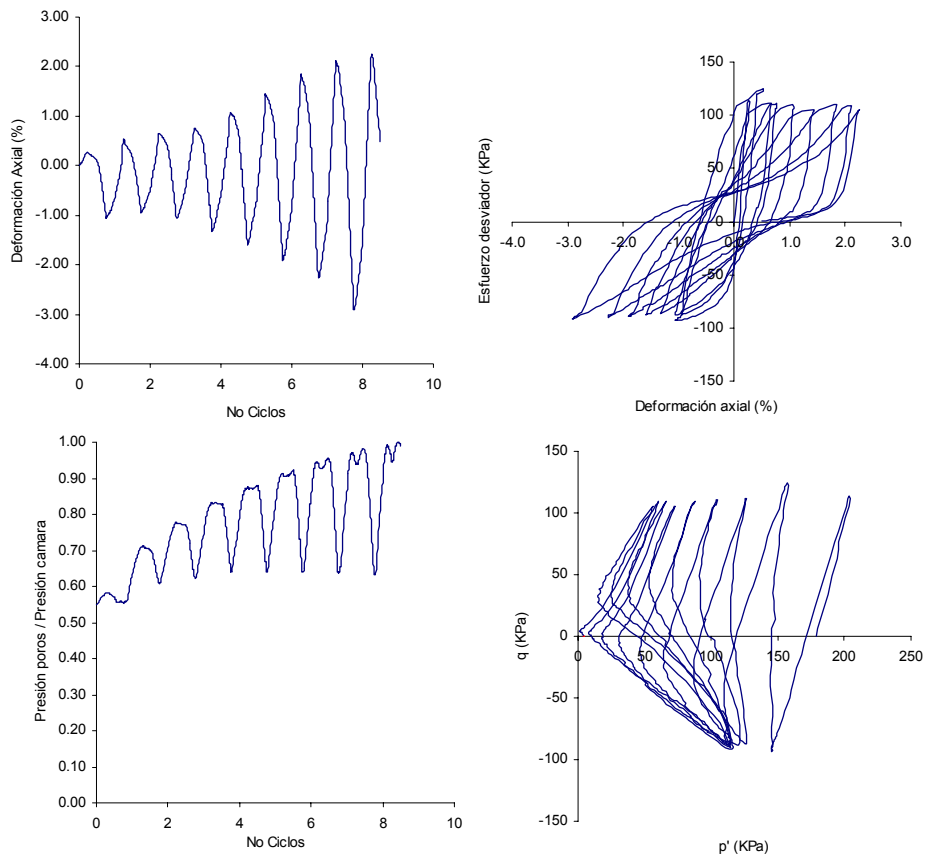


Figura 19 a: Triaxial cíclico de la arena de Cali: $\psi = -0.027$, $\sigma_d/2\sigma_c = 0.25$.

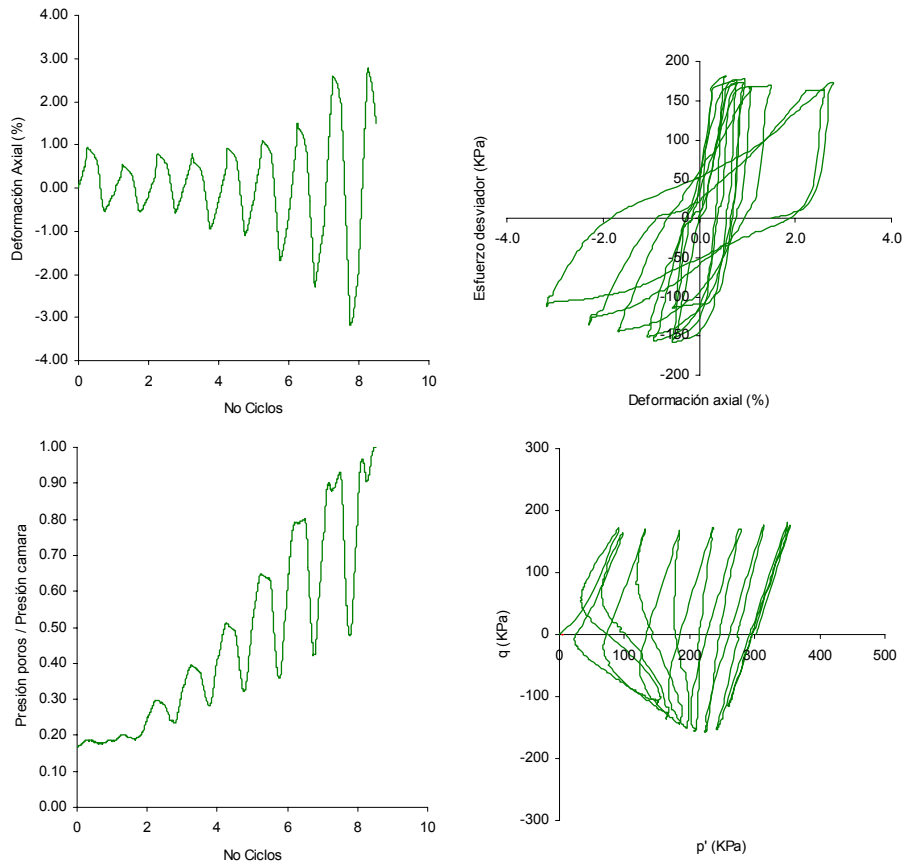


Figura 19 b: Triaxial cíclico de la arena de Cali: $\psi = -0.04$, $\sigma_d/2\sigma_c = 0.3$.

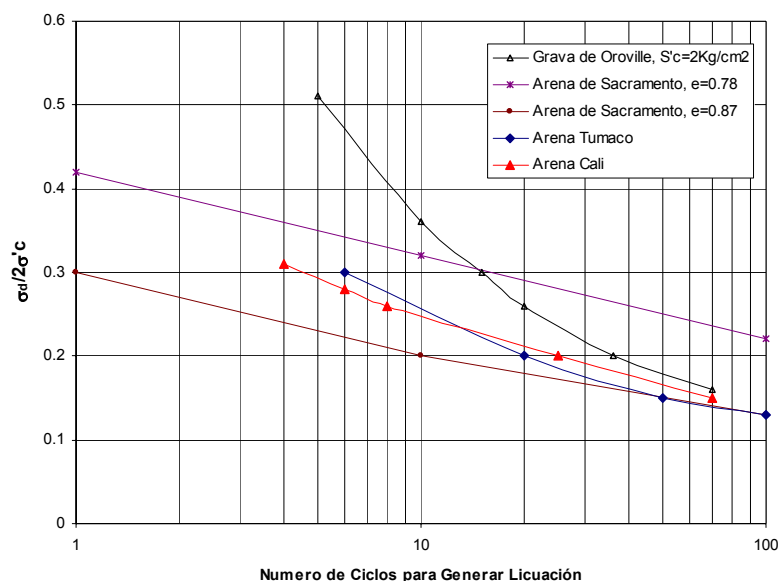


Figura 20: Curva de resistencia cíclica de las arenas de Tumaco y de Cali.

RECOMENDACIONES PARA SU CARACTERIZACIÓN

De lo expuesto anteriormente, se concluye que la caracterización de materiales granulares es sumamente complicada, razón por la cual las pruebas de campo por sí solas son insuficientes para la obtención de los parámetros. Adicionalmente, dependiendo de la prueba de campo, se pueden obtener diferencias importantes en los resultados (para nuestro caso utilizamos las pruebas CPTU, DMT y SPT). En general, es recomendable la realización de pruebas de laboratorio, que complementadas con análisis al microscopio electrónico pueden explicar de una mejor manera el comportamiento geomecánico de los materiales de interés.

REFERENCIAS

- Alarcón-Guzmán, A. (1986). Cyclic Stress-Strain and Liquefaction Characteristics of Sands, PhD Dissertation, Purdue University, West Lafayette, Indiana.
- Ashmawy, A., Sukumaran, y Hoang, V. (2003). Evaluation of the influence of particle shape on liquefaction behavior using discrete element modelling. Proceedings of the Annual International Society of Offshore and Polar Engineering Conference, Hawaii, pp. 23-42.
- Balasubramaniam, M. y Chaudhry, A. (1978). "Deformation and Strength Characteristics of Soft Bangkok Clay". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 104, No. GT9, pp. 1153-1167.
- Been, K. y Jefferies, M. (1985). "A state parameter for sands". *Géotechnique*, Vol. 35, No 2, pp. 99-112.
- Been, K., Jefferies, M., y Hachey, J. (1991). "The critical state of sands". *Géotechnique*, Vol. 41, pp. 365-381.
- Castro, G. (1975). "Liquefaction and cyclic mobility of sands". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 102, No. GT6, pp. 551-569.
- Cho, G., Dodds, J., y Santamarina, J. (2002). Particle shape effects on packing density, stiffness and strength - natural and crushed sands. Internal Report, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, pp. 1-32.
- Pastor M., Zienkiewicz O., y Chan, A. (1988). Generalized plasticity model for three dimensional sand behavior. Proceeding of the International Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils, Saada & Bianchini (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 535-549.
- Frossard, A. (1979). "Effect of sand grain shape on interparticle friction; indirect measurements by Rowe's stress dilatancy theory". *Géotechnique*, Vol. 29, No 3, pp. 341-350.
- García-Núñez, J. Ibáñez, D. Ojeda, A. (2003). Zonificación del potencial de licuación de las arenas de Tumaco. Reporte Técnico, INGEOMINAS, Bogotá, Colombia.
- García-Núñez, J. (2006). Análisis acoplado del fenómeno de licuación de arenas – Aplicación a Tumaco, Colombia. Disertación doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España.
- González, H. y Yidi, C. (2001). Comportamiento estático y dinámico de la arena de Tumaco, Tesis de Grado, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.
- Ishihara, K. (1996). Soil Behavior in Earthquake Geotechnics. Oxford University Press.

- Katyama, I., Fuki F., Goto M., Makihara, y Takimatsu, K. (1986). Comparison of dynamic deformation characteristic of dense sand between undisturbed and disturbed samples. Proceedings of the 21th Annual Conference of JSSMFE, pp. 583-588.
- Krumbein, W. y Sloss, L. (1963). Stratigraphy and Sedimentation. W. H. Freeman, San Francisco, California, U.S.A.
- Lee, K. y Seed, H. (1967). "Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 93, No. SM1, pp. 47-70.
- Leroueil, S. (1997). Critical state soil mechanics and the behavior of real soils. In Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. Rio de Janeiro, Brasil.
- Mitchell, J. (1993). Fundamentals of Soil Behavior. John Wiley and Sons.
- Mori, K., Seed, B., y Chan, C. (1978). "Influence of sample disturbance on sand response to cyclic loading". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, pp. 323-339.
- Mulilis, P., Seed, B., Chan, C., Mitchel, J., y Arvlamandon, K. (1977). "Effects of sample preparation on sand liquefaction", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103, No. GT2, pp.91-108.
- Nova, R. y Wood, R. (1979). "A constitutive model for sand", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 3, pp. 255-278.
- Pastor, M., Zienkiewicz, O., y Chan, A. (1988). Generalized plasticity model for three dimensional sand behavior, Proceedings of the International Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-cohesive Soils, Saada, A. and Bianchini, G., editors, Balkema, Rotterdam, pp. 535-549.
- Robertson, P. K. y Campanella, R. G., (1985), "Liquefaction potential of sand using the CPT", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 22, No 3, pp. 298-307.
- Rowe, P. (1969). "The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear", *Géotechnique*, Vol. 19, No 1, pp. 75-86.
- Santamarina, J. (2004). Soil behaviour: The role of particle shape, Advances in Geotechnical Engineering: Skempton Conference, Jardine, R. J., Editor, Thomas Telford, London, pp. 604-617
- Santamarina, J. C. (2001). Soils and Waves. John Wiley & Sons, Chichester, U.K.
- Seed, B. y Lee, K. (1966). "Liquefactions of saturated sands during cyclic loading", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 92, No. SM6, pp. 105-134.
- Seed, H. B. (1979). "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 105, No. GT2, pp. 210-255.
- Verdugo, R. y Ishihara, K. (1990). The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, Vol. 36, No 2, pp. 81-91.
- Wood, D. (1996). Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics. Cambridge University Press, U.K.
- Yoshimi, Y., Tokimatsu, K., y Ohara, J. (1994). "In situ liquefaction resistance of clean sands over a wide density range". *Géotechnique*, Vol. 44, No 3, pp. 479-494.

