



Universitat Politècnica de Catalunya

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

---

# Análisis comparativo del fenómeno de licuación en arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia)

Por: Jesús R. García Núñez

Barcelona, Febrero del 2007

---

Tesis Doctoral

Dirigida por: Dr. Alberto Ledesma Villalba

## Capítulo 8

# RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO Y ENSAYOS DE LABORATORIO

### 8.1 Antecedentes

Como es bien sabido, una adecuada modelación numérica de un problema geotécnico, implica parámetros geomecánicos de muy buena calidad con el fin de reproducir de la manera más confiable el evento que se quiera estudiar. Para nuestro caso en particular, como es el comportamiento de la arena de Tumaco ante un evento sísmico, se necesita una exploración detallada del subsuelo complementada con una adecuada gama de ensayos de laboratorio.

Para tal fin, se realizaron ensayos convencionales como son el SPT, complementada con pruebas in situ más sofisticadas como fué la utilización del piezocono sísmico, que permite evaluar la resistencia por punta, fricción lateral, incremento en presión de poros, velocidad de ondas de corte, así como el  $K_0$  mediante el Dilatómetro de Marchetti. La anterior información fué complementada con pruebas de laboratorio que incluyen pruebas triaxiales consolidadas en condición drenada y no drenada para carga monotónica y no drenada para carga cíclica. Las anteriores pruebas estan orientadas a obtener los parámetros requeridos para utilizar en el modelo de Pastor-Zienkiewicz, el cual se implementó con el fin modelar el comportamiento no lineal del suelo ante cargas cíclicas.

### 8.2 Exploración del Subsuelo

Mediante la exploración del subsuelo se pretende identificar las capas o estratos de suelo que se encuentran bajo la superficie del terreno. Para ello, se utilizaron dos técnicas: En primer lugar un método directo correspondiente a la perforación mecánica, en la que se recuperaron muestras para ser ensayadas en el laboratorio; además se aprovechó para realizar el ensayo SPT, y en segundo lugar, técnicas indirectas que incluyeron pruebas como el CPTU, DMT, refracción sísmica y microtrepidaciones. En este capítulo se hace una descripción de los anteriores métodos, haciendo especial énfasis en las correlaciones que pueden ser útiles para la obtención de los parámetros del suelo.

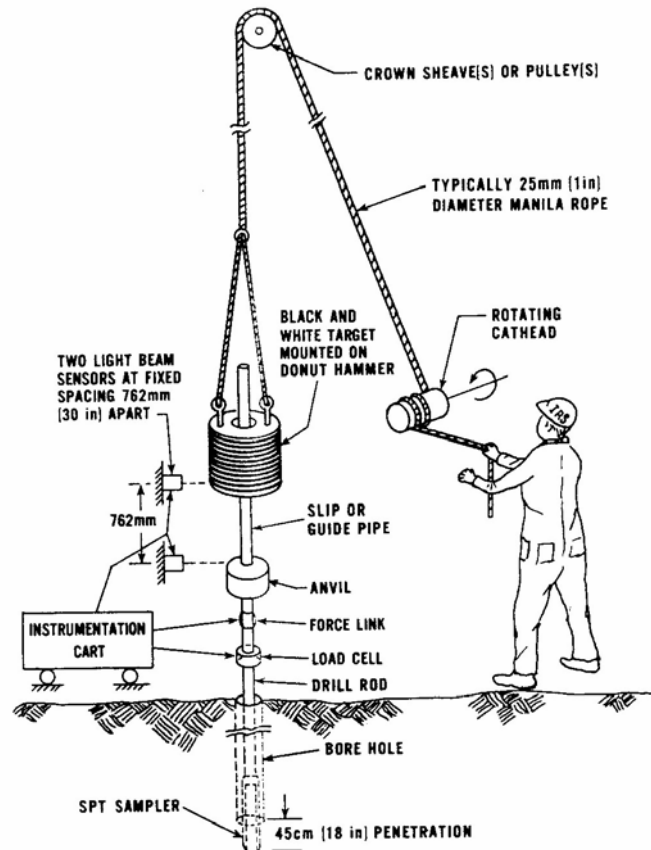


Figura 8.1: Esquema ilustrando el ensayo de penetración estándar (SPT) [Kovacs & Salomone, 1982]

### 8.2.1 Ensayo de penetración estándar (SPT)

#### Antecedentes

El ensayo de penetración estándar (SPT), es la prueba de campo más ampliamente utilizada en el mundo, tal vez por su sencillez de ejecución y sobre él existe una literatura muy abundante; de hecho, en los Estados Unidos el 80-90% del diseño de cimentaciones, se basan en esta prueba [Kovacs & Salomone, 1982].

El método ha sido estandarizado desde 1958, con varias revisiones (ASTM D-1586) y consiste en hincar un toma muestras partido de 18" ( $\approx 45$  cm) de largo, colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un peso (martillo) de 140 lb ( $\approx 63.5$  Kg) que se deja caer libremente desde una altura de 30" ( $\approx 76$  cm) (figura 8.1), anotando los golpes necesarios para penetrar cada 6" ( $\approx 15$  cm). El valor normalizado de penetración de  $N$  es para 12" (1 pie  $\approx 30$  cm), se expresa en golpes/pie.

La gran dispersión de los resultados, llevó a la realización de investigaciones, destacándose los estudios de Kovacs [Kovacs & Salomone, 1982], quien encontró que la energía transmitida al varillaje durante la prueba dependía del tipo de martillo, altura de caída, operadores, etc.

Skempton [Skempton, 1986] evaluó el efecto de la presión de sobrecarga, tamaño de la partícula y edad del depósito entre otros, en la interpretación de los resultados del ensayo de penetración estándar.

El autor encuentra que la dispersión en los resultados se puede minimizar normalizando los resultados a una relación de energía estandar. A continuación se describen las correlaciones utilizadas para la obtención de los parámetros de la arena de Tumaco; todas estas correlaciones están basadas en el valor de  $N$ , obtenido en el ensayo de penetración estándar. Un método para calcular  $N_1$ , se describe en el apartado 9.3.1.

### Densidad Relativa $D_r$

Basado en los resultados obtenidos por [Gibbs & Holtz, 1957], Meyerhoff [Meyerhoff, 1957] propone una correlación empírica que relaciona el valor de  $N$ , la tensión vertical efectiva,  $\sigma'_v$  y la densidad relativa del suelo  $D_r$ , mediante la siguiente expresión:

$$D_r = 21 \left( \frac{N}{\frac{\sigma'_v}{98} + 0.7} \right)^{0.5} \quad (8.1)$$

Siendo:

$\sigma'_v$  la tensión efectiva vertical en  $kPa$ .

[Cubrinovski & Ishihara, 1999], intentan correlacionar la resistencia a la penetración estándar (SPT) y la densidad relativa, teniendo en cuenta el tamaño de las partículas; los autores utilizan el rango de variación en la relación de vacíos ( $e_{max} - e_{min}$ ) como un indicativo del tamaño del grano, así como su distribución por tamaño.

Los autores correlacionan datos de campo (SPT) con valores de densidad relativa obtenidas sobre muestras inalteradas proponiendo la siguiente correlación (figura 8.2):

$$D_r = \left\{ \frac{N(e_{max} - e_{min})^{1.7}}{9} \left( \frac{98}{\sigma'_v} \right)^{1/2} \right\}^{1/2} \quad (8.2)$$

Con  $\sigma'_v$  en  $kPa$ . Cuando  $e_{max}$  y  $e_{min}$  no son conocidos o no pueden ser evaluados, el rango de variación en la relación de vacíos puede ser estimado a partir del  $D_{50}$  (en  $mm$ ), mediante la siguiente expresión (figura 8.3):

$$e_{max} - e_{min} = 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}} \quad (8.3)$$

Reemplazando la ecuación 8.3 en la ecuación 8.2 se obtiene finalmente:

$$D_r = \left\{ \frac{N(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}})^{1.7}}{9} \left( \frac{98}{\sigma'_v} \right)^{1/2} \right\}^{1/2} \quad (8.4)$$

### Ángulo de fricción $\phi$

Uno de los más importantes parámetros de resistencia en suelos arenosos, es el ángulo de fricción interna  $\phi'$ , estimado a partir de correlaciones empíricas utilizando valores de  $N$  de la prueba SPT. Existen en la actualidad una gran cantidad de correlaciones empíricas entre el número de golpes ( $N$ ) y el ángulo de fricción, destacándose los siguientes:

Dunham [Dunham, 1954] propone las siguientes expresiones:

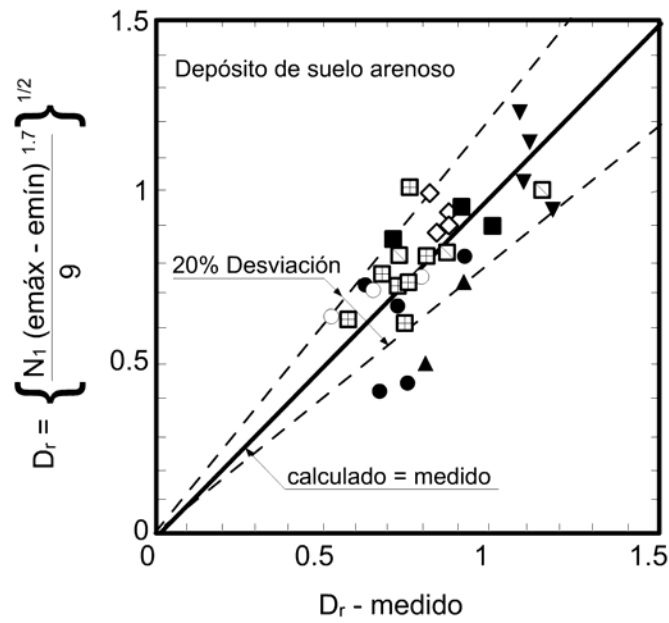


Figura 8.2: Densidad relativa calculada vs medida en depósito de suelo arenoso [Cubrinovski & Ishihara, 1999].

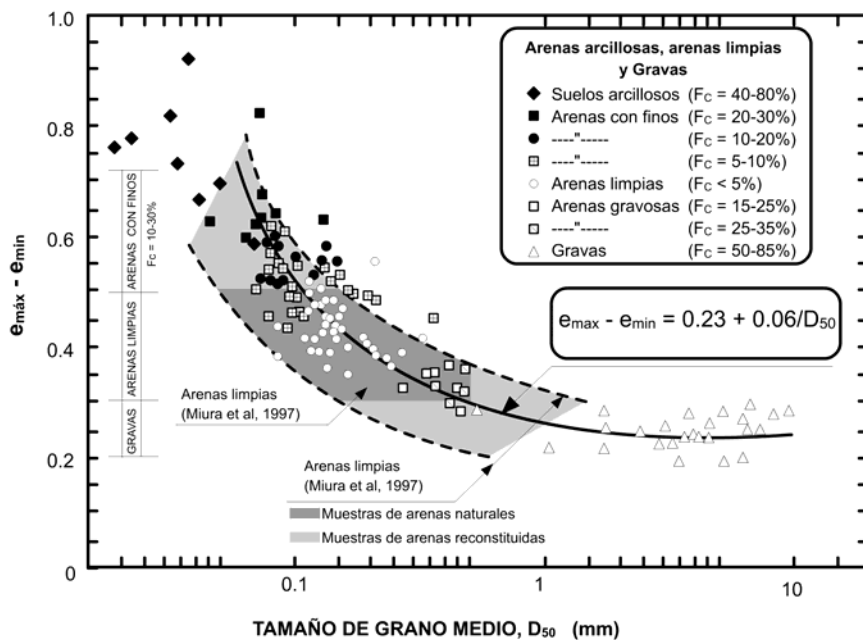


Figura 8.3: Relación entre el rango de la relación de vacíos y el diametro medio del grano [Cubrinovski & Ishihara, 1999]

$$\phi = (12N)^{0.5} + 25$$

aplicable a suelo bien gradado y forma de las partículas angulares

$$\phi = (12N)^{0.5} + 20$$

Válido en partículas redondeadas y bien gradadas o partículas angulares y uniformes  
Ohsaki [Ohsaki, 1970] propone la siguiente correlación:

$$\phi = (20N)^{0.5} + 15 \quad (8.5)$$

La asociación Japonesa de Carreteras [Association, 1990], recomienda:

$$\phi = (15N)^{0.5} + 15 \leq 45 \quad (N > 5) \quad (8.6)$$

Peck [Peck & Hanson, 1953] propone:

$$\phi = (0.3N)^{0.5} + 27 \quad (8.7)$$

Hatanaka [Hatanaka & Uchida, 1996] realizaron una serie de ensayos triaxiales drenados sobre muestras inalteradas de arena, a las cuales se les determinó el ángulo de fricción ( $\phi$ ). Las muestras inalteradas eran recuperadas congelando el suelo, y el ángulo de fricción obtenido era comparado con las ecuaciones empíricas propuestas por muchos investigadores utilizando el SPT. El autor concluye que, en general, el ángulo de fricción obtenido a partir de las pruebas de campo, es mayor al calculado mediante las correlaciones empíricas.

Los resultados obtenidos se ilustran en la figura 8.4, donde se presenta el ángulo de fricción para muestras inalteradas contra el número de golpes normalizado ( $N_1$ )<sup>0.5</sup>. El autor propone una relación entre los anteriores parámetros de tipo lineal, mediante la siguiente expresión:

$$\phi_d = (20N_1)^{0.5} + 20 \quad (8.8)$$

### Módulo de Corte Máximo $G_{m\acute{a}x}$

Seed [Seed et al., 1986], proponen la siguiente expresión para el cálculo del módulo de corte máximo a partir del ensayo de penetración estandar:

$$G_{m\acute{a}x} = 35 * 1000 N_{60}^{0.34} (\sigma'_v)^{0.4} \quad (8.9)$$

Donde:

$G_{m\acute{a}x}$  = Módulo de corte máximo ( $lb/ft^2$ )

$\sigma'_v$  = tensión vertical efectiva ( $lb/ft^2$ )

$N_{60}$  = número de golpes en la prueba SPT, para una energía teórica del 60%.

Con la anterior ecuación es posible determinar la variación del módulo de corte en profundidad.

## 8.2.2 Piezocono Sísmico (CPTU)

### Antecedentes

Las pruebas de penetración con piezocono (CPTU), permiten medir simultáneamente la resistencia por punta, la fricción lateral y la presión de poros [Lunne et al., 1997]; a su vez, la interpretación de esta

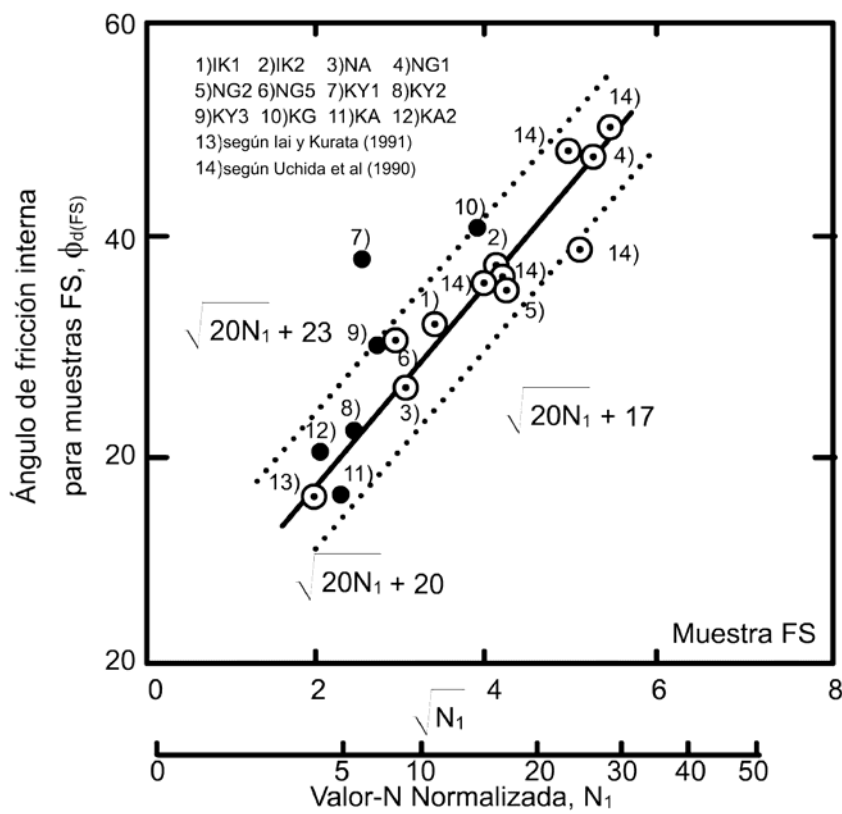


Figura 8.4: Correlación entre el ángulo de fricción interno para muestras inalteradas congeladas (FS) y  $(N_1)^{0.5}$  [Hatanaka & Uchida, 1996]



Figura 8.5: Pruebas con el piezocono sísmico, PAGANI.

información esta basada en correlaciones empíricas y semi-empíricas que permiten de manera indirecta identificar el tipo de suelo, parámetros de resistencia y características de compresibilidad.

La aplicación del piezocono en arenas es considerado en general como una prueba drenada. Sin embargo, en arenas muy densas se pueden presentar presiones de poros negativas debidas a efectos de dilatación [Battaglio et al., 1986].

El piezocono utilizado se ilustra en la figuras 8.5 y 8.6, y un diseño típico de la punta del cono, así como la definición de los diferentes parámetros que miden se presentan en la figura 8.7.

Debido a la existencia de una gran cantidad de correlaciones se han escogido aquellas cuyas propiedades de los materiales sean similares a la arena de Tumaco. A continuación se realiza una breve descripción de los parámetros que se pueden obtener a partir del piezocono sísmico.

### Identificación del tipo de suelo

En la prueba de penetración con piezocono, al no tenerse contacto directo con los materiales estudiados no es posible efectuar una clasificación del suelo basada en la distribución por tamaño de grano, pero es posible, mediante la aplicación de cartas de clasificación, obtener una aproximación sobre el tipo de comportamiento del suelo.

Entre las cartas de clasificación propuestas más recientemente y que están basadas en correlaciones que involucran la resistencia por punta, la resistencia por fricción y la presión de poros medidas durante la prueba, están la de Robertson [Robertson, 1990] mostrada en la figura 8.8 y la propuesta por Jefferies y Davies [Jefferies & Davies, 1991] mostrada en la figura 8.9. Las tres gráficas presentadas en estas figuras indican zonas para las cuales aplica la misma descripción del tipo de comportamiento del suelo, según el número asignado a cada una de ellas.

La experiencia ha mostrado que las mediciones en el manguito de fricción no son tan exactas como  $q_t$  (resistencia por punta corregida), y  $u$  (presión de agua medida), pero generalmente puede hacerse una clasificación más confiable del suelo usando todos los datos, es decir,  $q_t$ ,  $f_s$ ,  $u$  [Lunne et al., 1997].





Figura 8.6: Registros de la información en un ordenador portátil, operando el piezocono.

Para superar problemas asociados con las mediciones en el manguito de fricción, las cartas de clasificación antes mencionadas utilizan el parámetro de relación de presión de poros,  $B_q$ , definido como:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v_0}} \quad (8.10)$$

donde:

$u_2$  = presión de poros medido entre el cono y el manguito de fricción

$u_0$  = presión de poros de equilibrio (hidrostática).

$\sigma_{v_0}$  = tensión vertical total

$q_t$  = resistencia del cono corregida por efectos de áreas desiguales.

Un problema reconocido por los diferentes investigadores, relacionado con las gráficas de clasificación que se basan en  $q_t$  y  $R_f$  consiste en que los suelos pueden cambiar en su clasificación aparente a medida que la resistencia de penetración del cono aumenta con la profundidad, debido a que  $q_t$ ,  $f_s$  y  $u$  tienden a aumentar con el incremento del esfuerzo de sobrecarga. Este problema se minimiza normalizando los datos de CPTU mediante el uso de los siguientes parámetros como lo sugirió Wroth ( [Wroth, 1984], [Wroth, 1988]):

*Resistencia del cono normalizada,*

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v_0}}{\sigma'_{v_0}} \quad (8.11)$$

donde  $\sigma'_{v_0}$  = tensión vertical efectiva,  $\sigma_{v_0} - u_0$

*La relación de fricción normalizada*

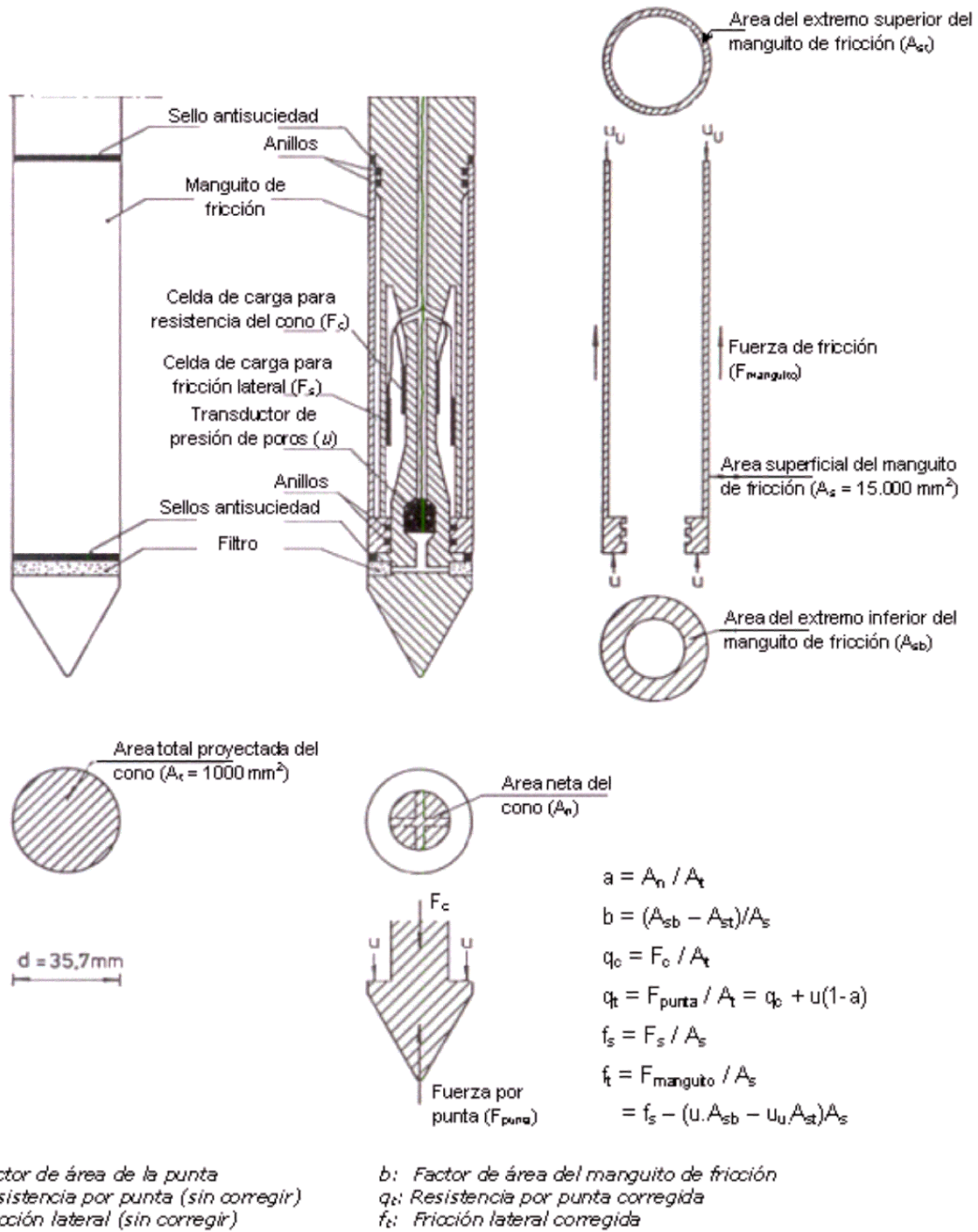


Figura 8.7: Ejemplo de diseño de un piezocono y la influencia de la presión de poros sobre los valores medidos de resistencia por punta y fricción en el manguito [Larsson & Mulabbic, 1991]

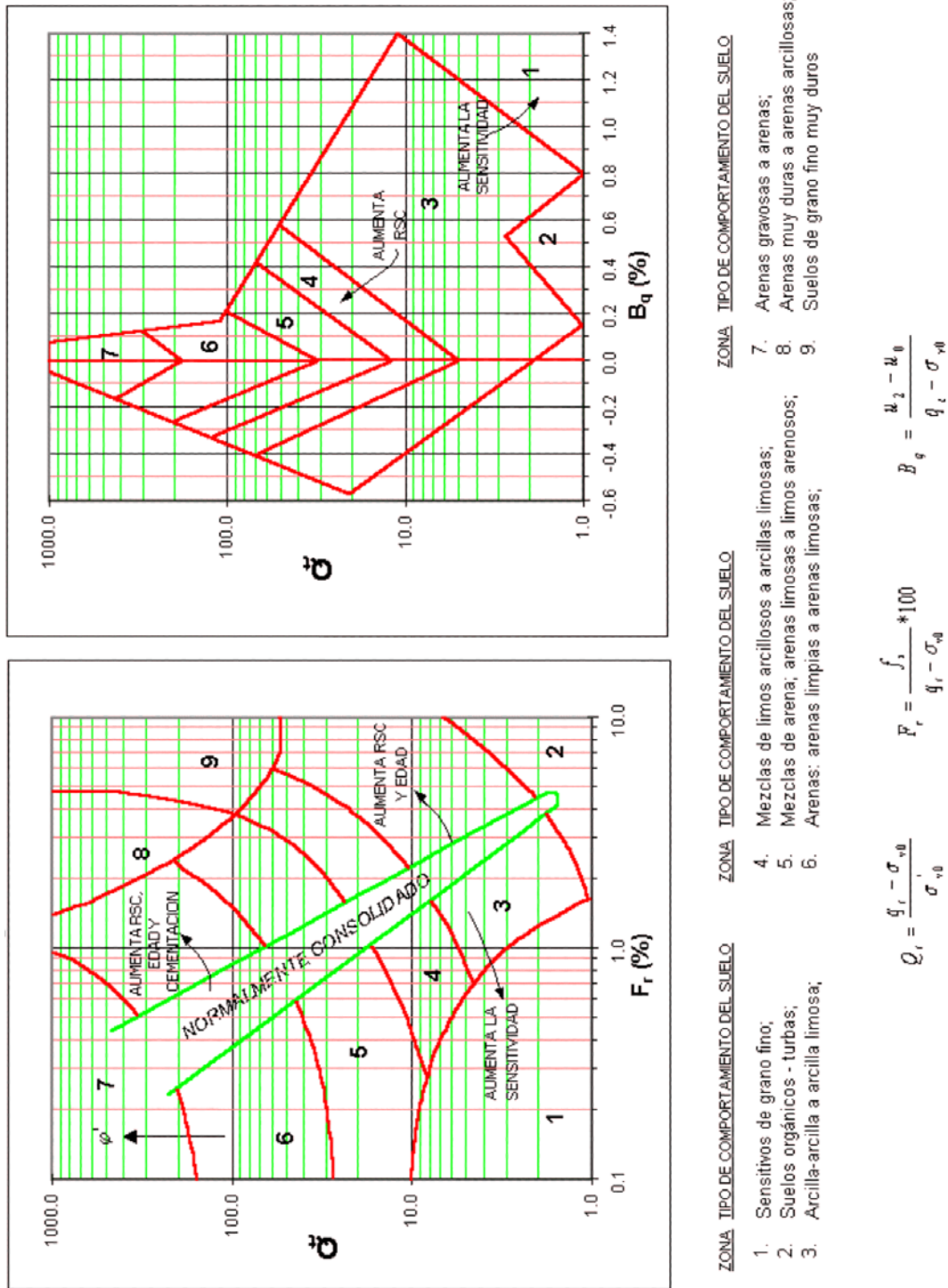
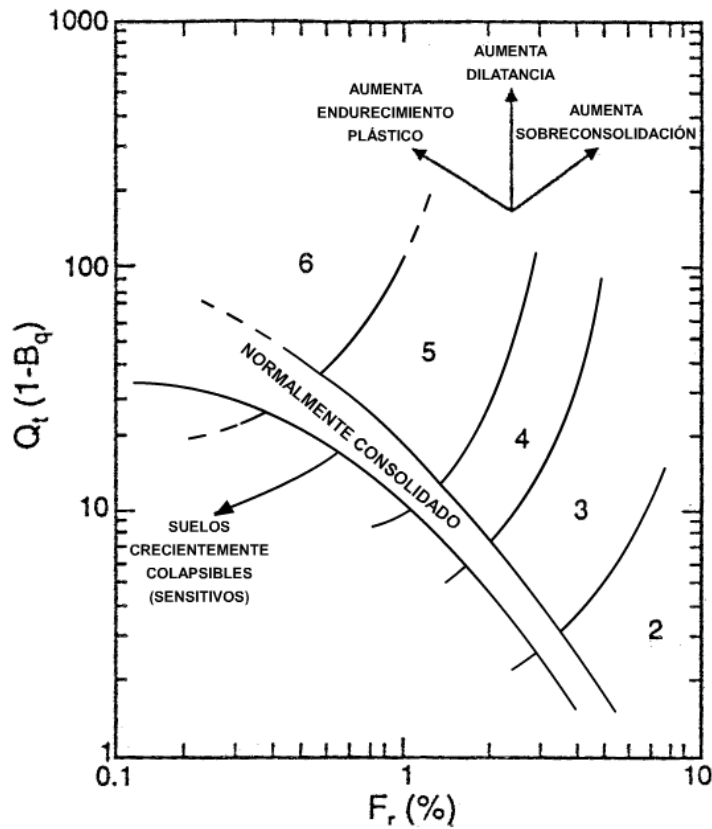


Figura 8.8: Carta de clasificación del tipo de comportamiento del suelo basada en datos normalizados de CPT/CPTU (Robertson, 1990)



ZONA	TIPO DE COMPORTAMIENTO DEL SUELO	ZONA	TIPO DE COMPORTAMIENTO DEL SUELO
1.	Sensitivos de grano fino	4.	Mezcla de limos-limos arcillosos a arcillas limosas
2.	Suelos orgánicos-turbas	5.	Mezclas de arena-arenas limosas a limos arenosos
3.	Arcilla-arcilla a arcilla limosa	6.	Arenas-arenas limpias a arenas limosas

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

$$Q_t = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} * 100$$

Figura 8.9: Carta extendida de clasificación del tipo de suelos para datos de CPTU (Jefferies and Davies, 1991)

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (8.12)$$

Si es posible, debe usarse  $f_t$  en vez de  $f_s$  (ver figura 8.7).

*La relación de presión de poros,*

$$B_q = \frac{\Delta u}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (8.13)$$

donde  $\Delta u = u_2 - u_0$

Las gráficas de clasificación del tipo de comportamiento del suelo propuestas por Robertson (1990) y por Jefferies y Davies [Jefferies & Davies, 1991] están basadas en estos parámetros normalizados.

Como se observa en las ecuaciones anteriores, los parámetros normalizados involucran la tensión vertical total o efectiva, lo cual hace que se requieran como datos de entrada el peso unitario del suelo y las condiciones de agua subterránea. La determinación del peso unitario de las diferentes capas del subsuelo con un grado de precisión adecuado, sólo es posible mediante la realización de perforaciones con toma de muestras y ensayos de laboratorio, debido a que con el piezocono únicamente se puede obtener una aproximación burda de los valores de este parámetro. Esta es una de las principales limitantes que tiene el uso del piezocono y que obliga a realizar perforaciones complementarias con toma de muestras para ensayos de laboratorio, a menos que se tenga la suficiente información sobre este parámetro en el depósito que se esté analizando.

Las dos gráficas mostradas en la figura 8.8 representan un sistema de clasificación que incorpora los tres datos de CPTU. Para datos de CPT básicos donde sólo se dispone de datos de  $q_c$  y  $f_s$  se puede usar la gráfica de la izquierda (figura 8.8). Según Lunne [Lunne et al., 1997], el error al usar los datos de  $q_c$  no corregidos generalmente influirá sólo sobre los datos de la parte baja de la gráfica donde la resistencia del cono normalizada  $Q_t$  es menor de aproximadamente 10. Esta parte de la gráfica corresponde a suelos blandos de grano fino donde los valores de la resistencia por punta  $q_c$  pueden ser pequeños y la presión de poros de penetración ( $u_2$ ) puede ser grande.

La gráfica de clasificación incluye una zona que representa aproximadamente comportamiento normalmente consolidado del suelo y una guía para indicar la variación de datos de CPT y CPTU normalizados para cambios en: relación de sobreconsolidación ( $RSC$ ), edad y sensibilidad ( $S_t$ ) para suelos de grano fino donde la penetración del cono generalmente es no drenada, y  $RSC$ , edad, cementación y ángulo de fricción ( $\phi'$ ) para suelos no cohesivos donde la penetración del cono generalmente es drenada.

Generalmente, suelos que caen en las zonas 6 y 7 (figura 8.8) representan penetración aproximadamente drenada, mientras que, suelos en zonas 1, 2, 3 y 4 representan penetración no drenada. Suelos que caen en las zonas 5, 8 y 9 pueden representar penetración parcialmente drenada.

Según Robertson [Robertson, 1990], las gráficas de la figura 8.8 aún son globales y deben usarse como una guía para definir el tipo de comportamiento del suelo basado en los datos de CPT y CPTU. Factores como los cambios en la historia de tensiones, en las tensiones in situ, la sensibilidad, dureza, macrofábrica, mineralogía y relación de vacíos también influirán en la clasificación.

La carta de clasificación propuesta por Jefferies y Davies [Jefferies & Davies, 1991] incorpora el parámetro de presión de poros directamente en una resistencia de penetración modificada. Para su utilización se requiere conocer el exceso de presión de poros  $\Delta u$  y por lo tanto sólo puede usarse con los datos del piezocono. Según Lunne [Lunne et al., 1997] la exactitud puede ser un problema en arcillas sensibles blandas donde  $B_q$  puede ser mayor que 1.0.

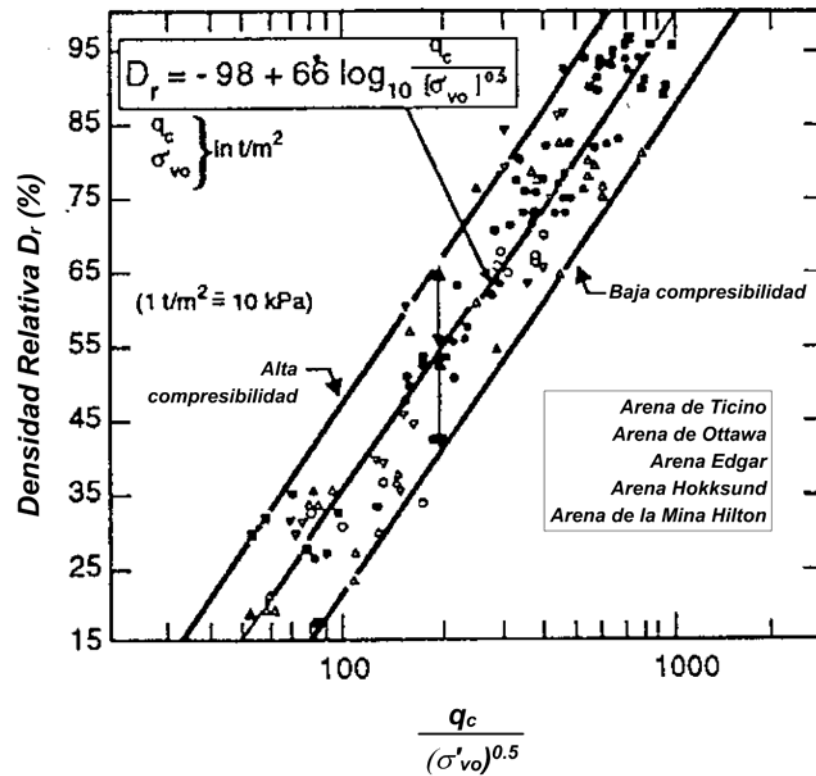


Figura 8.10: Influencia de la compresibilidad sobre arenas cuarzosas no cementadas NC [Jamiolkowski et al., 1988]

### Densidad Relativa

Este es uno de los parámetros más ampliamente utilizado para caracterizar los suelos granulares. Para obtener la densidad relativa se acostumbra utilizar las correlaciones obtenidas a partir de las cámaras de calibración [Robertson & Campanella, 1983]. De tales pruebas se obtienen correlaciones entre la resistencia por punta, tensión efectiva y densidad relativa.

Sin embargo, Robertson [Robertson & Campanella, 1983] y Jamiolkowski [Jamiolkowski et al., 1988] muestran que los valores están fuertemente influenciados por la compresibilidad de la arena (figuras 8.10 y 8.11).

Dentro de las principales correlaciones se destacan:

Baldi [Baldi et al., 1986] propone la siguiente expresión:

$$D_r = \frac{1}{C_2} \ln \left[ \frac{q_c}{C_0 (\sigma'_0)^{C_1}} \right] \quad (8.14)$$

$C_0, C_1, C_2$  = son constantes del suelo

$\sigma'$  = tensión efectiva  $kPa$ , bien sea  $\sigma'_m$  ó  $\sigma'_{vo}$

$q_c$  = resistencia a la penetración en  $KPa$

Kulhawy [Kulhawy & Mayne, 1990] proponen la siguiente expresión:

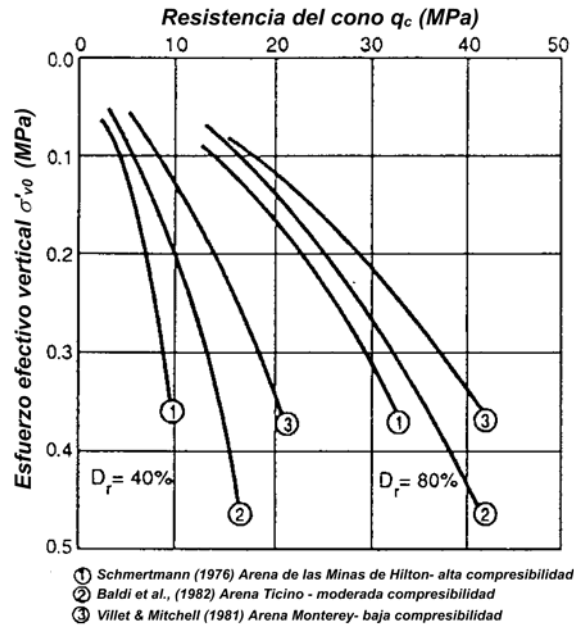


Figura 8.11: Efecto de la compresibilidad de las arenas sobre  $q_c$ ,  $\sigma'_{v0}$ ,  $D_r$  [Robertson & Campanella, 1983]

$$D_r^2 = \frac{q_{cr}}{305 Q_c Q_{OCR} Q_A} \quad (8.15)$$

Siendo:

$q_{cr}$  = Resistencia por punta normalizada

$$= \frac{(q_c/P_a)}{(\sigma'_v/P_a)^{0.5}}$$

$P_a$  = Presión atmosférica en las mismas unidades  $q_c$

$Q_c$  = Factor de compresibilidad

$$0.91 < Q_c < 1.09$$

$Q_{OCR}$  = Factor de sobreconsolidación

$$= OCR^{0.18}$$

$Q_A$  = Factor de edad

De los anteriores parámetros, [Kulhawy & Mayne, 1990], hace depender el factor de compresibilidad de la mineralogía del material, mientras que propone la siguiente expresión para el factor de edad:

$$Q_A = 1.2 + 0.05 \log \left( \frac{t}{100} \right) \quad (8.16)$$

Siendo  $t$  el tiempo en años.

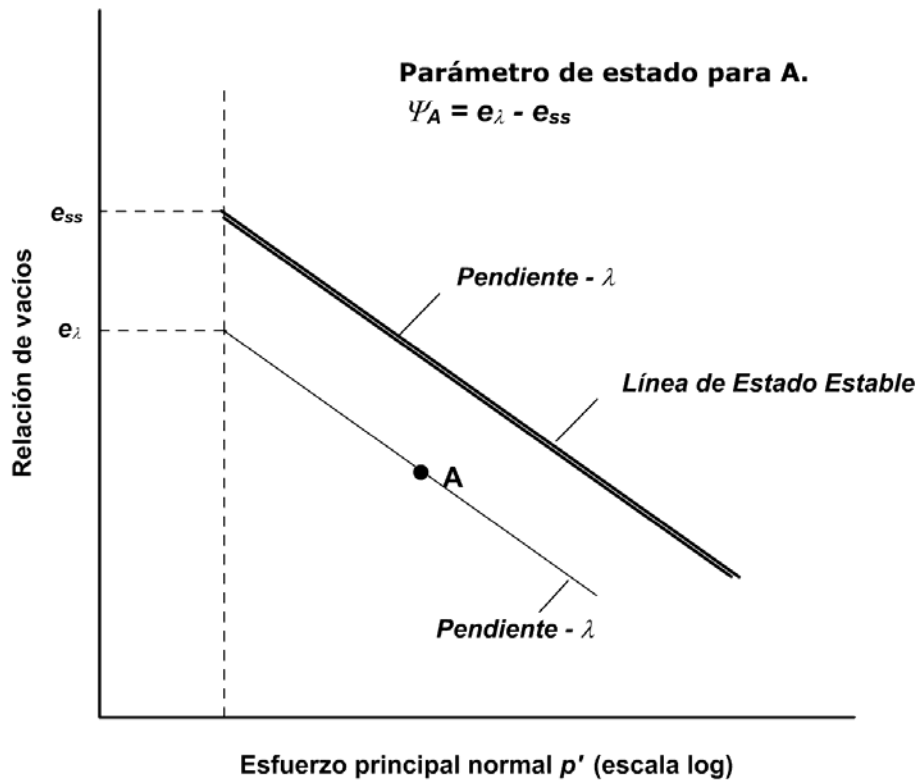


Figura 8.12: Definición de parámetro de estado  $\Psi$ . [Been & Jefferies, 1985]

### Parámetros de Estado

[Been & Jefferies, 1985] al realizar una gran cantidad de ensayos triaxiales sobre la arena utilizada en la construcción de una plataforma en el mar de Beaufort, encontró serias deficiencias en la tecnología utilizada para la construcción en tales rellenos.

Debido a esto, propone un parámetro, denominado el parámetro de estado, que combina la influencia de la relación de vacíos y el nivel de tensiones con relación a un estado último que describe las propiedades de la arena (figura 8.12).

Este estado último ha sido definido por Castro [Castro & Poulos, 1977], [Castro, 1969] y Poulos [Poulos, 1981] como el estado estable de deformación. Adicionalmente los autores definen la línea de estado estable (SSL), como el lugar geométrico de los puntos que describen la proporcionalidad entre la relación de vacíos y la presión de confinamiento en el estado estable de deformación.

Dentro de los trabajos pioneros que intentan correlacionar el parámetro de estado ( $\Psi$ ) con los resultados del piezocono se destaca las investigaciones realizadas por Been y otros [Been et al., 1986], quienes inicialmente proponen una correlación entre la resistencia normalizada del cono y el parámetro de estado para la arena de Monterey. Posteriormente, el mismo autor [Been et al., 1987] extiende su correlación a otras arenas (Ticino, Otawa, Reid, Belford, etc), mediante la siguiente expresión (figura 8.13):

$$\frac{q_c - p}{p'} = k \exp(-m\Psi) \quad (8.17)$$



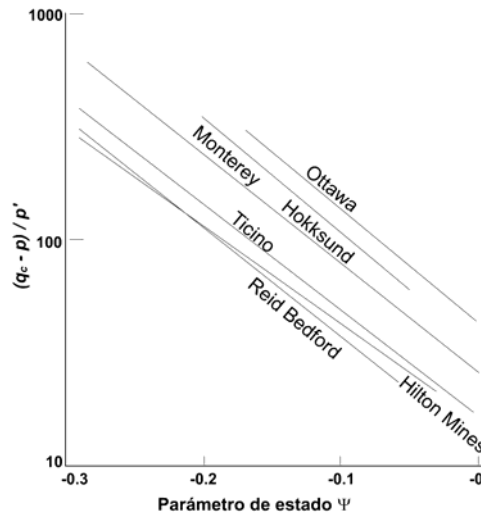


Figura 8.13: Resumen de las relaciones entre resistencia del cono y  $\Psi$  para arenas normalmente consolidadas. [Been & Jefferies, 1985].

Arena	k	m	$\lambda_{ss}$	Rango de $\psi$ para un $p$ y $q_c$ dados.
Monterey no. 0	35	11.4	0.029	$\pm 0.020$
Ticino (normalmente consolidada)	17	10.5	0.056	$\pm 0.040$
Hokksund (normalmente consolidada)	26	11.2	0.054	$\pm 0.040$
Ottawa	42	11.7	0.028	$\pm 0.025$
Reid Bedford	13	10.9	0.065	$\pm 0.020$
Minas de Hilton	16	9.9	0.170	$\pm 0.040$

Tabla 8.1: Resumen de las relaciones entre resistencia del cono y el parámetro de estado para arenas normalmente consolidadas (Been et al, 1987)

Donde  $m$  es la pendiente de la curva  $\frac{q_c - p}{p'}$  vs  $\Psi$  y  $k$  es el valor normalizado de  $q_c$  a  $\Psi = 0$ ,  $q_c$  es la resistencia a la penetración del cono y  $p'$  es tensión efectiva media. Los valores de  $k$  y  $m$  así como su dispersión son dados en la tabla 8.1. A partir de los anteriores resultados, los autores proponen un par de figuras (figuras 8.14 y 8.15) que permiten calcular el valor de  $m$  y  $k$  a partir de  $\lambda_{ss}$  (pendiente de la línea de estado estable).

Los autores también proponen las siguientes expresiones:

$$m = 8.1 - \ln \lambda_{ss}$$

$$k = 8 + \frac{0.55}{\lambda_{ss} + 0.01}$$

Sladen [Sladen, 1989] cuestiona la validez de la normalización lineal propuesta por Been [Been et al., 1987], y propone subdividir las relaciones  $\left(\frac{q_c - p}{p'}\right)$  vs  $\Psi$  por rangos de tensiones. En la figura 8.16 se



Figura 8.14: Correlación entre la resistencia del cono normalizada  $k$  a  $\psi = 0$  y  $\lambda_{ss}$  [Been et al., 1987]

ilustra las líneas obtenidas al subdividir por rangos de tensiones y la propuesta por Been [Been et al., 1987].

Basado en los anteriores resultados, Sladen [Sladen, 1989] sugiere que  $m$  es constante en la ecuación 8.17 para una tensión  $p'$  constante, pero que el parámetro  $k$  varía significativamente con el nivel de tensiones; en la tabla 8.2 se presenta los valores obtenidos para  $m$  y  $k$ , mientras que en la figura 8.17 se ilustra la fluctuación de  $k$  con el valor medio ( $p'$ ).

Cunnig [Cunnig et al., 1995] proponen obtener tanto la relación de vacíos como el parámetro de estado a partir de la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ), debido a que la velocidad de las ondas de corte es independiente de la compresibilidad de la arena [Robertson & Campanella, 1983] y además existe evidencia experimental que muestra que también es independiente de la fábrica [Robertson et al., 1995].

Los autores proponen la siguiente expresión para el parámetro de estado en función de las velocidades de corte:

$$\Psi = \left( \frac{A}{B} - \Gamma \right) - \left\{ \frac{V_{s1}}{B (K_0)^{na}} - \lambda_{ln} \ln \left[ \frac{\sigma'_v}{3} (1 + 2K_0) \right] \right\} \tag{8.18}$$

Donde la velocidad de ondas de corte normalizada esta dado por:

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{na+nb} \tag{8.19}$$

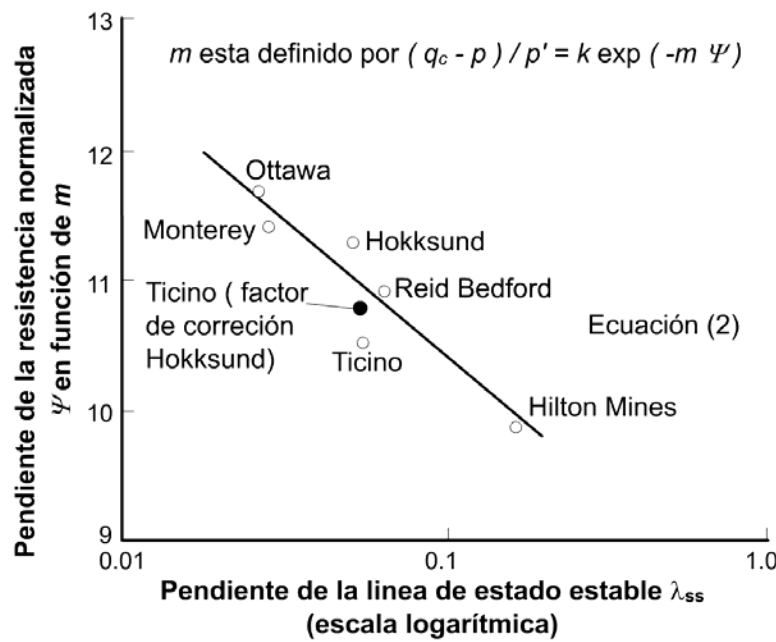


Figura 8.15: Correlación entre el gradiente  $m$  de la relación resistencia del cono normalizada -  $\psi$  y  $\lambda_{ss}$  [Been et al., 1987]

Siendo :

$V_s$  = velocidad de ondas de corte

$\Gamma, \lambda_{ln}, A$  y  $B$  son constantes para una arena dada

$K_o$  = coeficiente de presión de tierras en reposo

$n_a, n_b$  exponente de tensiones, típicamente  $n_a = n_b = 0.125$

$P_a \cong 100 \text{ kPa}$

Para determinar los parámetros de la ecuación los autores realizaron una serie de ensayos sobre un equipo triaxial modificado [Robertson et al., 1995]; la modificación consiste básicamente en adicionarle un "bender element" para medir la velocidad de las ondas de corte en muestras preparadas a diferentes relaciones de vacíos.

El procedimiento en laboratorio consistió en consolidar isotrópicamente muestras de arena entre presiones de consolidación que fluctúan entre 54 y 453  $kPa$  midiéndole la velocidad de la onda de corte; posteriormente la muestra era fallada en deformación controlada hasta el estado estable último (ultimate steady state).

En la figura 8.18 los autores realizan una comparación entre velocidades de corte obtenidas durante la fase de consolidación y velocidades de corte obtenidas a grandes deformaciones (estado estable último); la conclusión importante del anterior resultado es que la velocidad de ondas de corte es independiente de la fábrica, lo cual corrobora lo mencionado por Ishihara [Ishihara, 1993] quien había comprobado que a grandes deformaciones el estado último es independiente de la fábrica.

Las constantes obtenidas para diferentes arenas se ilustran en la tabla 8.3, notándose que los valores de la arena de Alaska son muy diferentes a los obtenidos por la arena de Ottawa y la arena de Syncrude. Esta diferencia la explican por el hecho de ser más compresible la arena de Alaska.

Grupo	Tensión media $p'$		Número de ensayos de cámara	Mejor ajuste	
	Promedio: kPa	Rango: kPa		k	m
1	27	25-28	6	63	6.2
2	41	37-47	18	36	8.1
3	73	68-83	40	30	8.0
4	130	129-131	2	-	-
5	199	189-237	22	34	6.1
6	329	316-368	9	24	6.9
7	451	442-458	5	16	8.3

Tabla 8.2: Resumen de los valores del ensayo de cámara sobre la arena de Ticino normalmente consolidada agrupados de acuerdo al plano de las tensiones principales (Sladen, 1989)

Material	Contenido de finos (%)	Parámetro del estado estable último			Parámetros de la velocidad de onda de corte		
		$\Gamma$	$\lambda_{in}$	M	A	B	n
Arena de Ottawa	0	0.926	0.032	1.20	381	259	0.26
Arena de Alaska	31.7	1.485	0.117	1.48	307	167	0.26
Arena de Syncrude	12.5	0.950	0.027	1.31	311	188	0.26

Tabla 8.3: Resumen de parámetros de estado estable último y los parámetros de las velocidades de onda de corte para diferentes arenas (Cunnig et al 1995) donde M es la pendiente de la línea del estado crítico y n la porosidad

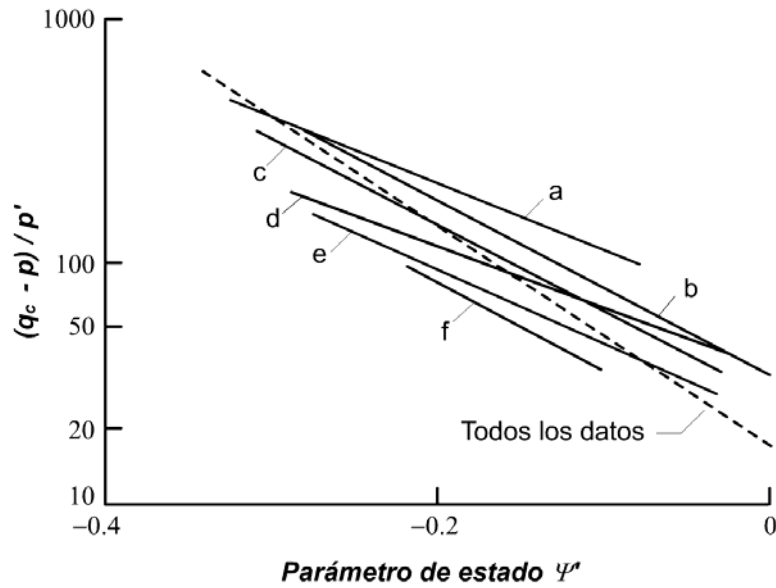


Figura 8.16: Relaciones de regresión lineal entre los logaritmos de  $(q_c - p) / p'$  y  $\Psi$  para varios planos de tensión principal. [Sladen, 1989]

Finalmente, los autores dibujan los resultados de velocidad de ondas de corte versus relación de vacíos (figura 8.19) para todas las arenas obteniendo las siguientes valores promedio:

$$A = 359$$

$$B = 231$$

Lo interesante de las ecuaciones propuestas por Cunnig [Cunnig et al., 1995] es que la obtención del parámetro de estado ( $\Psi'$ ), basado en la velocidad de ondas de corte es independiente de la compresibilidad del suelo y además no se requieren hipótesis de corrección por las condiciones de contorno.

### Tensión Horizontal "in situ"

Houlby [Houlby & Hitchman, 1988] realiza una serie de ensayos en cámaras de calibración sobre la arena de Leighton Buzzard, a densidades relativas correspondientes a arenas sueltas ( $Dr = 82 - 90\%$ ). Los resultados de las pruebas se ilustran en la figura 8.20, proponiendo la siguiente expresión:

$$\frac{q_c}{P_a} = A \left( \frac{\sigma'_h}{P_a} \right)^{0.6} \tag{8.20}$$

Siendo

$P_a$  la presión atmosférica =  $100\text{KPa}$

$A = 50$  para arenas sueltas

160 para arenas medias

230 para arenas densas

Para utilizar la anterior expresión es imprescindible conocer la densidad de la arena.

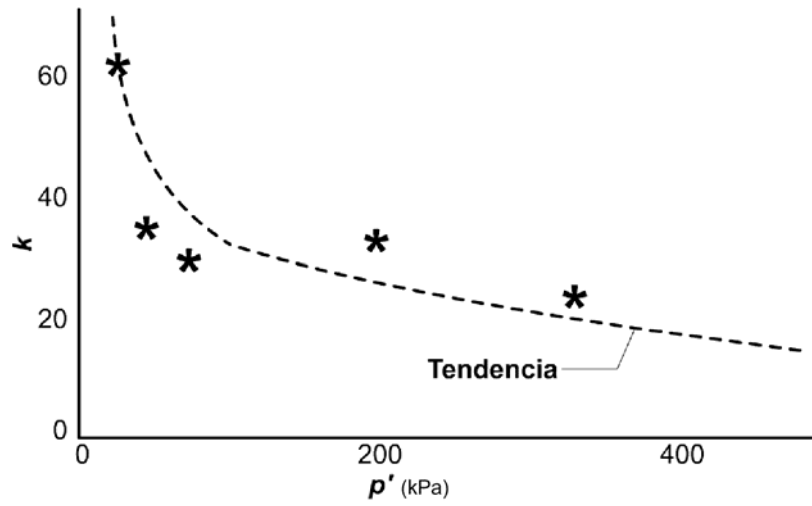


Figura 8.17:  $k$  contra la tensión media para la arena de Ticino [Sladen, 1989]

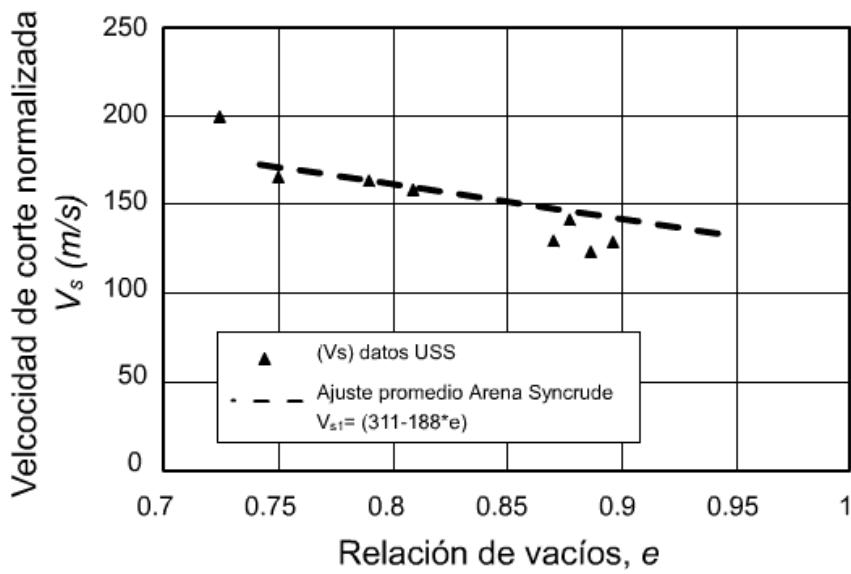


Figura 8.18: Comparación del promedio de la relación  $V_{s1} - e$  durante la consolidación isotrópica para la arena de Syncrude [Cunnig et al., 1995]

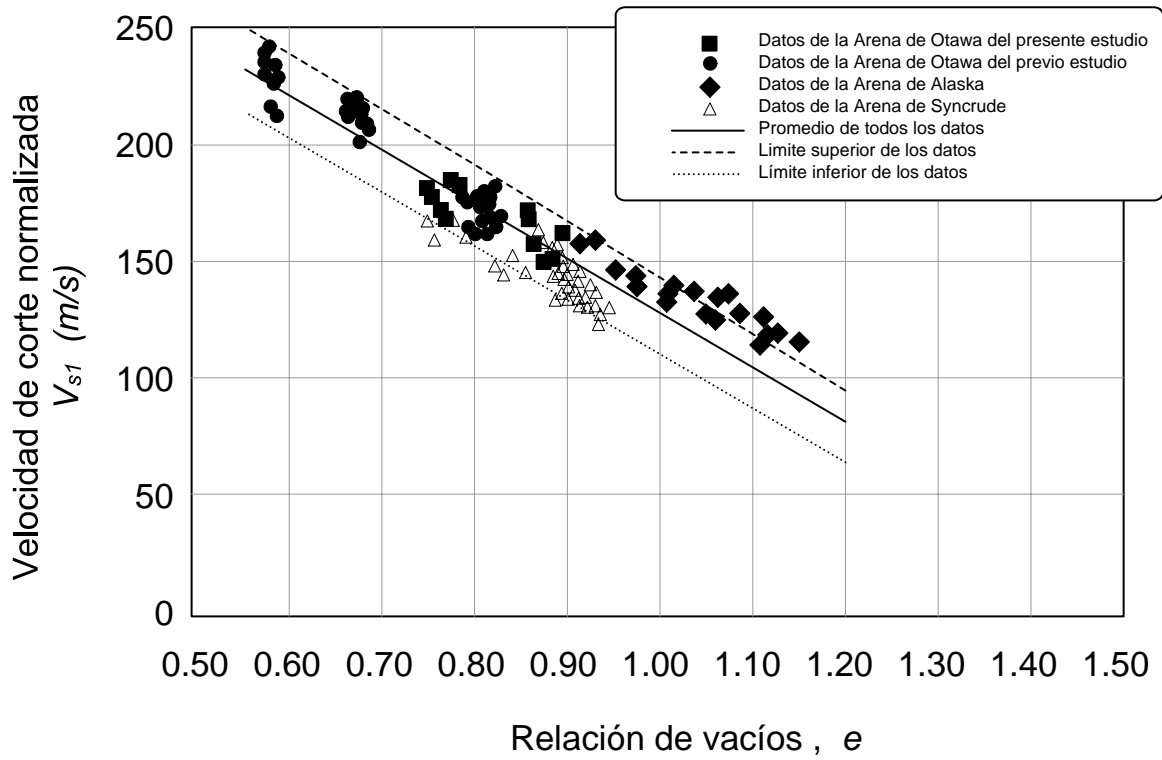


Figura 8.19: Resumen de todos los resultados de los ensayos (Arenas Ottawa, Alaska, Syncrude) en términos de la velocidad de onda de corte normalizada versus relación de vacíos. [Cunnig et al., 1995]

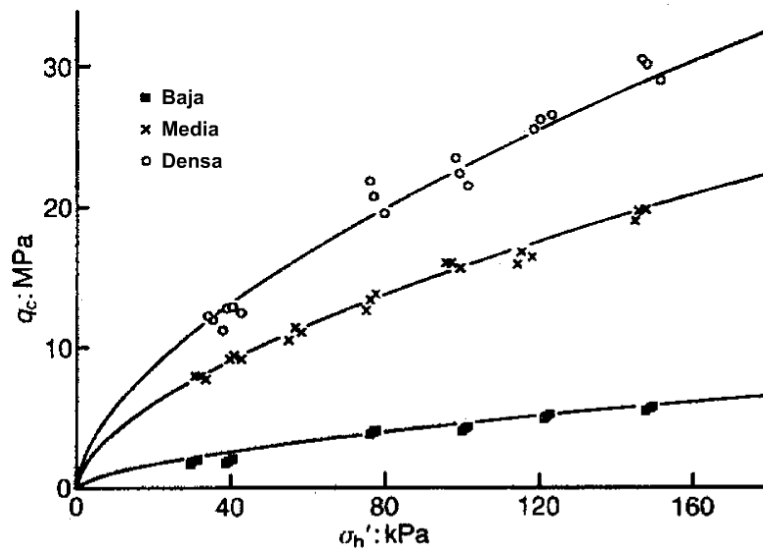


Figura 8.20:  $q_c$  versus  $\sigma'_h$  para la arena de Leighton Buzzard [Houlsby & Hitchman, 1988]

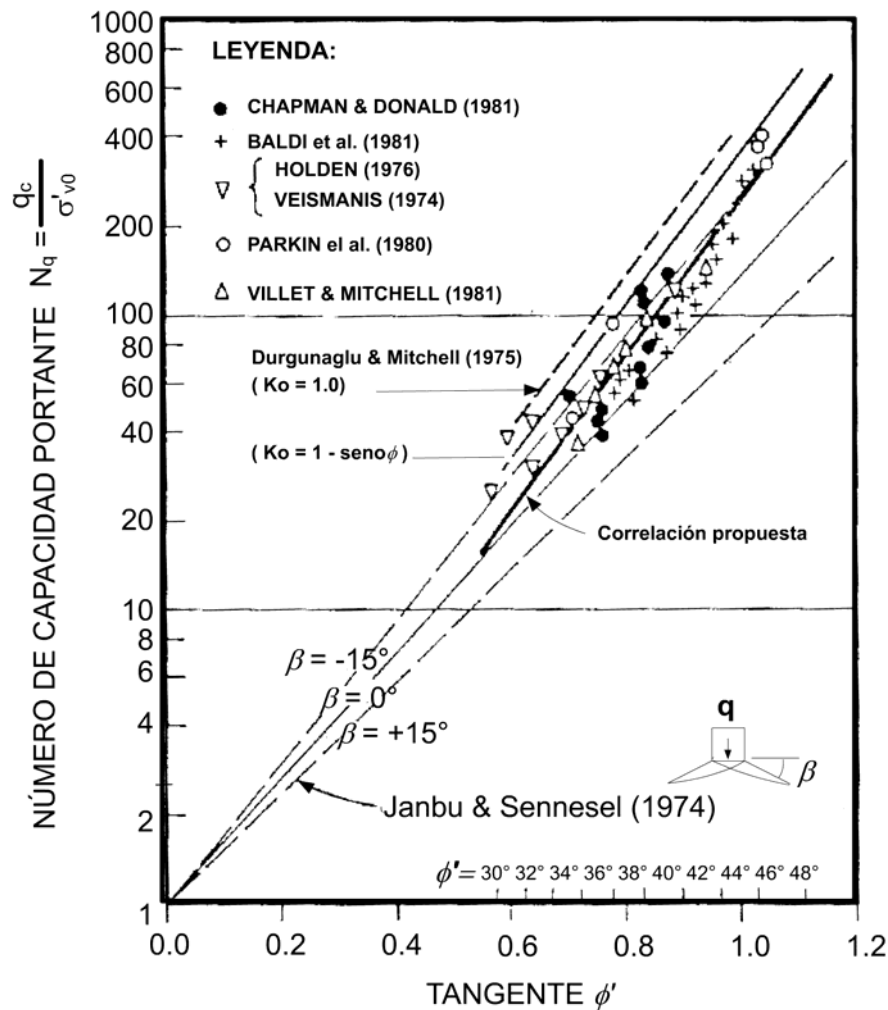


Figura 8.21: Relación entre el número de capacidad portante y el ángulo de fricción para cámaras de calibración [Robertson & Campanella, 1983].

### Parámetros de Resistencia

Existen numerosos métodos para calcular el ángulo de fricción ( $\phi'$ ) a partir de pruebas con el piezocono (CPTU). Dentro de estos, se destacan la correlación propuesta por Robertson [Robertson & Campanella, 1983], quien realizó una revisión de resultados obtenidos en cámaras de calibración con mediciones del ángulo de fricción a partir de ensayos triaxiales drenados. El ángulo de fricción era obtenido de ensayos triaxiales realizados a tensiones de confinamiento aproximadamente iguales a la tensión efectiva horizontal de la cámara de calibración, antes de penetrar el cono. Los resultados se ilustran en la figura 8.21, y la dispersión de los resultados es debida según los autores a la compresibilidad de la arena.

A partir de la relación promedio obtenida en la anterior figura, los autores proponen una carta para el cálculo del ángulo de fricción (figura 8.22).

Esta carta es válida para arenas no cementadas, moderadamente incompresible y predominantemente cuarzosas.

Been [Been et al., 1986] propone calcular el ángulo de fricción ( $\phi'$ ) a partir del parámetro de estado



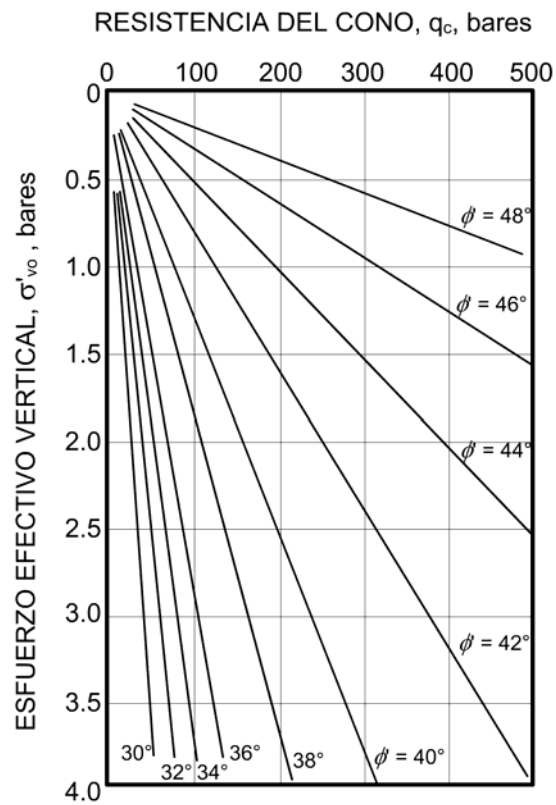


Figura 8.22: Correlacion propuesta entre la resistencia del cono y el pico del ángulo de fricción de arenas cuarzosas no cementadas [Robertson & Campanella, 1983].

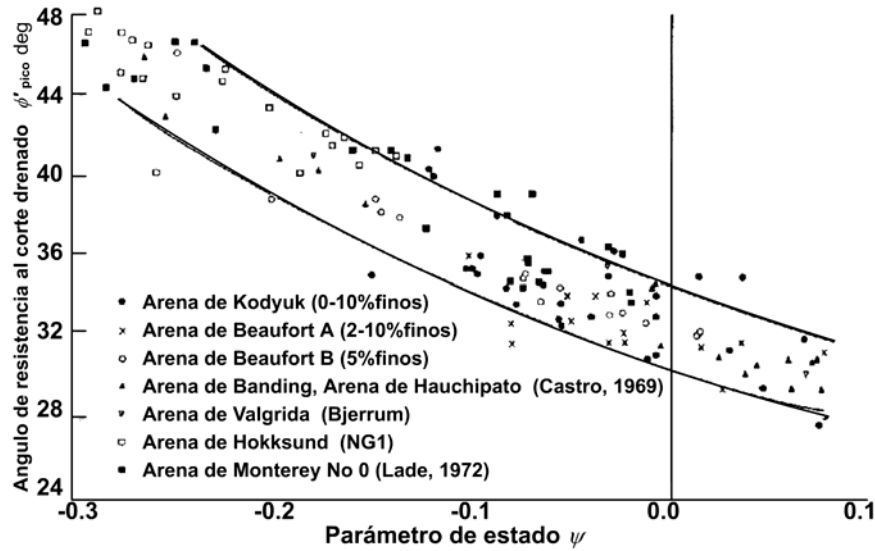


Figura 8.23: Ángulo de fricción drenado en función del parámetro de estado [Been & Jefferies, 1985].

$\psi$ ; este método incorpora la determinación de la línea de estado estable sobre muestras reconstituidas para evaluar la pendiente de la línea de estado estable (figura 8.23).

Fear [Fear & Robertson, 1995] propone un método para estimar la resistencia última no drenada en estado estable ( $S_u$ ), el cual combina la teoría de la mecánica de suelos del estado crítico y la medición de la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Los autores, utilizan el concepto de superficie de colapso propuesta por Sladen [Sladen, 1989], que permite evaluar la resistencia última no drenada en estado estable ( $S_u$ ). La hipótesis es que una arena que tiene un estado inicial dado por  $(p', q, e)$  y es cargada en condiciones no drenadas hasta alcanzar  $S_u$  sobre la  $SSL$ , con la misma relación de vacíos en el punto  $(p'_{ss}, q_{ss}, e)$  (figura 8.24). Por tanto  $S_u$  se determina como:

$$S_u = \frac{1}{2} M \left[ \frac{p'}{\exp\left(\frac{\Psi}{\lambda_{ln}}\right)} \right] \quad (8.21)$$

El valor de  $S_u$  es combinado con el parámetro de estado, el cual es estimado a partir de la medición de la velocidad de ondas de corte obteniendo los autores la siguiente expresión:

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = \frac{M}{G} \left\{ \frac{\exp\left[\frac{V_{s1}}{B(K_0)^{na}} - \lambda_{ln} \ln\left(\frac{\sigma'_v}{3}(1 + 2K_0)\right)\right]}{\exp\left(\frac{A}{B} - \Gamma\right)} \right\} (1 + 2K_0) \quad (8.22)$$

Siendo  $S_u$  la resistencia última no drenada en estado estable,  $V_{s1}$  velocidad de ondas de corte normalizada,  $A, B$  constantes y  $K_0$  coeficiente de presión de tierras en reposo,  $M$  pendiente de la línea de estado crítico y  $G$  el módulo de corte..

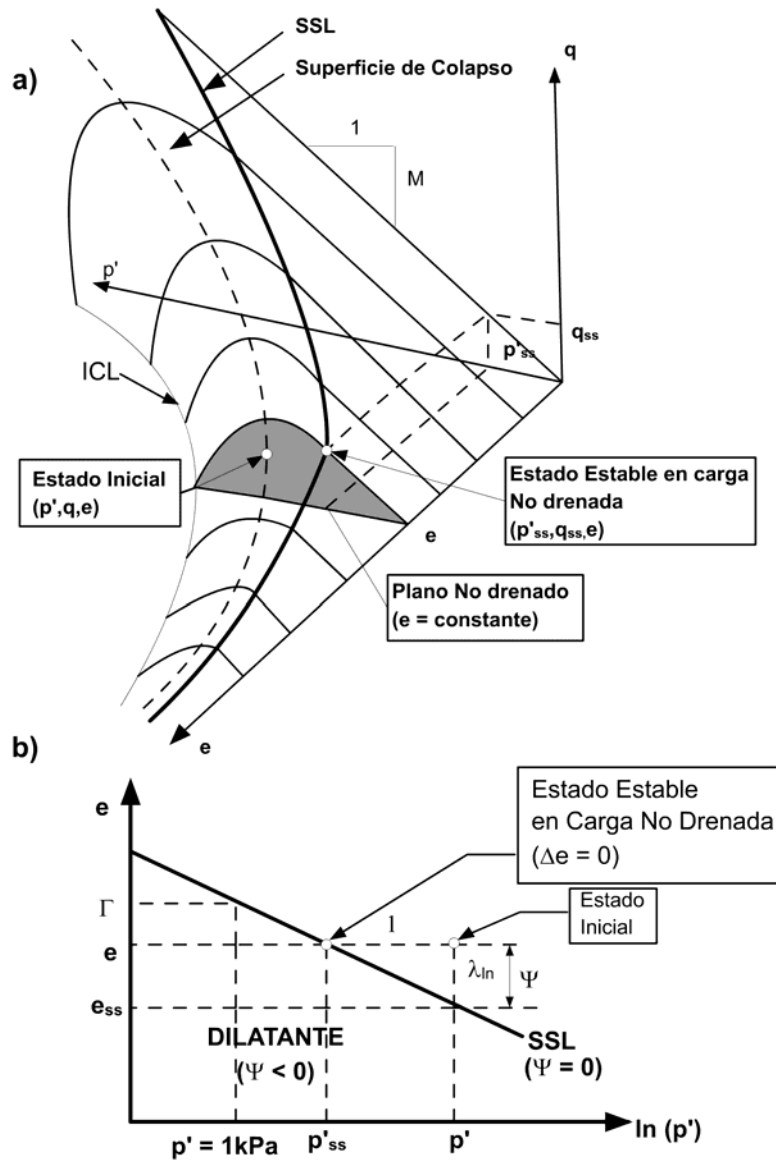


Figura 8.24: Conceptos mecánicos del estado crítico del suelo: (a) Diagrama  $e - p' - q$  (b) Proyecciones sobre el plano  $e - \ln p'$ . [Fear & Robertson, 1995]

### Deformabilidad

**Módulo confinado** La resistencia a la penetración con cono es una función de la resistencia del suelo y de su compresibilidad. Dada su complejidad no existe solución analítica de la resistencia en función de los parámetros del suelo; por tal motivo, es frecuente el uso de correlaciones, destacándose las siguientes:

Mitchell [Mitchell & Gardner, 1975], propone correlaciones del siguiente tipo:

$$E_m = \alpha q_c \quad (8.23)$$

Donde:

$E_m$  es el módulo confinado ( igual a  $\frac{1}{m_v}$ )

$\alpha$  Parámetro que fluctúa entre 1.5 – 4.0

Basado en pruebas realizadas en cámaras de calibración [Lunne & Christophersen, 1983] recomienda los valores ilustrados en la tabla 8.4.

$E_m$ (Módulo Confinado) (MPa)	Rango (MPa)
- Arenas N.C. no cementadas	
$E_m = 4q_c$	$q_c \leq 10$
$E_m = 2q_c + 20$	$10 < q_c \leq 50$
$E_m = 120$	$q_c > 50$
- Arenas Densas.	
$E_m = 5q_c$	$q_c < 50$
$E_m = 250$	$q_c > 50$

Tabla 8.4: Relaciones semiempíricas de  $E_m$  (Lunne and Christophersen, 1983)

Baldi [Baldi et al., 1981] propone la siguiente expresión para arenas

$$E_{mt} = k_m P_a \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right) \quad (8.24)$$

Donde

$E_{mt}$  = Módulo tangente confinado

$k_m$  = Módulo base el cual depende de la densidad relativa (Tabla 8.5)

$P_a$  = presión atmosférica

Arena	$D_r$	$k_m$
Medianamente densa	46	575
Densa	70	753
Muy densa	90	815

Tabla 8.5: Relaciones entre la densidad relativa y el Modulo base (Baldi, et al, 1981)

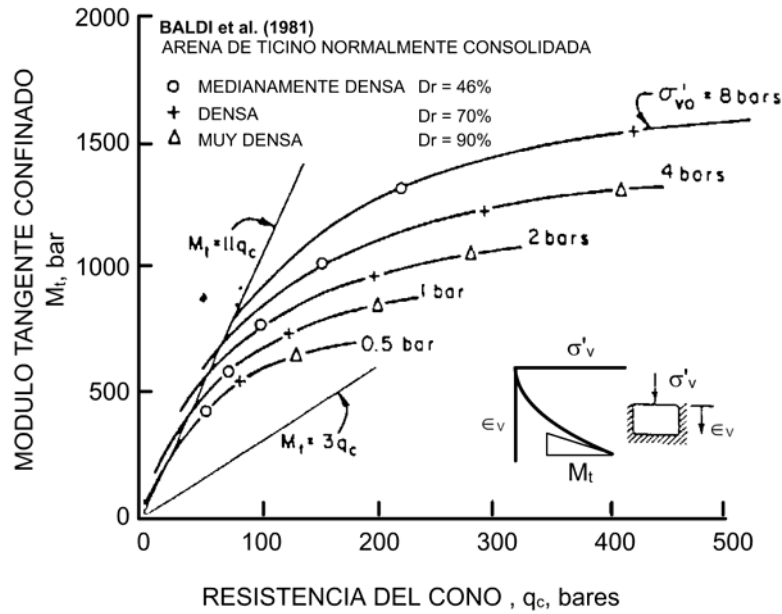


Figura 8.25: Relación entre la resistencia del cono y el módulo confinado para arenas normalmente consolidadas [Baldi et al., 1981]

Baldi finalmente presenta una serie de curvas que relacionan el módulo confinado  $E_{mt}$ , con la resistencia del cono  $q_c$ , para diferentes niveles de tensión efectiva vertical,  $\sigma'_{vo}$ , como se ilustra en la figura 8.25. En dicha figura se puede observar la aparente razón para el amplio rango de valores de  $\alpha$ .

Recientemente Eslaamizaad [Eslaamizaad & Robertson, 1996] propone estimar a partir de ensayos de calibración sobre arena cuarzosa, el módulo confinado inicial mediante la siguiente expresión

$$E_D = k_m P_a \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^n \quad (8.25)$$

Donde

$n =$  exponente de esfuerzos igual a 0.2 para arenas normalmente consolidadas y 0.128 para arenas sobreconsolidadas

$P_a =$  Presión atmosférica en las mismas unidades de  $\sigma'_{vo}$

$k_m =$  módulo adimensional determinado de la figura 8.26

### Módulo de Corte Máximo

[Rix & Stokoe, 1992] a partir de ensayos en cámaras de calibración, proponen la correlación ilustrada en la figura 8.27, la cual tiene la siguiente expresión:

$$\left( \frac{G_{máx}}{q_c} \right)_{prom} = 1634 \left( \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}} \right)^{-0.75} \quad (8.26)$$

Donde  $G_{máx}$  es el módulo de corte máximo en kPa, y  $q_c$ ,  $\sigma'_v$  están en kPa.

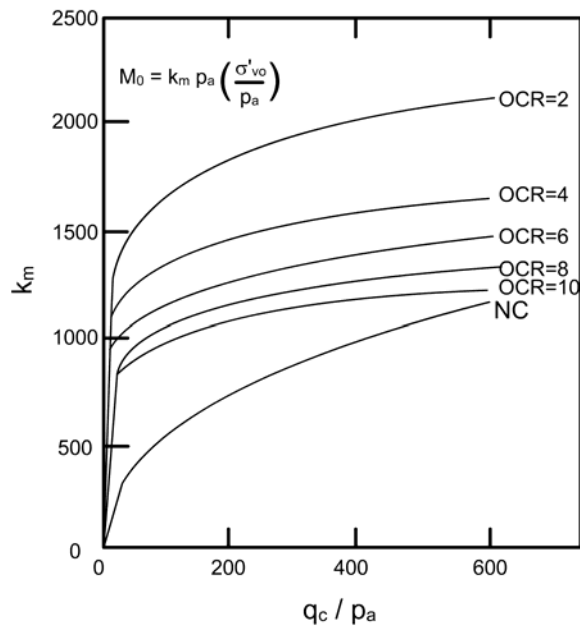


Figura 8.26: Módulo adimensional de arenas en función de la resistencia del cono y la relación de sobreconsolidación [Eslaamizaad & Robertson, 1996].

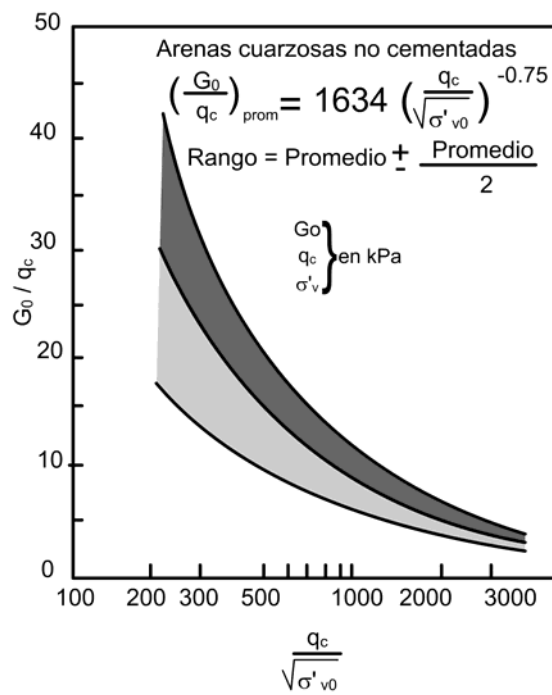


Figura 8.27: Obtención de  $G_{m\acute{a}x}$  a partir de  $q_c$  [Rix & Stokoe, 1992]

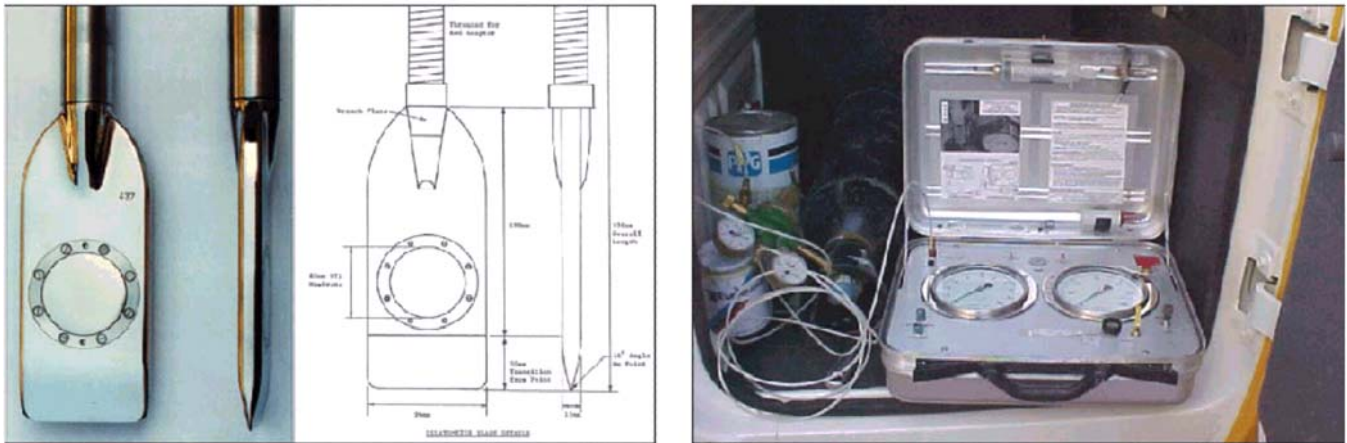


Figura 8.28: Paleta y central de lectura del DMT.

### 8.2.3 Dilatómetro de Marchetti (DMT)

#### Antecedentes

El DMT es un interesante ensayo geotécnico in situ carga-deformación, con deformación controlada y cuyas aplicaciones abarcan tanto los suelos granulares como cohesivos, de poco a muy densos y de blandos a duros, respectivamente [Marchetti, 1975] y [Marchetti, 1980]. Desde el punto de vista geológico/geotécnico presenta tres aplicaciones principales:

- Determinar el perfil estratigráfico del terreno.
- Evaluar los parámetros geotécnicos de las capas investigadas.
- Calcular la capacidad portante y asentamientos del terreno frente a solicitaciones externas.

El Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT) consiste en una paleta plana que se hince en el terreno y esta provista de una fina membrana metálica circular, expandible horizontalmente en el suelo mediante gas a presión (figura 8.28).

La hincada de la paleta en el terreno se realiza mediante el equipo de penetración estática (figura 8.29).

#### Interpretación del Ensayo DMT

Una vez hincada la paleta a la profundidad de exploración, la membrana es inflada mediante gas presurizado, tomándose las siguientes lecturas:

Lectura **A** que corresponde a la presión necesaria para comenzar a mover la membrana, y Lectura **B**, que es la presión requerida para producir un desplazamiento de 1.1 mm en el terreno.

#### Calibrado de las Membranas

Las lecturas de campo **A** y **B** se corrigen por los efectos de la rigidez propia de la membrana para determinar las presiones  $P_0$  y  $P_1$  [Marchetti et al., 2001]:



Figura 8.29: Dispositivo utilizado para la hinca del DMT.

$$\begin{aligned} P_0 &= A + \Delta A \\ P_1 &= B + \Delta B \end{aligned} \quad (8.27)$$

Donde:

$\Delta A$  es la presión exterior que debe ser aplicada a la membrana al aire libre para que se mantenga en reposo sobre su apoyo,

$\Delta B$  es la presión interna necesaria para desplazar la membrana 1.1mm

### Parámetros primarios

A partir de los valores de  $P_0$  y  $P_1$  se derivan los tres parámetros intermedios característicos de este ensayo:

$I_D$  Índice de material, relacionado con el tipo de suelo

$K_D$  Índice de esfuerzo horizontal, relacionado con la relación de sobreconsolidación (OCR).

$E_D$  Módulo Dilatométrico, determinado a partir de la teoría de la elasticidad.

A continuación se describen los conceptos básicos necesarios para la interpretación y valoración de los resultados

**Índice del Material o tipo de suelo  $I_D$**  Este índice está definido por:

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} = \frac{\Delta P}{P_0 - u_0} \quad (8.28)$$

Donde  $u_0$  es la presión intersticial.



En general,  $I_D$  es un indicativo del tipo de suelo; no obstante  $I_D$  puede clasificar a un suelo arcilloso como limoso y viceversa. Al utilizar este parámetro se debe tener presente que la clasificación del suelo no es el resultado de un análisis granulométrico, sino que responde a parámetros que reflejan un comportamiento mecánico del medio, en cierto modo un índice de rigidez [Marchetti, 1999].

De acuerdo a Marchetti [Marchetti, 1980], el tipo de suelo se identifica como:

Arcilla	$0.1 < I_D < 0.6$
Limo	$0.6 < I_D < 1.8$
Arena	$1.8 < I_D < 10$

**Índice de Tensión Horizontal  $K_D$**  Definido por:

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{vo}} \quad (8.29)$$

Donde

$\sigma'_{vo}$  es la tensión efectiva vertical

$K_D$  es la base para la interpretación de varios parámetros del suelo, y es la clave para el resultado del ensayo. Este parámetro depende de la tensión efectiva horizontal y esta relacionado con la razón de sobreconsolidación del suelo (ORC).

El perfil  $K_D$  es similar en forma al perfil de O.C.R. y, por tanto, es sumamente útil para entender la historia de tensiones de un depósito [Jamiolkowski et al., 1988].

**Módulo DMT  $E_D$**  Se calcula a partir de la teoría de la elasticidad, y presenta la siguiente forma:

$$E_D = 34.7\Delta P \quad (8.30)$$

Este parámetro no debe utilizarse en sí mismo como un módulo de deformación, fundamentalmente por la falta de información de la historia de tensiones.

### Interpretación de Parámetros Geotécnicos

A partir de los parámetro  $I_D$ ,  $K_D$  y  $E_D$ , definidos anteriormente se pueden estimar los siguientes parámetros para las arenas:

- Tipo de suelo
- ORC y  $K_D$
- $D_r$  y  $\phi$  en suelos granulares
- $M_{DMT}$  (Módulo Edométrico) en suelos granulares y cohesivos.

A continuación se presentan las correlaciones que pueden ser utilizadas en la arena de Tumaco.

**Tipo de suelo y peso específico relativo** Marchetti [Marchetti & Cropps, 1981] desarrolla el ábaco ilustrado en la figura 8.30 que permite identificar el tipo de suelo y su peso específico relativo a partir de los parámetros  $I_D$  y  $E_D$ . Aunque la estimación de  $\gamma$  no es exacta, permite al menos evaluar un perfil aproximado de  $\sigma'_{vo}$ , requerido para el cálculo de  $K_D$ .

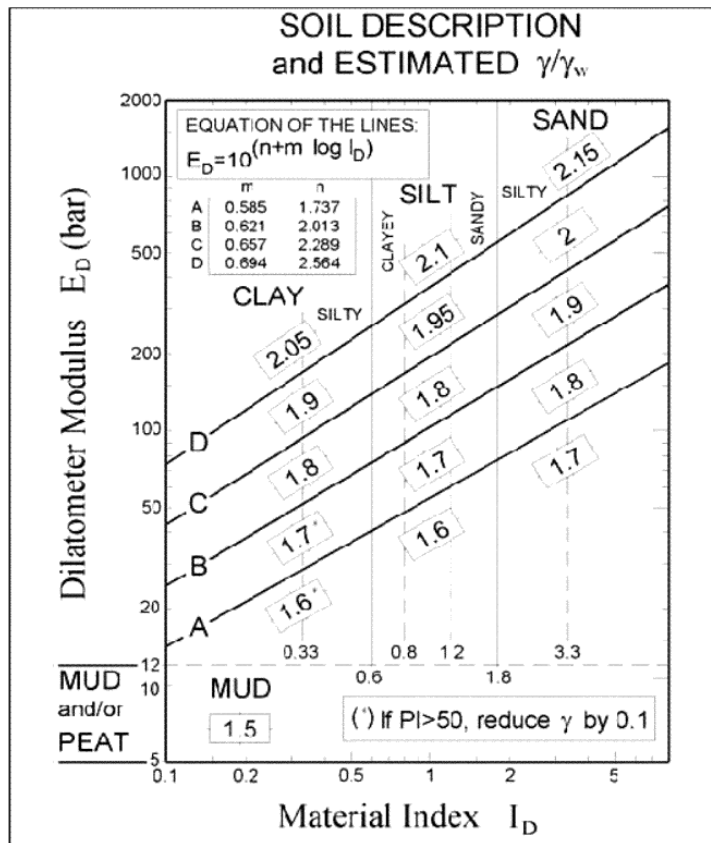


Figura 8.30: Ábaco para determinar el tipo de suelo y el peso específico relativo [Marchetti & Cropps, 1981].

**Relación de Sobreconsolidación OCR** La determinación de OCR en arenas es mucho más difícil que en arcillas, debido a que es el resultado de complejas historias de tensiones. Una forma de obtener cierta información de OCR en arenas, es utilizando la razón:

$$\alpha = \frac{M_{DMT}}{q_c} \quad (8.31)$$

Donde:

$M_{DMT}$  es el módulo confinado determinado a partir de  $E_D$  y

$q_c$  es la resistencia por punta del cono estático (CPT).

El valor de  $\alpha$  para arenas/limos NC oscila entre 5 y 10, y para arenas/limos OC 12 y 14 [Marchetti et al., 2001]

**Coefficiente de presión de tierras en reposo  $K_0$**  La determinación del  $K_0$  en arenas, sólo es factible mediante la utilización adicional del ensayo de penetración con cono CPT [Schmertmann, 1982], [Schmertmann, 1983].

Baldi [Baldi et al., 1988], a partir de los anteriores trabajos de Schmertmann y de las modificaciones posteriores de Marchetti [Marchetti, 1975], propuso:

$$K_0 = 0.376 + 0.095K_D - \frac{0.0017q_c}{\sigma'_{v_0}} \quad (8.32)$$

$$K_0 = 0.376 + 0.095K_D - \frac{0.0046q_c}{\sigma'_{v_0}}$$

La primera ecuación fué obtenida como la mejor correlación a partir de pruebas en arenas artificiales, mientras que la última fue obtenida a partir de pruebas en el río Po.

En la práctica actual, se recomienda para las anteriores ecuaciones utilizar para el último término coeficientes de 0.005 en depósitos arenosos antiguos (seasoned sands) y de 0.002 en depósitos arenosos recientes (freshly deposited).

Si bien este es uno de los muy pocos métodos para estimar el valor de  $K_0$  en arenas (o al menos, la forma del perfil de  $K_0$ ), su fiabilidad es difícil de establecer debido a la falta de valores de referencia.

**Angulo de Fricción ( $\phi$ )** Existen dos métodos para determinar el ángulo de fricción de arenas a partir del DMT [Marchetti, 1997]:

**Método 1** Consiste en determinar  $K_0$ , y utilizar el ábaco de la figura 8.31, para estimar  $\phi$  a partir de  $K_0$  y  $q_c$ , es decir implica dos pruebas (CPT y DMT).

**Método 2** Para este caso,  $\phi$  se determina a partir de  $K_D$  mediante la siguiente ecuación [Marchetti, 1997]:

$$\phi_{DMT} = 28^\circ + 14.6 \log K_D - 2.1 \log^2 K_D \quad (8.33)$$

Esta ecuación es conservadora según Marchetti, y solo debe aplicarse si no se dispone de información más precisa.

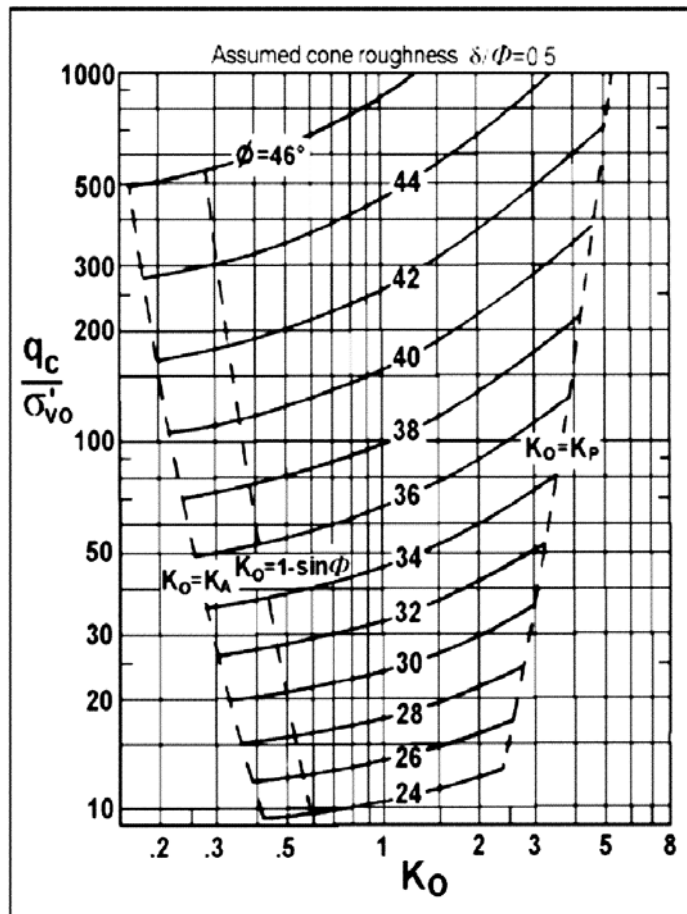


Figura 8.31: Ábaco  $q_c, k_o, \phi$  de acuerdo a Durgunoglu & Mitchel (compilado por [Marchetti, 1975] )

$I_D < 0.6$	$R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$
$I_D > 3$	$R_M = 0.5 + 2 \log K_D$
$0.6 < I_D < 3$	$R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) + \log K_D$
	$R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$
$K_D > 10$	$R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$
$R_M < 0.85$	$R_M = 0.85$

Tabla 8.6: Determinación de  $R_M$  (Marchetti, 1980)

**Módulo Confinado  $M_{DMT}$**  El Módulo determinado a partir de los ensayos DMT (designado como  $M_{DMT}$ ) corresponde al módulo vertical drenado (unidimensional) tangente a la presión de confinamiento  $\sigma'_{v0}$  del ensayo, y es igual al determinado en el edómetro.

La posibilidad de estimar el módulo confinado tanto en suelos cohesivos como granulares es uno de los principales aportes del ensayo DMT.  $M_{DMT}$  se obtiene aplicando al parámetro  $E_D$  el correspondiente factor de corrección  $R_M$ , de acuerdo a la siguiente expresión:

$$M_{DMT} = R_M E_D$$

Las ecuaciones que definen  $R_M$  en función de  $I_D$  y  $K_D$  [Marchetti, 1980] se presentan en la tabla 8.6. Nótese que el valor de  $R_M$  se incrementa con  $K_D$ .

**Módulo Young  $E$**  El módulo Young  $E$  del esqueleto del suelo puede obtenerse a partir del Módulo confinado ( $M_{DMT}$ ), utilizando la teoría de la elasticidad mediante la siguiente expresión

[Marchetti et al., 2001]:

$$E' = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} M_{DMT} \quad (8.34)$$

Para una relación de Poisson que fluctúe entre  $\nu = 0.25 - 0.3$ , el módulo de elasticidad será:

$$E = 0.8 M_{DMT} \quad (8.35)$$

**Módulo de Corte Máximo** En el artículo original de Marchetti [Marchetti, 1980], no se presenta una correlación entre  $G_{máx}$  y el DMT. Algunos investigadores han intentado encontrar este tipo de correlaciones pero con poco éxito; dentro de tales trabajos se destaca el de Tanaka [Tanaka & Tanaka, 1998], quien relaciona  $G_{sc}/E_D$  vs  $K_D$  figura 8.32. El autor obtiene que en la medida que se incrementa  $K_D$ , la relación  $G_{sc}/E_D$  disminuye, desafortunadamente los datos son dispersos como para intentar proponer una correlación.

### 8.2.4 Ensayo de Microtrepidaciones

Para la medición de las microtrepidaciones se utilizó un sismómetro triaxial fabricado por Mark Products Inc. modelo L4-3D de 1 Hz de frecuencia y un registrador digital fabricado por Nanometrics modelo Orion 3S con capacidad de 2 Gb en disco duro, digitalización a 24 bits y con un muestreo ajustable

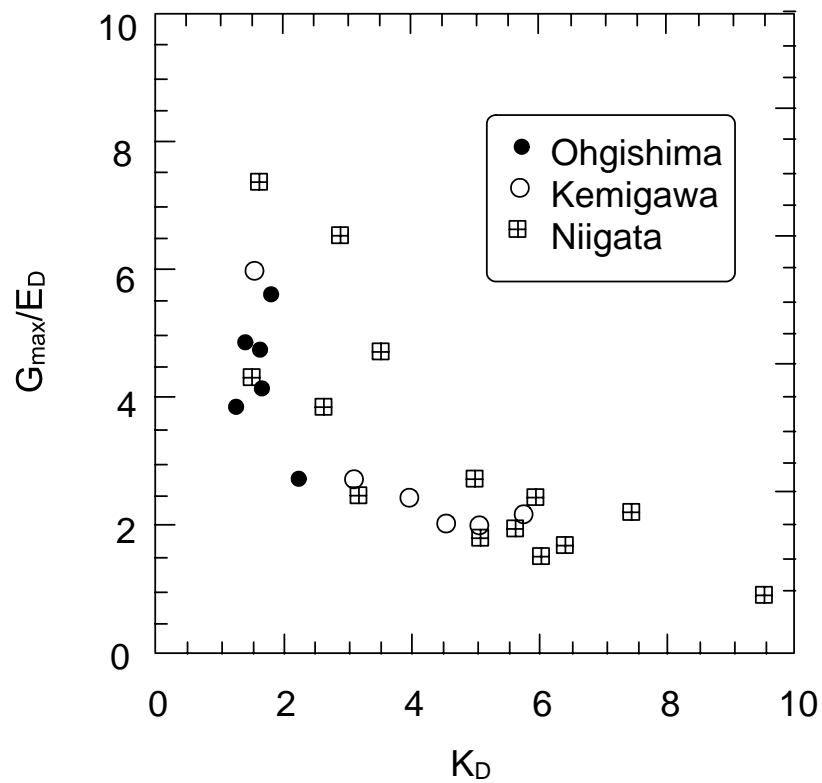


Figura 8.32: Relación entre el módulo de corte  $G_{\max}$  obtenido a partir del cono sísmico y  $E_D$  del *DMT* contra  $K_D$  para suelos arenosos [Tanaka & Tanaka, 1998].

de 1 a 1000 m.p.s, baterías internas de 12 Vol. y sistema de geoposicionamiento satelital GPS, (Figura 8.33)



Figura 8.33: Registrador Digital ORION 3S

Las principales características del sismógrafo L4-3D son las siguientes:

- Tres sensores de velocidad ortogonales entre sí.
- Frecuencia natural de 1 Hz.
- Amortiguamiento del 70%.
- Resistencia de la bobina de 5500 Ohm.

La ubicación de las pruebas se ilustra en la figura 8.34, y en cada uno de estos puntos se tomaban de 1 a 3 registros con una duración promedio de 15 minutos, por registro. Para tal fin el sismómetro era instalado, orientado y nivelado en cada uno de los puntos, (Figura 8.35), luego se esperaba una hora para que la masa del sensor se estabilizara y finalmente con el registrador digital se visualiza el estado del sismómetro y se programa la hora a la cual se debía iniciar el registro de la vibración ambiental del suelo (registro de microtrepidaciones).

Las mediciones no deben verse afectadas directamente por fuentes locales cercanas, como el tráfico vehicular o peatonal, plantas industriales y similares, de ahí la complejidad al hacer las mediciones de vibración ambiental. Por lo anterior, el ruido es uno de los factores principales en la selección de cada punto; el otro factor de importancia es la ubicación del instrumento en el momento de hacer la medición, es decir, debe localizarse sobre suelo natural poco intervenido como zonas verdes, parques, canchas deportivas y lotes, entre otros.

### 8.2.5 Cuadro Resumen

En la tablas 8.7, y 8.8 se presenta un resumen de las correlaciones a utilizar mediante el SPT, CPTU y DMT. La presencia de pequeñas capas de suelo fino (arcilla y materia orgánica) obligó a utilizar correlaciones diferentes a las de la tablas 8.7 y 8.8, como se ilustra en la siguiente sección.

<b>TIPO DE PRUEBA SPT</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Expresión</b>	<b>Autor</b>
Densidad Relativa	$Dr = 21 \left( \frac{N}{\frac{\sigma'_v}{9.8} + 0.07} \right)^{0.5}$	[Meyerhoff, 1957]
	$Dr = \left\{ \frac{N(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}})^{1.7}}{9} \left( \frac{98}{\sigma'_v} \right)^{1/2} \right\}^{1/2}$	[Cubrinovski & Ishihara, 1999]
Ángulo de fricción	$\phi = (12N)^{0.5} + 25$ $\phi = (12N)^{0.5} + 20$	[Dunham, 1954]
	$\phi = (20N)^{0.5} + 15$	[Association, 1990]
	$\phi = (15N)^{0.5} + 15 \leq 45 (N > 5)$	
	$\phi = (0.3N)^{0.5} + 27$	[Peck & Hanson, 1953]
	$\phi_d = (20N_1)^{0.5} + 20$	[Hatanaka & Uchida, 1996]
Módulo de Corte Máximo	$G_{m\acute{a}x} = 35 - 1000N_{60}^{0.34} (\sigma'_v)^{0.4}$	[Seed et al., 1986]
<b>TIPO DE PRUEBA CPTU</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Expresión</b>	<b>Autor</b>
Densidad Relativa	$Dr = \frac{1}{C_2} \ln \left[ \frac{q_c}{C_0(\sigma'_0)^{C_1}} \right]$	[Baldi et al., 1986]
Parametros de estado	$\frac{q_c - p}{p'} = k \exp(-m\Psi)$	[Been et al., 1987]
	$\Psi = \left( \frac{A}{B} - \Gamma \right) - \left\{ \frac{V_{s1}}{B(K_0)^{n\alpha}} - \lambda_{\ln} \ln \left  \frac{\sigma'_v}{3} (1 + 2K_0) \right  \right\}$	[Robertson et al., 1995]
Esfuerzo Horizontal	$\frac{q_c}{P_a} = A \left( \frac{\sigma'_h}{P_a} \right)^{0.6}$	[Houlsby & Hitchman, 1988]
	$\left( \frac{q_c - p_0}{p'_0} \right)_{P'_0=100kPa} \approx \frac{q_c - p_0}{p'_0} \left( \frac{p'_0}{100} \right)^{0.373}$	[Konrad, 1995]
Módulo confiado	$M = \alpha q_c$	[Mitchell & Gardner, 1975]
	$M_t = k_m P_a \left( \frac{\sigma'_{va}}{P_a} \right)$	[Baldi et al., 1981]
	$\frac{S_u}{\sigma'_v} = \frac{M}{G} \left\{ \frac{\exp \left[ \frac{V_{s1}}{B(K_0)^{n\alpha}} - \lambda_{\ln} \ln \left( \frac{\sigma'_v}{3} (1 + 2K_0) \right) \right]}{\exp \left( \frac{A}{B} - \Gamma \right)} \right\} (1 + 2K_0)$	[Sladen, 1989]
Módulo de Corte Máximo	$\left( \frac{G_0}{q_c} \right)_{prom} = 1634 \left( \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}} \right)^{-0.75}$	[Rix & Stokoe, 1992]

Tabla 8.7: Correlaciones utilizadas para SPTy CPTU



<b>TIPO DE PRUEBA DMT</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Expresión</b>	<b>Autor</b>
Índice del Material o tipo de suelo	$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} = \frac{\Delta P}{P_0 - u_0}$	[Marchetti, 1980]
Índice de Esfuerzo Horizontal	$k_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v_0}}$	[Jamiolkowski et al., 1988]
Módulo DMT	$E_D = 34.7 \Delta P$	
Coefficiente de presión de tierras en reposo	$K_0 = 0.376 + 0.095 K_D - 0.0017 \frac{q_c}{\sigma'_{v_0}}$	[Marchetti, 1975]
Angulo de Fricción	$\phi_{DMT} = 28^\circ + 14.6 \log K_D - 2.1 \log^2 K_D$	[Marchetti, 1997]
Módulo Confinado	$M_{DMT} = R_M E_D$	[Marchetti, 1980]
Modulo Young	$E' = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} M_{DMT}$	[Marchetti et al., 2001]

Tabla 8.8: Correlaciones utilizadas para DMT

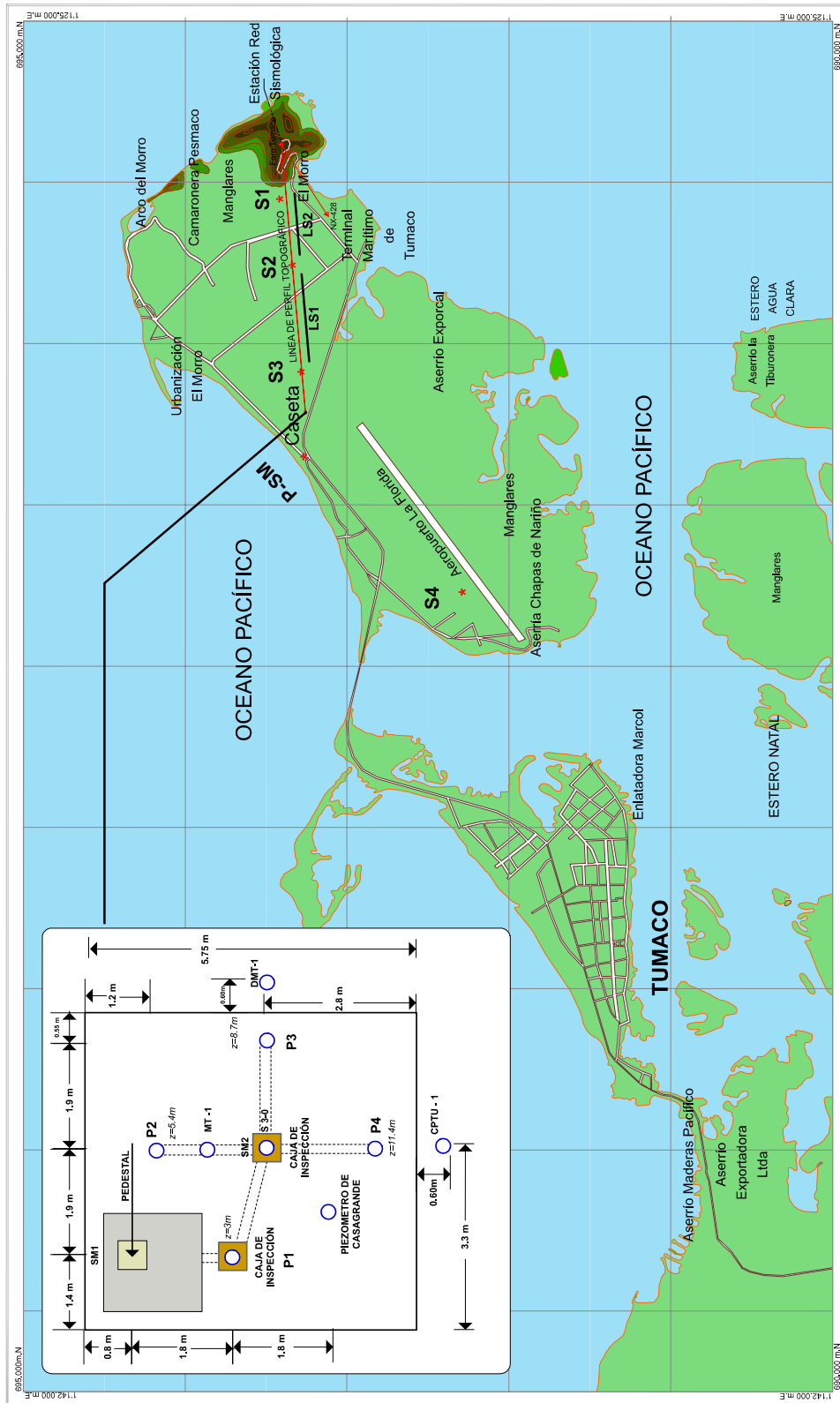
## 8.3 Resultados pruebas "in situ"

A continuación se presentan los resultados obtenidos mediante las diferentes pruebas de campo. Para efectos de claridad, en los diferentes perfiles, inicialmente se ilustran los registros de campo, y posteriormente los parámetros obtenidos mediante el uso de correlaciones semiempíricas.

### 8.3.1 Ensayo de Penetración estándar (SPT)

Se ejecutaron un total de 6 perforaciones distribuidas como se ilustra en la figura 8.34, cinco(5) fueron utilizadas para la instalación de los equipos de precisión (acelerógrafo y piezómetros). Las perforaciones utilizadas para la instalación de piezómetros y acelerógrafo fueron la S 3-0, S 3-1, S 3-2, S 3-3 y S 3-4. En todas las perforaciones se realizó la prueba de SPT, con el fin de tener órdenes de magnitud de la densidad del depósito.

El registro estratigráfico así como los valores del número de golpes y la variación de la densidad relativa ( $D_r$ ), ángulo de fricción ( $\phi'$ ), y el módulo de corte máximo ( $G_{máx}$ ), correspondiente al sondeo S-3-0, se presentan en la figura 8.36. Nótese que en las capas donde se encuentran suelos finos (turberas y arcillas), no se utilizaron correlaciones del SPT. En general, no se detectó un incremento de la resistencia en profundidad, sino por el contrario, los últimos 10 metros del depósito son los más sueltos, hasta llegar a la roca. Obsérvese sin embargo que la densidad relativa presenta diferencias importantes con los dos métodos utilizados (hasta un 30%), y por otro lado, los ángulos de fricción fluctúan entre  $37^\circ$  y  $45^\circ$



S=SONDEO LS = LÍNEA DE REFRACCIÓN SÍSMICA MT = MICROTREMORES DMT = DILATÓMETRO CPTU = PIEZOCNO SÍSMICO

Figura 8.34: Ubicación de perforaciones, microtremores (MT), CPTU, DMT y líneas de refracción sísmica



Figura 8.35: Medición de Vibración Ambiental.

### 8.3.2 Ensayo CPTU

En la figura 8.34, se ilustra la ubicación de la perforación realizada con el piezocono (CPTU), la cual se llevó hasta la roca (CPTU-1). Las lecturas de las mediciones ( $q_t$ ,  $f_s$ ,  $u$ ) así como los parámetros obtenidos a partir de las correlaciones ( $D_r$ ,  $E_{mt}$ ,  $G_{máx}$ ,  $\phi'$ , etc), se muestran en la figura 8.37. Para el caso de las capas donde se presentan suelos finos (turberas y arcillas), se utilizaron las siguientes correlaciones:

$$s_u = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{N_k} \quad (8.36)$$

$$G_{máx} = 99.5 (p_a)^{0.305} \frac{(q_t)^{0.695}}{(e_o)^{1.130}} \quad (8.37)$$

$$E_{mt} = \alpha_m q_c \quad (8.38)$$

Donde  $s_u$  es la resistencia al corte no drenada,  $N_k$  es un factor empírico del cono,  $\sigma_{vo}$  es la tensión total vertical,  $p_a$  es la presión atmosférica,  $e_o$  es la relación de vacíos inicial y  $\alpha_m$  es una constante que depende del tipo de suelo. Para el caso de suelos orgánicos,  $2 < \alpha_m < 8$ .

### 8.3.3 Ensayo DMT

La ubicación de la prueba se ilustra en la figura 8.34, correspondiente a DMT-1; los registros de campo así como los parámetros obtenidos a partir de las correlaciones semiempíricas se ilustran en la figura 8.38. Al igual que en los casos anteriores, se utilizaron las siguientes correlaciones para suelos finos:

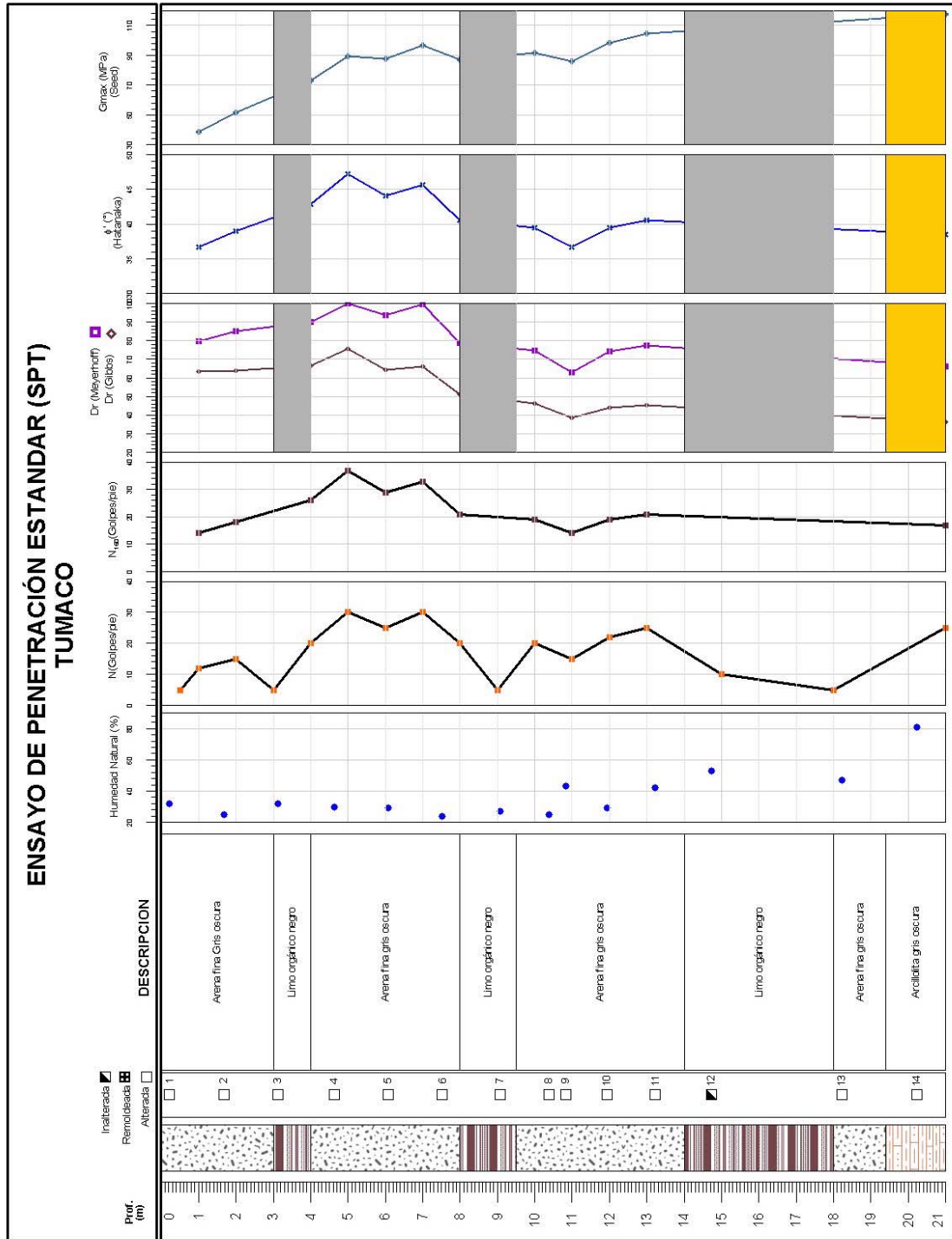


Figura 8.36: Resultados del Ensayo de Penetración Estandar

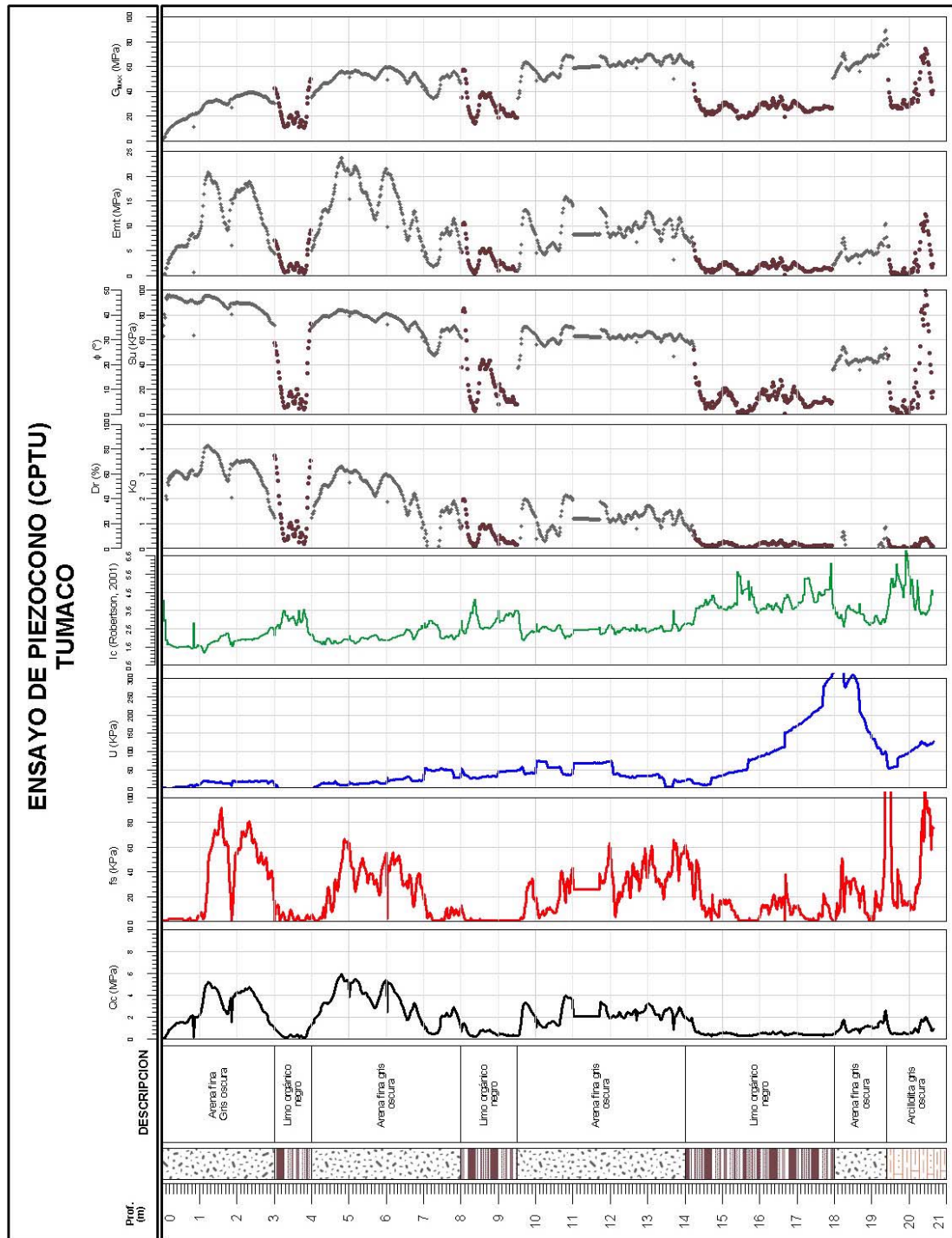


Figura 8.37: Registro ensayo CPTU, variación de propiedades en profundidad

$$\begin{aligned}
 OCR &= (0.5K_D)^{1.56} \quad [\text{Marchetti, 1980}] \\
 K_o &= \left(\frac{K_D}{1.5}\right)^{0.47} - 0.6\dots[\text{Marchetti, 1980}] \\
 c_u &= 0.22\sigma'_{vo}(0.5K_D)^{1.25} \dots[\text{Marchetti, 1980}]
 \end{aligned} \tag{8.39}$$

### 8.3.4 Ensayo de Refracción Sísmica

Las secciones que se utilizaron en el ensayo de refracción sísmica se ilustran en la figura 8.34 (secciones LS-1 y LS-2), mientras que los resultados de  $V_p$  y  $V_s$  se presentan en la figura 8.39. Una limitación importante del método es que da valores promedios "gruesos" de  $V_p$  y  $V_s$ , identificando sólo tres capas: un material de relleno de la parte superior conformado por arenas y turba, un segundo estrato arenoso y por último la roca. Desafortunadamente el método no identifica capas de poco espesor y adicionalmente, los valores de  $V_p$  y  $V_s$  son en general mayores a los obtenidos de una prueba down-hole. Por tanto este tipo de resultado se debe manejar con precaución. Esta diferencia se puede explicar también a partir de la anisotropía del material, el cual hace que la rigidez en la dirección horizontal sea mayor a la vertical.

### 8.3.5 Ensayo de Microtrepidaciones

Las microtrepidaciones son vibraciones de baja amplitud del terreno, conformadas por ondas internas y superficiales. Estas ondas pueden ser de período largo y período corto; las primeras con período mayor a 1.0 segundo, conformadas por ondas superficiales Rayleigh y Love generadas por fuentes naturales como el viento, las olas y variaciones de presión de aire; las segundas con período menor a 1.0 segundo, producidas por fuentes de ruido artificial como el tráfico vehicular, plantas industriales y maquinarias, es decir de carácter antrópico.

Para el procesamiento de los registros se siguieron varios pasos: primero, cada uno de los registros, que eran de 15 minutos cada uno, fueron divididos en ventanas de minuto y medio quedando un total de 10 ventanas por punto; segundo, se hizo la corrección de línea base; finalmente como lo recomiendan los estudios de Tokimatsu [Tokimatsu, 1995], se calcularon los cocientes espectrales H/V de las ondas superficiales Rayleigh y Love por separado, de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
 \left(\frac{H}{V}\right)_{\text{Rayleigh}} &= \left(\frac{[S_{NS} * S_{EW}]^{1/2}}{S_{VERT}}\right) \\
 \left(\frac{H}{V}\right)_{\text{Love}} &= \left(\frac{[S_{NS}^2 + S_{EW}^2]^{1/2}}{S_{VERT}}\right)
 \end{aligned}$$

Donde  $S_{NS}$  y  $S_{EW}$  son los espectros de Fourier de las dos componentes ortogonales del movimiento horizontal y  $S_{VERT}$  es el espectro de Fourier del movimiento vertical.

Con los cocientes espectrales en el dominio de la frecuencia y por observación directa se interpretó la frecuencia natural del sitio tanto para ondas Rayleigh como para ondas Love en cada una de las diez ventanas de cada registro, encontrando el valor de la frecuencia natural para los sitios del estudio.

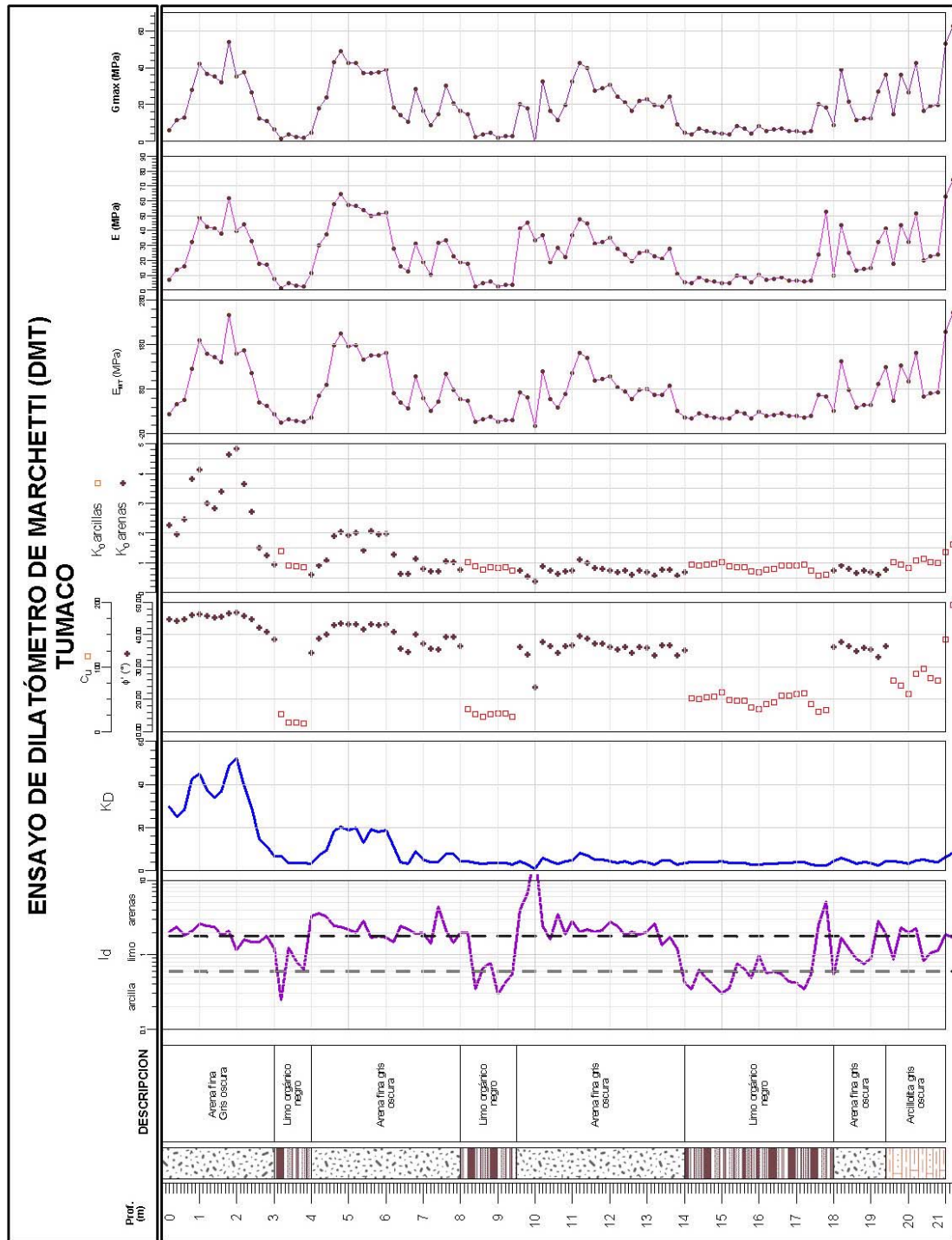


Figura 8.38: Resultados del ensayo DMT

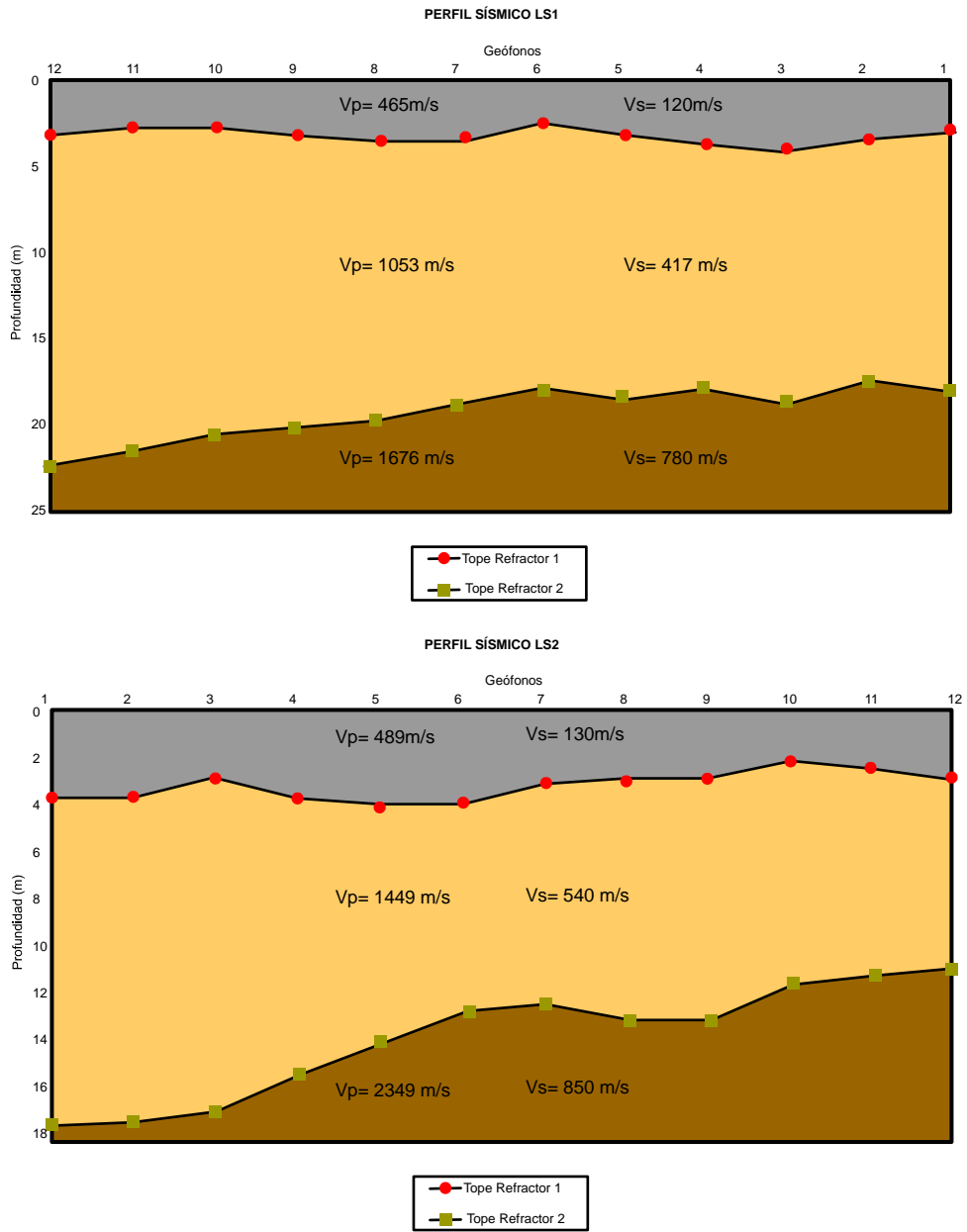


Figura 8.39: Perfiles de líneas de refracción Sísmica LS1 y LS2



Con el fin de definir mejor las características dinámicas de las arenas sobre la que se encuentra Tumaco, se analizaron los espectros de respuesta del suelo obtenidos a partir de registros de microtrepidaciones, en el punto escogido para el estudio de vibración ambiental (figura 8.34). El análisis de las microtrepidaciones presentó muchas dificultades dado que no siempre el pico más alto del espectro correspondía al valor de la frecuencia natural del suelo. Para no incurrir en este tipo de errores se tomaron en cuenta los sondeos de perforación más cercanos a los puntos del presente estudio, los cuales sirvieron para comparar resultados, como una forma de calibración del estudio. Finalmente en las figura 8.40, se presentan los coeficientes espectrales para el punto MT-1. Dichos espectros mostraron que el período predominante es de  $T = 0.4$  segundos ( $f = 2.5$  Hz).

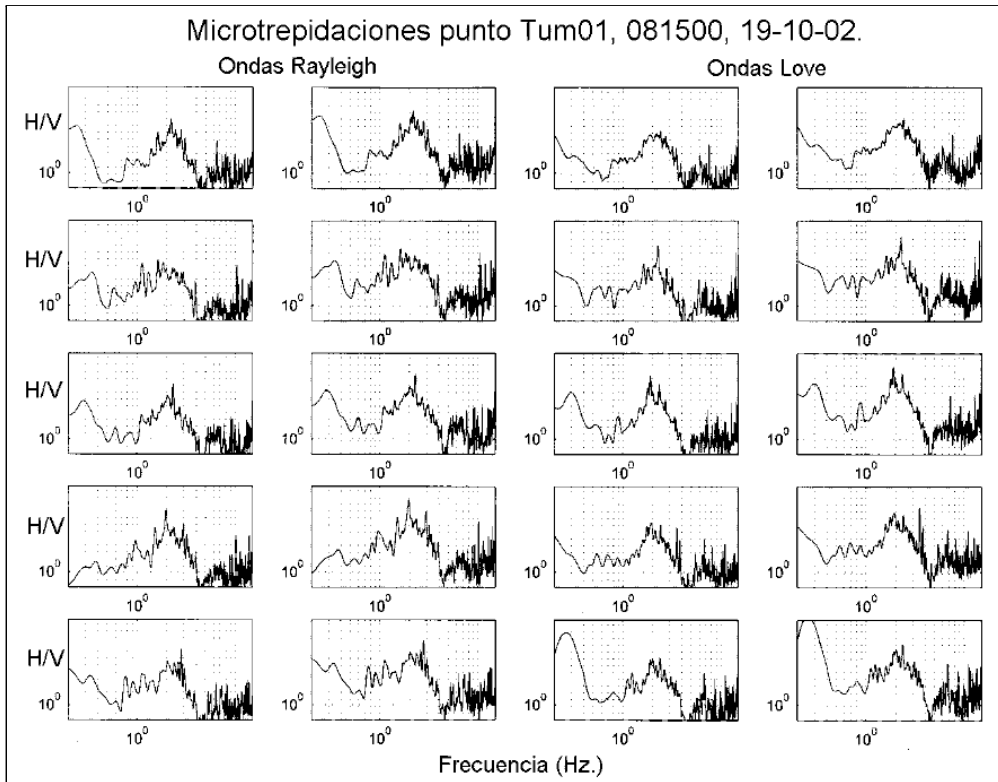


Figura 8.40: Cocientes espectrales H/V en el punto MT-1.

Para muchos sitios un estimativo bastante bueno del periodo elástico de un suelo está dado por:

$$T_{p,elastic} = \frac{4H}{V_s^*} \quad (8.40)$$

Donde  $H$  es la profundidad del material competente (roca) y  $V_s^*$  es la velocidad de onda de corte promedio (desde la superficie del terreno hasta la profundidad  $H$ ). El tiempo promedio de viaje será:

$$t_H = \sum \frac{h_i}{V_{s,i}} \quad (8.41)$$

$$V_s^* = \frac{H}{t_H}$$

Donde  $h_i$  = es el espesor de cada estrato,  $V_{s,i}$  = es la velocidad de onda de corte para cada estrato.

Es importante aclarar que  $T_{p,elastic}$  es el periodo fundamental del sitio para pequeñas deformaciones, y no el periodo predominante cuando se presenta un sismo fuerte, ya que este periodo es función de la estratigrafía, no linealidad del material, etc. Un estimativo aproximado está dado por la siguiente expresión:

$$T_p \simeq \frac{T_{p,elastic}}{T_{p,elastic}} \left[ \frac{1 + \frac{a_{máx}}{3}}{1 + \frac{a_{máx}}{1}} \right] \quad \text{ó} \quad (8.42)$$

Usando unidades del S.I., para nuestro caso tenemos los siguientes valores:

$$\begin{aligned} T_{p,elastic} &= 0.4 \text{ seg} \\ a_{máx} &= 2.0 \frac{m}{s^2} \\ H &= 19 \text{ m.} \end{aligned}$$

Obteniéndose de la ecuación 8.40, la velocidad de corte promedio:  $V_s^* = 190 \frac{m}{s}$ . Además la velocidad de onda típica del suelo orgánico es de  $V_s = 120 \frac{m}{s}$ , por tanto de la ecuación 8.41, se tiene:  $t_H = 0.1 \text{ seg}$ , y para la arena  $V_s = 270 \frac{m}{s}$ , valor típico en este tipo de material.

## 8.4 Ensayos de Laboratorio

### 8.4.1 Antecedentes

Uno de los mayores desarrollos en la evaluación de licuación en 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, historia sísmica del depósito, el estado inicial de tensiones y la edad del depósito, 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 [Yoshimi et al., 1994], por lo cual, 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 la manera como se produce la sedimentación del suelo. Dentro de dichas evidencias es importante destacar los estudios adelantados por Mulilis [Mulilis et al., 1977], quien encontró que dependiendo del método de preparación de la muestra, la relación de tensiones requerida para causar licuación ante un número dado de ciclos varía hasta en un 100% para muestras compactadas a la misma densidad (figura 8.41).

Katyama [Katyama et al., 1986], realizó pruebas sobre muestras inalteradas y alteradas compactadas a la densidad in situ. Los resultados se ilustran en la figura 8.42, donde se observa que el módulo de corte es fuertemente afectado al utilizar muestras reconstituidas, mientras que el efecto sobre el amortiguamiento es mucho menor.

Es importante destacar, que teniendo muy presente las limitaciones anteriores, los trabajos pioneros de Seed [Seed & Lee, 1966], Lee [Lee & Seed, 1967] sobre licuación se realizaron sobre muestras reconstituidas y la investigación que actualmente se adelanta no se eximió de esta limitante. La evaluación de

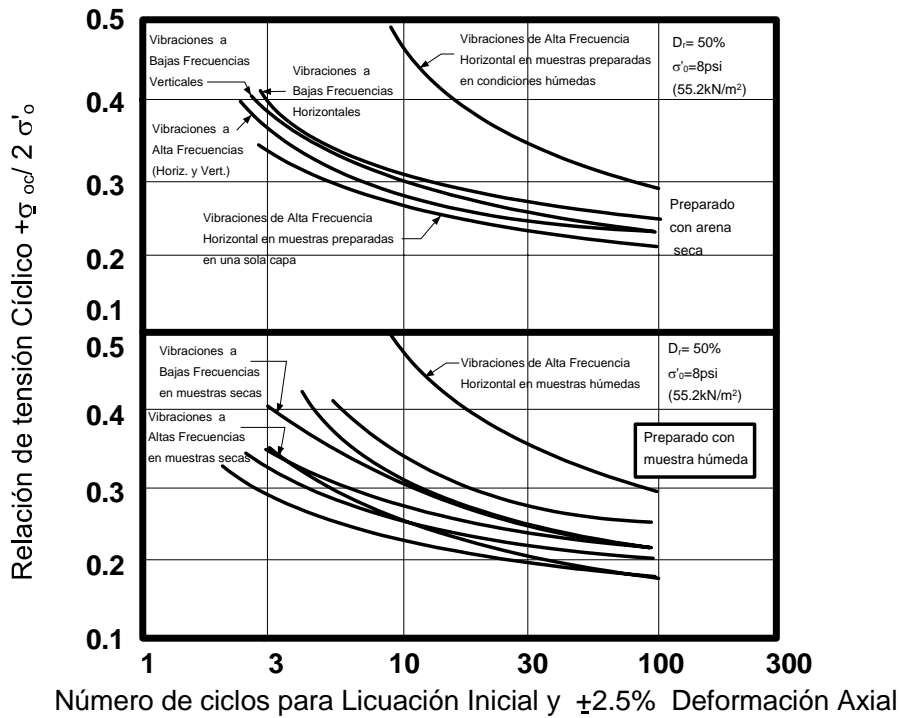


Figura 8.41: Influencia del método de preparación sobre la tensión cíclica  $\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}\right)$  [Mulilis et al., 1977]

las propiedades mecánicas de la arena de Tumaco se realizó con el equipo triaxial GDS - 2 Hz ilustrado en la figura 8.43. Es importante destacar que algunos ensayos se realizaron en Barcelona y otros en Bogotá [González & Yidi, 2001]. Finalmente, en la figura 8.44 se presenta el muestreador utilizado para la preparación de las muestras.

### 8.4.2 Mineralogía de la Arena

Las características físicas de los suelos no cohesivos son determinados por [Mitchell, 1993]:

- Tamaño de la partícula
- Forma de la partícula
- Textura de la superficie y,
- Distribución Granulométrica.

Por último Mitchell comenta que la composición mineralógica determina la dureza, clivaje y resistencia del material. La composición mineralógica se evaluó mediante el microscopio electrónico, para identificar el tamaño y forma de las partículas de arena, encontrándose que la arena de Tumaco está constituida por cuarzo, horblenda, plagioclasa, epidota, biotita, minerales magnéticos y escasos restos microfósiles (figura 8.45), distribuidos como se ilustra en la tabla 8.9.

En las figuras 8.46 y 8.47 se ilustran dos minerales correspondientes a la horblenda y epidota caracterizadas por su forma angular, mientras en la figura 8.48 se observa el predominio de granos correspondientes a arena media y en menor proporción granos de arena gruesa. Estos minerales se caracterizan

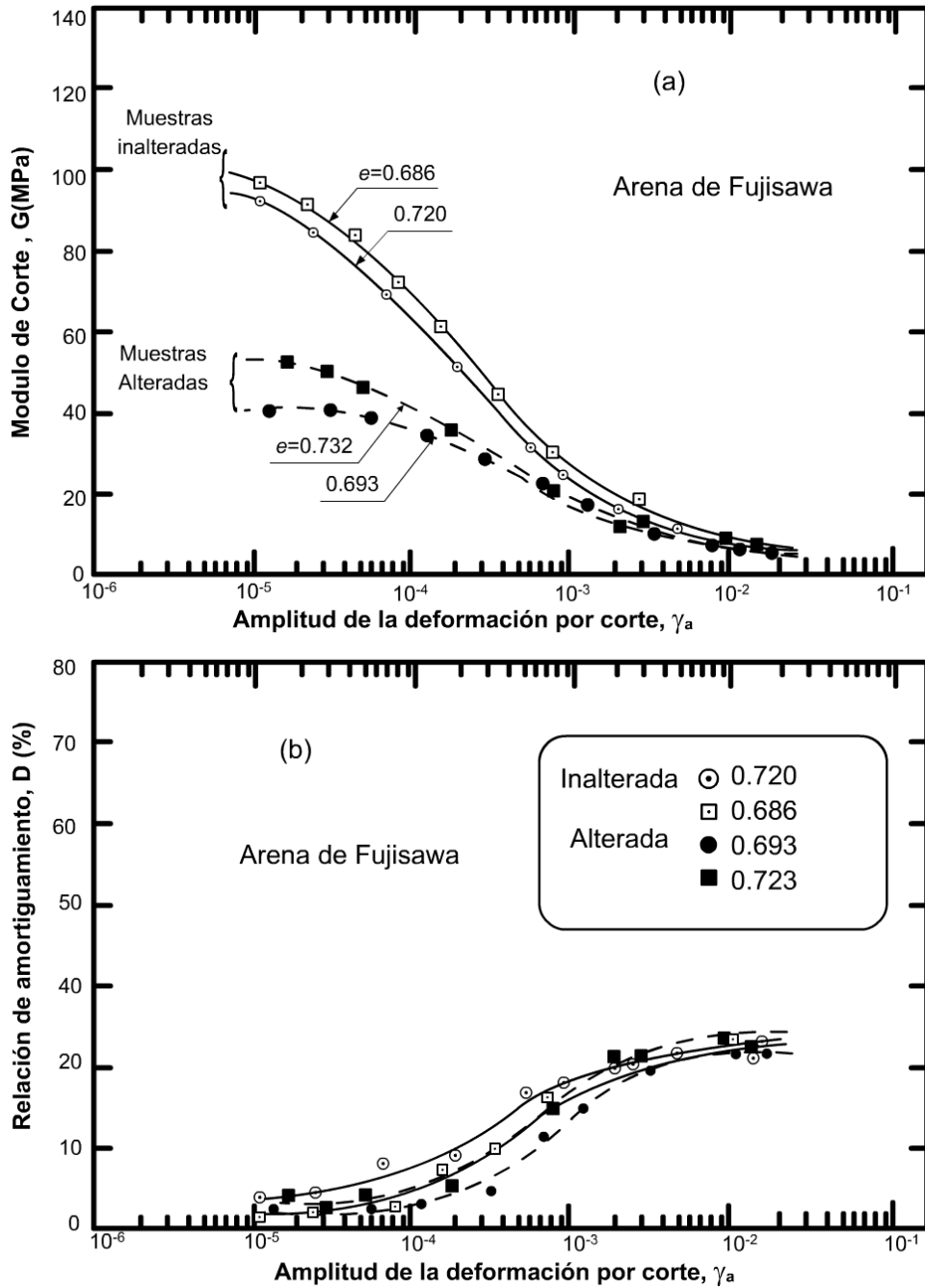


Figura 8.42: Efecto del método de preparación sobre el módulo de corte y sobre el amortiguamiento[Katyama et al., 1986]



Figura 8.43: Equipo Triaxial Cíclico GDS 2 Hz



Figura 8.44: Muestreador Partido de Arena

Mineral	Porcentaje (%)
Cuarzo	19.5
Horblenda	28.5
Plagioclasa	8.6
Biotita	0.8
Epidota	33.1
Limolita	1.1
Moscovita	0.3
Magnetita	8.1

Tabla 8.9: Distribución porcentual de los minerales

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 mas adelante.

### 8.4.3 Granulometría

Para determinar la distribución de las partículas por tamaño del grano se realizaron granulometrías por tamizado. Los resultados se ilustran en la figura 8.49, clasificando según la UCS como una arena pobremente gradada (SP), con la siguiente distribución:

% finos	0 -8
% arenas	$\geq 92$
% gravas	0

Adicionalmente se obtuvieron los siguientes parámetros promedio:

Característica o propiedad	
Color	gris
Peso Específico ( $G_s$ )	2.67
Relación de vacíos máxima	0.90
Relación de vacíos mínima	0.65
$D_{60}$ (mm)	0.19
$D_{50}$ (mm)	0.15

### 8.4.4 Efecto de la forma de las Partículas

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

Basados en los anteriores parámetros, Cho[Cho et al., 2002] y Santamarina[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 por Santamarina,

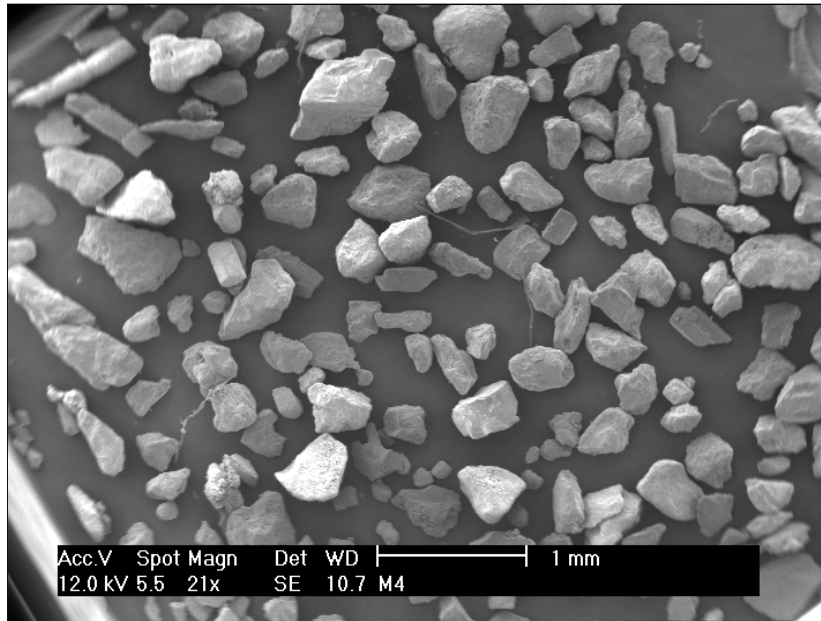


Figura 8.45: Distribución de la arena por el tamaño del mineral; nótese el predominio de granos angulares.

es necesario utilizar la carta de la figura 8.50, la cual es función de la esfericidad y redondez de las partículas.

A partir de los coeficientes  $S$  y  $R$ , los autores proponen las siguientes correlaciones [Cho et al., 2002]:

- *Relación de vacíos*

$$\begin{aligned}
 e_{m\acute{a}x} &= 1.5 - 0.82\rho \\
 e_{m\acute{i}n} &= 0.9 - 0.44\rho \\
 \text{Donde } \rho &= \frac{(R + S)}{2} \text{ regularidad}
 \end{aligned}$$

- *Velocidad de ondas de corte*

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

Donde  $\alpha \left[ \frac{m}{s} \right]$  es la velocidad de ondas de corte a  $1kPa$  y  $\beta$  refleja la sensibilidad de la velocidad de ondas de corte a la tensión media. Los autores presentan una serie de curvas para la obtención de los anteriores parámetros.

- *Parámetros de estado crítico*

$$\begin{aligned}
 \phi_{cs} &= 42 - 17R \\
 \Gamma &= 1.2 - 0.4R
 \end{aligned}$$

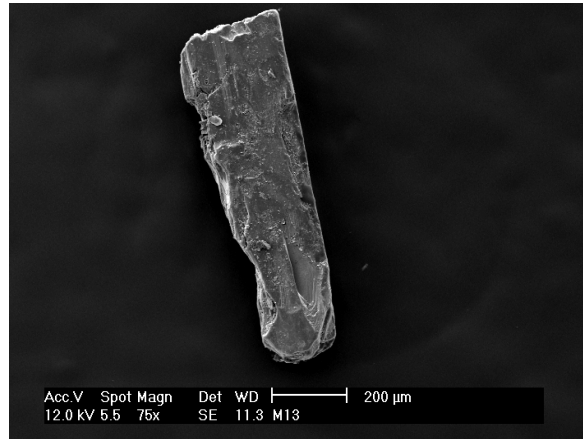


Figura 8.46: Epidota.

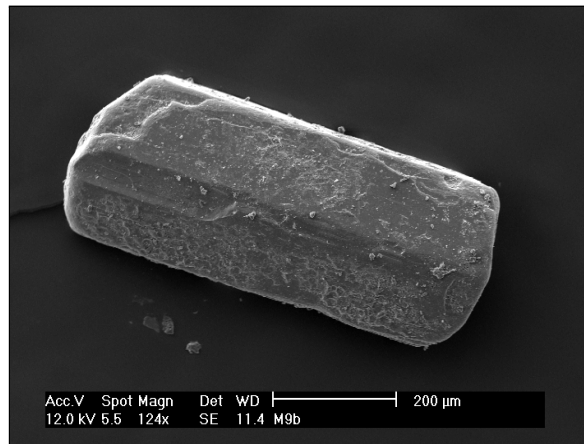


Figura 8.47: Horblenda

Donde  $\phi_{cs}$  es el ángulo de fricción en estado crítico,  $\Gamma$  es el intercepto de la línea de estado crítico, para una tensión media de 1 kPa.

- Utilizando las figuras 8.48 y 8.50, se obtienen los siguientes parámetros del suelo:

$$\begin{aligned}
 S &= 0.7 \\
 R &= 0.35 \\
 e_{m\acute{a}x} &= 1.06 \\
 e_{m\acute{i}n} &= 0.67 \\
 V_s &= 155 \frac{m}{s} \\
 \phi_{cs} &= 36 \\
 \Gamma &= 1.0 \\
 \lambda &= 0.88
 \end{aligned}$$



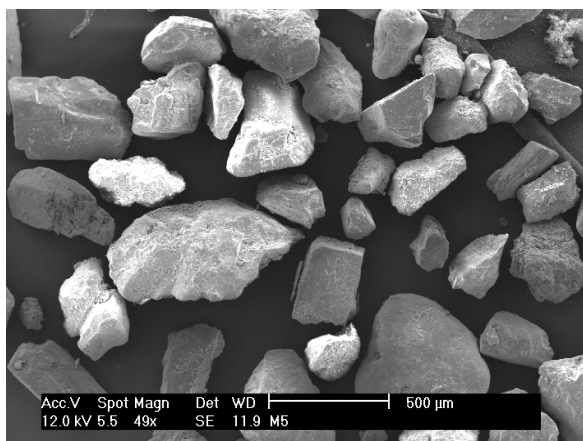


Figura 8.48: Distribución por el tamaño del mineral.

Los anteriores valores se compararán al final del capítulo con los resultados experimentales

### 8.4.5 Compresibilidad

Mientras en las arcillas se pueden tomar muestras relativamente inalteradas, a las que se les puede determinar el punto de fluencia, en arenas, la toma de muestras inalteradas es muy difícil, por lo que la mayor parte de las investigaciones se han desarrollado sobre muestras reconstituídas [Lee & Seed, 1967] [Seed & Lee, 1966]; por lo anterior, en arenas es muy difícil restablecer las condiciones de campo en el equipo triaxial y en especial la trayectoria de tensiones a que ha sido sometida la arena [Wood, 1996].

Teniendo en cuenta las anteriores limitaciones, se realizaron un par de consolidaciones, una unidimensional con el edómetro y otra isotrópica con el equipo triaxial sobre muestras reconstituídas a la misma densidad aproximadamente ( $D_r = 60\%$ ); los resultados de tales pruebas se ilustran en la figuras 8.51 y 8.52 y los parámetros obtenidos son los siguientes:

Consolidación Unidimensional	Consolidación Isotrópica
$C_s = 0.12$	$k = 0.15$
$C_c = 0.7$	$\lambda = 0.9$
$\sigma'_p = 110 \text{ kPa}$	$\sigma'_p = 103 \text{ kPa}$

### 8.4.6 Ensayos Triaxiales

Como se mencionó inicialmente, las pruebas triaxiales están orientadas a obtener los parámetros requeridos por el modelo de Pastor-Zienkiewicz; a continuación se describen los principales resultados obtenidos.

#### Carga Monotónica

**Ensayos Consolidados Drenados con Trayectorias de Diferentes Valores de  $K$**  Existe evidencia experimental que explica la deformación macroscópica de muestras de suelo no cohesivo en condición drenada, como el resultado del movimiento microscópico de las partículas, en la que los granos tienden

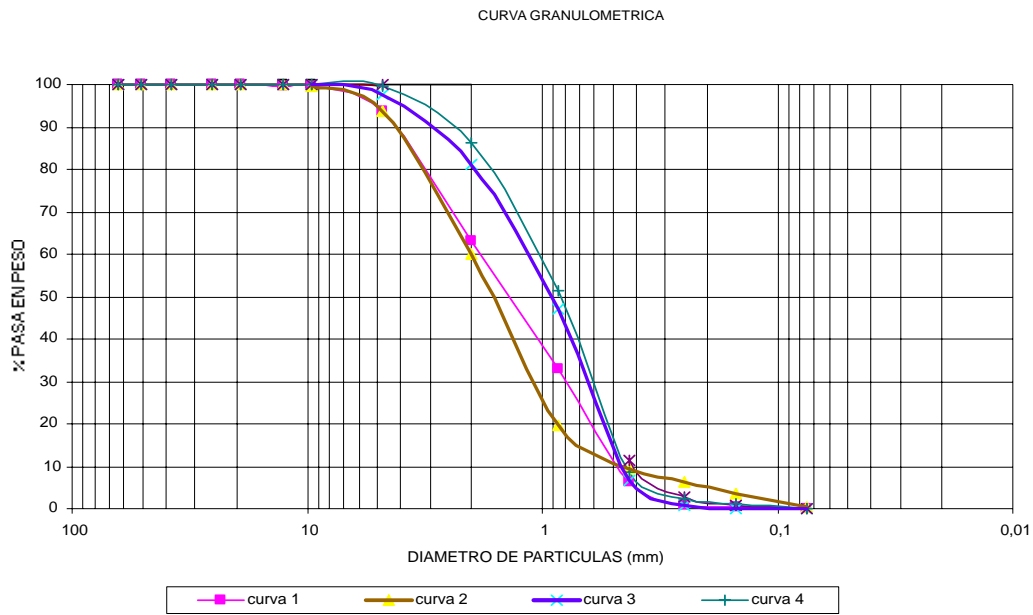


Figura 8.49: Granulometría de la arena de Tumaco

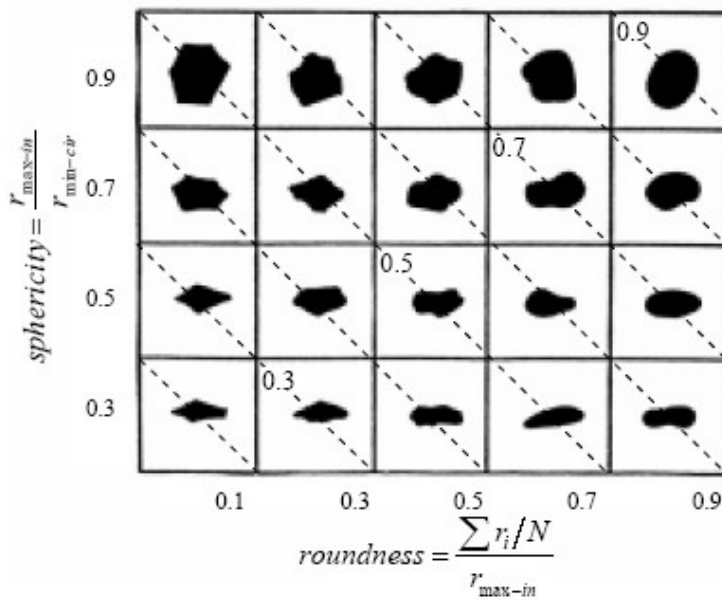


Figura 8.50: Carta de esfericidad ( $S$ ) y redondez ( $R$ ). Las líneas diagonales corresponden a partículas de regularidad constante.  $\rho = \frac{(R+S)}{2}$ . [Krumbein & Sloss, 1963]

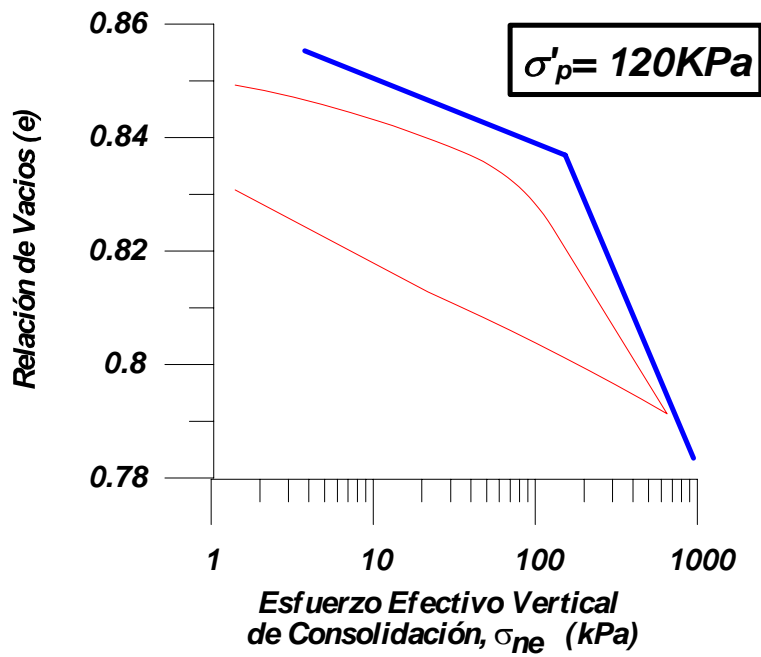


Figura 8.51: Consolidación unidimensional con el edómetro

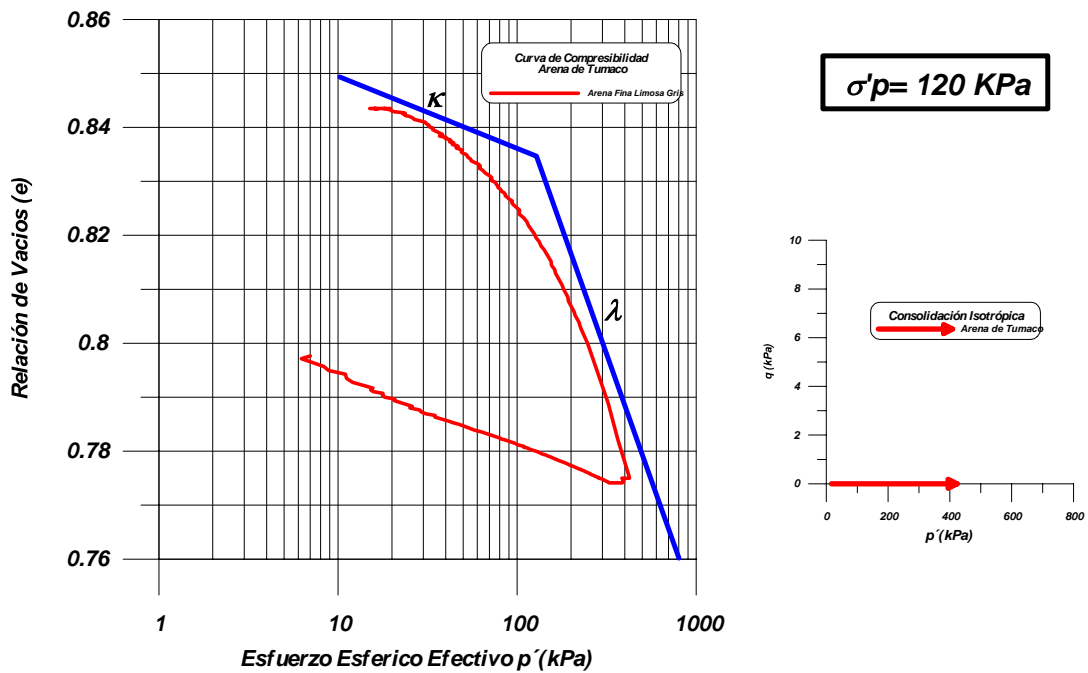


Figura 8.52: Consolidación isotrópica de la arena de Tumaco

a deslizar y rodar (encaramarse) unos sobre otros; como consecuencia de este fenómeno se produce un acomodamiento de los granos con el consecuente cambio de volumen. Durante esta fase se pueden presentar rompimientos de partículas, especialmente en los puntos de contacto donde se desarrollan grandes presiones, de manera que las arenas sueltas disminuyen de volumen, mientras que las arenas densas aumentan de volumen. Si el proceso de deformación continua, las partículas de arena alcanzan una condición "steady-state" o crítica [Alarcon-Guzman, 1986], en la cual no hay cambios de volumen ni de resistencia.

Con los ensayos que se proponen a continuación se buscó estudiar la relación existente entre los incrementos de deformación plástica y la relación de tensiones  $\left(\frac{q}{p}\right)$ , que comúnmente se conoce como regla de flujo que gobierna el modo o mecanismo de deformación plástica de suelo [Wood, 1996]. Estas deformaciones debidas principalmente a la dilatancia son de gran interés en el uso de modelos constitutivos elastoplásticos.

Para ello, se realizarán pruebas similares a las ejecutadas sobre la arcilla de Bangkok para determinar la regla de flujo por Balasubramaniam [Balasubramaniam & Chaudhry, 1978] (figura 8.53), y además se tendrá en cuenta los resultados de Frossard [Frossard, 1979], quien realizó una medición indirecta del ángulo de fricción a partir de ensayos triaxiales utilizando la expresión propuesta por Rowe [Rowe, 1969]:

$$\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{\frac{\sigma_1}{\sigma_3}}{1 - \frac{d\epsilon_q}{d\epsilon_p}} \quad (8.43)$$

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, compactándola en 10 capas iguales de un centímetro de espesor y posteriormente se sometieron a diferentes valores de  $\eta$   $\left(= \frac{q}{p}\right)$ .

Los resultados de las pruebas K (consolidación anisotrópica), se ilustran en la figura 8.54. En primer lugar, en la figura 8.54(a), se muestran las trayectorias de tensiones seguidas, mientras en la figura 8.54(b) muestra la trayectoria de deformaciones seguida por cada muestra durante la consolidación anisotrópica.

Nótese que la trayectoria de deformación en la gráfica  $\epsilon_p$  vs  $\epsilon_q$  es aproximadamente lineal para cada ensayo de consolidación. Por tanto se puede asumir que el incremento de deformaciones  $\left(\frac{d\epsilon_p}{d\epsilon_q}\right)$ , durante la consolidación anisotrópica es únicamente función de la relación de tensiones  $\eta$

$$\left(\frac{d\epsilon_p}{d\epsilon_q}\right) = f(\eta) \quad (8.44)$$

Finalmente la anterior información permitió construir la curva de dilatancia (figura 8.55), aunque se observan algunos puntos que no caen exactamente sobre la línea y que fue necesario desecharlos. La ecuación resultante es similar a la propuesta por Nova [Nova & Wood, 1979]

$$\eta = M - \mu d \quad (8.45)$$

o la propuesta por Pastor [Pastor et al., 1988]

$$d_g = (1 + \alpha_g)(M_g - \eta) \quad (8.46)$$

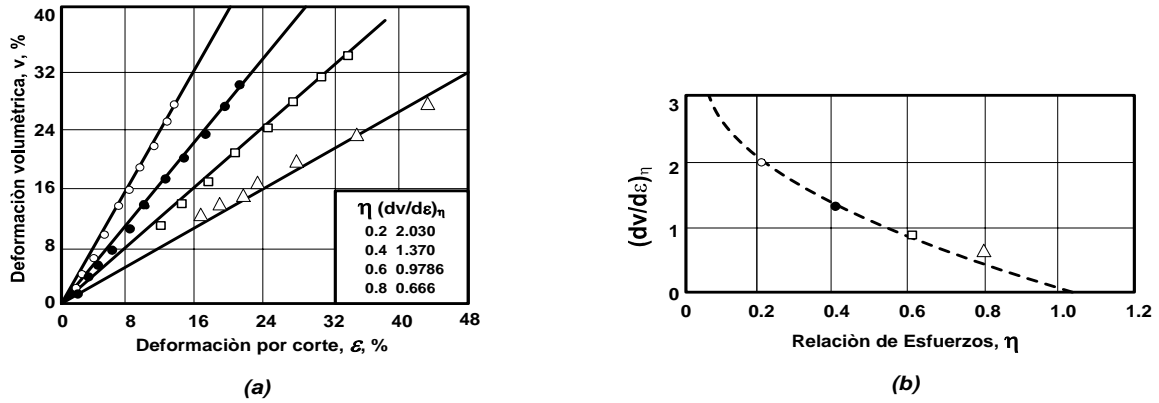


Figura 8.53: (a) Trayectoria de deformaciones durante consolidación anisotrópica (b) Variación de  $(dv/d\epsilon)_\eta$  con  $\eta$  ( $\eta = \frac{q}{p}$ ) [Balasubramaniam & Chaudhry, 1978]

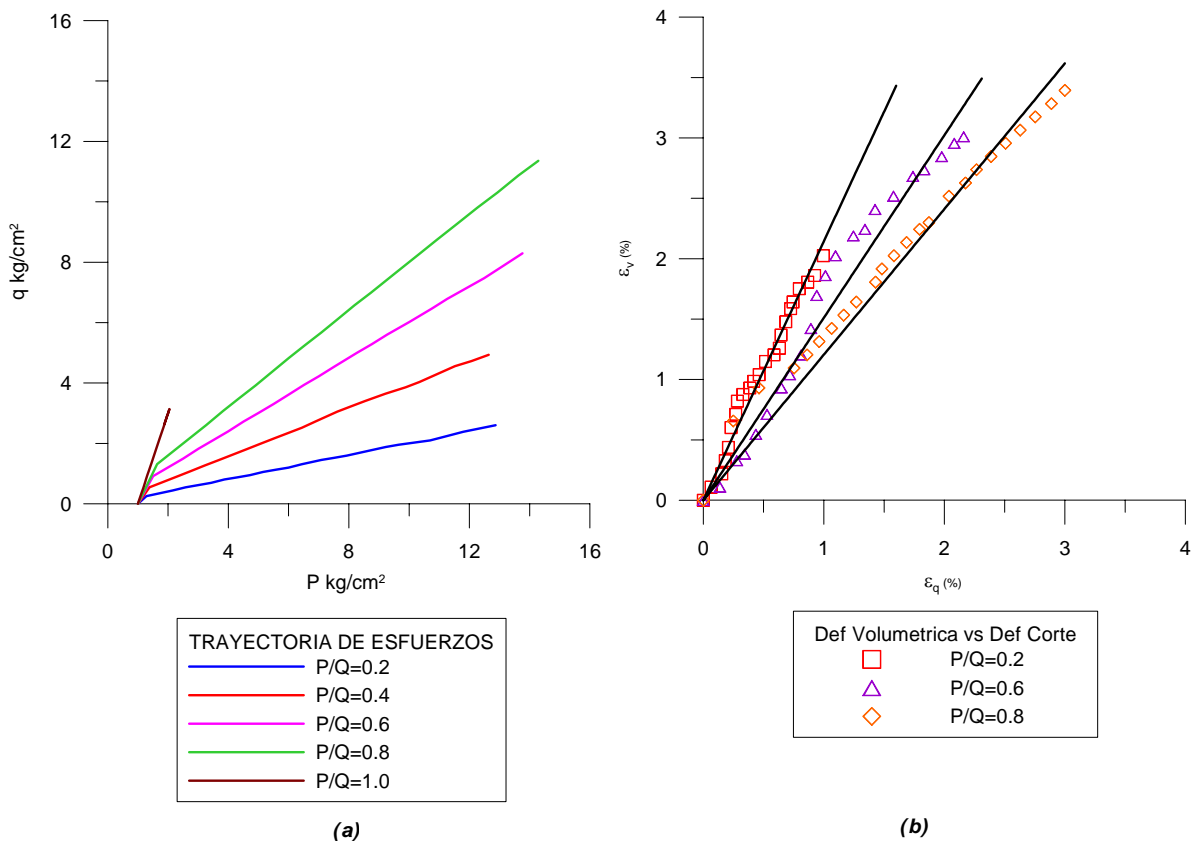


Figura 8.54: Ensayos triaxiales consolidados denados - trayectoria  $K_0$  (a) Trayectorias de tensiones durante consolidación anisotrópica. (b) Trayectorias de deformación durante consolidación anisotrópica.

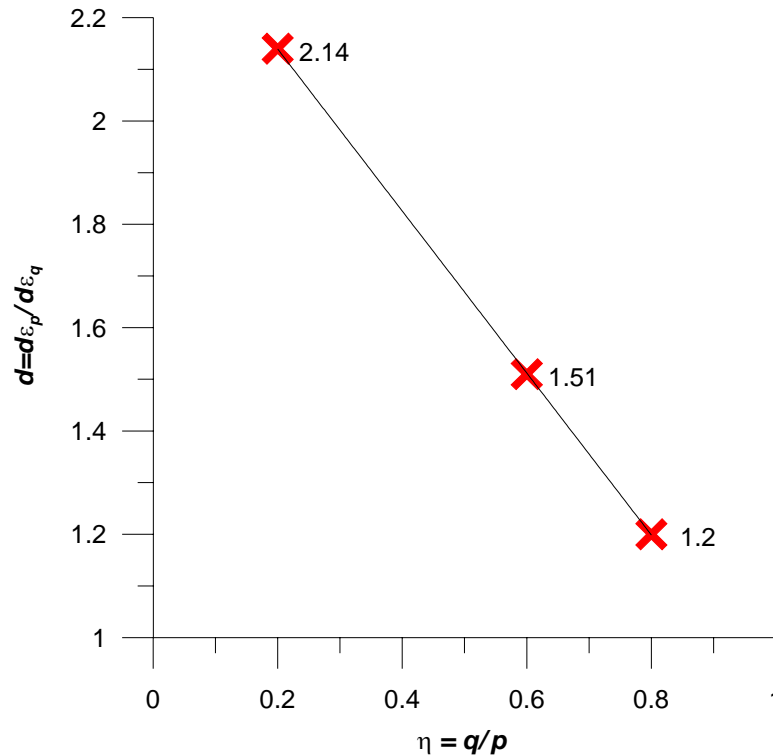


Figura 8.55: Curva de dilatación - variación de  $(dv/d\varepsilon)_\eta$  con  $\eta$

que se puede expresar como:

$$d_g = (1 + \alpha_g) M_g - (1 + \alpha_g) \eta \quad (8.47)$$

Donde  $d_g$  es la dilatación,  $\alpha_g$  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 de 8.47 se obtiene  $\alpha_g = 0.56-0.65$ , siendo este valor ligeramente superior al propuesto por Pastor de  $\alpha_g = 0.45$ .

Si utilizamos la expresión propuesta por Rowe (1969), y con una dilatación de 1.2, encontramos que el ángulo de fricción obtenido mediante esta expresión para la arena de Tumaco es de  $34^\circ$ , valor muy similar al que se obtuvo en las pruebas de laboratorio ( $36^\circ$ ).

**Ensayos Consolidados Drenados** Para este tipo de ensayo, las muestras fueron consolidadas isotrópicamente a presiones de cámara similares a las tensiones geostáticas existentes en el terreno y posteriormente llevadas a la falla en condición drenada. Los resultados así obtenidos se ilustran en la figura 8.56, 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.

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 atribuible a disminución en la dilatación del material.

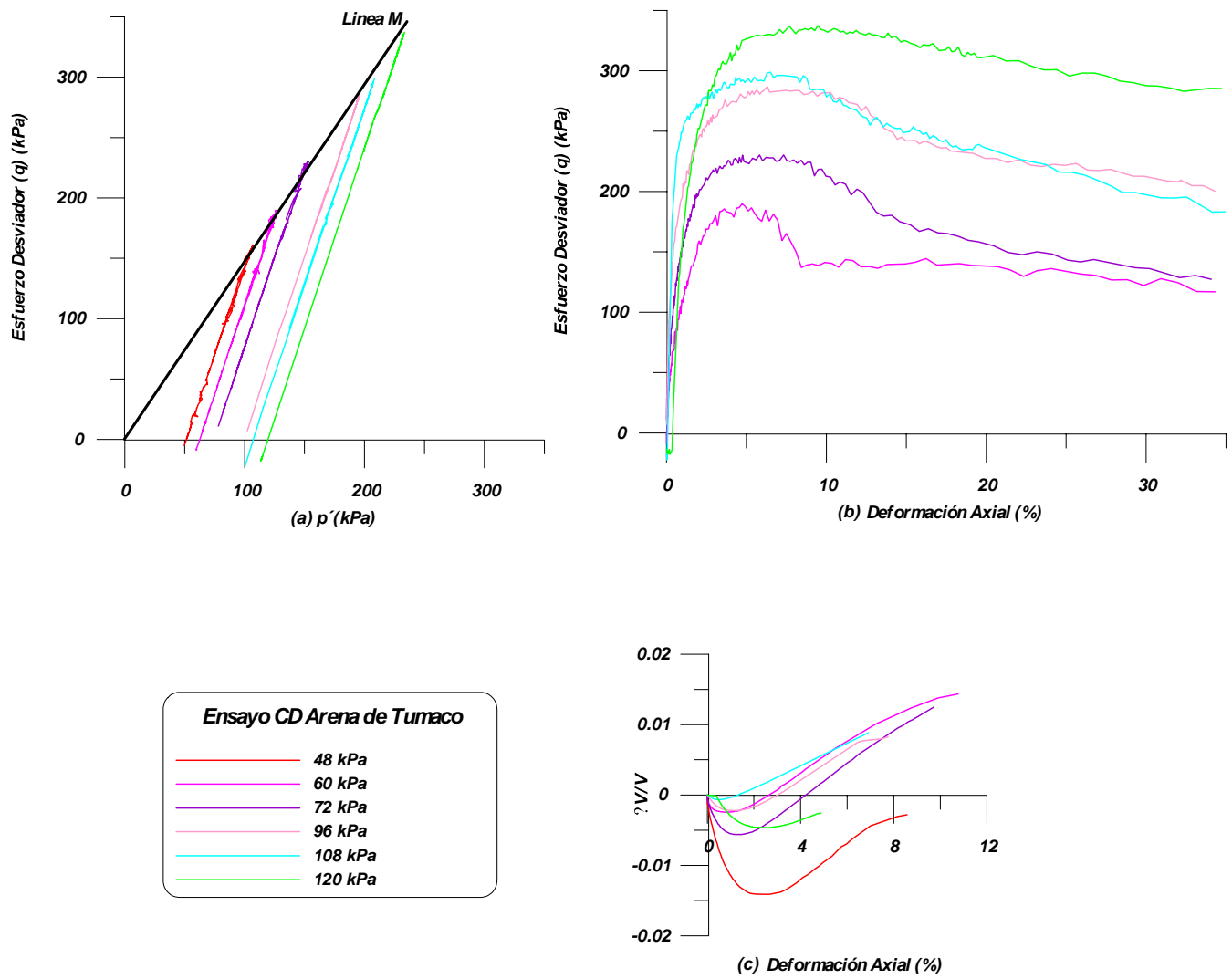


Figura 8.56: Ensayos triaxiales consolidados drenados. a) Trayectoria de tensiones, b) Curva tensión desviadora - deformación axial. c) Cambio volumétrico - deformación axial.

**Ensayos Consolidados no Drenados** Con el fin de evaluar el comportamiento no drenado de la arena de Tumaco ante 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 ( $\sigma'_c = 48, 72, 84, 120, 720, 100, 1300$  y 1500 kPa). 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, esta fue una labor bastante ardua, ya que muchas muestras se dañaron durante el proceso de preparación.

Los resultados de las pruebas de laboratorio se ilustran en la figura 8.57, 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.

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 8.57). De igual forma, 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) se comportan como una arena suelta, mientras que para presiones intermedias se comporta 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 8.57(c))

Existe controversia sobre la diferencia existente entre los conceptos del estado estable y el estado crítico; algunos autores como Been[Been et al., 1991], quién realizó ensayos triaxiales monotónicos en condición drenada y no drenada sobre la arena de Erksak, encuentra que las líneas que definen el estado crítico y el estado estable coinciden. Posteriormente Leroueil [Leroueil, 1997], confirma la anterior opinión. Para esta tesis en particular asumiremos que la línea de estado estable y la línea de estado crítico es la misma.

### Estado Crítico de la Arena de Tumaco

Existe evidencia experimental que muestra 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 & Ishihara, 1990]. Teniendo en cuenta 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[Verdugo & Ishihara, 1990]. Los resultados de tales ensayos se ilustran en la figura 8.58, 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 esta conformada por granos angulares.

La Figura 8.58 muestra claramente 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  $35^\circ$ - $37^\circ$  versus un ángulo crítico de  $30^\circ$ ). Las muestras fueron preparadas a diferentes relaciones de vacíos, fluctuando entre 0.81 y 0.89. Partiendo de los anteriores resultados se calculó el parámetro de estado de



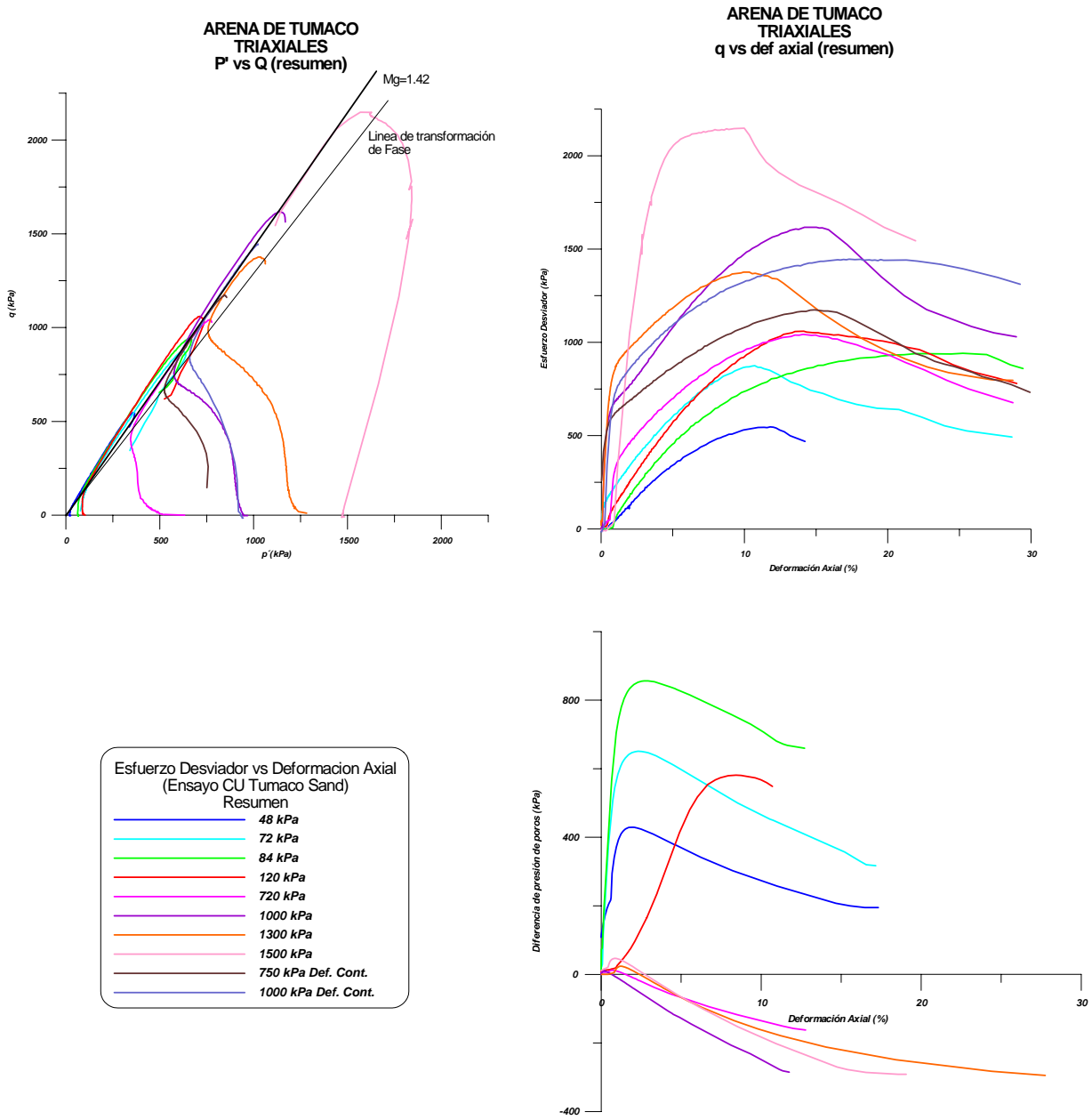


Figura 8.57: Ensayos consolidados no drenados midiendo presión de poros (CU)

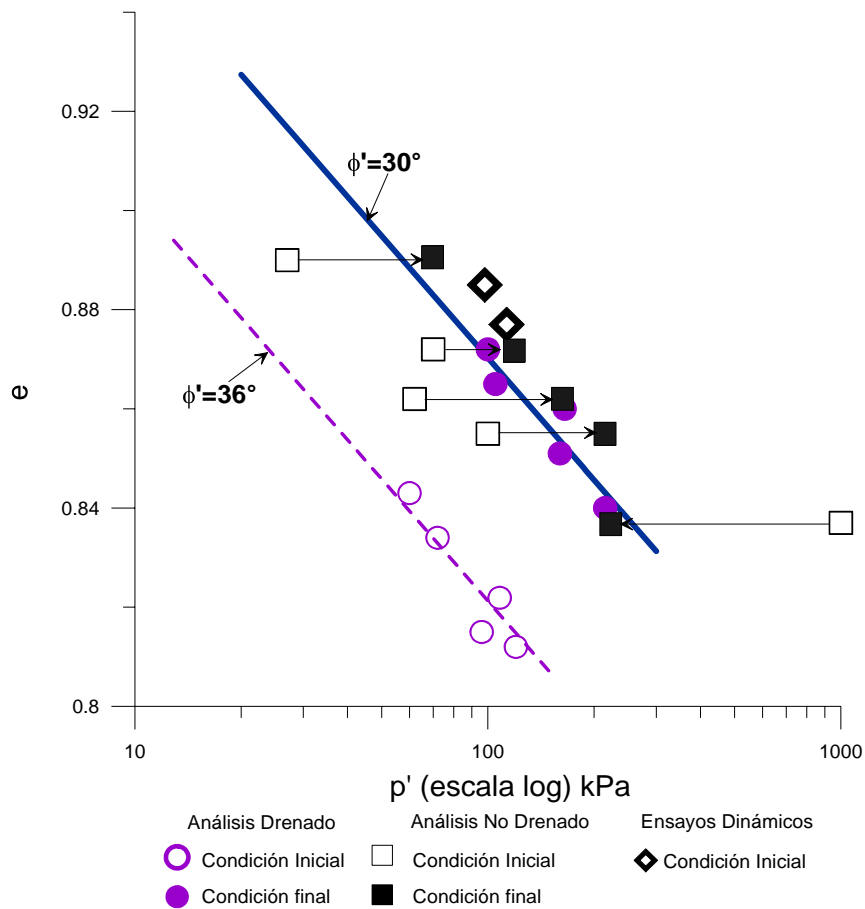


Figura 8.58: Línea de estado crítico - arena de Tumaco

la arena de Tumaco, los cuales se superpusieron a los resultados experimentales obtenidos por Been, K. & Jefferies, M. (1985), sobre siete arenas de diferentes sitios del mundo. Dichos resultados se ilustran en la Figura 8.59, donde se observa que los resultados de Tumaco, están dentro del intervalo propuesto por Been, K. & Jefferies, M (1985).

### Comportamiento no Drenado Cíclico

Desde los trabajos pioneros de Seed [Seed & Lee, 1966] y Lee [Lee & Seed, 1967], las condiciones de tensiones cíclicas bajo las cuales se produce la licuación de arenas saturadas se han investigado extensamente por medio de ensayos sobre muestras reconstituidas, usando varias técnicas de laboratorio [Ishihara, 1996]. Sin embargo, hasta muy recientemente los ensayos triaxiales cíclicos han sido los más ampliamente usados, aunque estos ensayos presentan grandes limitaciones para simular adecuadamente las condiciones de carga cíclica durante un sismo [Alarcon-Guzmán et al., 1986]. A pesar de esto, los resultados de ensayos triaxiales cíclicos han suministrado información valiosa para un entendimiento adecuado del comportamiento de suelos granulares bajo carga cíclica.

Los ensayos triaxiales cíclicos se realizaron sobre muestras de arena saturada y consolidadas isotrópicamente, observándose en general los siguientes eventos (figuras 8.60, 8.61 y 8.62): Durante los primeros ciclos de carga la deformación axial de la muestra es insignificante, aunque la presión de poros aumenta

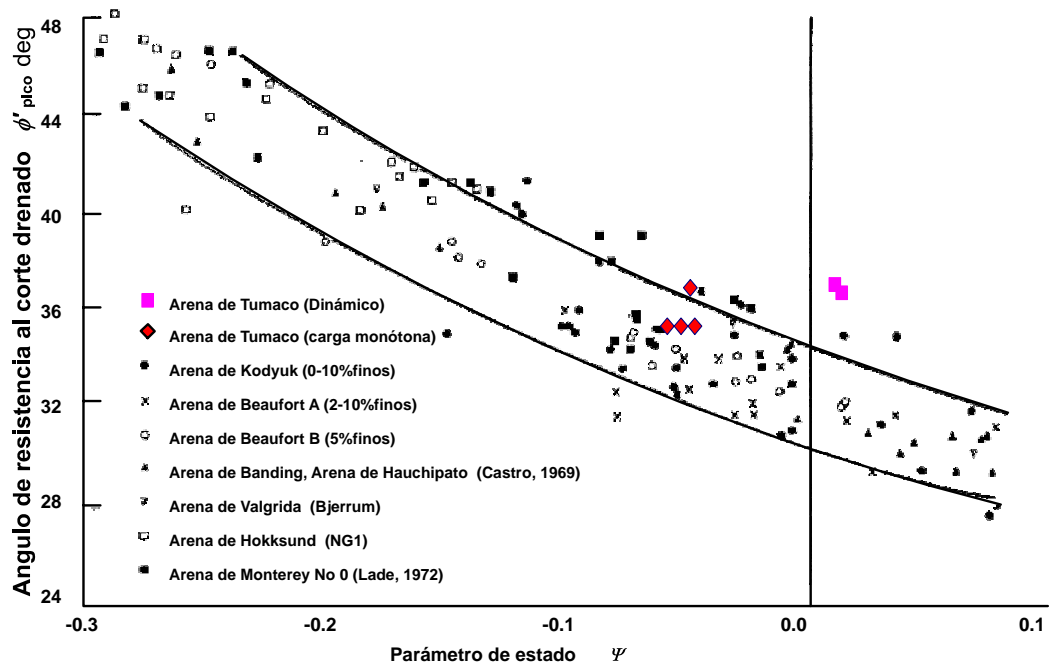


Figura 8.59: Ángulo de fricción drenado en función del parámetro de estado ( $\Psi$ ), para varias arenas incluyendo la de Tumaco, para los ensayos cíclicos y para los ensayos de carga monótona ([Been & Jefferies, 1985])

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  $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c} = 0.2$ , y de  $\psi = 0.011$  para  $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c} = 0.27$ .

Al dibujar el ángulo de fricción contra el parámetro de estado (Figura 8.59), se observa que en el caso dinámico, los valores obtenidos para la arena de Tumaco son ligeramente superiores a los reportados por Been, K. & Jefferies, M (1985).

Los anteriores resultados se acostumbra presentarlos como  $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$  versus  $N$  [Seed & Idriss, 1982], siendo  $N$  el número de ciclos requeridos para producir licuación. Los resultados obtenidos para la arena de Tumaco se ilustran en la Figura 8.63. Estos valores se han comparado con los resultados experimentales de otras partes del mundo, donde se observa que estas arenas siguen la tendencia reportada en la literatura. En dicha figura también se observa que la arena de Tumaco es ligeramente más resistente a la licuación que la arena de Sacramento y Cali, lo cual podría asociarse al efecto de la angulosidad ligeramente mayor, la cual limita el colapso de la estructura durante la inversión de las tensiones bajo la carga cíclica.

**ARENA DE TUMACO  
TX Calculados BARCELONA  
din1**

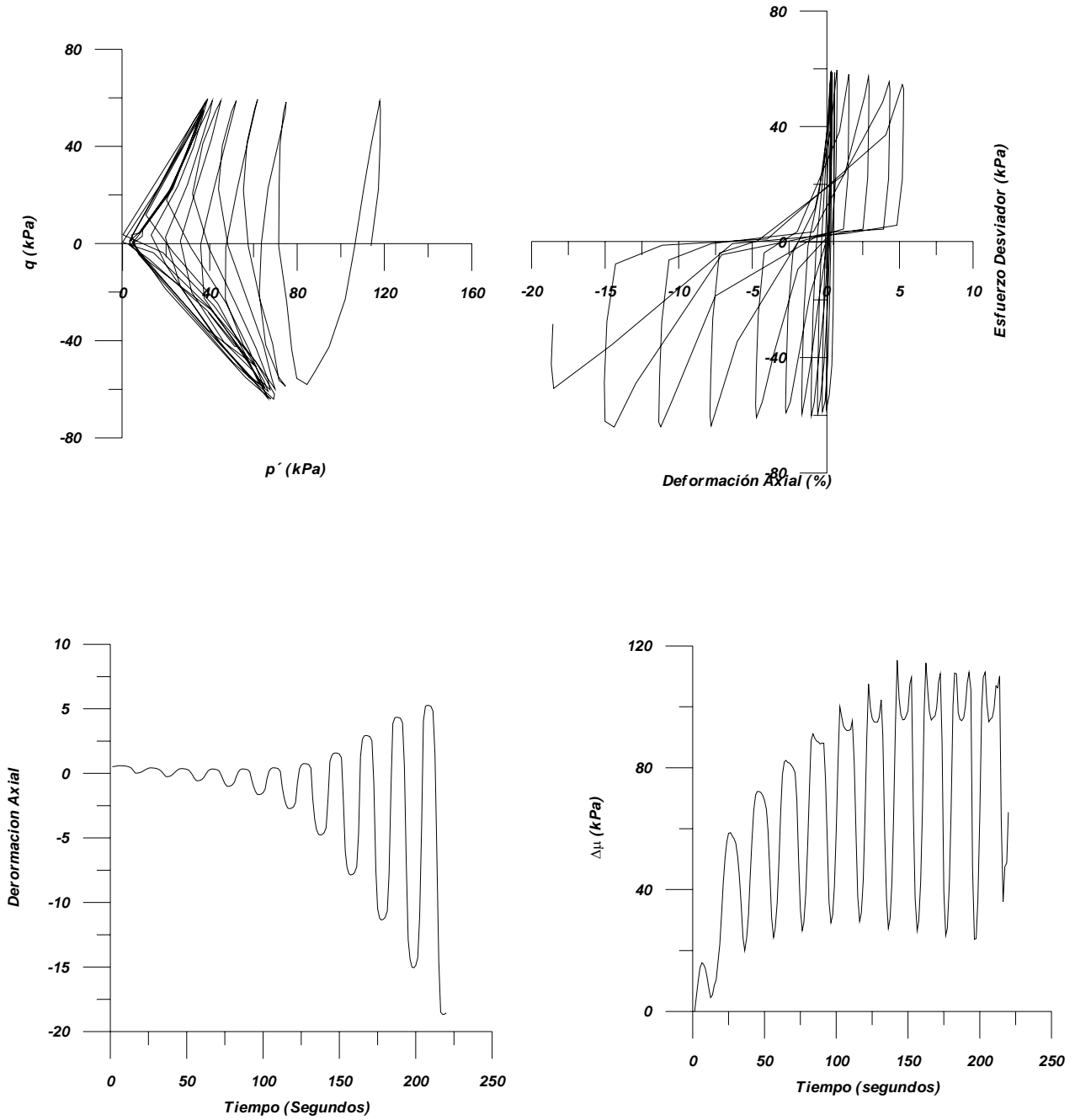


Figura 8.60: Triaxial cíclico -  $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c} = 0.3$ . Con  $\sigma_d = \sigma_v - \sigma_h$

**ARENA DE TUMACO  
TX Calculados BARCELONA  
din2**

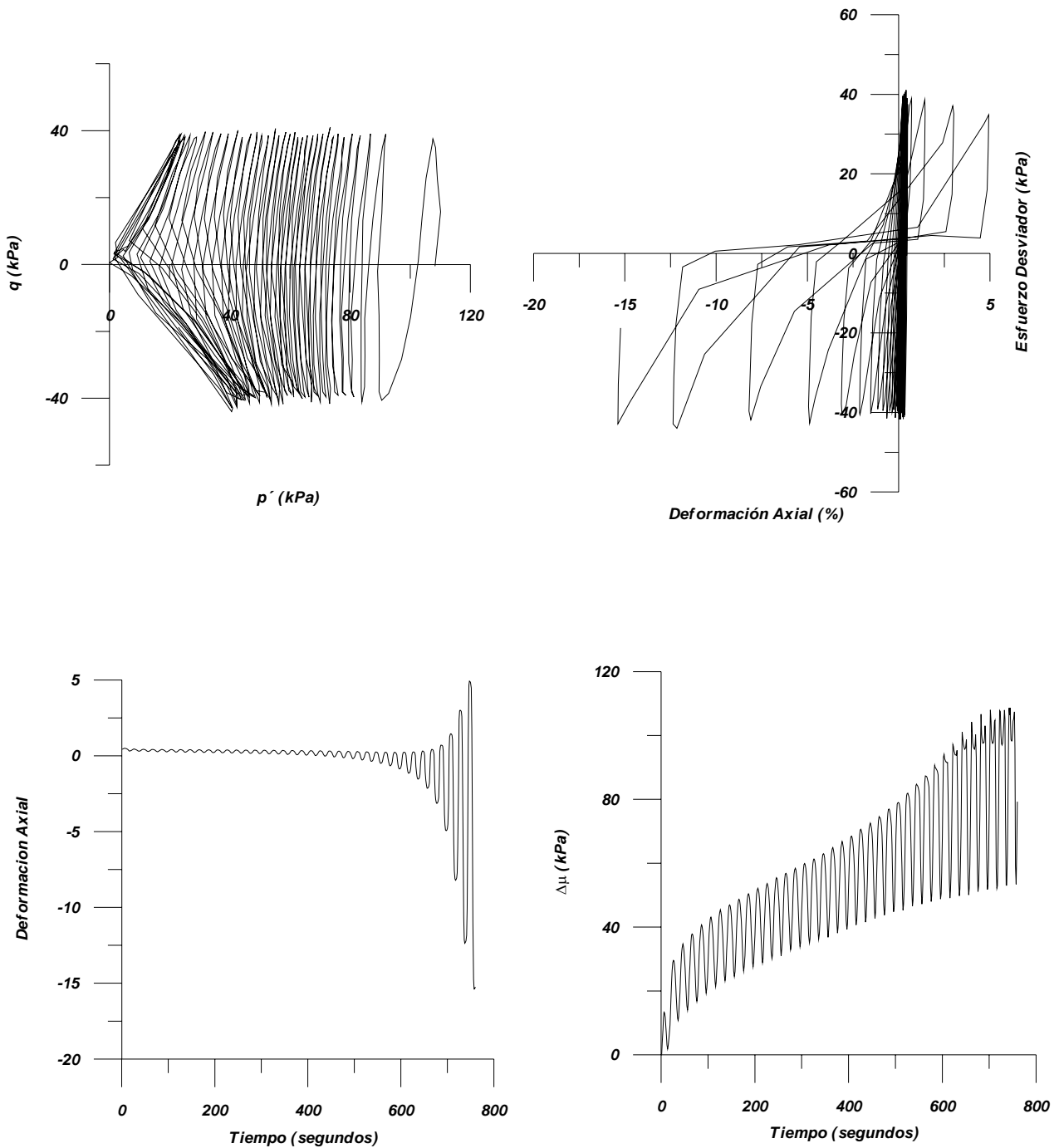


Figura 8.61: Triaxial cíclico -  $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c} = 0.2$ . Con  $\sigma_d = \sigma_v - \sigma_h$

**ARENA DE TUMACO  
TX Calculados BARCELONA  
din3**

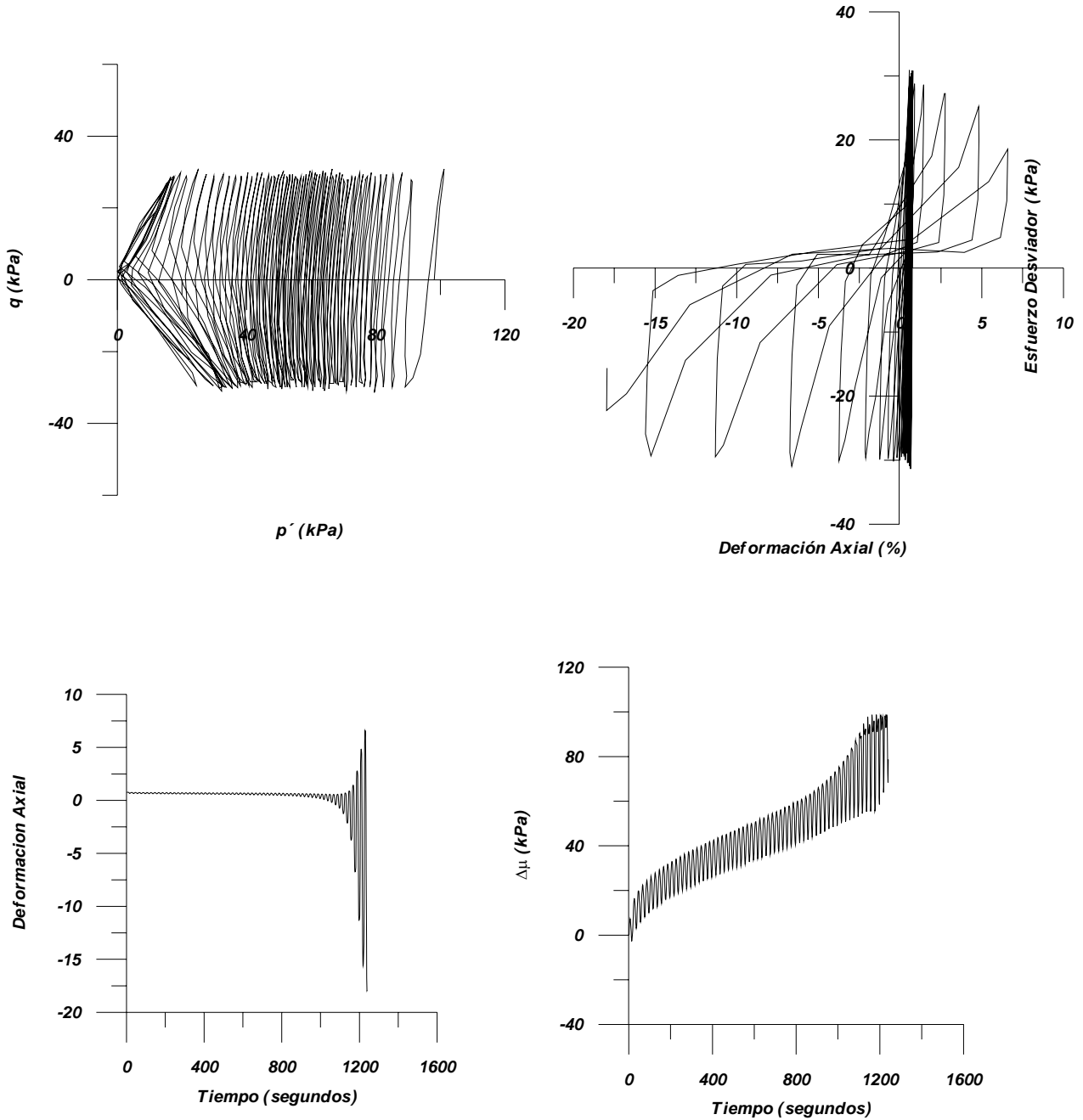


Figura 8.62: Triaxial cíclico -  $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c} = 0.1$ . Con  $\sigma_d = \sigma_v - \sigma_h$

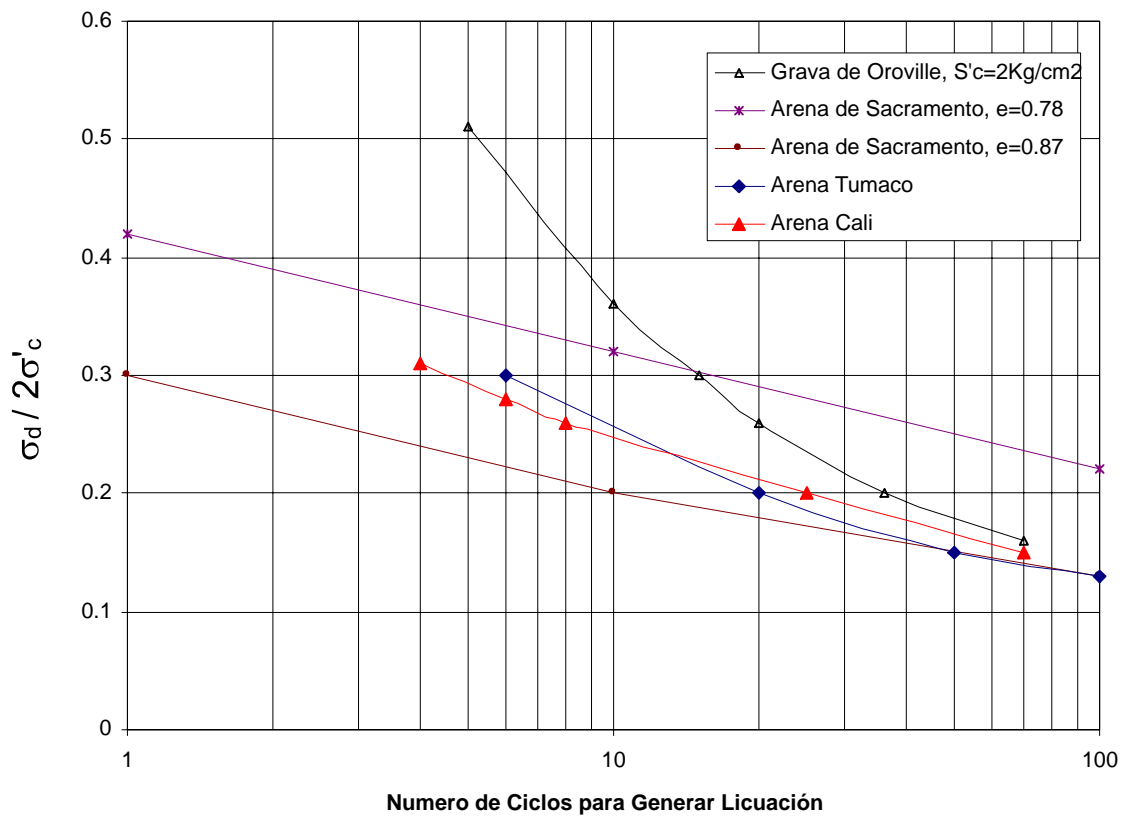


Figura 8.63: Esfuerzo desviador vs Número de ciclos

## 8.5 Perfil Geotécnico

En la figura 8.64 se ilustran los resultados obtenidos mediante la prueba SPT, CPTU y DMT. A partir de esta información y las pruebas de laboratorio se obtuvo el perfil geotécnico promedio, el cual será la base para el modelamiento numérico que se realizará en el capítulo 10. De las anteriores pruebas, es indudable que los resultados obtenidos con el CPTU y DMT son más confiables que los obtenidos mediante el SPT; Esto se comprobó durante la fase de campo, ya que se realizaron varias pruebas SPT en alrededores del sitio de interés y los resultados fueron diferentes. Finalmente es importante destacar que no fué posible utilizar todas las correlaciones propuestas por las diferentes técnicas de campo, ya que en algunos casos se obtenían datos incoherentes y en otros, se necesitaban una gran cantidad de parámetros para el uso de una correlación, lo cual no las hacía viables.

## 8.6 Conclusiones

- Se han estudiado las propiedades mecánicas básicas de la arena de Tumaco desde diferentes perspectivas, usando ensayos de campo diversos (SPT, DMT, CPTU) y ensayos de laboratorio. Los resultados de todos los métodos son consistentes, pero ponen de manifiesto la gran dificultad en caracterizar correctamente un depósito de arena.
- La arena de Tumaco presenta un ángulo de fricción en el pico que fluctúa entre  $35^\circ$  y  $35.7^\circ$ . Estos valores fueron obtenidos a partir de ensayos triaxiales no drenados y drenados respectivamente. Como dato curioso, se encontró que los anteriores valores correlacionan bastante bien con el obtenido mediante la expresión propuesta por Cho [Cho et al., 2002] ( $\phi = 36^\circ$ ).
- En la tabla 8.10 se ilustran los valores obtenidos a partir de las pruebas de laboratorio y las que se obtendrían mediante las correlaciones de Cho [Cho et al., 2002]

Método obtención	$e_{\max}$	$e_{\min}$	$V_s$ (m/s)	$\lambda$
Laboratorio	0.90	0.65	130-190	0.9
Cho [Cho et al., 2002]	1.06	0.67	155	0.88

Tabla 8.10: Comparación entre los parámetros obtenidos a partir de las correlaciones de Cho y los valores experimentales (laboratorio/campo)

- Como conclusión importante de los anteriores resultados, se podría utilizar la correlación propuesta por Cho [Cho et al., 2002], como una primera aproximación para tener órdenes de magnitud del ángulo de fricción de la arena.
- De las pruebas de campo ejecutadas es indudable que la más confiable es el CPTU, en segundo lugar el DMT y en tercer lugar el SPT. En general los parámetros obtenidos por el CPTU y DMT tienden a ser similares por lo que se optó por tomar valores promedio.



- El DMT tiende a sobre-estimar el coeficiente de presión de tierras en reposo, obteniéndose en general valores de  $K_0$  superiores a 1, para los suelos finos, lo cual es poco probable dado que son depósitos recientes, caracterizados por su baja resistencia (Turba). Por este motivo se le dio mayor peso a los valores obtenidos mediante el CPTU. Para el caso de suelos granulares se utilizaron las correlaciones del DMT, debido a que el CPTU no es aplicable hasta el momento en este tipo de material.
- En general, la clasificación del material obtenida a partir del CPTU y DMT, es bastante razonable, aunque existen tramos donde la clasificación obtenida por estos métodos no correspondía a la descripción de la exploración directa. Debido a lo anterior, es recomendable realizar al menos una perforación mecánica con la respectiva toma de muestras que permitan calibrar los resultados del CPTU y DMT.
- Los parámetros de resistencia en términos de tensiones efectivas fluctúan entre  $30^\circ$  y  $42^\circ$ , que parecen razonables frente a los  $36^\circ$ , obtenidos en pruebas de laboratorio. La diferencia puede deberse al contenido de finos de la arena, edad del depósito, estado inicial de tensiones, estructura de la muestra inalterada, etc.
- La arena de Tumaco se caracteriza 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 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 (1986) La dilatancia que caracteriza la arena de Tumaco en condición drenada, se manifiesta en pérdida de resistencia pasando ésta de la pico a la de volumen constante (ángulo de fricción en el pico de  $36^\circ$  a  $30^\circ$  en volumen constante).
- 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.
- 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  $35^\circ$ - $37^\circ$  versus un ángulo crítico de  $30^\circ$ ). 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 [Been & Jefferies, 1985].
- El parámetro o índice del estado de un suelo (Been, K. & Jefferies, M, 1985, Been, K. et al 1991, Ishihara, K. 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 la arena de Tumaco, se encontró que el comportamiento de estos materiales se encuentra dentro de los rangos planteados por los anteriores autores.

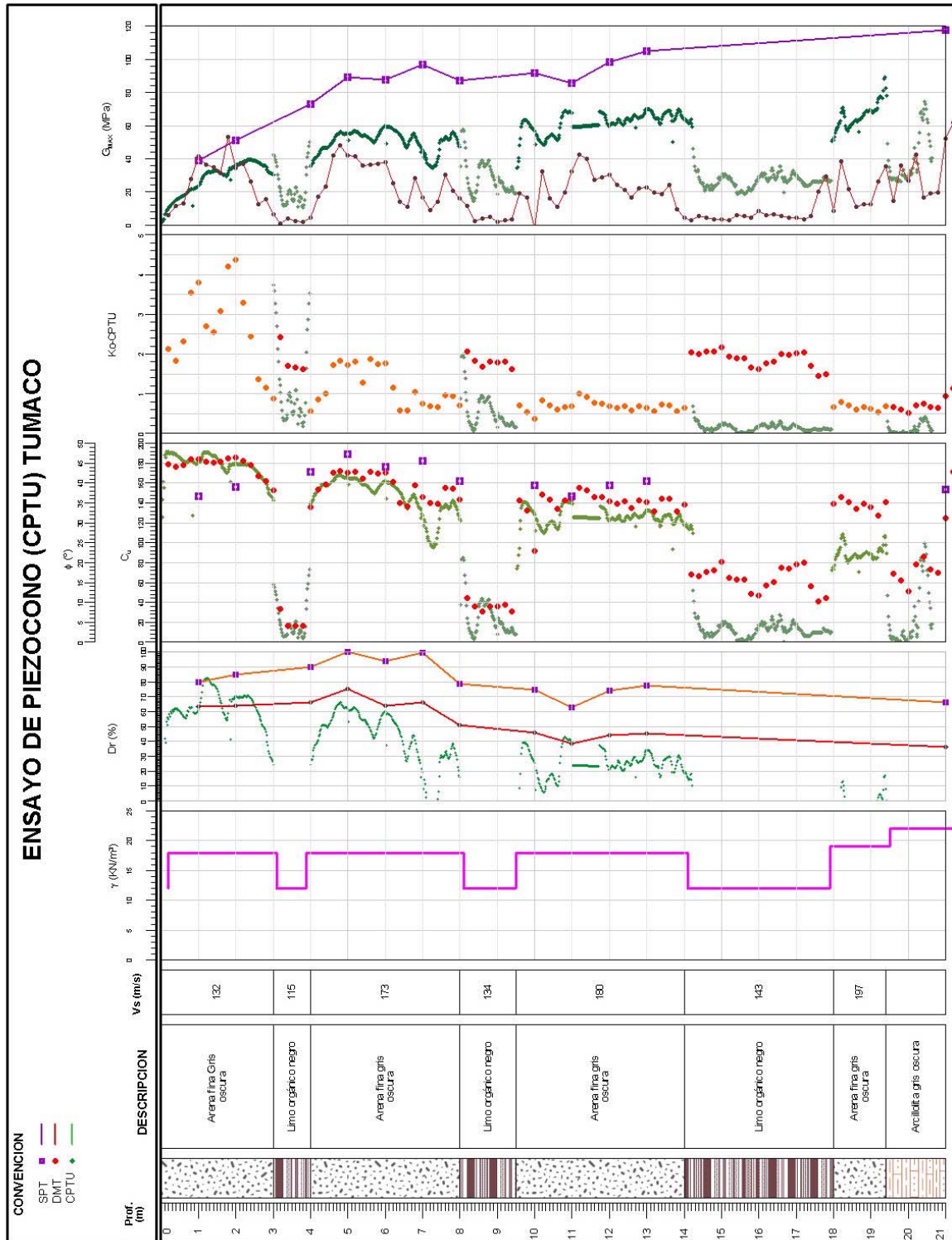


Figura 8.64: Parámetros obtenidos a partir de las diferentes pruebas de campo y ensayos de laboratorio

