

**COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE SUELOS SAPROLÍTICOS
PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS**

**POR:
PEDRO JOSÉ SALVÁ**

**TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO
DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA**

ASESORA: GLORIA ELENA ECHEVERRI RAMÍREZ

**ESCUELA DE INGENIERÍA
UNIVERSIDAD EAFIT
Medellín, Marzo de 2014**

CONTENIDO

LISTADO DE FIGURAS	iii
LISTADO DE TABLAS.....	vi
LISTADO DE SÍMBOLOS	x
RESUMEN	xi
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 GENERALIDADES	1
1.2 OBJETIVO	3
1.3 ALCANCE	4
2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	5
3. MARCO CONCEPTUAL.....	11
3.1 MODELO ELÁSTICO.....	15
3.2 OBTENCIÓN DE PARÁMETROS.....	18
3.2.1 A partir de geofísica	19
3.2.2 Ensayos triaxiales	23
3.2.3 Ensayos edométricos	24
3.2.4 Ensayo de Presurímetro de Menard (PMT)	24
3.2.5 Ensayo de placa de carga.....	30
3.2.6 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	30
3.2.7 Ensayo de Cono Estático (CPT)	32
3.2.8 Correlaciones empíricas.....	33
3.3 TEORÍA DEL MODELO HIPERBÓLICO.....	35
4. INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO	41
4.1 UBICACIÓN	41
4.2 GEOMORFOLOGÍA Y GEOLOGÍA	41
4.3 ENSAYOS DE CAMPO.....	43
4.4 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	52
5. MODELO DE COMPORTAMIENTO MECÁNICO	61
5.1 DESARROLLO DEL PROCEDIMIENTO	61
5.2 VERIFICACIÓN DEL MODELO.....	66
5.3 VERIFICACIÓN CON ENSAYOS DE PRESURÍMETRO	71

5.4 VERIFICACIÓN CON PRUEBAS DE GEOFÍSICA	72
5.3 RESUMEN DE RESULTADOS.....	73
5.4 PROCESO METODOLOGICO	74
6. CONCLUSIONES.....	76
BIBLIOGRAFÍA	77

LISTADO DE FIGURAS

Figura 3.1 - Obtención del módulo elástico secante y tangente para un nivel de esfuerzo del 50% del esfuerzo máximo de falla σ_f	16
Figura 3.2 - Curva idealizada esfuerzo-deformación, rigideces y factores de seguridad a pequeña y gran deformación. Fuente: Mayne et al (2001) fig.9-31, p9-82.....	19
Figura 3.3 - Degradación monotónica de los módulos en función de la resistencia movilizada. Fuente: Mayne (2007) fig.32-a, p.36.....	21
Figura 3.4 - Relación entre el módulo de corte inicial y el módulo edométrico para diferentes tipos de suelos. Fuente: Mayne (2007) fig.33-b, p.37.....	22
Figura 3.5 - Obtención del módulo secante 50 del ensayo de compresión triaxial	23
Figura 3.6 - Obtención de la relación de Poisson en ensayo de compresión triaxial drenado.....	23
Figura 3.7 - Obtención del módulo edométrico.....	24
Figura 3.8 - Esquema presurímetro de Menard.....	25
Figura 3.9 - Interpretación de las fases esfuerzo-deformación en el ensayo de presurímetro de Menard.....	26
Figura 3.10 - Geometría cavidad en el ensayo de presurímetro.....	27
Figura 3.11 - Rigidez vs relación de carga para arenas. Fuente: Stroud (1989) en Potts y Zdravkovic (2001) p27.	31
Figura 3.12 - Relación para el módulo edométrico en esfuerzos efectivos en función de la resistencia neta del cono. Fuente: NCHRP (2007) fig.33-a, p37.	32
Figura 3.13 - Valores de la constante m y exponente j en función de la relación de vacíos inicial, adaptado de Shanz.....	35
Figura 3.14 - Ajuste lineal de la ecuación hiperbólica en un ensayo triaxial.....	36
Figura 3.15 - Ajuste de los datos del ensayo a la curva hiperbólica.....	37
Figura 4.1 - Zona de Estudio.....	41
Figura 4.2 - Mapa geológico sector oriental de Medellín, detalle zona de estudio. Fuente INGEOMINAS (2005).....	42

Figura 4.3 - Ubicación exploración de campo	44
Figura 4.4 - Perfil Sur resistencia a la penetración estándar	45
Figura 4.5 - Perfil Norte resistencias a la penetración estándar	46
Figura 4.6 - Velocidad de ondas de corte con la profundidad	47
Figura 4.7 - Comparación entre velocidades de ondas de corte y número de golpes del ensayo de penetración estándar	48
Figura 4.8 - Curva corregida presurímetros a 28 m, izquierda, y 29 m derecha	49
Figura 4.9 - Presurímetro A, izquierda 28 m, derecha 29 m, obtención de parámetros elásticos.....	49
Figura 4.10 - Presurímetro B, izquierda 28 m, derecha 29 m, obtención de parámetros elásticos.....	50
Figura 4.11 - Presurímetro C, izquierda 28 m, derecha 29 m, obtención de parámetros elásticos.....	50
Figura 4.12 - Resultados de parámetros físicos básicos del perfil de suelos.....	53
Figura 4.13 - Perfil exploración del subsuelo: N_{60} , V_s , q_u , y contenidos de arena, finos y arcilla	54
Figura 4.14 - Curvas esfuerzo-deformación presiones de poros-deformación de los ensayos triaxiales para diferentes niveles de confinamiento	56
Figura 4.15 - Trayectorias de esfuerzos efectivos y envolvente de falla.....	57
Figura 4.16 - Trayectorias de esfuerzos totales y envolvente de falla	58
Figura 4.17 - Ensayos de compresión inconfiada	59
Figura 4.18 - Envolvente de falla lineal, ensayo de corte directo 27.2 m	59
Figura 4.19 - Ensayos de corte directo a 27.2 m	60
Figura 5.1 - Ajuste curva modelo hiperbólico, presión de cámara 50 kPa	62
Figura 5.2 - Ajuste curva modelo hiperbólico, presión de cámara 100 kPa	63
Figura 5.3 - Ajuste curva modelo hiperbólico, presión de cámara 200 kPa	63
Figura 5.4 - Ajuste curva modelo hiperbólico, presión de cámara 300 kPa	64
Figura 5.5 - Ajuste curva modelo hiperbólico, presión de cámara 400 kPa	64
Figura 5.6 - Ajuste curva modelo hiperbólico, presión de cámara 500 kPa	65

Figura 5.7 - Comparación curva del modelo y experimental (presión de cámara 50 kPa)	68
Figura 5.8 - Comparación curva del modelo y experimental (presión de cámara 100 kPa)	69
Figura 5.9 - Comparación curva del modelo y experimental (presión de cámara 200 kPa)	69
Figura 5.10 - Comparación curva del modelo y experimental (presión de cámara 300 kPa)	70
Figura 5.11 - Comparación curva del modelo y experimental (presión de cámara 400 kPa)	70
Figura 5.12 - Comparación curva del modelo y experimental (presión de cámara 500 kPa)	71

LISTADO DE TABLAS

Tabla 3.1 - Intervalos de valores del módulo del presurímetro y presión límite, Gambin y Rousseau (1988)	29
Tabla 3.2 - Módulos secante en función del ensayo de penetración estándar y ensayo de cono estático. Fuente: Bowles (1988)	31
Tabla 3.3- Valores conservadores para diferentes tipos de suelos de la constante m y exponente j de la expresión de Janbu.....	34
Tabla 4.1 - Evaluación de la relación de esfuerzos al reposo, K_0 a partir del presurímetro.....	51
Tabla 4.2 - Evaluación de los módulos a partir de ensayos de presurímetro.....	51
Tabla 4.3 - Parámetros convencionales obtenidos del presurímetro de Menard ...	52
Tabla 4.4 - Características físicas de los suelos con ensayos de laboratorio	55
Tabla 5.1 - Módulos tangente inicial para diferentes niveles de confinamiento efectivo	65
Tabla 5.2 - Constantes del modelo hiperbólico para el suelo residual a 27 m	66
Tabla 5.3 - Obtención de parámetros locales a partir del modelo.....	67
Tabla 5.4 - Verificación del modelo frente a ensayos de presurímetro	72
Tabla 5.5 - Resumen comparación de resultados.....	74

LISTADO DE SÍMBOLOS

α	Coeficiente método alfa, cálculo de capacidad por fuste en pilotes
β	Coeficiente método beta, cálculo de capacidad por fuste en pilotes
E	Módulo de Young
ε	Deformación unitaria
ε_a	Deformación unitaria axial
ε_c	Deformación unitaria de la cavidad
ε_r	Deformación unitaria radial
ε_{vol}	Deformación unitaria volumétrica
ε_y	Deformación unitaria vertical
ϕ	Ángulo de fricción de la ecuación de falla Mohr-Coulomb
γ	Peso unitario del suelo
γ_d	Peso unitario seco de suelo
γ_t	Peso unitario total de suelo
ν	Relación de Poisson
ν_s	Relación de Poisson del suelo
σ	Esfuerzo
σ_3	Esfuerzo principal menor, esfuerzo de cámara en ensayo triaxial
σ_f	Esfuerzo de falla
σ'_v	Esfuerzo vertical efectivo
σ'_{vo}	Esfuerzo vertical efectivo en la punta del cono estático
σ'_x	Esfuerzo horizontal efectivo
σ_y	Esfuerzo vertical, ensayo edométrico
σ'_y	Esfuerzo vertical efectivo
τ	Esfuerzo cortante actuante
τ_{max}	Esfuerzo cortante máximo
a	Pendiente de la curva de ajuste hiperbólico
B	Diámetro de la placa de carga
b	Intercepto de la curva de ajuste hiperbólico
c	Cohesión, intercepto de la envolvente de falla Mohr-Coulomb
CPT	Ensayo de cono estático Holandés
D	Módulo edométrico
DMT	Ensayo de dilatómetro Marchetti
Do	Módulo edométrico máximo, obtenido a baja deformación
Dr	Densidad relativa

E	Módulo de Young
E'	Módulo elástico drenado
E_{DMT}	Módulo elástico obtenido con dilatómetro de Marchetti
E_e	Módulo edométrico
E_i	Módulo elástico inicial
E_{MAX}	Módulo elástico máximo
E_o	Módulo de Young a baja deformación
E_{PM}	Módulo elástico obtenido en el presurímetro de Menard
E_{PMT}	Módulo elástico obtenido con presurímetro
E_s	Módulo elástico secante
E_t	Módulo elástico tangente
e	Relación de vacíos
e_0	Relación de vacíos inicial
f	Constante de calibración
F_s	Factor de seguridad
f_{uf}	Resistencia al corte unitaria en el fuste de un pilote
G	Módulo de cortante
g	Exponente de calibración
G_o	Módulo de cortante máximo, obtenido a baja deformación
G_s	Módulo de cortante secante
G_s	Gravedad específica del suelo
h	Altura
IP	índice plástico
j	Exponente de la ecuación de Janbú
K	Coeficiente de empuje horizontal en pilotes
K	Módulo volumétrico
K	Constante del modelo hiperbólico
K_o	Coeficiente de empuje de tierras al reposo
LL	Límite líquido
LP	Límite plástico
m	Número modular en la ecuación de Janbú
N	Número de golpes en el ensayo de penetración estándar
n	Porosidad
n	Exponente del modelo hiperbólico
$N_{I_{60}}$	Número de golpes del SPT corregido por energía al 60% y confinamiento
N_{60}	Número de golpes en el SPT corregido a una energía del 60%

p	Presión
p'_o	Esfuerzo efectivo medio
p_a	Presión atmosférica
p_f	Presión de fluencia
p_L	Presión límite obtenida en presurímetro
p_L^*	Presión límite neta obtenida con el presurímetro de Menard
PMT	Ensayo de presurímetro de Menard
p_o	Presión equivalente al empuje de reposo
p_{ref}	Presión de referencia, normalmente 100kPa
PT#200	Pasante del tamiz número 200, determina el porcentaje de finos
PT#4	Pasante del tamiz número 4
q	Esfuerzo de compresión actuante
q_a	Esfuerzo asintótico teórico de la curva hiperbólica
q_c	Resistencia en la punta en el ensayo de cono estático holandés
q_f	Esfuerzo de falla
q_{max}	Resistencia de compresión máxima
q_t	Resistencia de punta en el ensayo de cono estático
Qu	Carga última de un pilote
q_u	Resistencia en el ensayo de compresión inconfiada
Qub	Carga última en la base de un pilote
Quf	Carga última en el fuste de un pilote
q_{ult}	Resistencia última de compresión
r	Radio
R_f	Relación entre esfuerzo asintótico y esfuerzo de falla en modelo hiperbólico
r_o	Radio inicial
s	Asentamiento
σ_f	Esfuerzo de falla
SPT	Ensayo de penetración estándar
s_{uv}	Resistencia al corte no drenada, ensayo de veleta
u	Presión de poros
V_C	Volumen de la celda del presurímetro de Menard
V_f	Volumen para la fluencia
V_L	Volumen límite de falla
V_o	Volumen inicial

V_p	Velocidad de propagación en un medio de las ondas de compresión
V_s	Velocidad de propagación en un medio de las ondas de corte
VST	Ensayo de corte con veleta
W	Peso del pilote
w	Humedad natural

RESUMEN

Las crecientes exigencias en términos de cargas sobre las cimentaciones en los nuevos proyectos de construcción en el área metropolitana de la ciudad de Medellín, no permiten seguir utilizando las cimentaciones sustentadas en experiencias anteriores, definidas por criterios fundamentalmente empíricos.

Con el fin de atender las nuevas exigencias, en este trabajo se desarrolla una metodología para establecer un modelo de comportamiento mecánico para los materiales de transición de suelos residuales de anfibolitas, que permita comparar y validar, en igualdad de esfuerzos, los parámetros de diseño de cimentaciones profundas obtenidos por varias metodologías.

Los suelos de cimentación, objeto de este trabajo, pertenecen a la transición entre los horizontes IV y III de meteorización de Dearman, caracterizados por su heterogeneidad y presencia de bloques, situación que dificulta la obtención de muestras representativas para ensayos de laboratorio, y se requieren diferentes metodologías para establecer los parámetros de estos suelos como material de cimentación.

Se realizaron ensayos de campo y laboratorio. La investigación de campo consistió en seis perforaciones con ensayos de penetración estándar, un pozo de muestreo, seis pruebas con presurímetro pre-perforado tipo Menard y cuatro líneas de geofísica con interpretación del perfil de ondas de corte mediante ondas de superficie. Las pruebas de laboratorio consistieron en identificación física básica a todo el perfil, con ensayos de granulometrías, pesos unitarios, humedad e índices de consistencia; y en el horizonte de meteorización objeto del estudio, ensayos triaxiales tipo CU con medición de presión de poros, corte directo y compresión no confinada.

Palabras claves: cimentaciones, métodos de exploración de campo, modelo hiperbólico, suelos residuales, saprolitos.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

El crecimiento poblacional en los últimos años del área metropolitana de Medellín ha dado lugar a una fuerte demanda de vivienda, que cada vez exige construcciones de mayor altura y solicitudes más significativas sobre los suelos de apoyo. En este desarrollo se han ido conquistando nuevos ambientes geológicos, inicialmente los depósitos aluviales de las zonas planas, para luego extenderse sobre los flujos de ladera consolidados y sobre los suelos residuales y saprolíticos de las zonas más altas de la laderas.

La construcción a finales del siglo pasado se realizó en la ladera intermedia del barrio El Poblado, donde predominan los flujos de ladera consolidados del Neógeno, con materiales firmes a profundidades relativamente moderadas, entre 12 y 18 m bajo la superficie. La existencia de una abundante mano de obra para la excavación de pozos, hicieron popular la solución de cimentación en pozos excavados manualmente, con ensanches en la base y vaciados *in situ*, método que ha dominado prácticamente los sistemas de cimentación en los últimos 25 años, por su costo competitivo y una limitada existencia en el medio constructivo de equipos mecánicos para la excavación de cimentaciones.

Este sistema de construcción de cimentaciones, de poco uso en otras partes de mundo, tiene débiles fundamentos teóricos debido a su escaso tratamiento en la literatura técnica, y han sido más bien las experiencias de casos favorables de comportamientos anteriores las que han validado las presiones empleadas en la definición de los diámetros de ensanches, solución en la cual se incrementó progresivamente con el tiempo, desde los primeros valores adoptados empíricamente, cercanos a 400 kPa (Edificio Bolívar) en los años setentas de pasado siglo, hasta los intervalos actuales entre 1000 y 1500 kPa.

Para los nuevos proyectos de edificios con las capacidades empleadas en los sistemas tradicionales de cimentación, de más de 20 niveles y que llegan hasta 40 pisos en la actualidad, y con cargas por columna que alcanzan valores entre 15 y 20 MN, dan origen a diámetros de campana ya difícilmente construibles por razones de seguridad, toda vez que para las presiones dictadas por la experiencia, dan lugar a diámetros que varían entre 3.5 y hasta cerca de 5 m.

El mayor problema para una valoración racional de la capacidad de carga en estos materiales residuales de cimentación, ha sido la dificultad en su muestreo, debido a la presencia de bloques en la masa del material de apoyo, que han limitado la obtención de muestras representativas para ensayos de laboratorio. Por otro lado, los métodos de exploración con perforaciones y ensayos de penetración estándar, alcanzan valores muy altos, calificados como “rechazos”, donde son escasas las recuperaciones de muestras, particularmente porque predominan suelos arenosos con fragmentos de roca parcialmente descompuesta, y consecuentemente, existen pocos elementos para una evaluación racional de esos materiales para efectos de cimentación.

Por otro lado, el tamaño de las cimentaciones y magnitudes de carga, hace poco viable adelantar ensayos de carga que permitan establecer límites de capacidad; es así que la presión de contacto se ha verificado tradicionalmente con el control de los asentamientos de edificios ya construidos, aprovechando esas experiencias para un tímido incremento histórico en las presiones de contacto adoptadas en las cimentaciones.

Estos suelos con aparentes altas resistencias, presentan serias dificultades para excavar con equipos mecánicos y pobres rendimientos en excavaciones manuales, situación que limita la profundidad de las cimentaciones a estos niveles.

Con el fin de contribuir a una evaluación más racional de las cimentaciones se ha seleccionado un caso de suelos saprolíticos en el cual se tienen intereses profesionales. A partir de los modelos geológicos y una exploración de campo

consistente en geofísica de superficie, ensayos de penetración estándar y presurímetro de Menard, pruebas de laboratorio típicas de caracterización física básica y ensayos de compresión triaxial, corte directo y compresión inconfiada se propone una metodología que permita determinar el comportamiento mecánico del suelo de cimentación, para su empleo en evaluaciones de fundaciones profundas para cargas significativas, con presiones de contacto superiores a los 1000 kPa.

La comparación entre parámetros obtenidos por diferentes procedimientos, sobre la base de un modelo de comportamiento mecánico, aporta un marco uniforme donde establecer intervalos de valores más confiables para el diseño de las cimentaciones, en particular, considerando que existen limitaciones en el empleo de caracterizaciones soportadas en ensayos de laboratorio, y no siempre es posible la obtención de muestras suficientemente representativas para obtener los parámetros necesarios.

Este trabajo se inicia con la revisión del estado del conocimiento en el capítulo 2, seguido por el capítulo 3 con un marco conceptual referente al análisis de cimentaciones profundas y la obtención de los parámetros elásticos necesarios para la verificación de los asentamientos; se incluye la teoría del modelo hiperbólico que es aplicado en la obtención de los módulos elásticos. En el capítulo 4 se detalla sobre la exploración realizada, y se determinan los parámetros típicos en cada procedimiento. En el capítulo 5, se propone una metodología para comparar en términos similares de esfuerzos, los resultados de los módulos elásticos obtenidos por los diferentes procedimientos. Se concluye en el capítulo 6 con las posibilidades de esta metodología.

1.2 OBJETIVO

Definir una metodología para evaluar el comportamiento mecánico de materiales residuales de anfíbolita orientados al análisis de cimentaciones profundas con alta capacidad de carga.

1.3 ALCANCE

Los resultados obtenidos por diferentes metodologías de exploración busca la obtención de un modelo de comportamiento mecánico que permita adelantar análisis de cimentación profunda en los suelos residuales de anfibolita de la ladera oriental del Valle de Aburrá, Medellín. La generalización de este procedimiento a otros suelos saprolíticos de diferentes génesis debe ajustar los parámetros de acuerdo con su historia geológica.

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Con anterioridad al inicio formal de la geotecnia, considerada a partir de 1936, fecha de la primera conferencia de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, existían una serie de conceptos orientados a la resolución de empujes de tierra, resistencia al corte, teoría elástica y funcionamiento de pilotes hincados. En general todas las cimentaciones eran del tipo superficial, y en suelos blandos se empleaban pilotes de madera hincados.

Robert Hooke (1676), a partir de experimentos con resortes, enunció la relación lineal entre las fuerzas y deformaciones, y dio lugar al fundamento de la teoría de la elasticidad. Luego Coulomb (1776), encontró la superficie de falla en el suelo detrás de un muro, aplicando la resistencia al cortante, conceptos que simplificó más tarde Rankine (1840). Un ingeniero alemán, Otto Mohr (1871) desarrolló el concepto del círculo de esfuerzos que lleva su nombre, que conjuntamente con la aplicación de la resistencia sobre un plano, dio origen a la clásica envolvente de falla. Por el mismo período, Boussinesq (1885) estableció la relación de esfuerzos en la masa de un suelo elástico, isótropo y semi-infinito debido a una carga concentrada ubicada en la superficie.

Sin embargo, aunque muchos de los fundamentos llegaron desde Francia, se considera Suecia como el sitio natal de la geotecnia, donde por primera vez se encontraron soluciones racionales en el entendimiento de las propiedades de los suelos y tipos de ensayos (Pettersson, 1955; Bjerrum y Flodin, 1960; Flodin y Broms, 1981). Fue Atterberg (1913) quien inició un sistema de clasificación de suelos, y luego estableció los límites de consistencia.

La falla del muelle de Stigberg, en Gothenburgo, acaecida en marzo de 1916, originó el estudio y diagnóstico de un grupo de ingenieros suecos que

evidenciaron la existencia de una falla circular, que luego se convirtió en el inicio de los métodos suecos de estabilidad de taludes, Fellenius (1918).

En los primeros años del siglo 20 existieron varios investigadores, que trabajaron en diferentes países en la creación de ensayos de laboratorio y teorías, que luego hicieron parte del fundamento de la mecánica de suelos. Von Karawan (1911) desarrolló el equipo triaxial y Bell (1915) fue el pionero en emplear datos de un ensayo de cortes en arcillas.

En 1926, según Goodman (1998) Terzaghi desarrolló el ensayo de penetración estándar, a la vez que trabajó sobre varios tipos de ensayos, en particular el edométrico, del cual se considera su creador, en investigaciones orientadas a la permeabilidad, y no en realidad, hacia el cálculo de los asentamientos. Terzaghi no conocía la existencia del equipo triaxial y desarrolló la teoría de la consolidación considerando su ensayo edométrico unidimensional, trabajo que publicó con la ecuación diferencial en 1923, Chrimes (2008).

Para la primera conferencia de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Fundaciones realizada en la Universidad de Harvard en 1936 y convocada por Casagrande, la mayoría de los investigadores estaban enfocados en el desarrollo de teorías sobre la capacidad de carga. El entendimiento de los mecanismos de falla en cimentaciones superficiales permitió a uno de sus principales gestores, Karl Terzaghi, en el Instituto de Ingenieros Civiles de Londres, cerrar su conferencia con la frase..."Desde hoy, las fallas en cimentaciones dejaron ser obra de Dios"...Terzaghi (1939).

La ecuación fundamental de la mecánica de suelos de los esfuerzos efectivos publicada en el *Erdbaumechanik* de Terzaghi (1923) ya había sido descubierta por Fillunger en 1913, y eso dio lugar a serias disputas entre ellos, situación que terminó con el suicidio de Fillunger.

Varios aspectos de la práctica fueron enunciados en el libro Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica de Terzaghi y Peck, (1948), y en el mismo año, se inició la publicación de la Geotechnic, en Gran Bretaña, que es una de las publicaciones periódicas de más peso en la actualización de las teorías en la geotecnia.

El advenimiento de los computadores hacia finales de siglo pasado, dio origen a una serie de trabajos y publicaciones orientadas a las soluciones de interacción suelo-estructura con el empleo de computadores, con métodos iterativos, como el caso de Bowles (1988) quien adoptó soluciones para vigas sobre fundación elástica, mientras que Zeevaert (1972, 1980) empleaba las matrices de flexibilidad para solución de asentamientos en depósitos estratificados, pilotes a fuerzas horizontales y sísmicas, con soluciones de Boussinesq, Midlin y Frolich para los esfuerzos, dependiendo del caso. También Poulos y Davis (1974, 1980) trabajaron en soluciones elásticas paramétricas para cimentaciones superficiales y luego profundas.

Por esta época también se evidenció que los suelos típicos tratados en la literatura hasta el momento, como las arcillas y las arenas, dejaban sin fundamento muchos suelos intermedios, y de orígenes diferentes a los sedimentarios. En particular el comportamiento de los suelos derivados de rocas, o suelos residuales. En 1981 se creó el comité de suelos tropicales de la ISSMFE, TC-25, y en 1985 se realizó la primera conferencia sobre geomecánica de las lateritas tropicales y suelos saprolíticos en Brasil.

Los estudios evidenciaron de que se trataba de suelos parcialmente saturados y que los modelos tradicionales de suelos saturados no explicaban la estabilidad de taludes en áreas tropicales. Fredlund y Rahardjo (1993).

Los conceptos de esfuerzos de confinamiento asociados a los suelos transportados quedaron sin efecto en los suelos derivados de rocas a la vez que existía un gran fortalecimiento de la teoría del estado crítico (Roscoe y Burland, 1968), (Schofield y Wroth (1968).

La práctica profesional se extendió con exploraciones soportada exclusivamente en la penetración estándar, de gran dispersión en los resultados, y algunos tímidos muestreos para ensayos de laboratorio, fundamentalmente con compresiones confinadas para los suelos arcillosos, que permitieran definir la resistencia al corte no drenada y abundantes correlaciones para los demás parámetros.

Como contrapartida a las evidentes limitaciones del SPT, se desarrolló el cono estático, en Holanda (CPT), el presurímetro de Menard (PMT) en Francia y el dilatómetro de Marchetti (DMT) en Italia, cada uno evolucionando en el tiempo, desde los equipos mecánicos en sus inicios, hasta los electrónicos, de registro continuo, con sensores adicionales de presión de poros y para el registro de velocidades de ondas de corte, a modo de ensayos de down-hole, como el SCPTu, *seismic cone penetration test*, o el SDMT, *seismic dilatometer test*, o el presurímetro autopropulsado.

Hacia finales del siglo 20, con la implementación de los métodos numéricos se requirió de modelos de comportamiento para su aplicación. Los programas comerciales de elementos finitos (Zienkiewicz (1971), Christian y Dessai, Potts y Zandrovick) y diferencias finitas (Cundall, 1993) se iniciaron con los modelos más elementales: elástico, elato-plástico perfecto y con elasticidad lineal y variable, con los modelos de Drucker y Prager. En versiones más recientes los modelos se han ampliado a modelos del estado crítico, y hasta los llamados avanzados que tienen en cuenta plasticidad con diferentes superficies de plastificación que cambian de acuerdo con la historia de esfuerzos (Modelos de endurecimiento) y de baja deformación (HS small).

La facilidad en el manejo de estos programas desarrolló un gran potencial de solución sin una comprensión cabal de los parámetros y limitaciones de cada modelo y método numérico, y recientemente se han realizado una serie de casos de prueba (*beckmarks*) en los cuales se propone un caso de diseño y luego se comparan las predicciones con los resultados medidos. Se ha observado que aun

trabajando con los mismos programas, y aún datos similares, diferentes diseñadores predicen comportamientos muy diferentes. En Europa se han publicado guías para mejorar en este sentido (Potts et al, 2002).

En las últimas décadas también se observó un gran avance de los métodos de geofísica en la geotecnia (Stockoe et al ,2004; Stokoe y Santamarina, 2000), con el desarrollo de métodos teóricos en el campo de transmisión de ondas y las posibilidades de la electrónica y equipos computacionales. La rapidez y mejora en la interpretación de los resultados han catapultado estas metodologías como una más dentro de la exploración del subsuelo, principalmente las no invasivas que a partir de las velocidades de ondas de corte, permiten definir módulos a muy baja deformación, sin generar alteración en la masa del subsuelo.

La obtención de modelos ha sido tradicionalmente a partir de comportamientos medidos en el laboratorio, sin embargo, en los suelos residuales saprolíticos, con dificultades en la obtención de muestras representativas, la caracterización se han orientado últimamente hacia los ensayos de campo, por ejemplo las propuestas de Da Cunha (1996), Schnaid et al (2000), Cruz et al, (2013) a partir del presurímetro; Mayne et al (1993) a partir de dilatómetro, y la geofísica, Mayne et al, (2000), Mayne (2001) o a partir de varias metodologías, como Da Fonseca et al (2003, 2004, 2006).

En la conferencia internacional de la ISSMSGGE realizada en Egipto en el 2009, el informe del estado del arte en la caracterización de los geomateriales (Mayne et al, 2009) se indica que el empleo combinado de diferentes métodos de campo y laboratorio, apoyados por la geofísica, y la calibración de estos resultados bajo un marco teórico común, por ejemplo con el uso de la teoría del estado crítico.

En suelos arcillosos se elaboran modelos a partir de ensayos de laboratorio, principalmente triaxiales, aunque también se utilizan otros ensayos. Con el marco teórico del estado crítico, se estudian modelos simplificados de los diferentes ensayos, por ejemplo aplicando la teoría de la cavidad infinita para dilatómetros,

presurímetros y conos, y se simulan los ensayos de campo para obtener los parámetros que ajustan los resultados del modelo. En el caso de arenas, se trabajan con cámaras de calibración de gran diámetro en arenas reconstituidas a la densidad de los materiales de campo, donde se insertan los equipos en forma controlada, y se hacen comparaciones con ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas tomadas por congelación.

También se trabaja en los modelos de degradación de los módulos partiendo de las velocidades medidas tanto en campo como laboratorio, con *bender elements* instalados directamente sobre las muestras en diferentes tipos de prueba, donde se hace una medición continua del cambio de rigidez del material a medida que se avanza en las deformaciones. Las posibilidades de los dispositivos de exploración de campo que combinan la medición de las ondas de corte y medición de deformaciones, como es el caso del SDMT, permiten la obtención de dos puntos de la curva de degradación en un proceso rápido y de baja alteración del terreno.

En las conferencias internacionales de caracterización de la ISSMSGE (ISC), hasta el momento cuatro, han motivado la creación de centros de experimentación dentro de un sitio controlado, donde se comparan diferentes resultados de campo y laboratorio para una condición de suelo claramente conocida. Se realizan ensayos de carga de diferentes tipos de cimentaciones: zapatas y pilotes, y se evalúan los métodos de cálculo y predicción de comportamientos. Estos sitios experimentales se han erigido por todo el mundo (65 para el año 2009), mostrando resultados en diferentes tipos de formaciones, por ejemplo suelos residuales de Porto, en Portugal (Da Fonseca et al, 2006) o suelos residuales de neiss en Opelika, AL, en Estados Unidos (Mayne et al, 2003). Brasil también dispone de once campos de experimentación en todo el país (Cavalcante et al, 2007 en Coutinho y Schnaid, 2010).

3. MARCO CONCEPTUAL

El análisis racional de una cimentación profunda está fundamentado en la condición de equilibrio límite planteado entre la fuerza proveniente de la estructura (Q_u) y las reacciones aportadas en el fuste (Q_{uf}) y en la base (Q_{ub}), descontando el peso propio del pilote (W), según Poulos y Davis (1980).

$$Q_u = Q_{uf} + Q_{ub} - W \quad \text{Ecuación 3.1}$$

La carga de diseño es el resultado de afectar la carga última por un factor de seguridad global o factores parciales, según la normativa. La determinación de estos valores límites requieren el conocimiento de las características de resistencia en los suelos atravesados a lo largo del fuste de la cimentación y por debajo de la base de apoyo.

El mecanismo de falla en el fuste está asociado a la resistencia al cortante desarrollada entre el pilote y el suelo circundante que depende del nivel de esfuerzos horizontales actuantes y las condiciones de la superficie entre el pilote y el suelo, donde se desarrolla el plano de falla, aspectos claramente vinculados al sistema de construcción de la cimentación, que modifican los esfuerzos horizontales, aumentándolos, como es el caso de los pilotes de grandes desplazamientos (pilotes hincados), o reduciéndolos, como es la situación en pilotes excavados a mano sin revestimientos, o cuando existen demoras en la instalación de los entibados.

Bjerrum et al (1965, 1969) y Burland (1973) propusieron vincular los esfuerzos verticales efectivos, σ_v' con la resistencia al corte última unitaria, f_{u_f} , entre el pilote y el suelo circundante, mediante un coeficiente que incluyera los aspectos fundamentales del mecanismo de falla, denominándolo β . Esta propuesta surge de establecer que la resistencia al corte en la interface pilote-suelo es el resultado

de considerar los esfuerzos normales al plano y su rugosidad. El esfuerzo normal es el esfuerzo horizontal contra el pilote, que corresponde aproximadamente a la condición de reposo, para pilotes excavados por corte, sin desplazamiento; en los pilotes de gran desplazamiento, donde la hinca obliga al suelo circundante a desplazarse, la condición de empujes podría alcanzar la de empuje pasivo. Estos esfuerzos horizontales son proporcionales al esfuerzo vertical efectivo mediante un coeficiente K , que a su vez incluye la relación de esfuerzos iniciales (condición de reposo, K_0) afectada por el cambio de esfuerzos en la construcción del pilote. Por otro lado, la rugosidad entre el material del pilote y el suelo, es proporcional al ángulo de fricción del suelo, y si posee cohesión, también habrá aportes por adherencia.

Por tratarse del producto de funciones trigonométricas que dependen en última del ángulo de fricción efectiva del suelo, y aunque existen importantes variaciones en cada uno de estos parámetros que representan aspectos diferentes, el valor de β , no cambia significativamente, y es posible estimar en forma razonable la capacidad en el fuste, conociendo las características de resistencia al corte y el método constructivo.

En forma análoga, para la evaluación de la capacidad por fuste en esfuerzos totales, se vinculó mediante un coeficiente α , la resistencia al corte última unitaria en el perímetro con los esfuerzos verticales totales.

Es decir que en la capacidad obtenida en el perímetro de una cimentación profunda, o capacidad por fuste, Q_{uf} , intervienen aspectos como la geometría del pilote, características de resistencia al corte de los materiales circundantes, material de construcción, su rugosidad, y nivel de esfuerzos horizontales después de la construcción de la cimentación. Adicionalmente, pueden existir factores externos después de la construcción que modifiquen el equilibrio planteado, al modificarse las características de esfuerzos de los suelos circundantes, por

ejemplo mediante excavaciones, construcciones de rellenos, cambios en los niveles freáticos, etc.

En la base del pilote, el mecanismo de falla es diferente al del fuste, y existen diferentes teorías que vinculan los esfuerzos verticales con la condición límite, en forma similar a la considerada para las cimentaciones superficiales.

Llama la atención Fellenius (1999) ...“la razón más común para adoptar una cimentación profunda en lugar de una del tipo superficial es que los asentamientos son excesivos; sin embargo, cuando se diseñan cimentaciones profundas, los análisis determinan la carga admisible a partir de la aplicación de los factores de seguridad respecto a la carga de falla, y se acepta que los asentamientos serán mínimos. Esta metodología fundada en la fe, no sólo es poco económica, sino también puede llegar a ser poco segura”...

Existen pocas referencias en la literatura internacional respecto al empleo de pilas de cimentación (pilotes de gran diámetro excavados manualmente con ensanches en la base), teniendo en cuenta que no es un sistema casi empleado en otras partes del mundo, y que donde se empleaba, por ejemplo en Hong Kong, ha sido prescrita por razones de seguridad, Geotechnical Control Office (1996).

Estos pilotes clasifican como pilotes cortos de gran diámetro, porque tienen diámetros superiores a 1.2 m y rara vez superan los 20 m de profundidad, situación que al relacionar el diámetro de fuste con su longitud, se tienen relaciones entre 10 y 15.

Por esta condición, son pilotes con un alto porcentaje de la carga en la base. Es por esta circunstancia que los diseños se han orientado a establecer una capacidad en la base, generalmente sustentada en experiencias anteriores de asentamientos moderados, despreciando la capacidad por fuste, que para los casos tratados de Medellín, queda prácticamente compensada con el peso propio de la pila.

Al alcanzar materiales residuales, en términos generales de buena capacidad de carga, el límite de esfuerzos para el diseño queda expresamente vinculado a una acertada predicción de los asentamientos, que determinan los diámetros finales de campana. Diámetros más grandes reducen los esfuerzos en la base, sin embargo, en suelos de transición, donde predominan suelos de baja cohesión, pueden invalidar su construcción por razones de estabilidad en las excavaciones de las campanas.

En la actualidad la tendencia en el diseño de cimentaciones profundas se orienta a la verificación con ensayos de carga convenientemente instrumentados para deducir los parámetros reales de su comportamiento. Aunque tímidamente, después de los 90s se introdujeron los ensayos dinámicos de carga en nuestro medio, no existen muchas alternativas para evaluar la carga de falla de una pila como las requeridas, con cargas de servicio del orden de 20 MN, y carga de falla estimada superior a 60 MN.

En este contexto, es necesario al menos, disponer de modelos de comportamiento del suelo de apoyo, que permitan estimar con mejor confiabilidad los asentamientos de estas cimentaciones profundas. Este trabajo se concentra en la evaluación de la compresibilidad de los suelos de apoyo, principalmente los niveles de transición del horizonte IIC o los horizontes de meteorización IV-III, de suelos derivados de anfibolitas que dan lugar a suelos limo-arenosos a arenas, compactas a muy compactas, con la inclusión de fragmentos de roca parcialmente meteorizada.

Es estos niveles de meteorización se dificulta la obtención de muestras inalteradas con los sistemas de perforación desde la superficie. Los ensayos de penetración estándar, de uso común en nuestro medio, alcanzan valores superiores a los 100 golpes, considerado en la literatura técnica como una condición de rechazo, aunque normalmente se evalúan mayor número de golpes, como sucede en sitios con suelos compactos y presencia de fragmentos de roca. Esta condición del

perfil invalida la posibilidad de emplear métodos como el cono estático o el dilatómetro. Sólo ensayos indirectos como los de geofísica, en particular los métodos de refracción sísmica, que permiten la valoración de las velocidades de propagación de las ondas de corte, constituyen una metodología alterna para la determinación de los parámetros de compresibilidad.

El empleo del presurímetro de Menard y la toma de muestras inalteradas complementan la metodología para establecer por diferentes procedimientos, tanto la resistencia al corte como la compresibilidad del suelo en los niveles de cimentación.

3.1 MODELO ELÁSTICO

Están muy extendidas las metodologías para la evaluación de la resistencia al corte de los suelos, y los conceptos en este sentido han formado parte de las teorías elaboradas desde los inicios de la mecánica de suelos, sin embargo, no sucede lo mismo con la evaluación de la compresibilidad de los materiales térreos, que en su forma más simple, está asociada a la teoría elástica.

La relación esfuerzo-deformación se considera lineal y elástica, cuando la curva es idéntica en carga y descarga, sin deformaciones permanentes. El comportamiento del suelo es no lineal, sin embargo, la aplicación de la teoría de elasticidad considerando intervalos de esfuerzos en los cuales se vinculan los esfuerzos y las deformaciones, permiten una formulación que puede aplicarse en los casos prácticos.

En la teoría de la elasticidad más simple (material homogéneo e isótropo), se requiere la evaluación de dos parámetros: el módulo de Young y la relación de Poisson. El módulo de Young E , que se definen en su forma más general por la **Ecuación 3.2**, vincula la variación de los esfuerzos con la variación de las deformaciones unitarias.

$$E = \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

La relación de Poisson, por otro lado, se expresa por la ecuación.

$$\nu = \frac{-\partial \varepsilon_r}{\partial \varepsilon_a} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Ambas relaciones en los suelos no son constantes y depende principalmente del nivel de esfuerzos. En una curva típica de esfuerzo desviador-deformación unitaria vertical para un esfuerzo de confinamiento de cámara σ_3 , como en la Figura 3.1 se establece la obtención del módulo tangente y módulo secante.

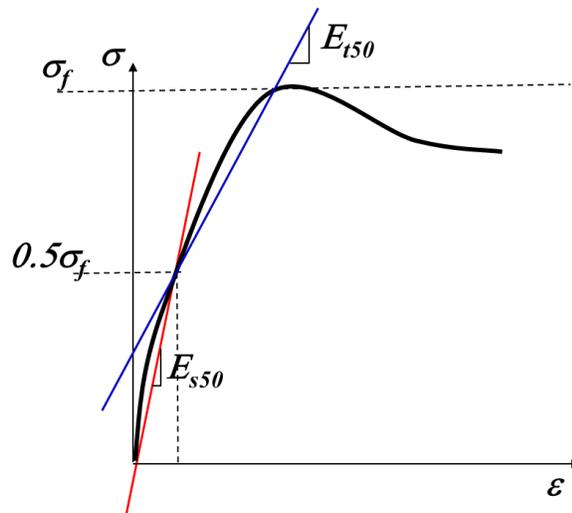


Figura 3.1 - Obtención del módulo elástico secante y tangente para un nivel de esfuerzo del 50% del esfuerzo máximo de falla σ_f

De la definición de los módulos E , debe quedar claro que no es una constante, sino que depende del nivel de esfuerzos, y además el grado de confinamiento σ_3 . Se establecen módulos diferentes, como los módulos tangentes E_t o secantes E_s para un nivel de esfuerzos, por ejemplo se habla del E_{t50} , que es la pendiente tangente en la curva correspondiente al 50% del esfuerzo de falla, o el módulo inicial tangente E_i , que es la pendiente tangente en el inicio de curva esfuerzo-deformación.

Cada módulo está asociado a su vez al nivel de confinamiento, y se define como esfuerzo de referencia σ_3 . De esta forma es posible seleccionar el módulo más adecuado en función del nivel de esfuerzos alcanzado con relación a la condición de falla y la magnitud del confinamiento.

La relación de Poisson, aunque también variable con el nivel de deformación y nivel de esfuerzos, presenta un intervalo menos amplio de variación que el módulo de Young, que para suelos varía entre 0.1 y 0.5. Es habitual adoptar un valor de 0.3 para condición drenada.

En la teoría elástica, con un modelo isotrópico, es decir de iguales características en todas direcciones, se vinculan las diferentes constantes elásticas mediante las ecuaciones siguientes tomadas de Christian y Desai (1977).

El módulo de cortante, como una función del módulo de Young y la relación de Poisson.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

El módulo volumétrico en función del módulo de Young y la relación de Poisson.

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

La relación de Poisson como una función del módulo volumétrico y de cortante, o bien en términos de su relación.

$$\nu = \frac{3K - 2G}{2(G + 3K)} = \frac{3 - 2\frac{G}{K}}{2\left(\frac{G}{K} + 3\right)} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

La relación entre el módulo de cortante y el volumétrico como función de la relación de Poisson.

$$\frac{G}{K} = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$$

Ecuación 3.7

3.2 OBTENCIÓN DE PARÁMETROS

El comportamiento esfuerzo-deformación-resistencia de los suelos es no lineal, anisotrópico y dependiente de la velocidad de carga y deformación. Es decir, el módulo elástico no es un valor único y varía con el nivel de esfuerzos, deformaciones y velocidad de carga y posibilidades de drenaje, Mayne et al, (2001), Sabatini et al (2002). Normalmente en muchas investigaciones sólo se tiene el SPT o el CPT y se requiere acudir a correlaciones para obtener los parámetros de deformación para el cálculo de los asentamientos. Las mediciones con los ensayos de penetración reflejan la condición última en la relación esfuerzo-deformación-resistencia, y su relación de esfuerzos con relación a la falla es de uno, es decir podemos considerar un factor de seguridad, $F_s=1.0$

Con el empleo de ensayos que miden deformación directa en el terreno, como el presurímetro o el dilatómetro, es posible obtener valores de la curva esfuerzo-deformación anteriores a la condición de falla, pero por encima del intervalo necesario para el diseño de cimentaciones, a menos que se mida un ciclo de descarga-carga, para definir con mejor precisión del zona elástica equivalente. Se considera una condición de movilización de resistencia entre 0.5 y 0.66, es decir se podría considerar que se evalúan deformaciones en el intervalo de factores de seguridad entre 2.0 y 1.5.

Con métodos de la geofísica, mediante ensayos no destructivos, se miden velocidades de ondas de corte, con mínima deformación, y permiten determinar la rigidez a pequeña deformación, correspondiente al inicio de la curva esfuerzo-deformación.

En la Figura 3.2, adaptada de Mayne et al (2001) se muestra en una curva idealizada esfuerzo-deformación se indican los intervalos de deformación en los

cuales se obtiene la rigidez del suelo, y su relación con el nivel de movilización de resistencia, expresada en términos de factor de seguridad.

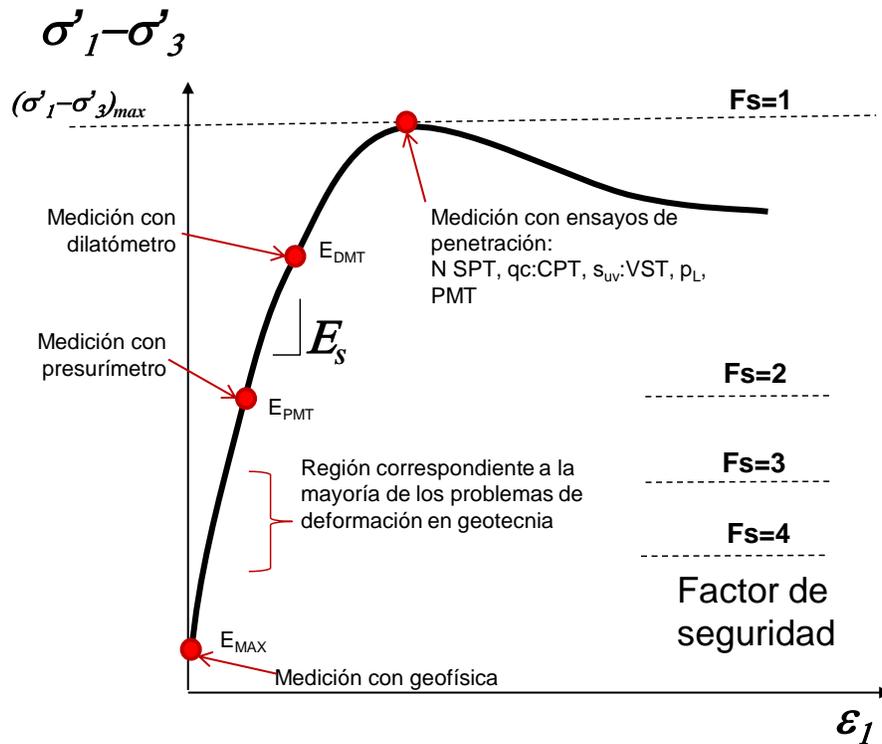


Figura 3.2 - Curva idealizada esfuerzo-deformación, rigideces y factores de seguridad a pequeña y gran deformación. Fuente: Mayne et al (2001) fig.9-31, p9-82

Los parámetros necesarios para los análisis cimentación se requieren en esfuerzos efectivos, debido a que se trata fundamentalmente de suelos arenosos, con alta permeabilidad *in situ*, particularmente del tipo secundaria debido a la cercanía de las discontinuidades propias del saprolito.

3.2.1 A partir de geofísica

Las exploraciones fundamentadas en la geofísica (Mayne, 2006) como los ensayos de refracción sísmica, *down-hole*, *cross-hole*, análisis de ondas de superficie, dilatómetro dinámico, entre otros, permiten determinar la velocidad de

las ondas de corte V_s , o las de compresión V_p . Si se conoce la densidad de los materiales ρ , es posible establecer los módulos de cortante a muy baja deformación, G_o .

$$G_o = \rho V_s^2 \quad \text{Ecuación 3.8}$$

O el módulo edométrico D_o , a baja deformación, determinado a partir de la velocidad de ondas de compresión.

$$D_o = \rho V_p^2 \quad \text{Ecuación 3.9}$$

El módulo edométrico es el módulo confinado lateralmente, a partir del cual, es posible obtener el módulo de Young, con la determinación de la relación de Poisson, como se expresa en la ecuación.

$$D = E \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \text{Ecuación 3.10}$$

Cuando se miden ondas de corte y compresión, es posible deducir la relación de Poisson vinculando las expresiones anteriores. En el caso de medición de las velocidades de ondas de compresión en suelos, la velocidad de transmisión de las ondas está gobernada por la rigidez volumétrica del agua (módulo volumétrico K), y sólo se podrá obtener una velocidad próxima a 1400 m/s. Por tanto, será necesario asumir la relación de Poisson.

La obtención de estos módulos se hace a muy baja deformación, toda vez que los métodos de geofísica logran deformaciones unitarias mínimas, del orden de 10^{-6} , muy lejano del grado de deformación requerido para análisis de cimentaciones, que oscila entre 10^{-4} y 10^{-3} . Es por esto que se requiere conocer la curva de degradación del módulo con el nivel de deformaciones.

Farley y Carter (1993), Farley et al (1994) demostraron que la degradación para cargas monotónicas es más rápida que la obtenida con ensayos cíclicos. Para la

predicción del deterioro, propusieron una ley hiperbólica modificada, empleando los parámetros f y g , calibrados con ensayos específicos.

$$\frac{G_s}{G_o} = 1 - f \left(\frac{\tau}{\tau_{\max}} \right)^g \quad \text{Ecuación 3.11}$$

En el Manual del estado del arte de la penetración con cono estático de la NCHRP Mayne (2007) propone como valor tentativo inicial para la evaluación de los módulos una constante $f=1$ y un exponente $g=0.3 \pm 0.1$.

En la Figura 3.3 muestra la degradación del módulo de cortante y módulo elástico en función de la resistencia movilizada (τ/τ_{\max} ó q/q_{\max}) para diferentes tipos de suelos, en condición drenada como no drenada, obtenida en ensayos de corte torsional y triaxiales de compresión.

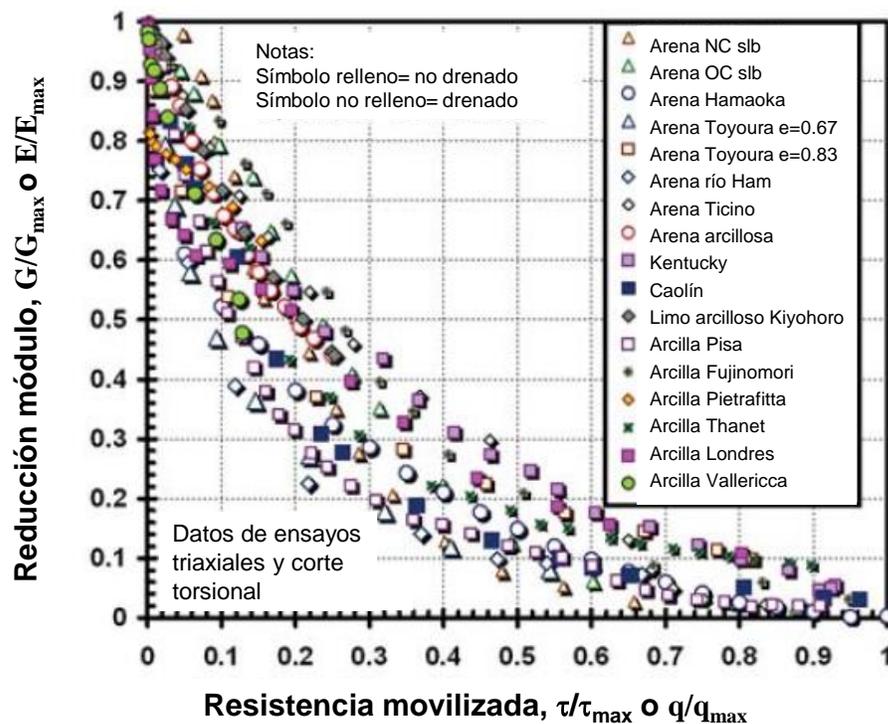


Figura 3.3 - Degradación monótonica de los módulos en función de la resistencia movilizada. Fuente: Mayne (2007) fig.32-a, p.36

Mayne (2006) sugiere que la relación de resistencia movilizada es análoga a la inversa del factor de seguridad, pudiéndose emplear en la ecuación de degradación mediante la expresión.

$$\frac{G_s}{G_o} = 1 - f \left(\frac{1}{F_s} \right)^g \quad \text{Ecuación 3.12}$$

En la Figura 3.4 se muestra la relación entre el módulo de cortante inicial y el módulo edométrico drenado para diferentes tipos de suelos. Para el caso de limos se propone una relación de 0.2 y para arenas entre 0.7 y 2.

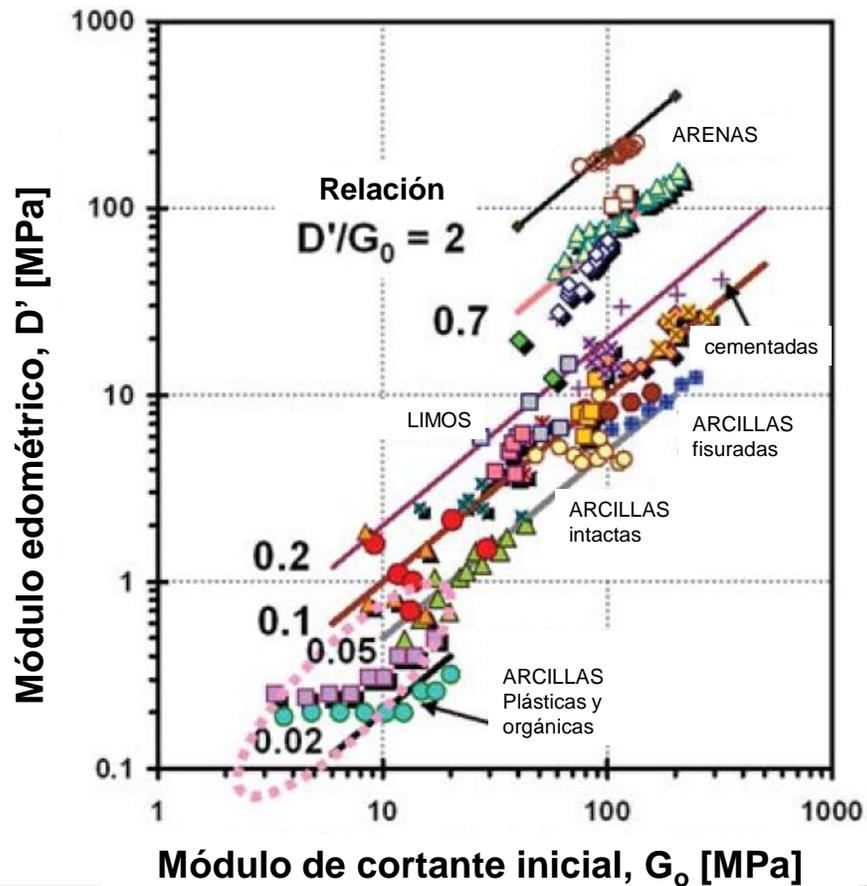


Figura 3.4 - Relación entre el módulo de corte inicial y el módulo edométrico para diferentes tipos de suelos. Fuente: Mayne (2007) fig.33-b, p.37

3.2.2 Ensayos triaxiales

En ensayos de compresión triaxial convencionales, es posible obtener el módulo de Young, bien sea secante o tangente a partir de la pendiente a la curva esfuerzo desviador-deformación unitaria vertical, como se ilustra en la Figura 3.5. Los valores de los módulos dependen del nivel de confinamiento.

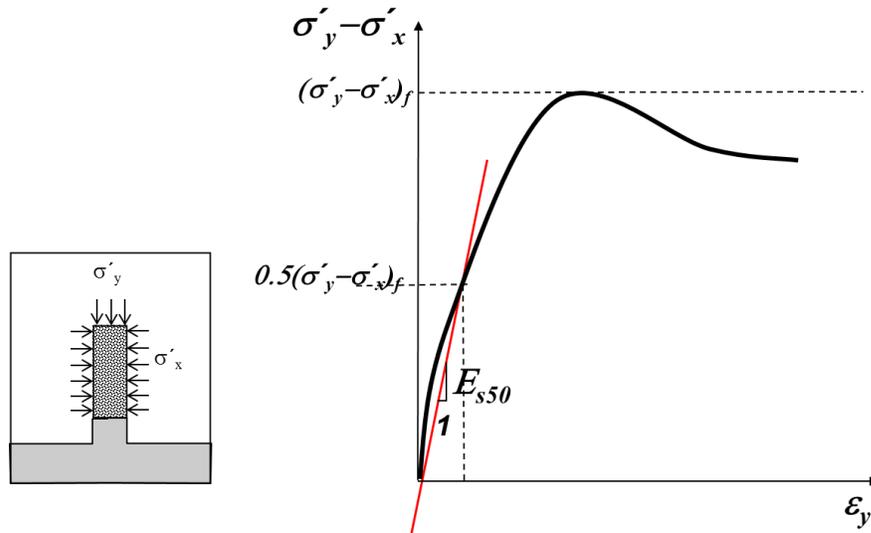


Figura 3.5 - Obtención del módulo secante 50 del ensayo de compresión triaxial

En ensayos del tipo drenados, la pendiente a la curva deformación unitaria volumétrica vs deformación unitaria vertical permite la obtención de la relación de Poisson como se ilustra en la Figura 3.6.

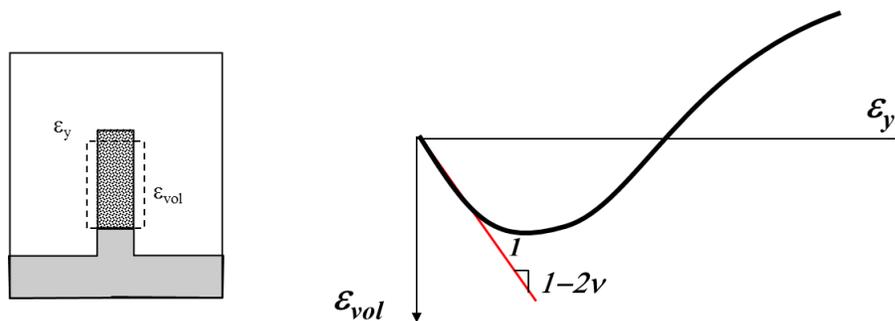


Figura 3.6 - Obtención de la relación de Poisson en ensayo de compresión triaxial drenado

3.2.3 Ensayos edométricos

En ensayos confinados lateralmente, como es el caso de los ensayos en consolidómetros, la pendiente de la curva esfuerzo-deformación en escala natural (ver Figura 3.7) permite obtener el módulo edométrico, para un nivel de esfuerzo de confinamiento elegido. Conocida la relación de Poisson, se podrá calcular el módulo de Young, mediante la **Ecuación 3.10**.

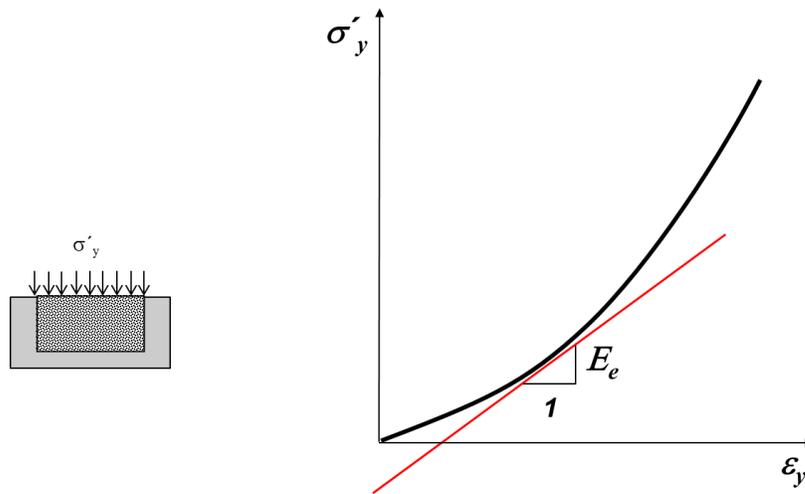


Figura 3.7 - Obtención del módulo edométrico

3.2.4 Ensayo de Presurímetro de Menard (PMT)

El presurímetro es un dispositivo cilíndrico diseñado para aplicar una presión radial uniforme en las paredes de una perforación, a la vez que se miden las deformaciones volumétricas. Hay dos tipos básicos: el presurímetro de Menard y el presurímetro auto perforante, que avanza con su propia perforación, causando una menor alteración al suelo previa al ensayo.

La interpretación del ensayo de presurímetro está basada en la teoría de la expansión de una cavidad, que consiste en una fase inicial elástica, donde el suelo se deforma isotrópicamente elástico, y una fase plástica, que se asume perfectamente plástica. De la fase elástica se deduce el módulo de cortante, y durante la fase plástica, se puede evaluar la resistencia al corte. Los valores

obtenidos corresponden a los parámetros horizontales, y sólo en casos de suelos isotrópicos serían iguales a los verticales.

El equipo está compuesto por una unidad de lectura y control, que se ubica en la superficie del terreno, más una sonda cilíndrica que es insertada en la perforación en el caso del presurímetro de Menard, que avanza dentro del sistema de perforación en el caso del auto perforante. La sonda consta de una membrana de caucho interior, que corresponde a la celda de medición de volúmenes de agua y presión, más una celda de guarda, que se presuriza con nitrógeno y protege la celda de medición.

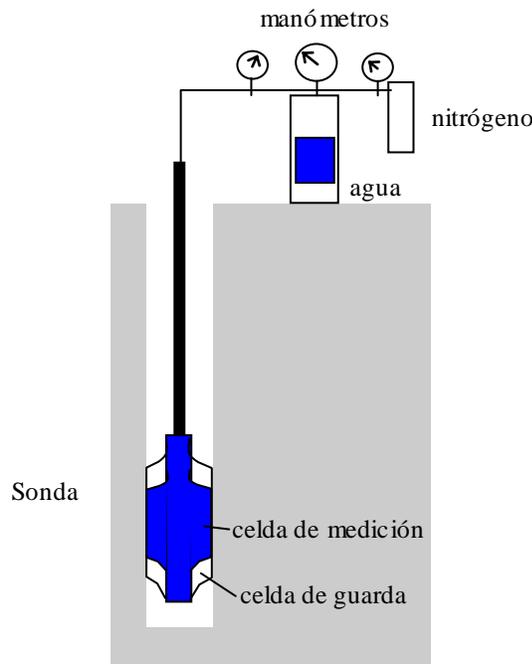


Figura 3.8 - Esquema presurímetro de Menard

Una vez ubicada la sonda a la profundidad del ensayo, se aumenta la presión en la celda de medición en una serie de incrementos iguales, registrando el volumen de la cavidad a los 30 y 60 segundos.

De esta forma se obtienen la curva presión-volumen que presenta típicamente las tres fases del ensayo, que se ilustran en la Figura 3.9:

- Fase 1: corresponde al acomodo de la membrana, mientras se ajusta hasta lograr la condición de esfuerzo horizontal en el terreno (desde la presión $p=0$ hasta p_o)
- Fase 2: representa la fase pseudo-elástica de carga, donde se observa una pendiente uniforme, y se emplea para estimar el módulo de cortante (entre las presiones p_o y p_f).
- Fase 3: donde se observa la cedencia de la curva, con un comportamiento de plastificación hasta alcanzar la falla (entre las presiones p_f y p_L), cuando aumentan los volúmenes sin incremento de presión.

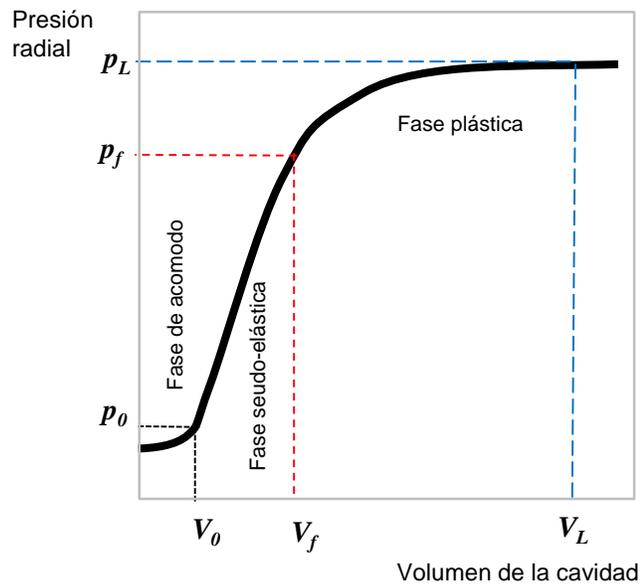


Figura 3.9 - Interpretación de las fases esfuerzo-deformación en el ensayo de presurímetro de Menard

Las curvas deben corregirse considerando la rigidez de la membrana y la rigidez de todo el sistema (mangueras, manómetros, etc.). La corrección de rigidez de la membrana se realiza sistemáticamente en la iniciación diaria, antes de adelantar los ensayos. La rigidez del sistema sólo se emplea cuando se trabaja en el intervalo de presiones elevadas, usada para ensayos en rocas blandas o suelos muy rígidos.

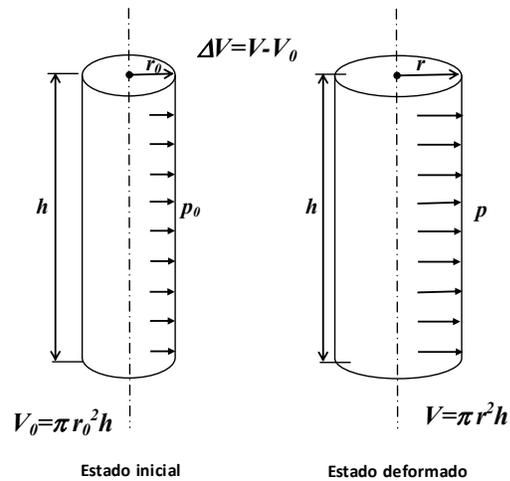


Figura 3.10 - Geometría cavidad en el ensayo de presurímetro

Para el análisis de los resultados es necesario definir algunos términos de la cavidad ensayada con el presurímetro. En la condición inicial, se tiene una presión inicial p_0 y un volumen inicial V_0 , y durante el ensayo se incrementa la presión, p y se mide el volumen V , Figura 3.10. Como la altura h , es constante, el volumen es proporcional al radio en cualquier momento del ensayo. De allí que podemos definir la deformación unitaria de la cavidad, como

$$\varepsilon_c = \frac{(r - r_0)}{r_0} \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Teniendo en cuenta la proporcionalidad del volumen con el radio, la Ecuación 3.13 se puede reescribir

$$\varepsilon_c = \frac{(V - V_0)}{V_0} \quad \text{Ecuación 3.14}$$

En el borde de la cavidad, durante el ensayo, se tiene un radio r y una presión p . De las ecuaciones de la elástica (Timoshenko y Goodier, 1934), el incremento de esfuerzos radiales en un cilindro de cavidad infinita, en el radio exterior, es igual a

$$\Delta\sigma_r = -2G \frac{\varepsilon_c r_0}{r} = p - p_0 \quad \text{Ecuación 3.15}$$

De donde es posible deducir el módulo de cortante, conocido el cambio de volumen y de presiones, despejando de la **Ecuación 3.15**

$$G = \frac{1}{2} \frac{r}{r_0} \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Al inicio del ensayo, $r=r_0$, entonces es posible obtener el módulo de cortante inicial, G_i .

$$G_i = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\varepsilon_c} = V_0 \frac{dp}{dV} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

El módulo de cortante secante se determina a partir con la pendiente media en la fase pseudo-elástica.

$$G_s = V \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

En la práctica del ensayo establecido por Menard y normalizado en el ensayo ASTM (2004), se determinan: el módulo elástico del presurímetro E_{PM} , que en realidad es un módulo de Young derivado del ensayo de presurímetro mediante un modelo elástico, la presión de fluencia, p_f , y la presión límite, p_L . Estos parámetros se emplean en la caracterización del perfil de suelos y en expresiones para el cálculo de cimentaciones. El módulo del presurímetro E_{PM} , se calcula convencionalmente asumiendo una relación de Poisson de 0.33, y teniendo en cuenta la relación entre el módulo de cortante y el módulo de Young, se tiene

$$E_{PM} = 2(1 + \nu_s)V \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

Donde el volumen medio de la cavidad se define en función del volumen de la celda y el volumen medio del tramo pseudo-elástico.

$$V = V_c + \frac{(V_0 + V_f)}{2} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

Con la curva presión-volumen se evalúan los puntos que corresponden a cada una de las fases establecidas. En muchas oportunidades no es posible alcanzar la condición de falla (p_L) durante el ensayo, entonces la presión límite se define convencionalmente como la presión necesaria para registrar el doble del volumen inicial (V_0) más el volumen de la celda (V_C). Esta definición es del tipo convencional, de igual modo que en un ensayo triaxial se define la falla como el 10 o 15% de la deformación unitaria, o en un ensayo de carga, se considera la falla una deformación del 10% el diámetro del pilote.

$$V_L = V_C + 2V_0$$

Ecuación 3.21

Si durante el ensayo no se alcanza la condición de falla, ni el doble del volumen de la cavidad, es posible extrapolar los valores medidos durante la fase de plastificación mediante una ley logarítmica.

En la Tabla 3.1 se indican intervalos típicos del E_{PM} y p_L para diferentes tipos de suelos.

Tabla 3.1 - Intervalos de valores del módulo del presurímetro y presión límite, Gambin y Rousseau (1988)

descripción	E_{PM} , MPa	p_L , kPa
lodo, turba	0.2 a 1.5	20 a 150
arcilla blanda	0.5 a 3	50 a 300
arcilla media	3 a 8	300 a 800
arcilla firme	8 a 40	600 a 2000
arenas limosas sueltas	0.5 a 2	100 a 500
limos	2 a 10	200 a 1500
arenas y gravas	8 a 40	1200 a 5000
arenas sedimentarias	7.5 a 40	1000 a 5000
rellenos recientes	0.5 a 5	50 a 300
rellenos antiguos	4 a 15	400 a 1000

En los diseños de cimentación, normalmente se emplea la presión límite neta, p_L^* , que corresponde al valor de presión límite descontando el esfuerzo horizontal. El esfuerzo horizontal, a veces es difícil de establecer debido a la alteración del

terreno circundante durante la perforación y la falta de puntos en el tramo inicial de la curva.

$$p_L^* = p_L - p_{ho} = p_L - K_0(\gamma - u)z + u \quad \text{Ecuación 3.22}$$

3.2.5 Ensayo de placa de carga

El ensayo de placa permite medir la compresibilidad y capacidad de un suelo en el sitio. Se emplean placas de 0.3 m a 1 m de diámetro, y en el ensayo más común, se carga manteniendo la fuerza, con incrementos del orden del 20% de la carga última estimada, manteniéndola hasta que la tasa de asentamientos se reduce a menos de 0.004 mm/min en un período de una hora. El ensayo se continúa hasta la falla por cortante o cuando se supera 3 veces la carga de diseño.

La interpretación del ensayo se hace empleando la teoría elástica isotrópica, de donde se deduce la compresibilidad del material. Para arenas, se deduce a partir del asentamiento s de una placa rígida de diámetro B , con una carga uniforme q aplicada sobre un material semi-infinito elástico caracterizado por E y ν .

$$s = \frac{\pi q B (1 - \nu^2)}{4E} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

3.2.6 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Es el ensayo más difundido en todo el mundo, por su rapidez y economía, sin embargo tiene muchas limitaciones por la alta dispersión de sus resultados, debido a las variadas formas en que se realiza. No es raro obtener diferentes resultados con diferentes perforadores en un mismo sitio.

Vesic (1973) realizó una serie de ensayos de zapatas con un ancho constante para diferentes densidades relativas de arenas, y encontró una relación constante entre los asentamientos y el grado de esfuerzo relativo al de falla (q/q_{ult}), sugiriendo que podría ser usado como una medida indirecta de la distorsión

angular por cortante, y vinculado con el módulo de rigidez del suelo. Luego la recopilación de un amplio intervalo de ensayos de carga, zapatas y placas por parte de Stroud (1989) derivaron la relación $E'/N1_{60}$ y q/q_{ult} de la figura tomada de Potts y Zdravkovic (2001).

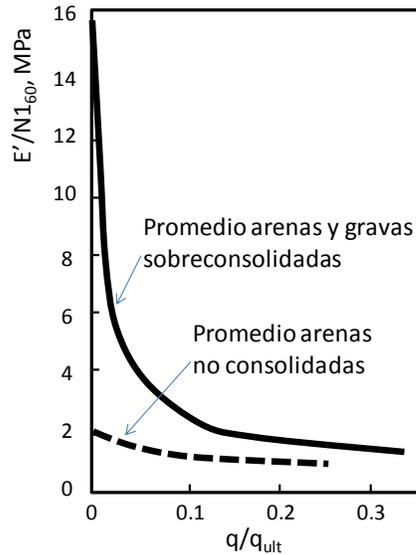


Figura 3.11 - Rigidez vs relación de carga para arenas. Fuente: Stroud (1989) en Potts y Zdravkovic (2001) p27.

En nuestro medio, es uno de los ensayos más empleados para estimar órdenes de magnitud en los módulos de deformación, particularmente con las expresiones presentadas por Bowles (1988).

Tabla 3.2 - Módulos secante en función del ensayo de penetración estándar y ensayo de cono estático. Fuente: Bowles (1988)

Es (kPa), $N=N_{55}$	Spt	ref	Cpt	ref
Arena	$Es=500(N+15)$	1	$Es=(2 \text{ a } 4)qc$	2
	$Es=18000+750N$		$Es=2(1+Dr^2)qc$	3
	$Es=(15200 \text{ a } 22000)\ln N$			
Arena arcillosa	$Es=320(N+15)$		$Es=(3 \text{ a } 6)qc$	
Arena limosa	$Es=300(N+6)$		$Es=(1 \text{ a } 2)qc$	
Arena gravosa	$Es=1200(N+6)$		$Es=(6 \text{ a } 8)qc$	

(1) D'appolonia et al (1970)

(2) Schmertman (1970)

(3) Vesic (1970)

3.2.7 Ensayo de Cono Estático (CPT)

A diferencia del SPT, los ensayos de cono estático presentan gran repetitividad en los resultados, reduciendo su grado de dispersión. Existen muchas correlaciones con los parámetros elásticos. Robertson y Campanella (1983), y en particular NCHRP (2007) presenta un detallado resumen de varias correlaciones. En la Figura 3.12 se incluye la correlación para el módulo edométrico drenado en función de la resistencia neta en la punta del cono estático para diferentes tipos de suelos.

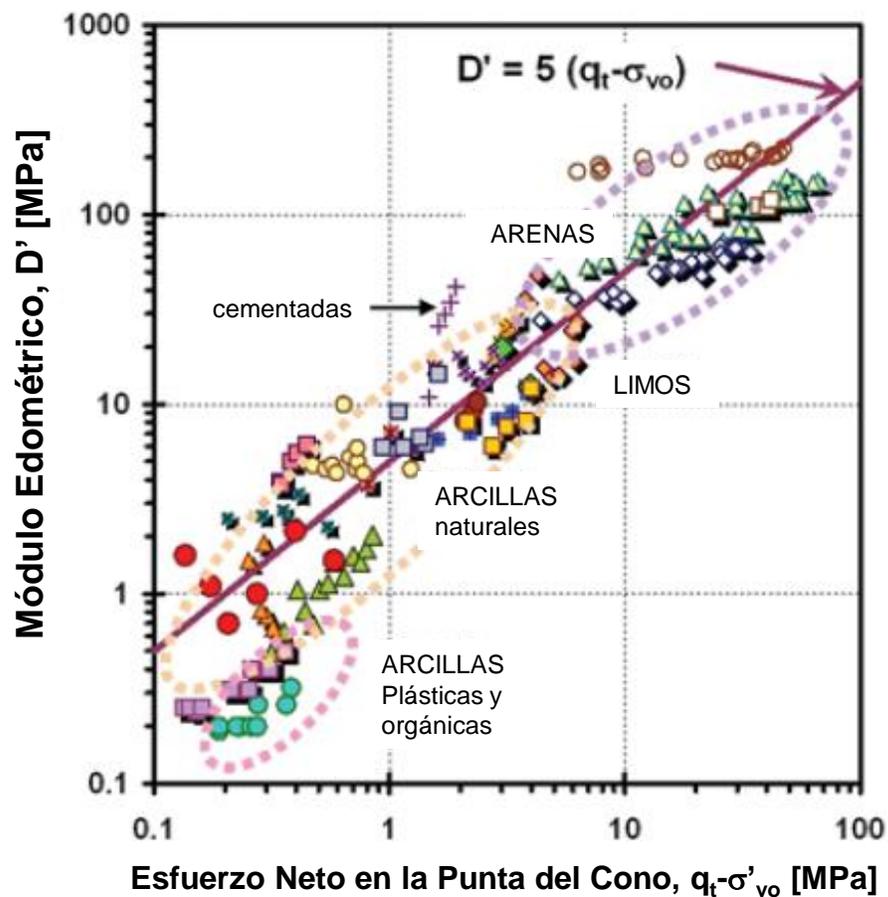


Figura 3.12 - Relación para el módulo edométrico en esfuerzos efectivos en función de la resistencia neta del cono. Fuente: NCHRP (2007) fig.33-a, p37.

3.2.8 Correlaciones empíricas

La rigidez de los suelos está vinculada al nivel de esfuerzos y al arreglo de sus partículas, aspecto que puede ser evaluado en términos de su porosidad, o bien de otros parámetros equivalentes, como la relación de vacíos o la densidad relativa, para suelos arenosos. Hardin y Black (1968) propusieron la **Ecuación 3.25** general para el módulo de cortante inicial como una función de la relación de vacíos, la razón de preconsolidación y el esfuerzo efectivo medio, ajustada con las constantes A , K y m .

$$G_o(MPa) = A \cdot f(e) \cdot OCR^K \left(\frac{p_o'}{p_{ref}} \right)^m \quad \text{Ecuación 3.24}$$

Donde OCR es la relación de sobreconsolidación, $f(e)$ es una función de la relación de vacíos, p_o' es el esfuerzo efectivo medio, y p_{ref} es la presión de referencia de 100 kPa. Para establecer valores iniciales, válidos para todo tipo de suelos, los mismos autores recomiendan la ecuación general

$$G_o(MPa) = 33 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\frac{p_o'}{p_{ref}}} \quad \text{Ecuación 3.25}$$

Da Fonseca et al (2006) para suelos residuales de granitos de Portugal, llegan a constantes más altas, posiblemente debido a la mayor rigidez, y un exponente menor, que refleja un efecto menor del nivel de esfuerzos.

Benz (2006) propone como regla práctica, la evaluación del módulo a baja deformaciones calculado según la expresión de Biarez y Hicker (1994) como

$$E_o(MPa) = \frac{140}{e} \left(\frac{p_o'}{p_a} \right)^{0.5} \quad \text{Ecuación 3.26}$$

Janbu (1963, 1998) propuso una ley hiperbólica del esfuerzo de confinamiento vertical para evaluar el módulo tangente del ensayo edométrico. El valor de j

adoptado para arenas y limos arenosos se recomienda en 0.5, y los valores de m dependen de la porosidad inicial.

$$Ee = m \cdot p_a \left(\frac{\sigma_y}{p_a} \right)^{1-j} \quad \text{Ecuación 3.27}$$

Fellenius (1999) detalla la metodología para obtener estos parámetros en ensayos edométricos, e incluye la Tabla 3.3, que resume los órdenes de magnitud de las constantes y exponentes de la **Ecuación 3.27**.

Tabla 3.3- Valores conservadores para diferentes tipos de suelos de la constante m y exponente j de la expresión de Janbu

Tipo de Suelo	constante del	
	módulo, m	exponente, j
No cohesivos		
Depósito Glacial, muy denso a denso	300 a 1000	$j=1$
Grava	40 a 400	$j=0.5$
Arena densa	250 a 400	$j=0.5$
compacta	150 a 250	$j=0.5$
suelta	100 a 150	$j=0.5$
Limo denso	80 a 200	$j=0.5$
compacto	60 a 80	$j=0.5$
suelto	40 a 60	$j=0.5$
Cohesivos		
Arcilla limosa firme a muy firme	20 a 60	$j=0$
media a firme	10 a 20	$j=0$
blanda	5 a 10	$j=0$
Arcilla marina blanda y orgánica	5 a 20	$j=0$
Turba	1 a 5	$j=0$

Nota: para limos y arcillas, la constante m_r para la recompresión, es normalmente entre 5 y 12 veces mayor que el dado para la constante de primera compresión m , listado en la tabla

Otros autores también presentan valores de las constantes de ajuste, por ejemplo la Figura 3.13 donde se establece la dependencia de las constantes en función de la relación de vacíos inicial. (notas curso Computational Geotechnics, Tom Schanz en Bauhaus-Universität Weimar, Germany).

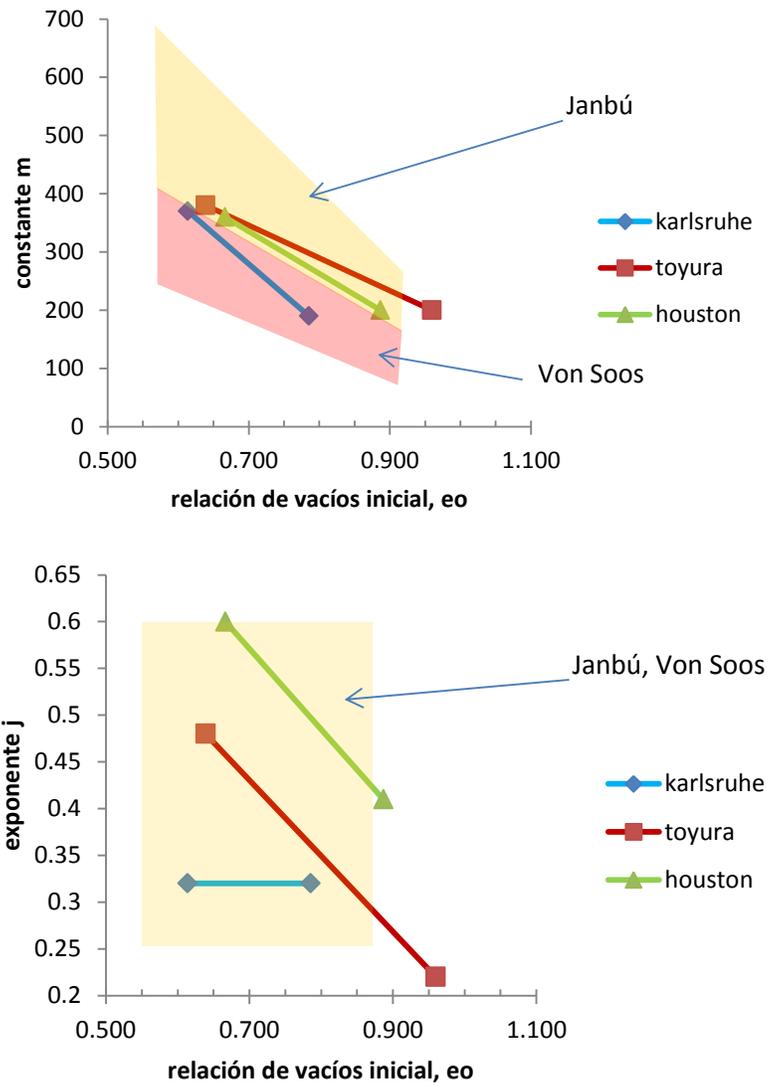


Figura 3.13 - Valores de la constante m y exponente j en función de la relación de vacíos inicial, adaptado de Shanz.

3.3 TEORÍA DEL MODELO HIPERBÓLICO

Kodner (1963) y luego Duncan y Chang (1970) observaron que las curvas esfuerzo-deformación de los ensayos triaxiales de compresión podían ajustarse

con buena precisión a la ecuación de una hipérbola, de acuerdo con la Ecuación 3.28.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_v}{a\varepsilon_v + b} \quad \text{Ecuación 3.28}$$

Que expresada en forma lineal queda como

$$\frac{\varepsilon_v}{\sigma_1 - \sigma_3} = a\varepsilon_v + b \quad \text{Ecuación 3.29}$$

La constante b representa la ordenada al origen, y a la pendiente de la curva que relaciona el cociente entre deformación unitaria vertical y esfuerzos desviadores con la deformación unitaria vertical, como se ilustra en la figura siguiente.

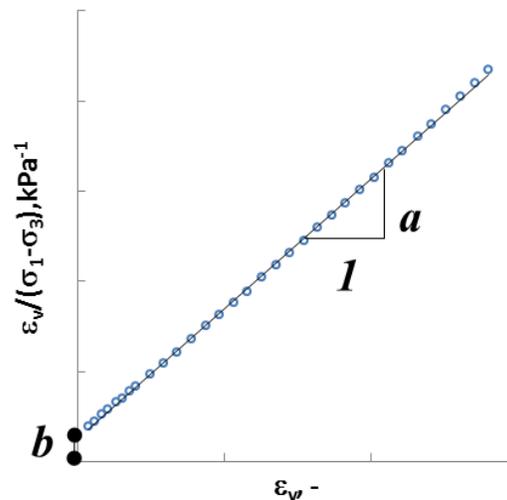


Figura 3.14 - Ajuste lineal de la ecuación hiperbólica en un ensayo triaxial

En el origen, la Ecuación 3.29 tiende a b cuando la deformación unitaria es cero, es decir que se tiene la inversa de la relación entre la deformación unitaria y el esfuerzo, o la inversa del módulo de Young en el origen, definido como módulo inicial tangente.

$$E_i = \frac{1}{b} \quad \text{Ecuación 3.30}$$

Por otro lado, cuando las deformaciones unitarias tienden a infinito, la **Ecuación 3.29** tiende al valor de a , que es la inversa del valor límite de falla, o el valor de la asíntota de la curva hiperbólica, q_a

$$q_a = \frac{1}{a} \quad \text{Ecuación 3.31}$$

Conocidas las dos constantes a y b , es posible calcular los valores del esfuerzo desviador a partir de una serie de deformaciones unitarias empleando la **Ecuación 3.28**. De esta forma se obtiene la curva esfuerzo-deformación de la Figura 3.15 donde se ilustran el módulo inicial tangente, el esfuerzo desviador de falla y el esfuerzo desviador asintótico, antes calculado.

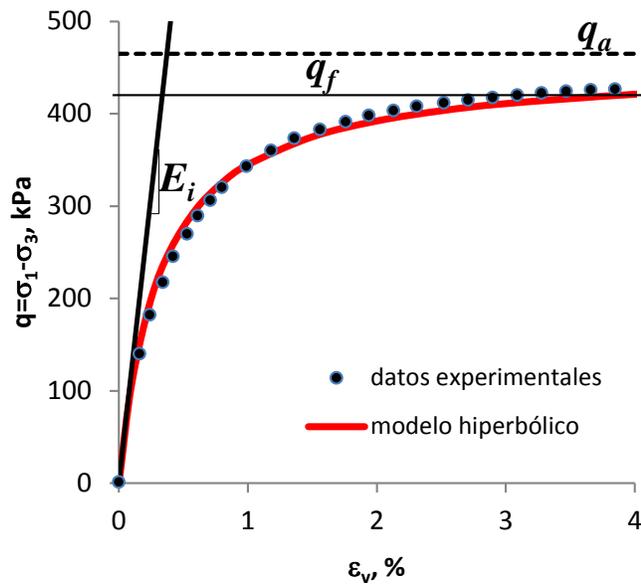


Figura 3.15 - Ajuste de los datos del ensayo a la curva hiperbólica

La relación entre el valor de desviador para la asíntota de la curva esfuerzo-deformación y el valor real de falla, q_f , representa el parámetro $Rf < 1$.

$$R_f = \frac{q_f}{q_a} \quad \text{Ecuación 3.32}$$

Con el módulo inicial tangente, por la propiedad de la hipérbola, es posible calcular el módulo tangente para cualquier nivel de esfuerzos desviadores q , con la expresión

$$E_t = E_i \left(1 - \frac{q}{q_a} \right)^2 \quad \text{Ecuación 3.33}$$

De igual forma, es posible calcular el módulo secante, para un nivel de esfuerzo desviador q , como se muestra en la **Ecuación 3.34**, sin el exponente cuadrado.

$$E_s = E_i \left(1 - \frac{q}{q_a} \right) \quad \text{Ecuación 3.34}$$

Como el valor de falla no hace parte del modelo, sino el valor de la asíntota, la **Ecuación 3.33** se pueden expresar el módulo tangente, teniendo en cuenta la relación de falla, R_f .

$$E_t = E_i \left(1 - R_f \frac{q}{q_f} \right)^2 \quad \text{Ecuación 3.35}$$

En forma análoga, es posible calcular el módulo secante en función de la relación R_f .

Este modelo de elasticidad no lineal se puede complementar con la condición de falla de la envolvente Mohr-Coulomb, incluyendo en el modelo los parámetros de resistencia al corte ϕ y c , para un nivel de confinamiento σ_3 , por tanto, la expresión para del esfuerzo desviador de falla se expresa como.

$$q_f = \frac{2(\sigma_3 \text{sen} \phi + c \cdot \cos \phi)}{1 - \text{sen} \phi} \quad \text{Ecuación 3.36}$$

Las expresiones anteriores son válidas tanto en esfuerzos totales como efectivos, debiendo aplicar los parámetros convenientes, es decir el nivel de confinamiento total o efectivo, así como sus parámetros respectivos de resistencia al corte.

La expresión del módulo tangente se puede describir considerando la relación de esfuerzos cortantes, donde el numerador del término que se resta a uno, representa el nivel de esfuerzo cortante actuante, y el denominador la resistencia al corte disponible límite.

$$E_t = E_i \left(1 - R_f \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \text{sen} \phi)}{2(\sigma_3 \cdot \text{sen} \phi + c \cdot \text{cos} \phi)} \right)^2 \quad \text{Ecuación 3.37}$$

Cambiando la ecuación del módulo tangente inicial a la notación convencional para el modelo, se tienen las constantes K y n , según la expresión.

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad \text{Ecuación 3.38}$$

La relación completa que considera la variación del módulo tangente y su límite en términos de resistencia al corte, queda.

$$E_t = K p_a \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^n \left(1 - R_f \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)(1 - \text{sen} \phi)}{2(\sigma'_3 \cdot \text{sen} \phi + c \cdot \text{cos} \phi)} \right)^2 \quad \text{Ecuación 3.39}$$

Varios programas comerciales, como Plaxis, Flac, etc., incluyen en sus modelos los ajustes hiperbólicos para simular la degradación del módulo de Young con el aumento de deformaciones y su cercanía al valor de falla, en modelos elásticos o más avanzados, fundamentados en la plasticidad.

Por ejemplo Plaxis (2011), incorpora la hipérbola en su modelo HS (Hard Soil) de endurecimiento progresivo empleando como entrada del modelo, el exponente de la ecuación hiperbólica y el módulo tangente para el 50% de la resistencia con una presión de confinamiento de referencia (normalmente 100 kPa). También se

requiere la relación R_f , entre la asíntota teórica de la curva hiperbólica y el esfuerzo desviador de falla, se asume normalmente en 0.9.

4. INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO

4.1 UBICACIÓN

Los suelos del presente trabajo se ubican en la zona sur oriental de la ciudad de Medellín, entre la vía Las Palmas al Este y la Carrera 25 al Oeste y entre las quebradas La Cuenca al Norte y La Yerbabuena al Sur, en particular se refiere al área entre las cotas 1825 y 1845m snmm.

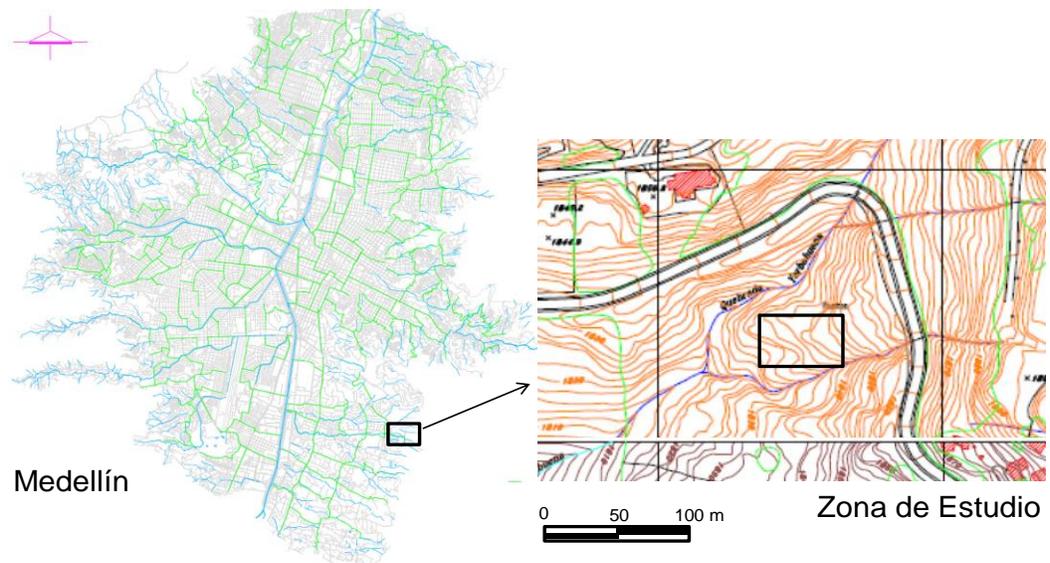


Figura 4.1 - Zona de Estudio

4.2 GEOMORFOLOGÍA Y GEOLOGÍA

El sitio de investigación se ubica en la ladera oriental del Valle de Aburrá, área Metropolitana de Medellín, de vertientes moderadas a altas, donde la geología local controla en gran parte el relieve (Mesa, 2012). Está ubicado en el interfluvio de las quebradas que incisan transversalmente un área de pendientes rectilíneas suaves (entre el 5 y 15°) de dirección predominante E-W, que remata al oriente

con laderas de pendiente medias (entre el 15 y 30°) evidenciadas por el cambio de geología, según se observa en el mapa geológico de la Figura 4.2.

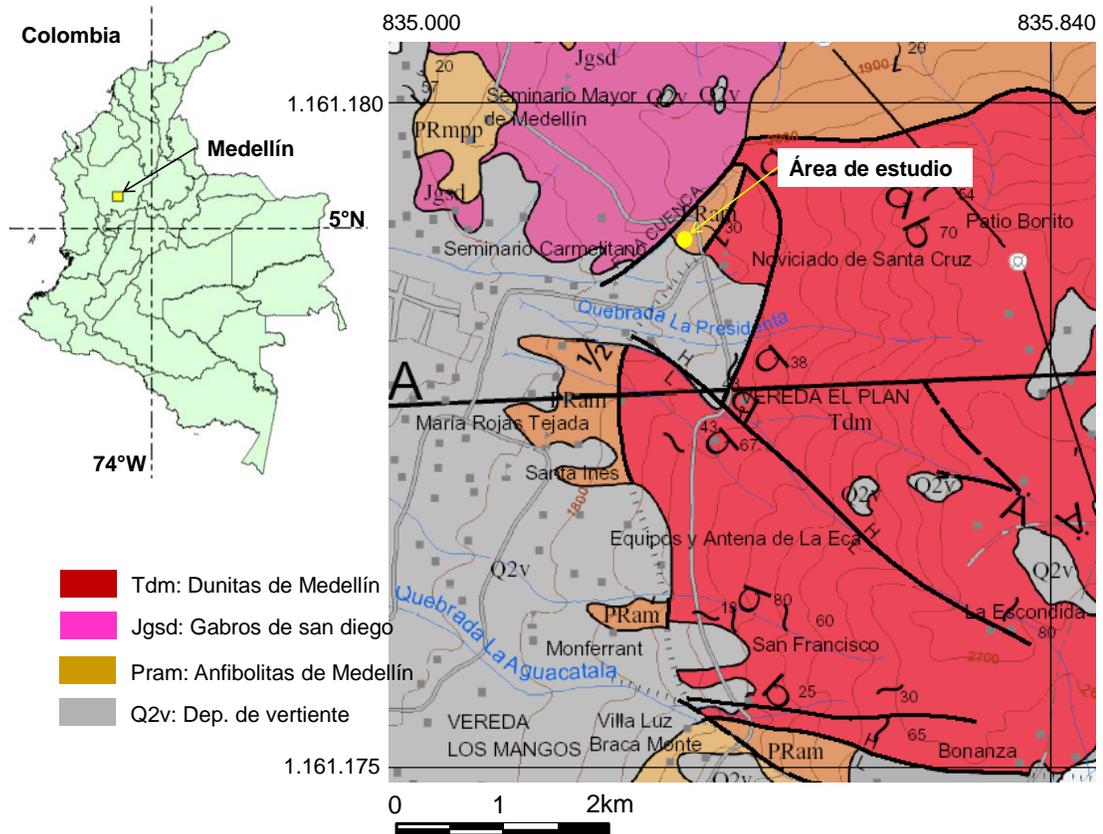


Figura 4.2 - Mapa geológico sector oriental de Medellín, detalle zona de estudio. Fuente INGEOMINAS (2005)

La geología indica que se presentan depósitos de vertiente (Q2v) que cubren litologías variadas en las que se incluyen los Gabros de San Diego (Jgsd), las Anfibolitas de Medellín (PRam) y las Dunitas de Medellín (Tdm).

Desde la superficie se presentan en el sector depósitos de vertiente que corresponden a diferentes eventos tipo flujos, de edad del Plioceno, 2.60 ± 0.18 Ma, según la datación de Rendón y otros (2003). Corresponde a una serie de lomos alargados en dirección E-W con topes suaves a planos, que constituyen las divisorias entre la cuenca de la quebrada La Poblada y la cuenca de la quebrada

Yerbabuena. Se localiza debajo de la cota 2150 hasta la cota 1800, aproximadamente, con una superficie homogénea y suave que puede alcanzar los 14° de inclinación.

Bajo los depósitos de vertiente, se presenta un perfil de meteorización de anfibolitas (PRam). Las anfibolitas están formadas principalmente por hornblenda y plagioclasa, de textura isotrópica a bandeada que pueden desarrollar suelos residuales de espesores importantes, de carácter limoso y color amarillento a amarillo rojizo. La relación de las anfibolitas con la unidad litológica de gabros es de contacto intrusivo. Respecto a su relación con la dunita, se ha identificado un contacto fallado de bajo ángulo.

4.3 ENSAYOS DE CAMPO

La investigación de campo se adelantó mediante la ejecución de seis perforaciones con ensayos de penetración estándar, un pozo de muestreo, seis pruebas con presurímetro pre-perforado tipo Menard y cuatro líneas de geofísica con interpretación del perfil de ondas de corte mediante ondas de superficie. La ubicación de la exploración de campo se muestra en la Figura 4.3

Las perforaciones se realizaron con equipo mecánico de rotación e hidráulico, con toma de muestras alteradas tipo *split-spoon* e inalteradas tipo *shelby*, con ensayos de penetración estándar cada metro hasta profundidades máximas variables entre 28 y 42 m bajo la superficie original del terreno.

Complementariamente se excavó manualmente un pozo de exploración, para observación directa de las características del perfil de suelo, muestreo y ensayos. Este pozo alcanzó 27 m bajo la superficie del terreno. A partir de los 27 m de profundidad se realizaron tres perforaciones estabilizadas con lodos bentoníticos y con una broca de corte con el mismo diámetro de la sonda del presurímetro de Menard (tamaño NX ,75 mm) que alcanzaron hasta 30 m bajo superficie, donde se adelantaron prueba de presurímetro a 28 y 29 m de profundidad bajo la superficie

del terreno. Las pruebas de presurímetro se realizaron según la norma ASTM D4719-00 con un presurímetro de Menard tipo G-AM.

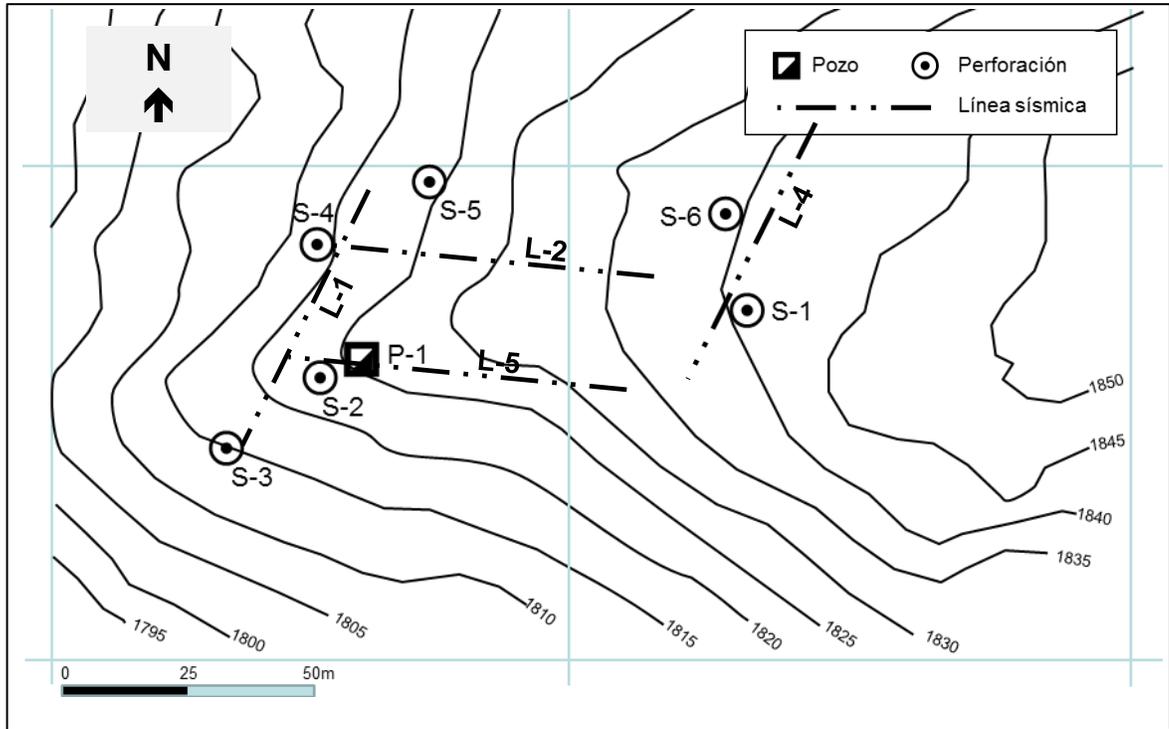


Figura 4.3 - Ubicación exploración de campo

En la superficie del terreno se realizaron cuatro líneas de geofísica para la interpretación unidimensional del perfil de velocidades de ondas de corte mediante el método no invasivo con análisis espectral de ondas de superficie (MASW).

Las perforaciones con ensayos de penetración estándar mostraron diferentes espesores locales de depósitos de ladera y el inicio del suelo residual de anfibolitas a diferentes profundidades. En Figura 4.4 y Figura 4.5 se muestra la distribución del número de golpes en el ensayo de penetración estándar con la profundidad. También se indican las zonas en las que cada sondeo tuvo que avanzar con rotación de corona debido a la existencia de fragmentos de roca.

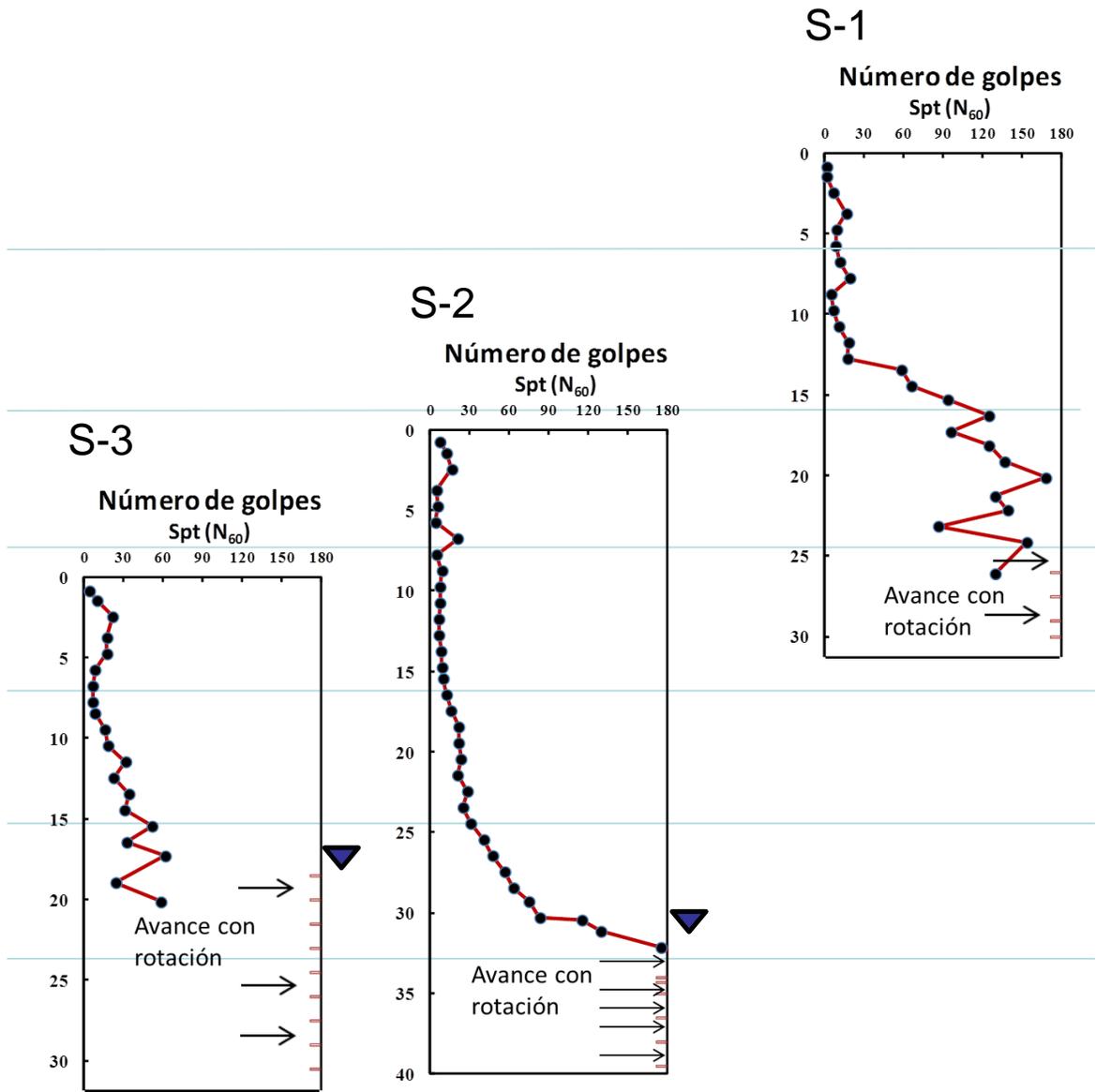


Figura 4.4 - Perfil Sur resistencia a la penetración estándar

Como se evidencia en los registros de las Figura 4.4 y Figura 4.5, los perfiles de suelo son más profundos en el sur que en el norte, y existen diferencias importantes entre sondeos relativamente cercanos. Este aspecto dificulta notablemente la caracterización de las profundidades y espesores de los materiales de condiciones más o menos homogéneas.

S-6

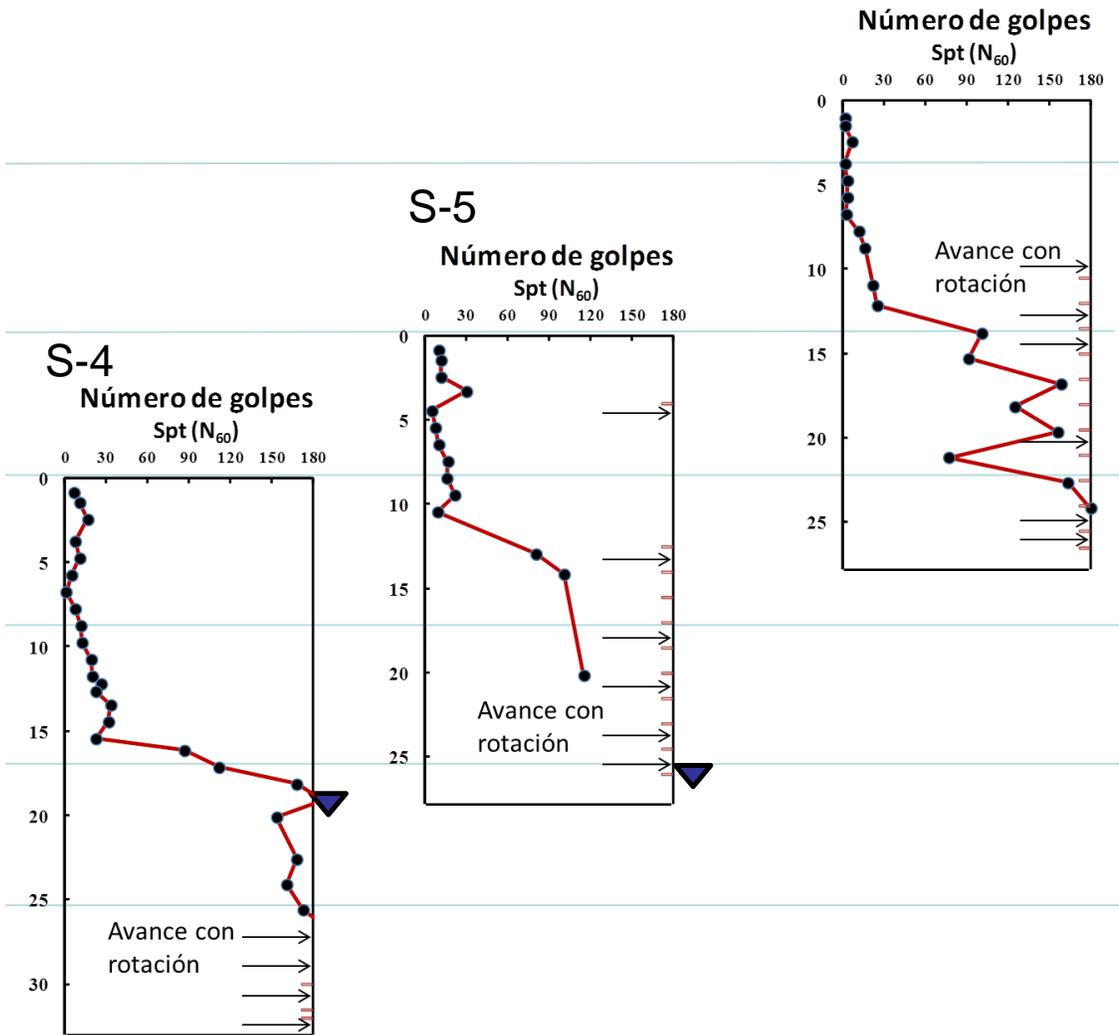


Figura 4.5 - Perfil Norte resistencias a la penetración estándar

Para permitir la correlación entre comportamientos de los ensayos de campo y laboratorio, en este trabajo, se concentró el análisis en el sondeo S-02, que mostró el perfil de suelos maduros más profundo. Por esta razón se excavó el pozo P-01 en su cercanía, donde se adelantaron las pruebas de presurímetro y línea sísmica L-5. Las muestras inalteradas para ensayos de laboratorio se eligieron entre los 25 y 30 m de profundidad dentro del horizonte IV de meteorización de las anfibolitas,

en su zona más arenosa y por encima de la presencia de bloques, como se identifica más adelante, en la Figura 4.13.

La interpretación de las líneas de geofísica, con métodos activos sólo alcanzó para evaluar hasta profundidades del orden de 27 m bajo la superficie, con poca precisión en los valores inferiores. Se requirió una evaluación con métodos de microtremor para alcanzar hasta 40 m de profundidad. Los resultados de esta metodología parecen indicar una menor profundidad del saprolito hacia la parte alta (L-4), mientras que es significativamente más profundo hacia la zona baja (L-5).

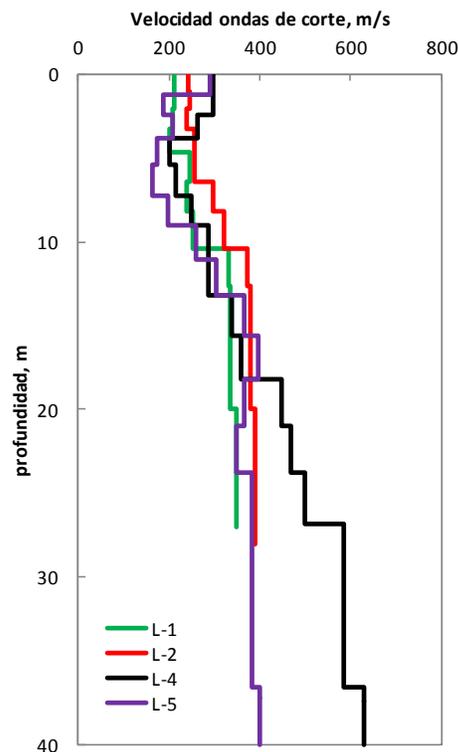


Figura 4.6 - Velocidad de ondas de corte con la profundidad

La comparación entre la velocidad de ondas de corte y el número de golpes en el ensayo de penetración estándar mostrada en la Figura 4.7 es consistente en el aumento de las velocidades con la profundidad, sin embargo, por las

incertidumbres presentadas en la interpretación de las velocidades a partir de los 27 m de profundidad se consideran para los análisis sólo la información hasta los 30 m. Para disponer de mejor información a mayor profundidad, se requiere una distribución diferente en los geófonos o cambiarlos a geófonos que alcancen frecuencias menores a los 4.5Hz.

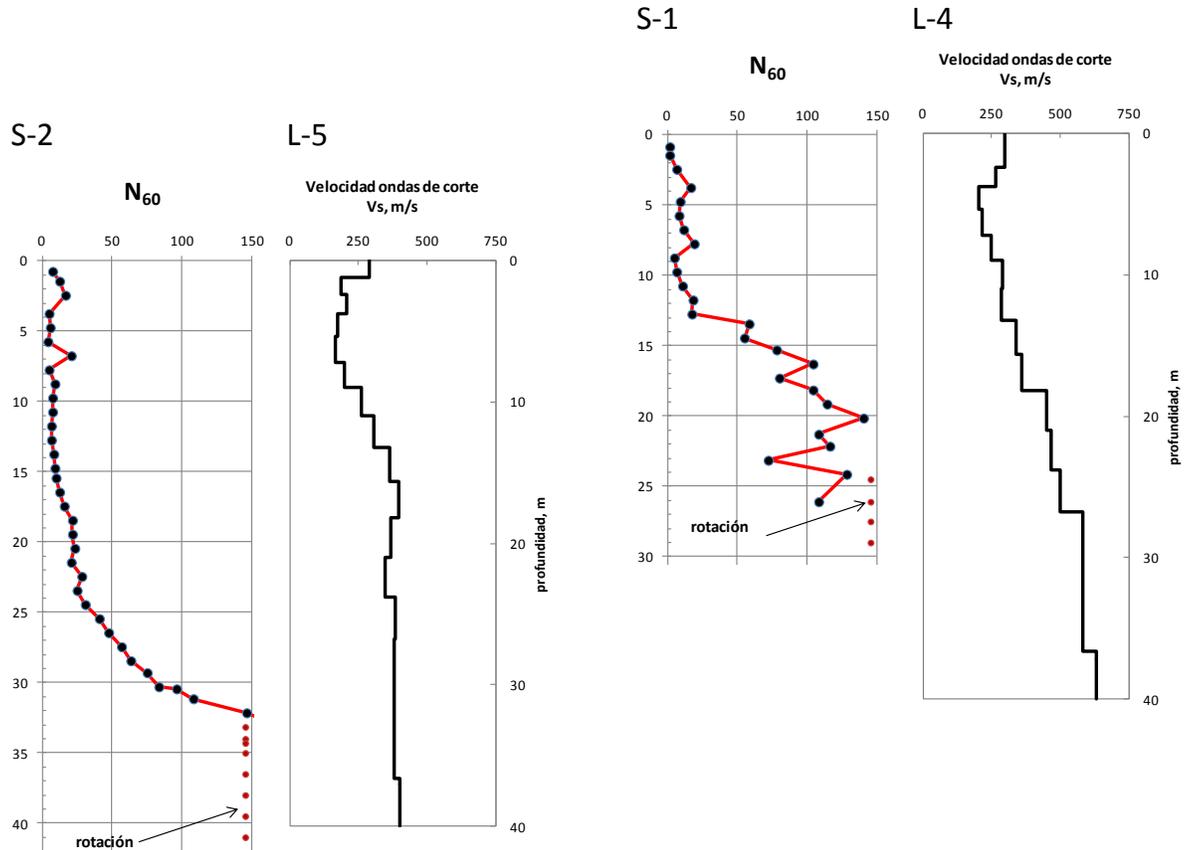


Figura 4.7 - Comparación entre velocidades de ondas de corte y número de golpes del ensayo de penetración estándar

Las curvas volumen de la cavidad vs presión de los presurímetros a 28 y 29 m de profundidad ya corregidas por rigidez de la membrana se muestran en la Figura 4.8, en cada uno de los puntos elegidos A, B y C.

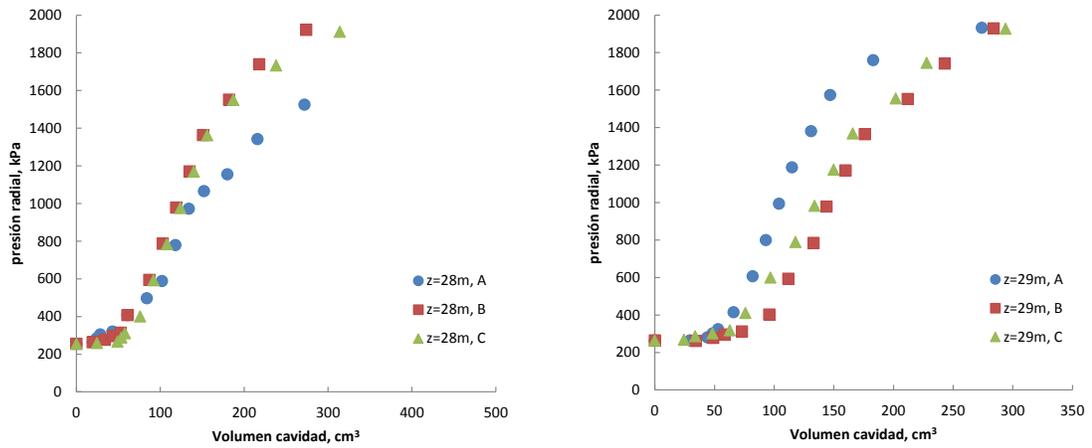


Figura 4.8 - Curva corregida presurímetros a 28 m, izquierda, y 29 m derecha

Se procesaron cada una de las curvas para determinar la presión inicial, que corresponde al esfuerzo horizontal que equilibra los esfuerzos en la membrana, y la pendiente de la fase pseudo-elástica para calcular el módulo de corte secante.

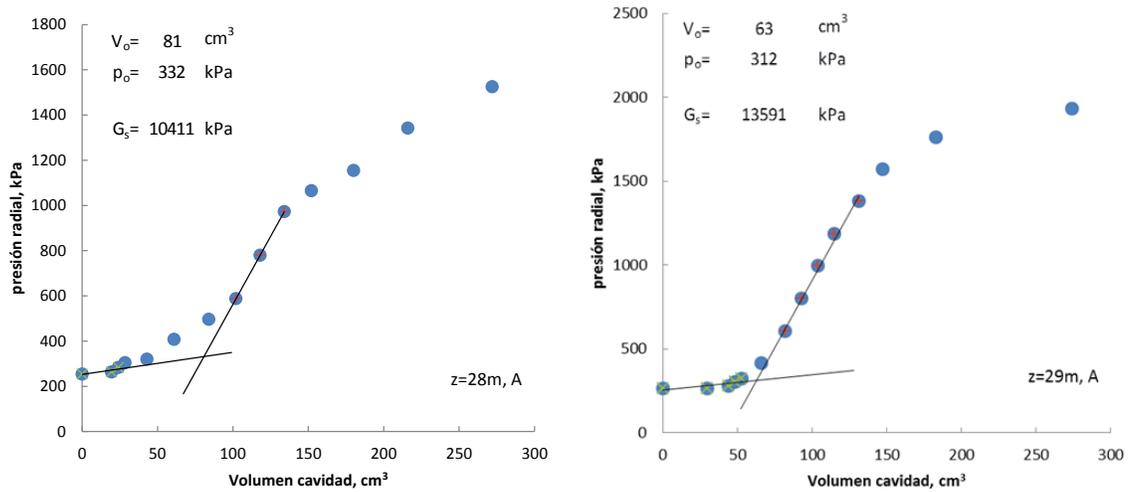


Figura 4.9 - Presurímetro A, izquierda 28 m, derecha 29 m, obtención de parámetros elásticos

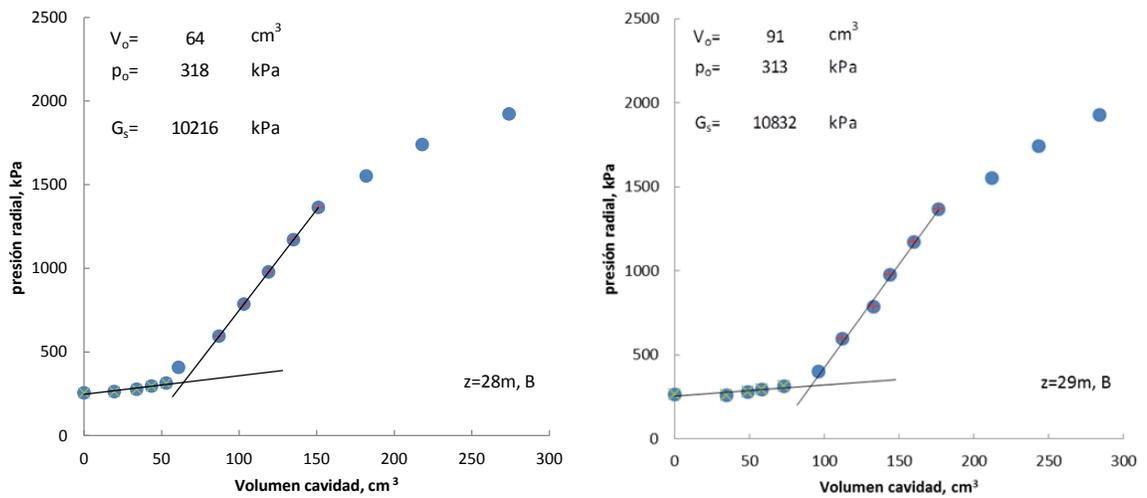


Figura 4.10 - Presurímetro B, izquierda 28 m, derecha 29 m, obtención de parámetros elásticos

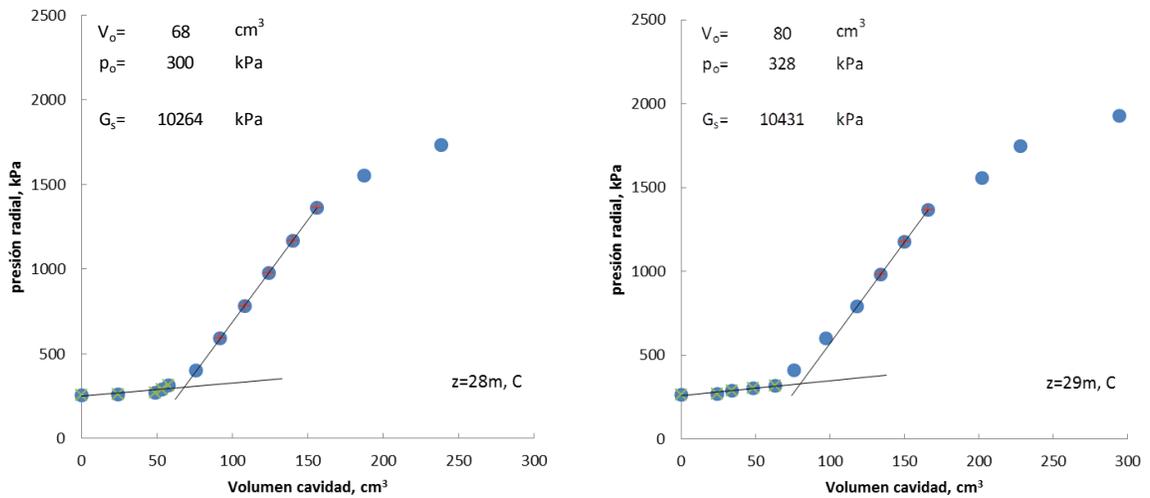


Figura 4.11 - Presurímetro C, izquierda 28 m, derecha 29 m, obtención de parámetros elásticos

La evaluación de los esfuerzos horizontales es seriamente discutida por Mair and Wood (1987) por la influencia que genera la perforación. De todas maneras se evaluaron las relaciones entre los esfuerzos horizontales establecidos en las pruebas y los esfuerzos verticales efectivos calculados con el perfil de suelos. La

Tabla 4.1 resume los esfuerzos medidos con un valor predominante de $K_0=0.64$, adoptado como representativo de los ensayos. Con las ecuaciones de la elástica se establece una relación de Poisson de 0.39.

Tabla 4.1 - Evaluación de la relación de esfuerzos al reposo, K_0 a partir del presurímetro

z, m	prueba	σ'_{vo} , kPa	σ'_{ho} , kPa	K_0
28	A	472	332	0.70
	B	472	318	0.67
	C	472	300	0.64
29	A	490	312	0.64
	B	490	313	0.64
	C	490	328	0.67
valor más probable				0.64

Con base en los módulos secantes de cortante y la relación de Poisson se determina el módulo secante de Young y el valor promedio a cada profundidad, considerando un $V_c=786 \text{ cm}^3$.

Tabla 4.2 - Evaluación de los módulos a partir de ensayos de presurímetro

Prueba	Profundidad, m	p_0 , kPa	V_0 , cm ³	dp/dV	G_s , kPa	ν	E_s , kPa	E_s prom, kPa
A	28	332	81	12.012	10411	0.39	28942	
B	28	318	64	12.017	10216	0.39	28399	
C	28	300	68	12.023	10264	0.39	28535	28625
A	29	312	63	16.017	13591	0.39	37783	
B	29	313	91	12.348	10832	0.39	30112	
C	29	328	80	12.049	10431	0.39	28999	32298

También se evaluaron los parámetros convencionales del presurímetro, que se emplean como valores índice en la clasificación de los suelos y el diseño de cimentaciones.

Tabla 4.3 - Parámetros convencionales obtenidos del presurímetro de Menard

Prueba	Prof., m	E_{PM} (Mpa)	Presión Límite P_L (Kpa)	Presión Fluencia P_f (Kpa)	Relación E_{PM}/P_L	Relación P_L/P_f
A	28	20.1	1787	1121	11	1.68
B	28	28.9	2429	1363	12	1.78
C	28	29.1	2614	1362	11	1.92
A	29	35.0	2292	1380	15	1.66
B	29	29.5	2426	1364	12	1.78
C	29	25.7	2247	1368	11	1.64

Con estos valores es posible mediante métodos semi-empíricos propuestos por el Laboratorio Central de Puentes y Carreteras de Francia, y adoptada en el Eurocode 7, diseñar las cimentaciones con un método alternativo de verificación.

4.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se adelantaron en todo el perfil ensayos de contenido de humedad a todas las muestras, ensayos de pesos unitarios en las muestras de tipo inalterada, obtención de curvas granulométricas por tamizado e hidrómetro, e índices de plasticidad para la evaluación de los parámetros físicos básicos.

En la Figura 4.12 se incluyen de izquierda a derecha parámetros básicos como el grado de saturación, la relación de vacíos, los pesos unitarios seco y total, y la humedad natural y el intervalo plástico. Se evidencia una clara correlación con el origen del depósito u horizontes de meteorización.

En los niveles superiores, pertenecientes a los depósitos de ladera (Q2v: flujos de lodos y escombros del cuaternario) existen una gran dispersión en los parámetros propia de depósitos recientes fuertemente heterogéneos; en los niveles intermedios, el inicio de los horizontes de meteorización de la anfibolitas (PRam), muestra con la profundidad, una reducción progresiva de la humedad y un aumento en la relación de vacíos y pesos unitarios, comportamientos típicos de un

perfil de meteorización, donde se distinguen el horizonte V, con suelos más maduros, cohesivos, sin texturas derivadas de la roca, y el horizonte IV, con un suelo más arenoso, menos húmedo, y con menor relación de vacíos, muy próxima a 1.0.

En el horizonte IV de meteorización de las anfibolitas se distinguen dos niveles, el superior, identificado como IV(i), donde existe una baja proporción de bloques, en general menor del 25%, mientras que el horizonte IV(ii), los porcentajes se incrementan sin alcanzar el 50%, condición que daría lugar a un horizonte III, según la clasificación de Dearman (1995).

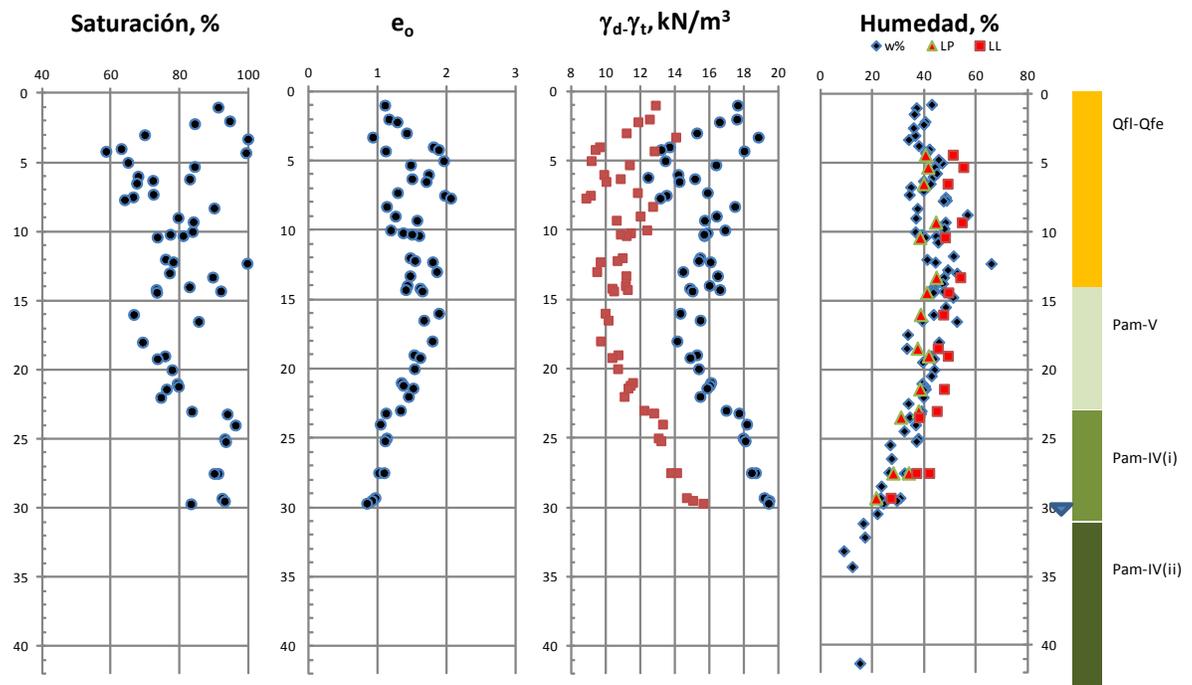


Figura 4.12 - Resultados de parámetros físicos básicos del perfil de suelos

El empleo de ensayos sencillos como la determinación de la humedad natural y los pesos unitarios, complementados con ensayos de gravedad específica permiten una buena identificación de las condiciones del perfil de suelos, que asociados a su origen geológico son un claro identificador de capas de comportamientos más o menos homogéneas.

A diferencia de los suelos transportados, en los suelos residuales, los índices de plasticidad, en general muy bajos en estos materiales, no evidencian niveles de preconsolidación o fenómenos asociados a su historia geológica, toda vez que se trata de ensayos que deben modificar su estructura derivada de la roca que le dio origen.

En la Figura 4.13, se incluyen resultados del ensayo de penetración estándar, velocidad de ondas de corte, ensayos de compresión no confinada y porcentajes de arenas y finos (pasante tamiz 200). Se observa que a partir de 31 m de profundidad el ensayo de penetración presenta más de 100 golpes en 30 cm, límite generalmente establecido para este ensayo, pero que se continua su registro hasta cerca de 150 golpes en 30 cm, donde la perforación está obligada a emplear rotación, aunque con recuperaciones escasas, debido a la presencia de suelos arenosos, donde la recuperación se pierde con el lavado, y mínima información en estos niveles del perfil.

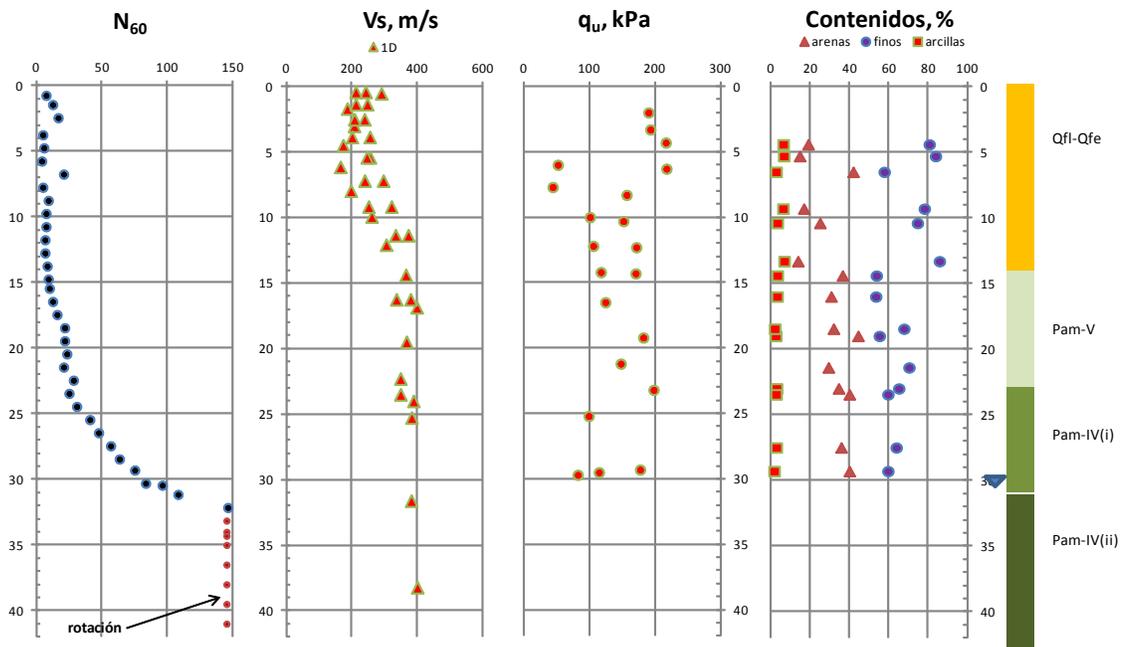


Figura 4.13 - Perfil exploración del subsuelo: N_{60} , V_s , q_u , y contenidos de arena, finos y arcilla

La geofísica realizada desde superficie, muestra poca variación en las velocidades registradas en el suelo residual sin una variación significativa entre los subniveles de horizontes de meteorización identificados en los perfiles. En el suelo residual se presentan velocidades de ondas de cortes entre 370 y 400 m/s a partir de los 15 m de profundidad.

En los materiales residuales objeto de este estudio, pertenecientes al horizonte IV(i) del perfil descrito, entre 27 y 29 m de profundidad, a partir de muestras inalteradas tipo *shelby* tomadas en el pozo P-1, se realizaron seis compresiones triaxiales tipo CU con medición de presión de poros, tres cortes directos tipo CD, con consolidación previa y falla a baja velocidad para obtener parámetros de resistencia drenada, que se identifican con la presión de cámara y esfuerzo normal, respectivamente, y tres ensayos de compresión no confinada, denominados secuencialmente QI-1 a 3.

Tabla 4.4 - Características físicas de los suelos con ensayos de laboratorio

id	Z	Clasif.						PT#4	PT#200	Gs	γ_d	γ_t	e_o	n
		USCS	W	LP	IP	LL								
TX-50	27.0	ML	32.4	28	9	37	100	82.7	2.834	14.13	18.71	0.970	0.49	
TX-100	27.0		32.4						2.834	14.49	19.18	0.920	0.48	
TX-200	27.0		32.4						2.834	14.10	18.67	0.970	0.49	
TX-300	27.0		36.5						2.834	13.67	18.66	1.030	0.51	
TX-400	27.0		36.5						2.834	14.75	20.14	0.880	0.47	
TX-500	27.0		36.5						2.834	13.75	18.77	1.020	0.50	
CD-96	27.2	ML	34.5	34	8	41	100	63.7	2.870	13.61	18.30	1.069	0.52	
CD-199	27.2		32.3						2.870	13.89	18.38	1.027	0.51	
CD-398	27.2		34.8						2.870	13.93	18.78	1.021	0.51	
QI-1	29.2		30.7						2.870	14.67	19.17	0.925	0.48	
QI-2	29.2		29.4						2.870	15.03	19.45	0.873	0.47	
QI-3	29.3		24.2						2.870	15.65	19.43	0.815	0.45	

La Tabla 4.4 resume los parámetros físicos básicos de las muestras ensayadas en el laboratorio. Se incluye la identificación de la muestra, profundidad, clasificación unificada, humedad natural, límites de consistencia: límite plástico, índice plástico y límite líquido, pasante tamiz #4, pasante tamiz #200, gravedad específica, pesos unitarios seco y total, relación de vacíos y porosidad.

Las muestras inalteradas tomadas, en la zona inferior del horizonte IV, corresponden a suelos limo-arenosos de baja plasticidad, parcialmente saturados, con un intervalo en el ensayo de penetración estándar N_{60} entre 56, 63 y 75 para profundidades entre 27 y 29 m, y velocidades de ondas de corte entre 380 y 400 m/s.

No se realizaron ensayos de permeabilidad, pero los tiempos de consolidación obtenidos en las etapas iniciales de los ensayos triaxiales y de corte directo, fueron entre 1 y 3 minutos, situación que indica una condición drenada de corto plazo, y que permite definir que la resistencia al corte drenada es la que se requiere en los análisis de capacidad de carga.

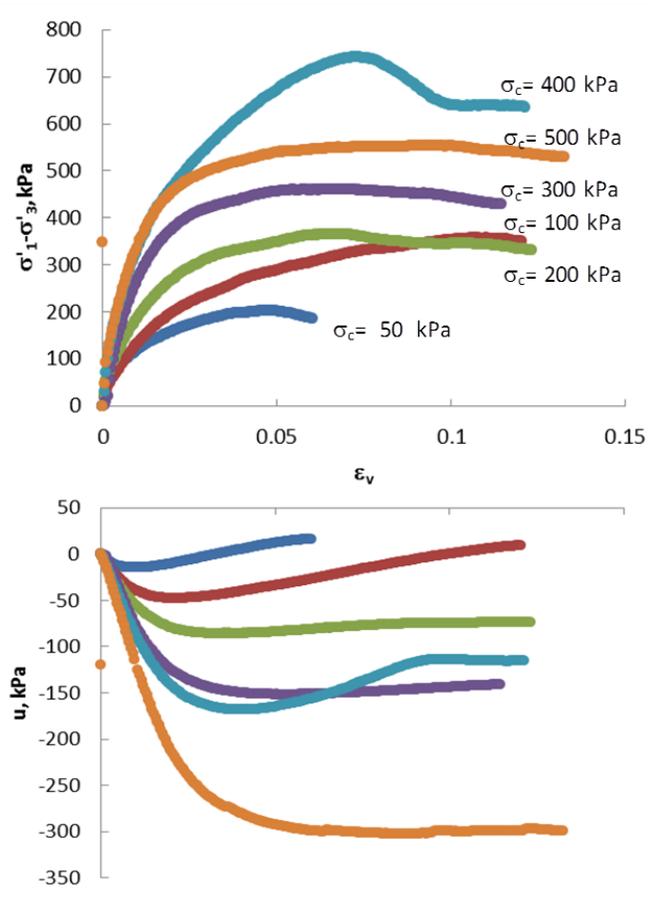


Figura 4.14 - Curvas esfuerzo-deformación presiones de poros-deformación de los ensayos triaxiales para diferentes niveles de confinamiento

Las curvas esfuerzo-deformación de los ensayos triaxiales realizados con esfuerzos de cámara entre 50 y 500 kPa mostraron en general comportamientos compresivos, a excepción de la muestra sometida a un confinamiento de 400 kPa, sin evidencias de dilatancia, ni un decaimiento importante de la resistencia con el aumento de las deformaciones.

Se evaluó la resistencia al corte a partir de las trayectorias de esfuerzos en los ensayos triaxiales (ver Figura 4.15), y la envolvente de falla registra una línea única, con ángulo de fricción en esfuerzos efectivos de 34.4° y una cohesión efectiva de 14 kPa, sin evidencias de una curvatura que reduzca el ángulo de fricción en los esfuerzos mayores.

Con estos parámetros, aplicando la ecuación de resistencia al corte de Mohr-Coulomb, se estima una resistencia al corte de 325 kPa, para 27 m con un esfuerzo vertical efectivo de 454 kPa. El ángulo de fricción equivalente sin cohesión, calculado como a partir de la relación entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo vertical efectivo, es de 35.6° .

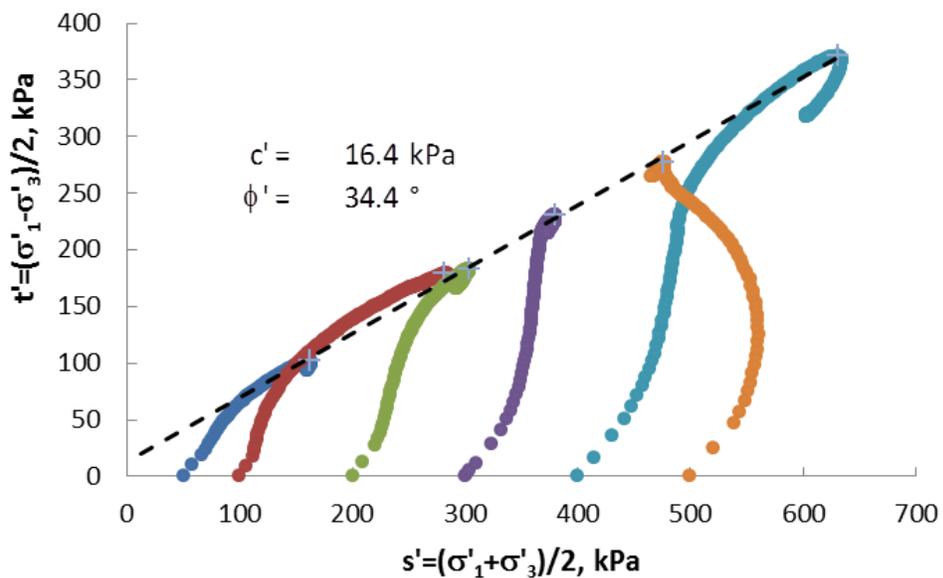


Figura 4.15 -Trayectorias de esfuerzos efectivos y envolvente de falla

A 27 m se tiene una resistencia en el ensayo de penetración estándar N_{60} entre 56 y 63 golpes, que con la expresión de Hatanaka y Uchida (1996) se obtienen ángulo de fricción efectiva de 37.8° y 38.9° , por encima del valor encontrado en el triaxial. También a partir de los resultados del presurímetro, considerando una presión límite de 1360 kPa, que para el esfuerzo horizontal efectivo de 312 kPa, se tiene una presión neta límite de 1048 kPa, con la expresión del centro de estudio de Menard, en ESPRI (1990) se obtiene un ángulo de fricción de 32.3° .

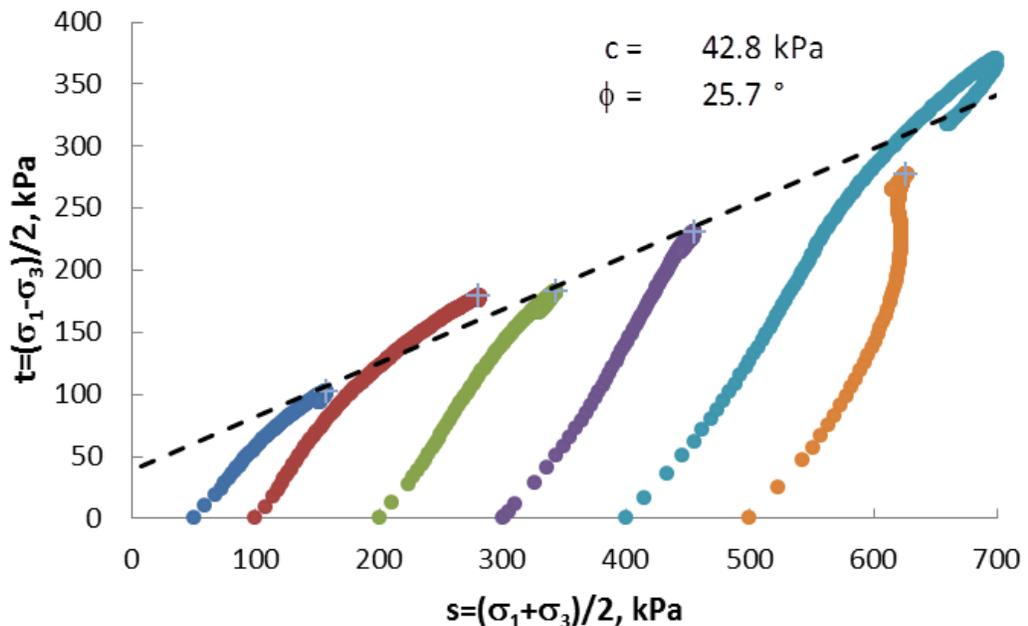


Figura 4.16 - Trayectorias de esfuerzos totales y envolvente de falla

En la Figura 4.16 se evaluó la resistencia al corte a partir de las trayectorias de esfuerzos no drenada en los ensayos triaxiales. Se obtuvo una envolvente con un ángulo de 25.7° y una cohesión total de 42.8 kPa, que representa un valor de $q_u = 136 \text{ kPa}$ entre los valores obtenidos en las pruebas de compresión inconfiada QI-1 y QI-2, que se muestran en la Figura 4.17. Se observa una reducción de la resistencia a la compresión inconfiada entre las tres prueba, posiblemente debido a una reducción de la humedad, consecuencia de un mayor porcentaje de arena.

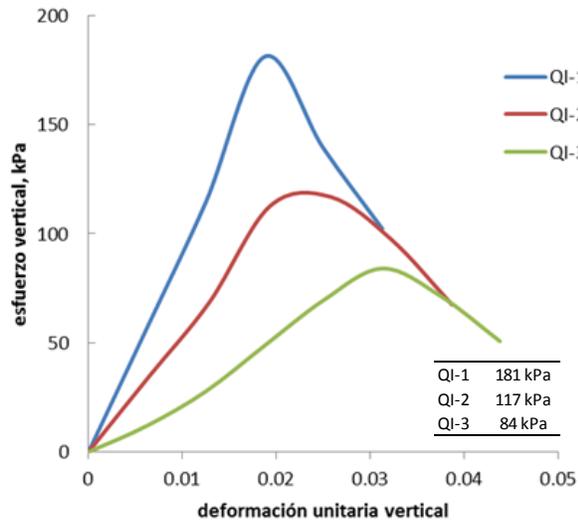


Figura 4.17 - Ensayos de compresión inconfiada

Se realizaron ensayos de corte directo obteniendo un ángulo de fricción efectivo de 22.3° y una cohesión de 65.1 kPa, con comportamientos compresivos en los esfuerzos seleccionados de confinamiento entre 96 y 398 kPa. Se establece una resistencia al corte de 251 kPa para la profundidad de la prueba, con un ángulo equivalente de 28.9° sin cohesión. Este ensayo sobrestima la cohesión, sin embargo, en términos de resistencia al corte se encuentra por debajo de los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales.

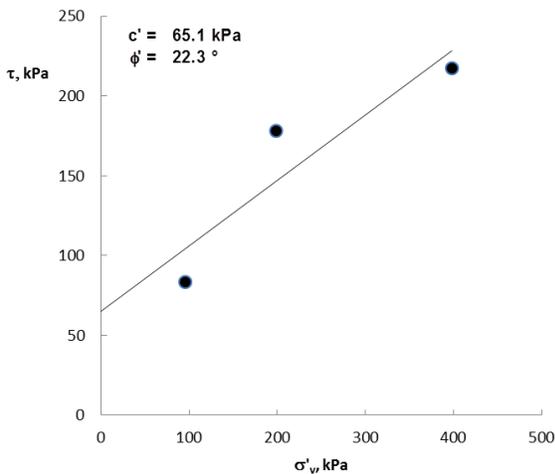


Figura 4.18 - Envolvente de falla lineal, ensayo de corte directo 27.2 m

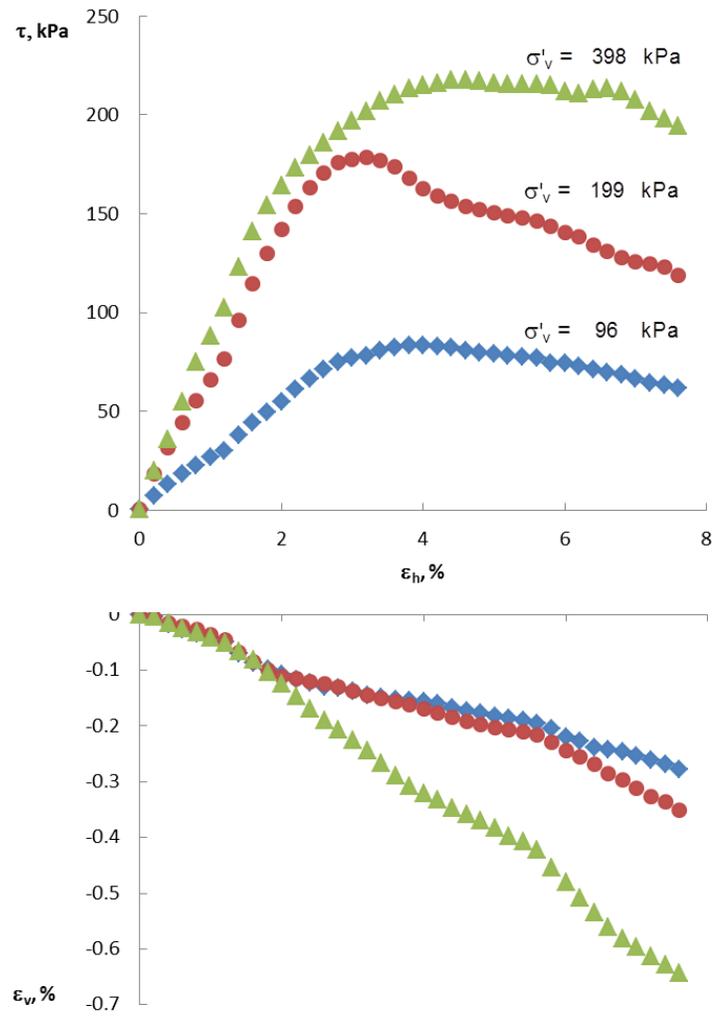


Figura 4.19 - Ensayos de corte directo a 27.2 m

5. MODELO DE COMPORTAMIENTO MECÁNICO

Con base en los resultados de la exploración de campo, la observación y análisis de las evidencias experimentales se permitió identificar que para el análisis de cimentación profunda, donde la capacidad en la base tiene mucho peso respecto a la totalidad de la carga, es satisfactorio el empleo de un modelo que simule el comportamiento del suelo en su condición elástica, con módulos que se degraden a medida que se incrementan las deformaciones. De esta forma se puede evaluar el comportamiento de la cimentación hasta una condición cercana a la falla.

Con el modelo hiperbólico se tiene una herramienta sencilla, de fácil calibración a partir de ensayos de laboratorio, que permite el cálculo de la cimentación considerando varios niveles de esfuerzos, pudiendo simular una curva carga-deformación para establecer en términos racionales la presión de diseño, y que a la vez establece un marco de análisis para la comparación y selección de las constantes del modelo partiendo de diferentes métodos de exploración.

La validación de los parámetros del modelo a partir de diferentes metodologías de exploración, permite en aquellas profundidades donde no se disponga de muestras para ensayos de calibración, la obtención de los parámetros en una forma más confiable.

5.1 DESARROLLO DEL PROCEDIMIENTO

Para cada curva del ensayo triaxial, esfuerzo desviador-deformación unitaria vertical asociada a una presión de cámara, se obtuvo el ajuste lineal de las constantes a y b según la **Ecuación 3.29**, que determinan la inversa del esfuerzo desviador asintótico de la curva hiperbólica, y la inversa del módulo elástico tangente inicial. También se determinó para cada presión de cámara, el coeficiente R_f , que es la relación entre el esfuerzo desviador asintótico y el

desviador de falla, calculado a partir de los parámetros de resistencia al corte, ϕ y c' , según la Ecuación 3.36.

Los ajustes lineales se realizaron hasta el valor de desviador máximo y se muestran en las figuras 5-1 a 5-6. Se muestra un ajuste satisfactorio prácticamente en todos los puntos, a excepción de la zona inicial de la curva, donde la recta de ajuste se ubica por encima de los datos experimentales, situación que da lugar a una intercepción algo mayor, aspecto que origina una ligera subestimación del módulo tangente inicial, quedando del lado conservador en análisis de asentamientos.

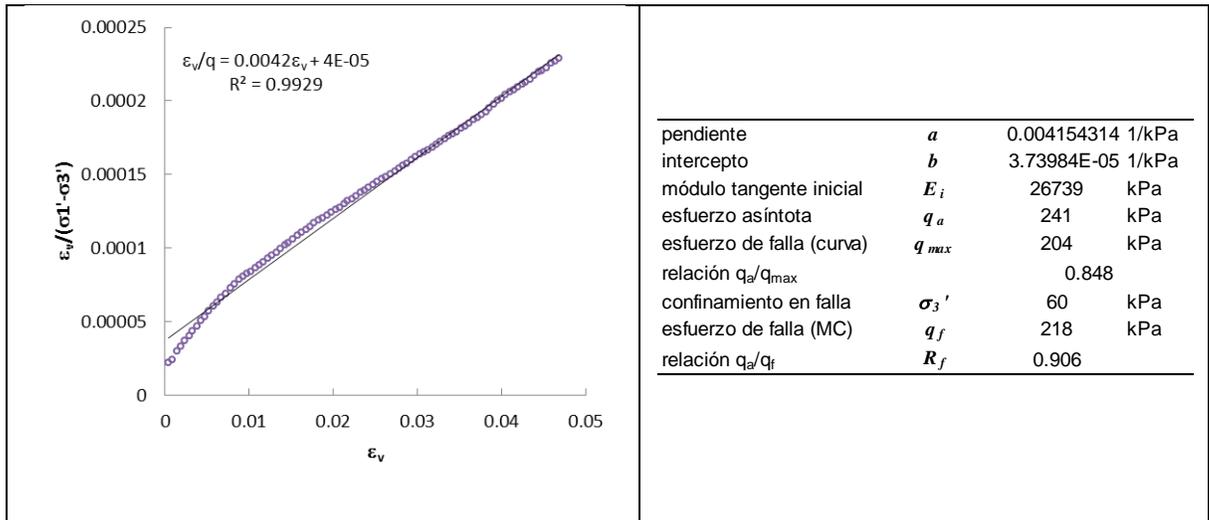


Figura 5.1 - Ajuste curva modelo hiperbólico, presión de cámara 50 kPa

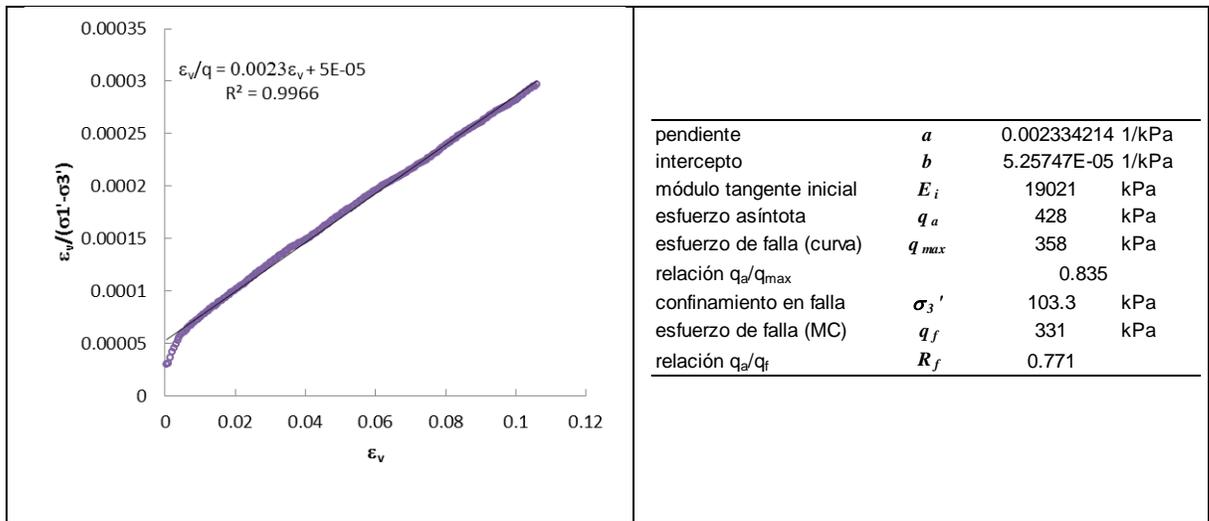


Figura 5.2 - Ajuste curva modelo hiperbólico, presión de cámara 100 kPa

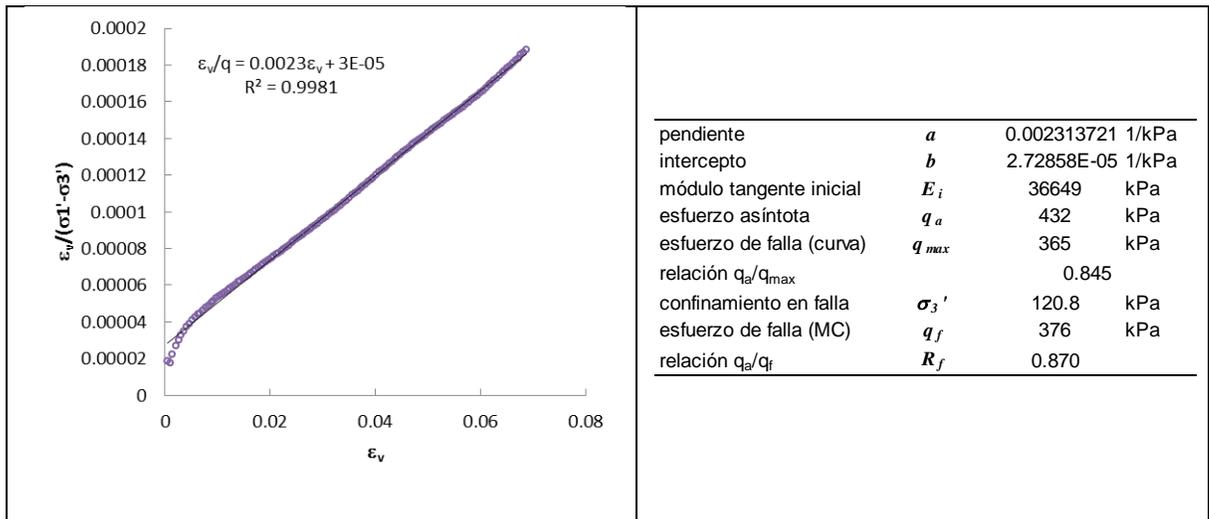


Figura 5.3 - Ajuste curva modelo hiperbólico, presión de cámara 200 kPa

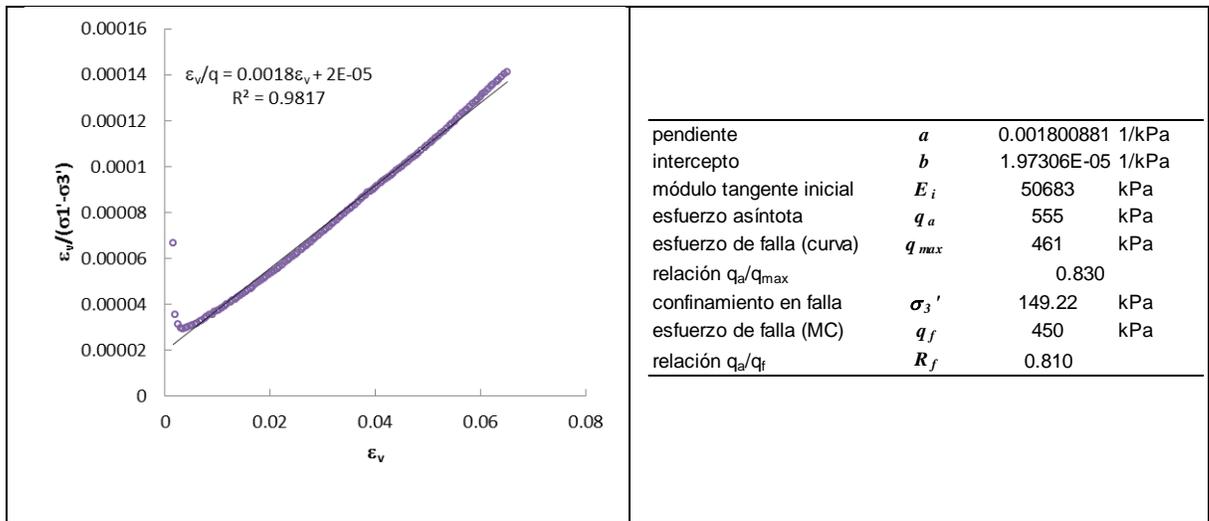


Figura 5.4 - Ajuste curva modelo hiperbólico, presión de cámara 300 kPa

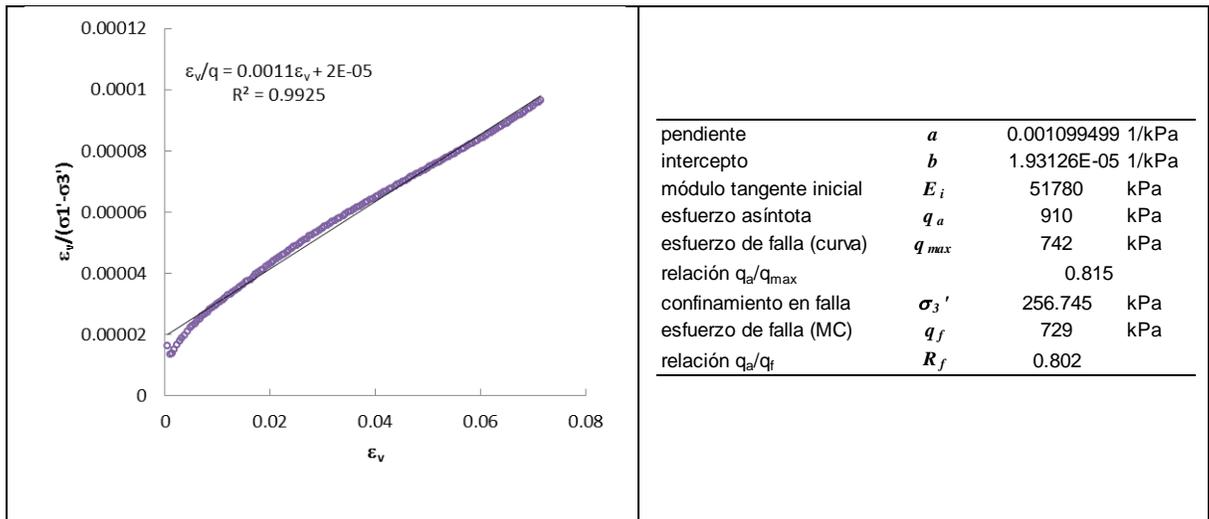


Figura 5.5 - Ajuste curva modelo hiperbólico, presión de cámara 400 kPa

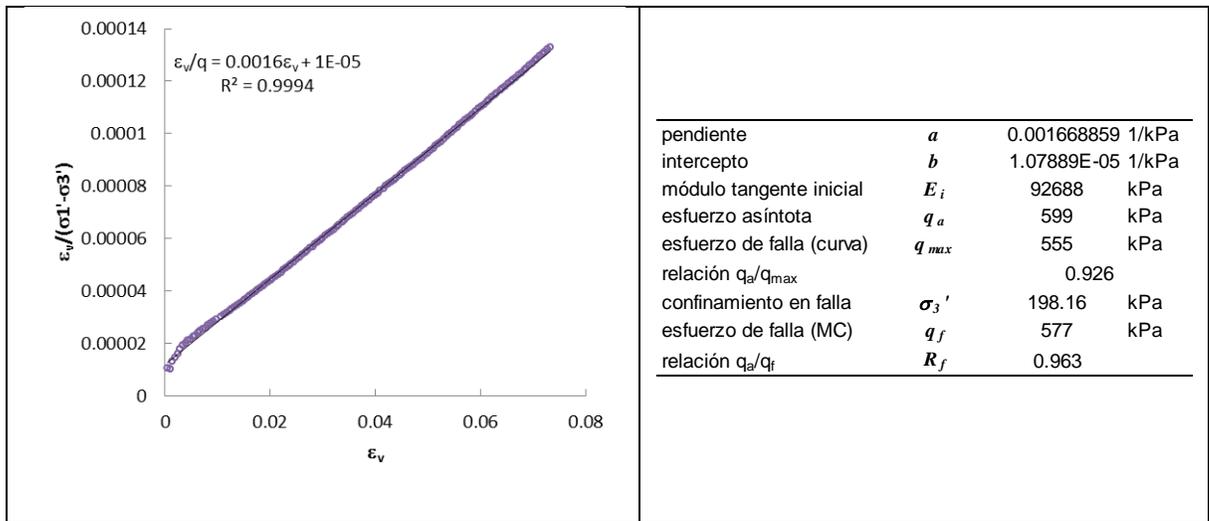


Figura 5.6 - Ajuste curva modelo hiperbólico, presión de cámara 500 kPa

Una vez obtenidas las constantes E_i , q_a y R_f para diferentes niveles de presión de cámara, se construye la Tabla 5.1 que permite extender el modelo para cualquier nivel de esfuerzos de confinamiento.

Tabla 5.1 - Módulos tangente inicial para diferentes niveles de confinamiento efectivo

σ'_3 , kPa	E_i , kPa	σ'_3/p_a	E_i/p_a	$\log(\sigma'_3/p_a)$	$\log(E_i/p_a)$	q_f	R_f
60.0	26739	0.61212	272.7921	-0.21316	2.43583	218	0.906
103.3	19021	1.053867	194.0476	0.02279	2.28791	331	0.771
120.8	36649	1.232402	373.8937	0.09075	2.57275	376	0.870
149.2	50683	1.522342	517.0657	0.18251	2.71355	450	0.810
256.7	51780	2.619312	528.2561	0.41819	2.72284	729	0.802
198.2	92688	2.021628	945.5991	0.30570	2.97571	577	0.963
						promedio $R_f =$	0.854

De la correlación entre los esfuerzos de confinamiento y el módulo tangente, se obtienen las constantes del modelo hiperbólico: constante $K=324$ y exponente $n=0.799$. El parámetro R_f se adoptó como el promedio de los diferentes valores locales, con un $R_f=0.854$

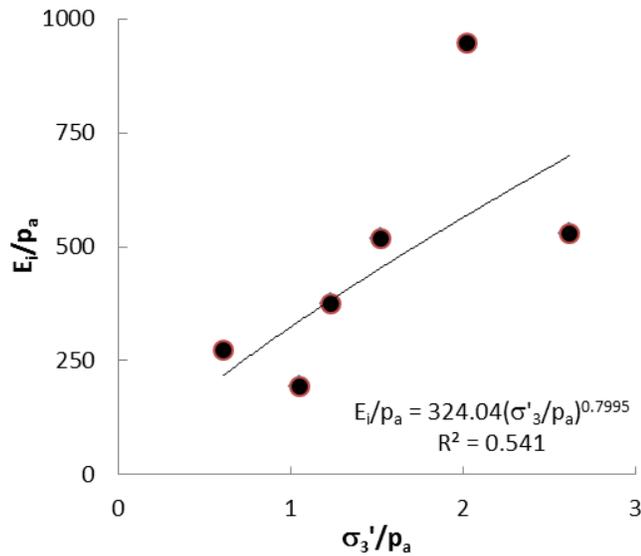


Tabla 5.2 - Constantes del modelo hiperbólico para el suelo residual a 27 m

constante modelo	<i>K</i>	324.0383
exponente	<i>n</i>	0.799488
relación esfuerzo falla	<i>R_f</i>	0.854

Con las constantes de la Tabla 5.2, es posible simular cualquier nivel de esfuerzos. Se elige el esfuerzo principal menor, con el cual, se calcula el módulo tangente inicial y el esfuerzo desviador asintótico. El desviador límite de falla queda definido con la relación R_f . La evaluación del módulo tangente o secante se calcula en función del grado de movilización de la resistencia, eligiendo el valor del esfuerzo efectivo principal mayor.

5.2 VERIFICACIÓN DEL MODELO

Se comparan los resultados experimentales con los del modelo. Para obtener la curva esfuerzo desviador-deformación se calculan los siguientes pasos:

- 1- Se calcula el módulo tangente inicial a partir del esfuerzo efectivo principal menor σ'_3 , aplicando la Ecuación 3.38. El esfuerzo σ'_3 es la presión efectiva de cámara.

- 2- Se calcula el esfuerzo desviador de falla, a partir de los parámetros de resistencia al corte empleando la **Ecuación 3.36**.
- 3- Se determina el valor desviador de la asíntota despejando de la **Ecuación 3.32**.
- 4- Se calculan las constantes locales a y b a partir de los valores calculados en el punto 1 y 3, como la inversa del esfuerzo desviador en la asíntota de la hipérbola y b, como la inversa del módulo tangente inicial.
- 5- Se construye una tabla de deformaciones verticales unitarias y se calcula el desviador aplicando la **Ecuación 3.28**. Se verifica si el esfuerzo desviador se encuentra por encima del desviador de falla, en cuyo caso se reemplaza por ese valor.

Tabla 5.3 - Obtención de parámetros locales a partir del modelo

esfuerzo principal menor	σ'_3	60 kPa
módulo tangente inicial	E_i	21453 kPa
desviador asíntota	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_a$	255 kPa
desviador de falla	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$	218 kPa
Constantes locales		
pendiente	a	0.003915 1/kPa
intercepto	b	4.66E-05 1/kPa

De esta forma se construye la curva del modelo, que se compara con la obtenida experimentalmente en la Figura 5.7. La evaluación del módulo tangente para un determinado nivel de esfuerzo desviador, se calcula empleando la **Ecuación 3.35**.

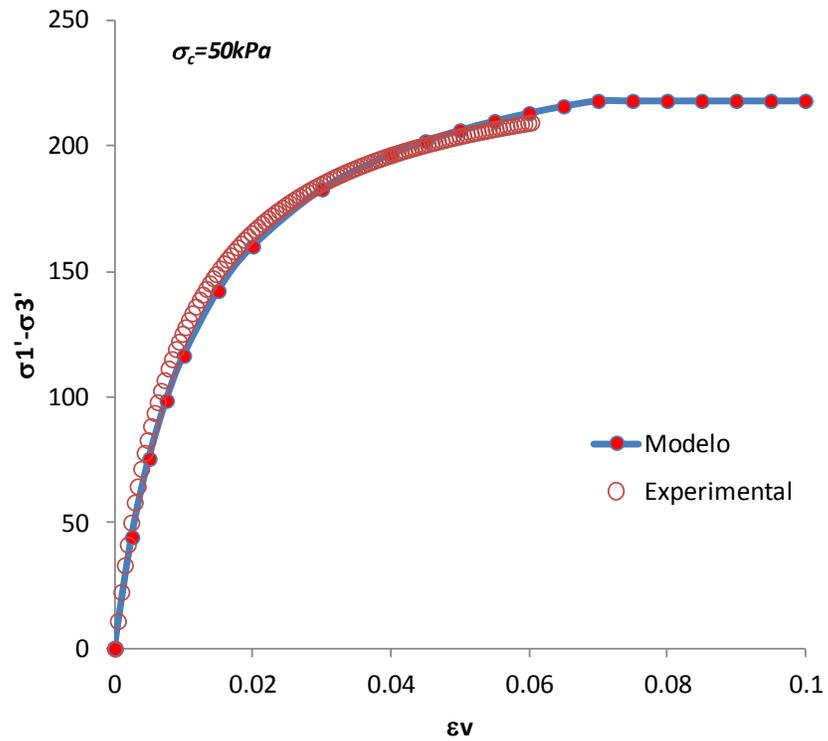


Figura 5.7 - Comparación curva del modelo y experimental (presión de cámara 50 kPa)

En forma similar se obtuvieron las curvas del modelo para diferentes presiones de cámara, cuyas gráficas se comparan con los datos experimentales en Figura 5.8 a Figura 5.12.

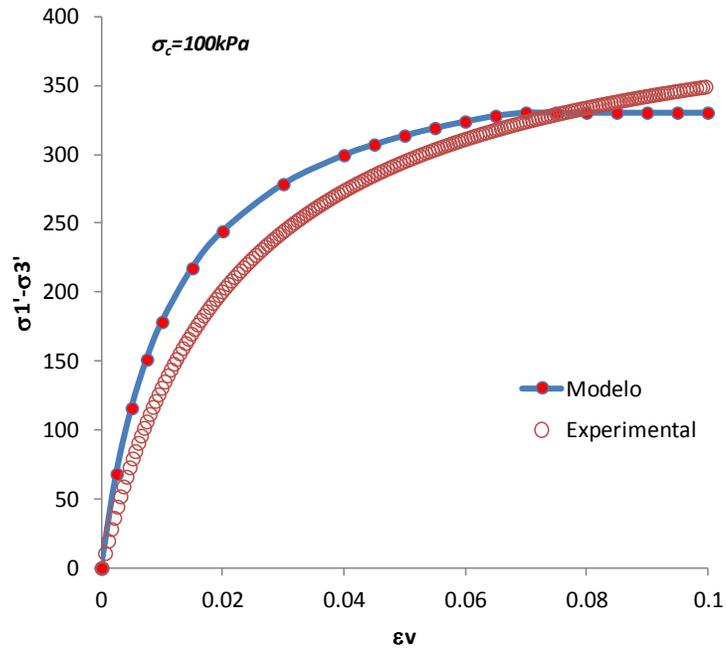


Figura 5.8 - Comparación curva del modelo y experimental (presión de cámara 100 kPa)

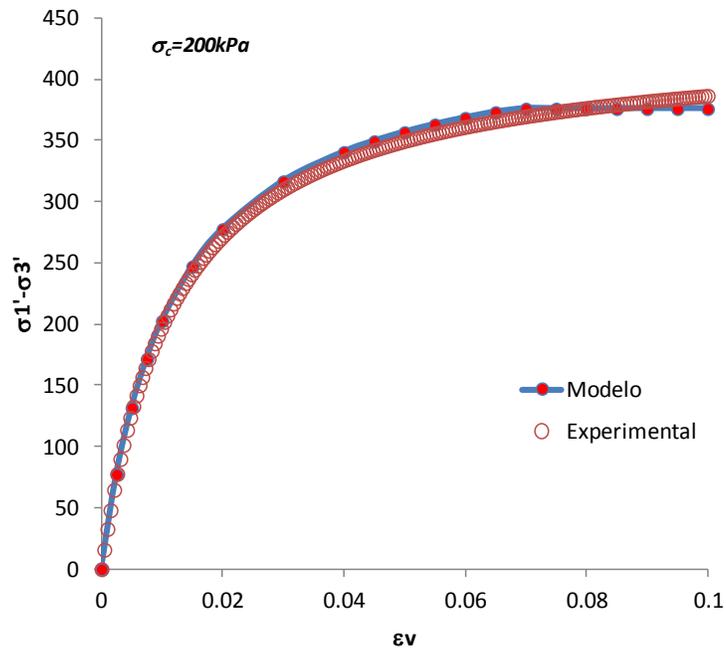


Figura 5.9 - Comparación curva del modelo y experimental (presión de cámara 200 kPa)

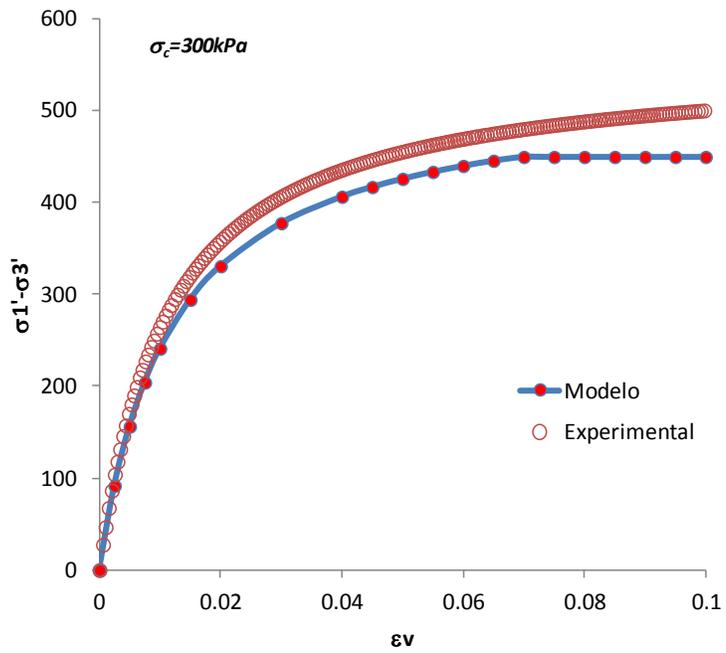


Figura 5.10 - Comparación curva del modelo y experimental (presión de cámara 300 kPa)

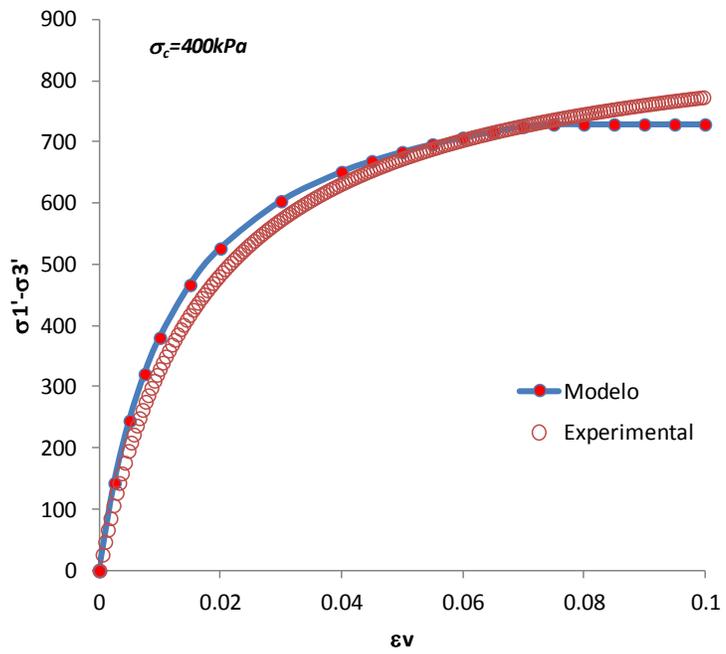


Figura 5.11 - Comparación curva del modelo y experimental (presión de cámara 400 kPa)

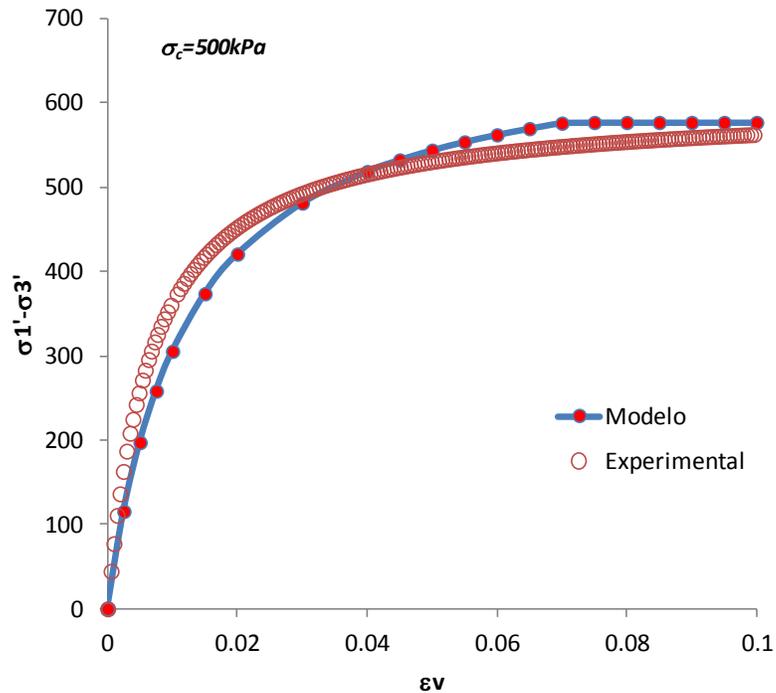


Figura 5.12 - Comparación curva del modelo y experimental (presión de cámara 500 kPa)

Se observa una buena correlación entre las curvas experimentales y modeladas. A excepción de la curva experimental con un confinamiento de 100 kPa, donde el modelo predice un comportamiento algo más rígido que la curva experimental, los demás modelos muestran una rigidez similar a la experimental.

5.3 VERIFICACIÓN CON ENSAYOS DE PRESURÍMETRO

Se evalúa el modelo obtenido en el punto 5.1 con los resultados de los ensayos de presurímetro. Se considera como esfuerzo principal mayor el geostático efectivo a la profundidad de cada ensayo de presurímetro, y el esfuerzo principal menor, el deducido a partir del producto entre el esfuerzo geostático efectivo y el coeficiente de empuje al reposo obtenido en los ensayos.

La Tabla 5.4 resume los módulos iniciales tangentes y el desviador de falla. Se evaluaron el módulo tangente y secante considerando un desviador igual a la mitad del valor de falla, teniendo en cuenta que los ensayos de presurímetro evalúan el módulo tangente en la zona pseudo-elástica, aproximadamente en el mismo orden de desviador. La diferencia entre los módulos tangentes del modelo y los obtenidos en los ensayos es menor del 1%.

Tabla 5.4 - Verificación del modelo frente a ensayos de presurímetro

prueba	evidencia experimental				modelo			
	σ'_{vo} kPa	K_o -	σ'_{ho} kPa	E_t kPa	E_i kPa	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$ kPa	E_{t50} kPa	E_{s50} kPa
28 m	472	0.66	312	28625	80154	873	26271	45889
29 m	490	0.66	323	32298	82405	901	27037	47202

La prueba del presurímetro a 29 m indica un suelo de mayor rigidez, propio de la variación del nivel de meteorización en perfiles como el evaluado, situación que no considera el modelo, teniendo en cuenta que fue deducido de pruebas de laboratorio en suelos a 27 m. Tal variación podría considerarse teniendo en cuenta el incremento en el ensayo de penetración estándar o el aumento en la velocidad de las ondas de corte. En ese sentido se requiere ajustar el modelo con la profundidad, mediante pruebas de laboratorio en diferentes grados de meteorización.

5.4 VERIFICACIÓN CON PRUEBAS DE GEOFÍSICA

Con la velocidad de propagación de ondas de corte y la densidad del material a la profundidad donde se dispone el modelo, se verifica la ecuación de degradación de la rigidez para el nivel de deformaciones requerida en los análisis de cimentación.

Para un peso unitario total de 18.6 kN/m^3 y una velocidad de propagación de ondas de corte de 380 m/s , se tiene un valor de módulo de cortante máximo de 269 MPa aplicando la **Ecuación 3.8**.

Se hace un estimativo inicial del módulo de cortante secante con la curva de degradación de la **Ecuación 3.11**, con $f=1$ y $g=0.2$, y considerando un factor de seguridad en los cortantes de 1.5 . Se obtiene un $G_s=21.3 \text{ MPa}$, que con la relación de las constantes elásticas se obtiene un $E_s=59.3 \text{ MPa}$.

Se hace un estimativo inicial de la degradación del módulo edométrico, igual a 645 MPa , calculado a partir del G_o y la relación de Poisson de 0.2 . Se emplea la **Ecuación 3.11**, con $f=1$ y $g=0.2$, con un factor de seguridad de 2 , que correspondería al módulo del 50% del desviador de falla. De esta forma se obtiene un módulo edométrico de 83.44 MPa y un módulo elástico de 41.83 MPa .

La comparación entre módulos equivalentes se encuentra dentro del 9%.

5.3 RESUMEN DE RESULTADOS

Con esta metodología se muestran fuentes diversas para obtención de constantes que permitan construir el modelo hiperbólico, de forma tal que sus valores sean calibrados no sólo mediante un tipo de ensayo, sino por el conjunto de los distintos tipos de exploración. De esta forma se logra una consistencia entre diferentes métodos de obtención de datos y a la vez, permite estimar en una forma más confiable aquellos donde no existan las fuentes principales como son: geofísica, ensayos de campo y laboratorio.

Tabla 5.5 - Resumen comparación de resultados

	Esfuerzo horizontal de confinamiento, σ'_3	Módulo tangente inicial, E_i	módulo tangente 50%		módulo secante 50%	
			modelo	pmt	modelo	geofísica
profundidad	kPa	MPa				
28 m	312	80.2	26.6	26.3	45.9	41.8
	relación experimental:modelo		99%		91%	

5.4 PROCESO METODOLOGICO

Se enuncia en modo esquemático el proceso metodológico propuesto:

1. Exploración del subsuelo mediante métodos de geofísica orientados a definir el perfil de velocidad de ondas de corte
2. Exploración inicial del subsuelo mediante perforaciones con toma de muestras y ensayos de penetración estándar.
3. Validación de resultados de geofísica confrontados con los registros de penetración estándar.
4. Determinación de parámetros físicos básicos, humedad natural, pesos unitarios, gravedad específica y cálculo de relaciones de vacíos y porosidad.
5. Donde las características lo permitan, emplear otros métodos de exploración de campo como presurímetro, dilatómetro, cono estático, o ensayo de placa.
6. Con base en la fundamentación geológica, establecer depósitos y/u horizontes de meteorización.
7. Validar el modelo geológico con las propiedades físicas básicas, determinando materiales de características físicas más o menos homogéneas.
8. En cada uno de los materiales típicos, tomar muestras para ensayos de laboratorio orientados a definir la resistencia al corte y la compresibilidad.

9. Determinar parámetros del modelo hiperbólico en cada material típico.
10. Validar el modelo frente a los diferentes ensayos de campo adelantados.
11. En los materiales donde no se disponga de información de alguna de las fuentes, derivarla de las tendencias observadas.

Es importante que la información sea redundante, procedente de diferentes metodologías, que se unifican mediante el modelo hiperbólico para su comparación en términos similares de esfuerzos de confinamiento y grado de movilización de resistencia.

6. CONCLUSIONES

Se presentó una metodología que permite definir la rigidez de materiales orientados al diseño de cimentaciones con altos esfuerzos en suelos residuales saprolíticos de anfibolitas.

Los resultados obtenidos con el modelo mecánico adoptado predicen en forma razonable para la práctica ingenieril, los valores de los parámetros de rigidez del suelo a nivel de la fundación, por tanto se puede emplear para el análisis y predicción de los asentamientos de cimentaciones.

La comparación de diferentes metodologías de exploración orientadas a la caracterización de los suelos de cimentación, requiere una validación de los resultados en términos de los esfuerzos y grado de movilización de la resistencia del suelo, aspecto que debe ser evaluado considerando un modelo de comportamiento uniforme para los diferentes métodos de exploración.

BIBLIOGRAFÍA

Amoroso, S. (2011). *G- γ decay curves by seismic dilatometer (SDMT)* (Doctoral dissertation, Dissertation for the Doctoral Degree, L'Aquila: University of L'Aquila).

ASTM, (2004), Standard test method for prebored pressuremeter testing in soils. American Society for Testing and Materials, vol. 04.08, Soil and Rocks (I): D420-D5779, West Conshohocken, Pennsylvania

Atkinson, J. H. (2000). "Fortieth Rankine Lecture: Non-Linear Soil Stiffness In Routine Design." *Geotechnique* 50 (5): 485.

Atterberg, A. (1913). Die Plastizität und Bindigkeit liefernde Bestandteile der Tone. *Int. Mitt. Bodenkd.* 3, 291–330.

Bell, A. L. (1915). Lateral pressure and resistance of clay and the supporting power of clay foundations. *Min. Proc. ICE* 199, 233–272.

Benz, T. (2006). Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. *Inst. für Geotechnik, Stuttgart Univ.*

Biarez, J. y Hicker, P.Y. (1996). *Elementary mechanics of soil behaviour*. Balkema.

Bjerrum, L., y Flodin, N. (1960). The development of soil mechanics in Sweden, 1900–1925. *Géotechnique*, 10(1), 1-18.

Bjerrum, L. y Johannessen, I.J. (1965). Measurements of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay. *Proceedings 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, September 815, Vol.2, pp.261-264.*

Bjerrum, L. Johannessen, I.J., y Eide, O., (1969). Reduction of negative skin friction on steel piles to rock. *Proceedings 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, August 2529, Vol.2, pp.27-34.*

- Burland, J.B. (1973). Shaft Friction of Piles in Clay. *Ground Engineering*, London, Vol.6., No.3, pp.3042.
- Briaud, J. L. (2000). The national geotechnical experimentation sites at Texas A&M University: clay and sand. *Geotechnical Special Publication*, 26-51.
- Brinkgreve, R. B. (Ed.). (1999). *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. CRC Press.
- Boussinesq, J. V. (1885). Sur la resistance d'une sphere solide. *CR Hebd. Seanc. Acad. Sci. Paris*, 100, 935.
- Bowles, J. E. (1988). *Foundation analysis and design*. New York: McGraw-Hill
- Bowles, J. E. (1974). *Analytical and computer methods in foundation engineering*. New York: McGraw-Hill.
- Cavalcante, E.H., Danziger, F. A. B., Giacheti, H. L., Coutinho, R.Q. y otros. (2007). Campos experimentais brasileiros. *Geotecnia*. N°. 111, pp. 99-205.
- Chrimes, M. (2008). Geotechnical publications before geotechnique. *Geotechnique*, 58(5), 343-355.
- Christian, J. T., y Desai, C. S. (Eds.). (1977). *Numerical methods in geotechnical engineering*. McGraw-Hill.
- Coulomb, C. A. (1776) Essai sur une application des regies des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture, *Acad. Sci*
- Coutinho, R. Q., & Schnaid, F. (2010). CPT Regional Report for South America. In *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach*.
- Cruz, N., Viana Da Fonseca, A. y Rodrigues, C. (2013) "A specific protocol to characterize Intermediate Geomaterial (IGM). The case of Porto granites", *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, ISC-4, Vol.2*, 985-992.
- Cundall, P. A. (1993). *FLAC user's manual*. Itasca Consulting Group, USA.

Das, B. M., Atalar, C., y Shin, E. C. (2010). Developments in elastic settlement estimation procedures for shallow foundations on granular soil. XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Vol.3, 851. Acapulco.

Da Cunha, R. P. (1994). *Interpretation of selfboring pressuremeter tests in sand* (Doctoral dissertation, Universidade Federal do Rio de Janeiro).

Da Cunha, R. P., y Kuklík, P. (2003). Numerical evaluation of pile foundations in tropical soils of the federal district of Brazil by means of a semi-analytical mathematical procedure. *Solos e Rochas, Suelos y Rocas, Soils & Rocks*, 26(2), 167-182.

Da Fonseca, A. V., Carvalho, J., Ferreira, C., Santos, J. A., Almeida, F., Pereira, E., ... y Oliveira, A. (2006). Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(5), 1307-1348.

Da Fonseca, A., Carvalho, J., Ferreira, C., Tuna, C., Costa, E., y Santos, J. (2004). Geotechnical characterization of a residual soil profile: The ISC'2 experimental site, Porto. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, 2, 1361-1370.

Da Fonseca, A. (2003). Characterising and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite. *Porto. 'Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils'*. Swets & Zeitlinger, Lisse, 1341-1378.

Dearman, W. R. (1995). Description and classification of weathered rocks for engineering purposes: the background to the BS5930: 1981 proposals. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 28(3), 267-276.

Deere, D. U., y Patton, F. D. (1971). Slope stability in residual soils. In *Proc. 4th Panam. Conf. Soil Mech., Puerto Rico* (Vol. 1, No. 87, p. 170).

Fahey, M., y Carter, J. P. (1993). A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(2), 348-362.

- Fellenius, B. H. (1991). Pile foundations. In *Foundation engineering handbook*(pp. 511-536). Springer US.
- Fellenius, B. H. (1999). *Basics of Foundation Design*, 2nd Edition. BiTech PublishersLtd., Richmond, BC, 164 p
- Fellenius, B. H. (1989). Tangent modulus of piles determined from strain data. In *Foundation Engineering: Current Principles and Practices: Proceedings of the 1989 Foundation Engineering Congress, Evanston* (Vol. 101, pp. 25-29).
- Fellenius, W. (1918). *Kaj-och jordrasen i Göteborg*.
- Flodin, N., y Broms, B. B. (1981). History of civil engineering in soft clay. Chapter 1 in *Soft clay engineering*, edited by EW Brand and RP Brenner.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons.
- Geotechnical Engineering Office, Hong Kong. (1996). *Geo Publication 1/96: Pile Design and Construction*.
- Goodman, R. E. (1998). *Karl Terzaghi: The engineer as artist*. NY:ASCE.
- Hardin, B. O. y Black, WL, (1968). Vibration modulus of normally consolidated clay, *J. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 94, 353-369.
- Hardin, B.O. y Black, W.L. (1969). "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay; Closure." *J. of the Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE*, 95(SM6), 1531–1537.
- Hatanaka, M., y Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soils and Foundations*,36(4), 1-10.
- Heijnen, W. J. (1976). Penetration testing in Netherlands: Conference. 6F, 7R. *Proc. Eur. Symp. Penetrat. Test, Stockholm, june 1974, (1) p79-83*. In *International*

Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts (Vol. 13, No. 9, p. A110). Pergamon.

Hubbert, M. K. (1951). Mechanical basis for certain familiar geologic structures. *Geological Society of America Bulletin*, 62(4), 355-372.

Iwasaki, T. y F. Tatsuoka (1977), "Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands", *Soils and Foundations*, 17(3), 19-35.

Janbu, N. (1998). Sediment deformations. University of Trondheim, Norwegian University of Science and Technology, Geotechnical Institution, Bulletin 35, 86 p.

Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Vol. 1, pp. 19-25, and Vol. 2, pp. 17-21.

Jiménez, J. A., Justo, J. L., y Serrano, A. (1981). Geotecnia y Cimientos II. Rueda.

Kerisel, J (1985) The history of geotechnical engineering up until 1700. Proc XI Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., San Francisco, Golden Jubilee Vol, AA Balkena, 3-93.

Lehane, B., y Fahey, M. (2002). A simplified nonlinear settlement prediction model for foundations on sand. *Canadian geotechnical journal*, 39(2), 293-303.

Marchetti, S., Marchetti, D., y Villalobos, F. (2013). El Dilatómetro Sísmico SDMT para ensayos de suelos in situ. *Obras y proyectos*, (13), 20-29.

Mayne, P.W., Coop, M.R., Springman, S., Huang, A-B., y Zornberg, J. (2009). State-of-the-Art Paper (SOA-1): GeoMaterial Behavior and Testing. Proc. 17th Intl. Conf. Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Vol. 4 (ICSMGE, Alexandria, Egypt), Millpress/IOS Press Rotterdam: 2777-2872

Mayne, P. W. (2007). Cone penetration testing state-of-practice. NCHRP Project 20-05 Topic 37

- Mayne, P. W. (2007a). In-situ test calibrations for evaluating soil parameters. *Characterization & Engineering Properties of Natural Soils*, 3, 1602-1652.
- Mayne, P. W. (2005). Integrated ground behavior: In-situ and lab tests. *Deformation characteristics of geomaterials*, 2, 155-177.
- Mayne, P. W., y Brown, D. A. (2003). Site characterization of Piedmont residuum of North America. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, 2, 1323-1339.
- Mayne, P. W., Christopher, B. R., y DeJong, J. (2001). Manual on subsurface investigations. *Nat. Highway Inst. Sp. Pub. FHWA NHI-01-031. Fed. Highway Administ, Washington, DC.*
- Mayne, P. W. (2001). Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. In *Proc. Int. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali* (pp. 27-47).
- Mayne, P. W., Schneider, J. A., y Martin, G. K. (1999). Small-and large-strain soil properties from seismic flat dilatometer tests. *Pre-failure Deformation characteristics of geomaterials*, Balkema, M. Jamiolkowski; R. Lancelotta: LoPresti (eds).
- Mayne, P., Martin, G. y Shneider, J. (1999) "Flat dilatometer modulus applied to drilled shaft foundation in piedemont residuum", Behavioral characteristics of residual soils. *Geohechnical Special Publication N°92, ASCE*, 101-112.
- Mayne, P. W., y Dumas, C. (1997). Enhanced in situ geotechnical testing for bridge foundation analysis. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1569(1), 26-35.
- Meier, J., Datcheva, M., y Schanz, T. (2007). Identification of constitutive and geometrical parameters of numerical models with application in tunnelling. In *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Tunnelling (EURO: TUN 2007)*, Wien.

- Mohr, Otto (1871; 1872) Beitrđge zur Theorie des Erddrucks, Zeitschr. Architekten und Ingenieur —Ver. Hannover, vol. 17, p. 344; vol. 18, p. 67 y 245.
- Monaco, P., y Marchetti, S. (2004). Evaluation of the coefficient of subgrade reaction for design of multi-propped diaphragm walls from DMT moduli. *Proceedings International Site Characterization*.
- Peck, R.B. (1985) The last sixty years, Proc XI Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., San Francisco, Golden Jubilee Vol, AA Balkena, 123-133.
- Petterson, K. E. (1955). The early history of circular sliding surfaces. *Geotechnique*, 5(4), 275-296.
- Plaxis (2002) finite element code for soil and rock analyses: 2D-Version 8: [user's guide]. Balkema.
- Potts, D. M., y Zdravković, L. (2001). *Finite element analysis in geotechnical engineering: application* (Vol. 2). Thomas Telford.
- Potts, D. M., y Zdravković, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: theory* (Vol. 1). Thomas Telford.
- Potts, D.M., Axelsson, K., Grande, L., Schweiger, H. y Long, M. (2002). Guidelines for the use of advanced numerical analysis. London: Thomas Telford.
- Poulos, H.G. (1989). The 29th Rankine Lecture: Pile behaviour- theory and application. *Géotechnique*. 1989, Vol. 39(3), 363-415.
- Poulos, H.G. y Davis, E.H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. New York : Jhon Wiley and Sons.
- Rankine, W.J.M. (1840) On the stability of loose earth.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D., y Rice, A. (1986). Seismic CPT to measure in situ shear wave velocity. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(8), 791-803.

- Robertson, P. K., y Campanella, R. G. (1983). Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), 718-733.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., y Wightman, A. (1983). Spt-Cpt Correlations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(11), 1449-1459.
- Roscoe, K., y Burland, J. B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. Cambridge University Press.
- Schofield, A., y Wroth, P. (1968). Critical state soil mechanics. Cambridge University Press.
- Sabatini, P. J., Bachus, R. C., Mayne, P. W., Schneider, J. A., y Zettler, T. E. (2002). *Geotechnical Engineering Circular No. 5: Evaluation of soil and rock properties* (No. FHWA-IF-02-034).
- Schnaid, F., Ortigao, J. A., Mantaras, F. M., Cunha, R. P., y MacGregor, I. (2000). Analysis of self-boring pressuremeter (SBPM) and Marchetti dilatometer (DMT) tests in granite saprolites. *Canadian geotechnical journal*, 37(4), 796-810.
- Schanz, T., y Vermeer, P. A. (1998). On the stiffness of sands. *Géotechnique*, 48, 383-387.
- Schanz, T., Vermeer, P.A. y Bonnier, P.G. (1999). The hardening soil model - formulation and verification. Plaxis Symposium "Beyond 2000 in Computational Geomechanics" (pp. 281-296). Amsterdam: Balkema
- Schneider, J. A., Hoyos, L., Mayne, P. W., Macari, E. J., y Rix, G. J. (1999). Field and laboratory measurements of dynamic shear modulus of Piedmont residual soils. *Geotechnical Special Publication*, 12-25.
- Shin, E. C., y Das, B. M. (2011). Developments in elastic settlement estimation procedures for shallow foundations on granular soil. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 15(1), 77-89.

- Stokoe, K. H., Joh, S. H., y Woods, R. D. (2004). Some contributions of in situ geophysical measurements to solving geotechnical engineering problems. In *Proceedings* (pp. 97-132).
- Stokoe, K. H., y Santamarina, J. C. (2000). Seismic-wave-based testing in geotechnical engineering. In *ISRM International Symposium*. International Society for Rock Mechanics.
- Townsend, F.C. Anderson J.B. y Rahelison L. (2001). Evaluation of FEM Engineering Parameters from Insitu Tests. Tallahassee, FL, USA
- Terzaghi, K., Peck, R.B. y Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. 3rd ed. John Wiley & Sons.
- Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. 1st ed. John Wiley & Sons.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics.
- Terzaghi, K. V. (1936). The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. In *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 1, pp. 54-56).
- Terzaghi, K. (1925). Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage.
- Wood, D. M. (1990). Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge university press.
- Zeevaert, L. (1972). Foundation engineering for difficult subsoil conditions . New York: Van Nostrand Reinhold.
- Zeevaert, L. (1980). Interacción suelo-estructura de cimentaciones superficiales y profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas. Limusa.
- Zienkiewicz, O. C., y Morice, P. B. (1971). *The finite element method in engineering science* (Vol. 1977). London: McGraw-hill.