

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**MÉTODOS DE OBTENCIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS Y SUS
APLICACIONES EN SUELOS ARENOSOS MEDIANTE ENSAYOS IN-
SITU**

Trabajo de investigación para la obtención del grado académico de BACHILLER EN CIENCIAS CON
MENCIÓN EN INGENIERÍA CIVIL

AUTORES:

César Augusto Olivos Mendoza

Ronaldo Flores Ccolque

Miguel Andrés Jesús Chávez Pérez

Carlos Alfredo Gálvez Roldán

Naysha Estefany Eva Trillo Espinoza

ASESOR:

Guillermo José Zavala Rosell

Lima, julio, 2020

RESUMEN

La geotecnia es una rama necesaria para el diseño de cimentaciones, por lo que es esencial conocer las características y parámetros geotécnicos del suelo donde se va a cimentar un proyecto. Para obtener estos, es necesario aplicar una serie de ensayos al suelo inalterado con el objetivo de poder semejar el comportamiento in-situ que este tendría; sin embargo, la obtención de muestras inalteradas en suelos de este tipo resulta ser una tarea casi imposible debido a la ausencia de cohesión y la soltura de las arenas, por lo que para este tipo de suelo es recomendable usar los llamados “ensayos in-situ”.

Existe una múltiple variedad de este tipo de ensayos, algunos de los cuales se vienen desarrollando desde muchos años atrás. En la presente investigación, se realizó la revisión de literatura para desarrollar y describir cinco (5) métodos que permitan obtener parámetros geotécnicos para suelos arenosos y se presentan correlaciones necesarias para que sean aplicables a dicho tipo de suelo. Los cinco métodos con las características antes mencionadas son los siguientes: El Penetrómetro Dinámico de Cono (DCP), el cual utiliza un martillo con caída libre que hincan un cono de acero y proporciona una medida de la resistencia a la penetración; el Ensayo de Penetración de Cono o Piezocono (CPT), que consiste en hincar a presión un cono de acero cuya punta tiene un ángulo de 60° , con sensores para medir presiones, resistencias entre otros parámetros; el Presiómetro Ménard (PMT), que es un dispositivo que ejerce presión radial contra el suelo circundante y se lleva un registro de presión contra deformación; el Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT), el cual consiste en una paleta afilada de acero, la cual posee una membrana circular de acero en una de sus caras y, una vez que alcanza la profundidad deseada, se hace una prueba de carga lateral con el objetivo de obtener parámetros que sirvan para hacer una predicción de los asentamientos del suelo; finalmente, la técnica de Refracción de Microtremores (ReMi) utiliza un tendido lineal con doce o más geófonos y se registra tanto vibración ambiental (microtremores) como superficial (impactos, vehículos, etc.). Este método permite separar las ondas de Rayleigh de otras ondas elásticas y determina la variación de la velocidad de onda de corte a profundidad con la que se puede caracterizar un perfil estratigráfico y estimar asentamientos.

A partir de los métodos desarrollados, se describieron formas para poder obtener los parámetros geotécnicos en suelos arenosos y sus aplicaciones ingenieriles. Además, se comentó la factibilidad de estos ensayos a proyectos del medio local cimentados sobre suelo arenoso, para finalmente elaborar las conclusiones más relevantes en base a lo obtenido y criticar los beneficios o limitaciones que cada ensayo presenta.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES.....	1
1.1 Introducción	1
1.2 Justificación	2
1.3 Alcance	2
1.4 Objetivos	3
1.5 Metodología	3
CAPÍTULO 2. REVISIÓN DE LITERATURA.....	4
2.1 Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT).....	6
2.2 Ensayo Presiométrico.....	7
2.3 Ensayo de penetración de cono (CPT y CPTu).....	9
2.4 Ensayo penetrómetro dinámico de cono (DCP).....	11
2.5 Refracción de Microtremores (ReMi).....	13
CAPÍTULO 3. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN	14
3.1 Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT).....	14
3.1.1 Equipo y procedimiento	14
3.1.2 Parámetros intermedios.....	16
3.1.3 Parámetros obtenidos para arenas y aplicaciones ingenieriles	18
3.2 Ensayo Presiométrico.....	22
3.2.1 Equipo y procedimiento	23
3.2.2 Ensayo presiométrico tipo PBP.....	24
3.3 Ensayo de penetración de cono (CPT y CPTu).....	28
3.3.1 Equipo y procedimiento	28
3.3.2 Parámetros intermedios.....	31
3.3.3 Parámetros obtenidos para arenas y aplicaciones ingenieriles	33
3.4 Ensayo penetrómetro dinámico de cono (DCP).....	37
3.4.1 Equipo y procedimiento	37
3.4.2 Parámetros intermedios.....	38
3.4.3 Parámetros obtenidos para arenas y aplicaciones ingenieriles	39
3.5 Refracción de Microtremores (ReMi).....	41
3.5.1 Equipo y procedimiento	42
3.5.2 Aplicabilidad a proyectos del medio local	44
CAPÍTULO 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	47
4.1. Conclusiones y recomendaciones generales.....	47
4.2. Conclusiones y recomendaciones por método	48
CAPÍTULO 5. BIBLIOGRAFÍA.....	52

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Clasificación de suelo utilizando el ensayo CPTu normalizadas (Robertson, 1990).....	9
Figura 2. Correlación propuesta entre ensayo SPT y CPT (Robertson & Campanella, 1983).....	11
Figura 3. Dilatómetro plano de Marchetti: (a) disposición de equipo DMT (FineSoftware, s/f), (b) dimensiones de paleta de acero inoxidable (US DOT, 1992).....	15
Figura 4. Diferencia de distorsión del suelo por penetración de cono o cuña (Baligh & Scott, 1975)	19
Figura 5. Ábaco para determinación de peso específico del suelo (Marchetti & Crapps, 1981)	19
Figura 6. Cálculo de ϕ mediante K_0 y q_c (Marchetti, 1985)	20
Figura 7. Comparación de resultados de ϕ : a) con ensayos triaxiales, b) con pruebas de presión (Mayne, 2015)	21
Figura 8. Esquema equipo presiometrico Menard (Devincenzi y Norberto, 2088)	23
Figura 9. Curva presiometrica típica PBP (Devincenzi y Norberto, 2008).....	24
Figura 10. Extrapolación de PL a partir de la curva P: $\log_e \Delta V/V$ (Mair y Wood, 1987)	25
Figura 11. Curva presiometrica teórica corregida y curva de fluencia ensayo PBP (Cano, 2009)	26
Figura 12. Diferentes tipos de cono y esquema general (Díaz, 2011).	29
Figura 13. Tipos de varillaje para ensayo CPTu (Díaz, 2011).	29
Figura 14. Obtención de parámetros en tiempo real con ensayo CPTu (Mayne et al. 2001).	30
Figura 15. Esquema general del ensayo CPTu (Mayne 2007).	30
Figura 16. Relación entre la Densidad Relativa y el parámetro qt_1 para arenas sobreconsolidadas y normalmente consolidadas. (Kulhawy y Mayne, 1991).	34
Figura 17. Actualización del gráfico propuesto para determinar la dilatancia o contractividad de un suelo (Robertson, 2016).....	36
Figura 18. Correlación propuesta entre el ensayo SPT y CPT (Robertson y Campanella, 1983).	36
Figura 19. Esquema del DCP estándar (ASTM D-6951-03)	37
Figura 20. Módulo de elasticidad obtenido de ensayo PLT (Mohammadi et al., 2008)	40
Figura 21. Espectro de velocidad (frecuencia vs tardanza) derivado de los registros de microtemores mediante la técnica ReMi (Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie, 2007).	42
Figura 22. Gráfica periodo vs velocidad de fase de ondas Rayleigh del método ReMi con curva de dispersión (Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie, 2007).	43
Figura 23. Perfil de velocidad de ondas de corte (V_s) contra profundidad (Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie, 2007).	43
Figura 24. Reducción de módulo de cortante (G) contra deformación angular (γ) (Mayne, 2001).....	45

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación del suelo a partir de ID. (Marchetti, 1980).....	16
Tabla 2. Calidad de los resultados en función del tipo de suelo y de presiómetro (Pérez de Ágreda, 2009).....	23
Tabla 3. Ángulo de rozamiento a volumen constante (Roberton y Hughes, 1986)	27
Tabla 4. Parámetros geotécnicos (Mohammadi et al, 2008).....	41
Tabla 5. Caracterización sísmica de suelos, según NEHRP (1993).....	44



CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1 Introducción

La geotecnia representa una rama muy importante en la ingeniería civil, ya que estudia las propiedades mecánicas, hidráulicas, resistencia, entre otros, de los diferentes suelos y rocas que se tiene en la corteza del planeta. Determinar estas propiedades permite a la ingeniera poder diseñar las cimentaciones para distintas estructuras; estos elementos estructurales tienen la función de transmitir las cargas generadas por las fuerzas externas e internas de la estructura al suelo.

Las propiedades de los suelos pueden ser halladas mediante ensayos in situ y de laboratorio; sin embargo, estos últimos, en algunos casos, no representan el verdadero comportamiento ya que estos estudian las propiedades de los suelos en condiciones controladas teniendo muestras inalteradas. Estas se pueden conseguir en algunos tipos de suelos como los suelos arcillosos; por lo contrario, en suelos granulares, la manera en la que se toman las muestras en campo alteran las propiedades del suelo. Por esta razón, los parámetros del suelo son hallados mediante ensayos in situ, los cuales permiten solicitar al suelo en su medio natural y evitan, de una forma, la alteración de las muestras y representan de una mejor manera el estado real en el que se encuentran.

En el Perú, para el diseño de cimentaciones en edificaciones en suelos granulares finos, es usual utilizar el ensayo de penetración estándar (SPT por sus siglas en ingles), el cual es un ensayo in-situ creado en el año 1927, muy popular en el sector por su simpleza y por los resultados apropiados que se obtienen en terrenos en los que se tiene un gran porcentaje de arena. Sin embargo, desde la creación de este procedimiento, han aparecidos ensayos in situ en donde se obtienen resultados más precisos debido al avance en la tecnología

que se ha venido desarrollando en estos últimos 100 años. A pesar de ello, el ensayo SPT sigue siendo el ensayo más popular y el más utilizado para la construcción de todo tipo de estructuras en el medio local.

Este trabajo busca explicar cómo funcionan los nuevos ensayos in situ, como alternativa para el ensayo SPT, para suelos granulares finos, detallar los beneficios que brindan para la obtención de parámetros del suelo, además de describir algunas ventajas que puede tener en el rubro de económico.

1.2 Justificación

La obtención de los parámetros mecánicos en suelos arenosos es compleja debido a que los ensayos que buscan caracterizar el comportamiento del suelo deben alterar lo menos posible el terreno para que los resultados sean más confiables y representen el medio natural en estudio. Además, muchos de estos ensayos no permiten obtener los parámetros mecánicos directamente, sino que lo hacen indirectamente mediante la obtención de otros parámetros geotécnicos (dependiendo del tipo de ensayo) que se correlacionan mediante ecuaciones con los parámetros mecánicos.

Por otro lado, los parámetros mecánicos en suelos arenosos pueden obtenerse mediante ensayos “in situ” (de campo) o laboratorio; sin embargo, los ensayos de laboratorio presentan ciertas limitaciones a comparación de los otros. En primer lugar, estos suelen considerar tamaños de muestras pequeñas y no reflejan la respuesta de un gran porcentaje de material del terreno donde se proyectará la obra civil, que suele presentar discontinuidades y heterogeneidades. En segundo lugar, la simplicidad que conlleva la ejecución de los ensayos “in situ”, la rapidez en la obtención de resultados y el bajo costo que comprenden estos a comparación de los ensayos de laboratorio hace que los primeros sean más factibles de realizar. En tercer lugar, las muestras son alteradas completamente en ensayos realizados en el laboratorio haciendo que no se presente de una manera real el comportamiento del suelo in-situ. Debido a estas razones, se presentan cinco métodos in situ para determinar los parámetros mecánicos y otros en suelos arenosos: Ensayo de Penetración de Cono CPT (Cone Penetration Test), Dilatómetro Plano de Marchetti DMT (Flat Dilatometer Test), Ensayo Presiométrico de Ménard (DMT), Penetrómetro Dinámico de Cono DCP (Dynamic Cone Penetration) y la técnica de Refracción de Microtremores (ReMi).

1.3 Alcance

La investigación desarrollará cinco métodos para la obtención de parámetros geotécnicos en suelo arenoso o métodos que sean aplicables a este tipo de suelo que permitan diseñar la cimentación de una estructura sobre un suelo arenoso.

Todos los métodos presentarán las correlaciones que sean aplicables y que permitan obtener los parámetros geotécnicos en arena para poder desarrollar el diseño de la cimentación de una estructura.

Los parámetros geotécnicos de un suelo arenoso que serán determinados por los métodos desarrollados son: Cohesión, dilatancia, ángulo de fricción interna, velocidad de ondas de corte, entre otros. También se describirán algunos aspectos importantes como los asentamientos en suelos.

La investigación está limitada a desarrollar y explicar los métodos seleccionados y las correlaciones correspondientes; sin embargo, no se presentarán cálculos que permitan ejemplificar dichos métodos ni se verifica su aplicabilidad en algún proyecto en específico.

1.4 Objetivos

Objetivo general

- Proponer y desarrollar cinco métodos utilizados para la obtención de parámetros geotécnicos en arenas.

Objetivos específicos

- Describir los parámetros geotécnicos de interés para la investigación
- Revisar la literatura sobre métodos de obtención de parámetros geotécnicos en arena
- Desarrollar el procedimiento para obtención de parámetros geotécnicos en arenas
- Determinar las correlaciones entre los distintos métodos y los parámetros geotécnicos
- Describir la importancia de la obtención de estos parámetros para los análisis geotécnicos
- Realizar una crítica entre los beneficios y limitaciones de cada ensayo
- Elaborar las conclusiones más relevantes en base a los criterios descritos

1.5 Metodología

El trabajo se iniciará realizando una descripción de algunos de los principales parámetros geotécnicos en suelos arenosos para luego desarrollar una revisión literaria sobre las distintas maneras para obtener estos mediante ensayos in situ. Una vez definidos los métodos in situ a desarrollar, se definirá a detalle en cada ensayo la composición y procedimiento para la obtención de dichos parámetros, para posteriormente discutir la aplicabilidad ingenieril de estos en estratos arenosos. Finalmente, se analizará la factibilidad de su utilización para proyectos en Perú sobre suelos arenosos.

CAPÍTULO 2. REVISIÓN DE LITERATURA

El presente capítulo describe de manera general algunos de los parámetros y factores geotécnicos cuya obtención se consideró relevante y son el objetivo de esta investigación. Su importancia radica en que son necesarios para poder describir, caracterizar y, a través de estos, conocer el comportamiento de los suelos arenosos, además de que estos también sirven como dato de entrada para poder elaborar modelos geotécnicos haciendo uso de las distintas variedades de softwares que están disponibles actualmente.

El punto de partida para poder conocer el comportamiento de suelos ante solicitaciones de todo tipo es conocer a detalle el perfil estratigráfico de este. Esta labor es muy importante ya que es necesario saber qué tipo de suelo y a qué profundidades y espesores se estos encuentran. Se conocen distintos métodos para realizar esta tarea, los cuales van desde la excavación de calicatas hasta métodos más sofisticados y caros como la ejecución de perforaciones; también, existen formas alternativas para poder realizar esto haciendo uso de metodologías indirectas y correlaciones.

Entrando a detalle con los parámetros geotécnicos necesarios para caracterizar la resistencia del suelo, tal vez el más importante es el ángulo de fricción o rozamiento. La importancia en la obtención de este se basa en que es uno de los principales para describir la resistencia al corte de un material (al igual que la cohesión para suelos del tipo cohesivos) y con el cual se pueden elaborar modelos constitutivos que describan esta resistencia como el de Mohr-Coulomb. Otro parámetro importante de conocer, con relación a las propiedades resistentes de los suelos, es el peso específico, ya que con este se puede determinar el peso (con relación al peso del agua) que caracteriza al suelo en estudio y de esta manera calcular distintos parámetros, como asentamientos, fuerzas actuantes, esfuerzos, entre otros.

El asentamiento es un movimiento vertical del terreno de manera descendente que se produce por la tensión transmitida a través de las cimentaciones al suelo. Es importante tener en cuenta esta deformación del terreno, ya que podría causar fisuras, agrietamientos u otras patologías a las estructuras (Vicente, s.f.); asimismo, a partir de la determinación del asentamiento es posible diseñar la cimentación de estas. Mencionada la importancia de este suceso, se define el módulo de Young o de elasticidad (E) como el parámetro peculiar de cada material que relaciona, en la zona de comportamiento elástico, la variación de la tensión aplicada con la deformación longitudinal unitaria ocasionada (Pérez, 2014). Este último, al igual

que el módulo de poisson (ν) son los condicionantes en cuanto a propiedades elásticas y de deformación del suelo se refiere y sirven para calcular los asentamientos. De forma similar, se debe mencionar la importancia de obtener el módulo de corte (G) y la velocidad de las ondas de corte (V_s), los cuales son parámetros importantes ya que caracterizan las propiedades dinámicas y la resistencia ante sollicitaciones cíclicas cortantes a las que se pueda ver sometido un suelo, además de ser utilizados para realizar análisis dinámicos en este tipo de material.

De forma similar, el módulo edométrico vertical drenado o módulo de contracción (M), se define como el cociente entre el incremento de presión efectiva vertical en un cierto intervalo de la curva edométrica (obtenida mediante el ensayo edométrico o de consolidación) y la deformación unitaria vertical que tiene lugar debido a dicho incremento de presión (Vanicek, 2000). Dado que este parámetro describe el cambio volumétrico del suelo, diversos autores correlacionan el módulo edométrico con la obtención de asentamientos mediante ensayos in-situ que tomen en cuenta la rigidez y los efectos de historia tensional del suelo.

El módulo de reacción de sub-rasante (K_s) es un parámetro que expresa el comportamiento pseudoelástico de la sub-rasante (en el caso de pavimentos cimentados sobre arenas) mediante la relación de la presión del suelo y la deflexión que se produce por dicha presión. Este parámetro es utilizado en el análisis estructural de cimentaciones (Larkela et al., 2013). También, el CBR (California Bearing Ratio) es un parámetro importante utilizado en el diseño de pavimentos; este parámetro es un indicador de la capacidad soportante del suelo y permite evaluar la calidad de la sub-rasante, base y sub-base (Bermúdez y Vásquez, 2016).

Finalmente, con relación al proceso de licuefacción de suelos, conocido fenómeno causante de fallas a gran escala en estructura de todo el mundo, existe una tendencia actual que sugiere analizar la potencial ocurrencia de este fenómeno ante distintas sollicitaciones y en especial cuando se tienen suelos del tipo arenosos, los cuales son susceptibles a sufrir este proceso. Para esta evaluación, se necesitan conocer algunas características y condiciones a las que está sometido el suelo. En primer lugar, la presión de poros y las condiciones de saturación del suelo son factores que podrían determinar la ocurrencia o no de este fenómeno; para esto, se necesita conocer el nivel freático en la zona de análisis. Otro condicionante para la evaluación de este fenómeno es determinar las condiciones de densidad y condiciones de vacíos del suelo, ya que estos parámetros son indicadores que podrían determinar si un suelo arenoso va a licuar o no. Esta última característica se podría medir a través de la obtención de la Densidad Relativa del suelo (%), la condición de contractividad o dilatancia del suelo y algunas correlaciones en base a estudios realizados.

Mencionada la importancia de obtener todos estos parámetros y condiciones para caracterizar de la mejor manera los suelos arenosos, se realizó una revisión de literatura, la cual se presenta a continuación, con el fin de describir cinco ensayos in-situ que nos permitan obtenerlos de manera directa o a través de correlaciones.

2.1 Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT)

El Dilatómetro Sísmico SDMT para ensayos de suelos in situ

Marchetti et al. (2013) describió el equipo de ensayo del dilatómetro plano DMT y sus diversas aplicaciones en el campo geotécnico, donde la rigidez del suelo y las predicciones de asentamientos son indispensables para un adecuado diseño. Asimismo, expuso la incorporación del módulo sísmico mediante sensores que permite la medición de la velocidad de ondas de corte V_s .

Aplicaciones tales como la detección de superficies de deslizamientos en taludes de arcilla, la determinación de curvas P-y de pilotes cargados lateralmente, el control del mejoramiento de suelos y compactación, la evaluación del potencial de licuación y la determinación del módulo de Young secante para modelaciones numéricas, fueron relacionadas con los parámetros intermedios que se obtienen por medio del presente ensayo.

El artículo concluye indicando que el DMT es un equipo de exploración versátil y de gran apoyo en la obtención de parámetros de diseño adecuados. Aspectos como la portabilidad, la sencillez de operación, la variedad de maneras en que penetra la paleta, así como los distintos tipos de suelos a explorar, ocasionan que represente una alternativa más rápida y económica a los ensayos de laboratorio y a varios de los ensayos in situ que actualmente se realizan con frecuencia. El uso de este ensayo en países industrializados y la respuesta positiva que ha tenido en los últimos años, ha ocasionado que tanto la norma ASTM D6635 (2001, 2007) y el Eurocode 7 (1997, 2007), respalden las correlaciones y los procedimientos de este método in situ.

Ángulo de fricción de arenas inalteradas empleando DMT

Mayne (2015) compiló una base de datos de fricción de esfuerzo efectivo en seis series de muestras de arenas inalteradas, obtenidas mediante métodos especiales de perforación en campo, principalmente conformado por tecnologías de congelamiento unidimensional de muestras y muestreadores especiales de tubos de pistón. En esos mismos sitios de extracción de muestras, se realizaron ensayos DMT, con el fin de comparar los resultados obtenidos mediante las correlaciones de Marchetti (1985, 1997) para la obtención

del ángulo de fricción interna con los resultados obtenidos por ensayos triaxiales en las muestras de arenas inalteradas. Adicionalmente, se realizó una comparación entre resultados de pruebas de medición de presión mediante presurómetros autobarrenantes (SBPMT) y los resultados de ángulo de fricción efectiva con DMT para complementar los resultados anteriores.

El artículo concluye indicando que la correlación propuesta con Marchetti (1997) proporciona ángulos de fricción de esfuerzos efectivos razonables en comparación con los obtenidos mediante las pruebas triaxiales y las pruebas de presión con el presurómetro autobarrenante, comprobando así la efectividad del uso de la correlación mencionada para la obtención de parámetros resistentes en arenas.

Estimación de asentamiento de edificios cimentados sobre suelos areno-limosos saturados en Concepción mediante ensayos CPTu y DMT

Cáceres et al. (2018) estimaron los asentamientos en un proyecto de edificio cimentado sobre arenas y limos saturados en Concepción, Chile. Para ello, se realizaron 3 sondajes con los equipos DMT y CPT, con el fin de aplicar las correlaciones propuestas por las metodologías de ambos ensayos in situ.

La investigación concluyó que los resultados obtenidos por el sondaje DMT y CPT tienden a presentar concordancia a lo que concierne a interpretación estratigráfica, parámetros de rigidez y resistencia. Asimismo, se notó que los asentamientos estimados con el DMT resultan ser aproximadamente el doble que los estimados mediante el ensayo CPT. Esto pudiéndose originar por la forma de estimación del módulo de compresión unidimensional o edométrico (M) en ambos ensayos, ya que el DMT utiliza el módulo obtenido directamente de la medición de la deformación del suelo; mientras que, en el ensayo CPT es necesario realizar unas previas correlaciones en donde intervienen el módulo dilatométrico (E_d) y la resistencia de punta normalizada (q_t). Concluyendo así que, el ensayo DMT considera efectos de historia tensional del suelo; mientras que el ensayo CPT proporciona asentamientos en base a cálculos de resistencia de penetración (valor de falla del suelo); sin embargo, se podría utilizar un piezocono sísmico que mejoraría los resultados.

2.2 Ensayo Presiométrico

Ensayo Presiométrico para la obtención de parámetros geotécnicos

La normativa ASTM D4719-20 describe el procedimiento que se debe seguir en el ensayo Presiométrico y menciona que este método proporciona una respuesta radial de esfuerzo-deformación del suelo in-situ. Del

método se pueden obtener el módulo presiométrico y la presión límite que son utilizados para análisis geotécnicos y diseño de cimentaciones. Además, la norma nos menciona que las correlaciones de los resultados del ensayo con la resistencia y rigidez del suelo son generalmente empíricas y la desviación de la metodología de este ensayo podría generar efectos indeseables.

Para suelos arenosos, los resultados de esta prueba dependen directamente de varios factores, entre ellos se encuentra: El espacio libre entre la cavidad de prueba y sonda, el grado de perturbación del suelo causado por la preparación de la cavidad de prueba y la inserción de la sonda. Estas perturbaciones se deben minimizar para que las reglas de diseño del medidor de presión puedan ser aplicados.

Estimación de la resistencia al corte no drenado

Pérez de Ágreda (2009) describe un procedimiento semiempírico para la obtención de la resistencia al corte. El método parte de la solución de una expansión cilíndrica en un medio homogéneo e isótropo con elasticidad lineal (Pérez de Ágreda, 2009), que tiene la siguiente expresión.

$$PL - Poh = Su \left[1 + \ln\left(\frac{G}{Su}\right) \right]$$

Donde: PL es la presión límite; Poh , la presión de empuje al reposo; Su , la resistencia al corte no drenado y G es el módulo de deformación tangencial.

Cálculo del ángulo de fricción interna y dilatancia utilizando el ensayo Presiométrico

Hughes et al. (1977) determinaron un nuevo método para hallar el ángulo de fricción interna y ángulo de dilatancia incorporando efectos de cambio de volumen que ocurren en la arena, mediante observaciones experimentales y la teoría de esfuerzo-dilatancia.

El método se basa en la expresión teórica de la curva presiométrica posterior a la presión de fluencia, la cual se muestra a continuación.

$$\log \frac{\Delta Rc}{Rc} + \frac{c}{2} = \frac{k(1 - \text{sen}\phi) + 1 + \text{sen}\phi}{2\text{sen}\phi} \log(p - uo) + cte$$

Siendo Rc el radio inicial de la cavidad, ΔR la variación de radio, C la ordenada en origen de la curva de deformación volumétrica frente a la deformación tangencial, p la presión total, uo la presión intersticial y ϕ el ángulo de rozamiento.

En el artículo, según los resultados de ángulo de fricción y de dilatancia obtenidos de las pruebas típicas utilizando el ensayo presiometrico y el método desarrollado por Hughes, estos concuerdan de una buena manera con los resultados de las pruebas triaxiales, tomando en cuenta que el ángulo de fricción hallado del ensayo Presiométrico de Ménard son valores de deformación plana.

Finalmente, el artículo menciona que el método de análisis no proporciona valores sensibles de ángulo de fricción y dilatancia en ensayos realizados en depósitos de arena perturbados; sin embargo, este método resulta mejor para el cálculo a comparación de otros ensayos in-situ para determinar el ángulo de fricción; esto se debe a que el método considera el efecto del nivel de esfuerzo, presión de poros, etc.

2.3 Ensayo de penetración de cono (CPT y CPTu)

Interpretación del perfil estratigráfico en base a los resultados obtenidos en el ensayo CPT y CPTu

Una de las principales aplicaciones de los ensayos CPT y CPTu es poder caracterizar el perfil estratigráfico de los suelos. Robertson et al. (1986) propusieron una forma gráfica de realizar esta interpretación; esto a través del uso de los parámetros de resistencia al cono q_t y la relación de fricción R_f obtenidos del ensayo CPT y con una aplicabilidad en profundidades de hasta los 20m. Sin embargo, en 1990, Robertson presentó nuevos gráficos para la interpretación estratigráfica (Ver figura 1) corrigiendo y normalizando los datos debido a la variación que existe en la resistencia por punta y la resistencia a la fricción con la profundidad.

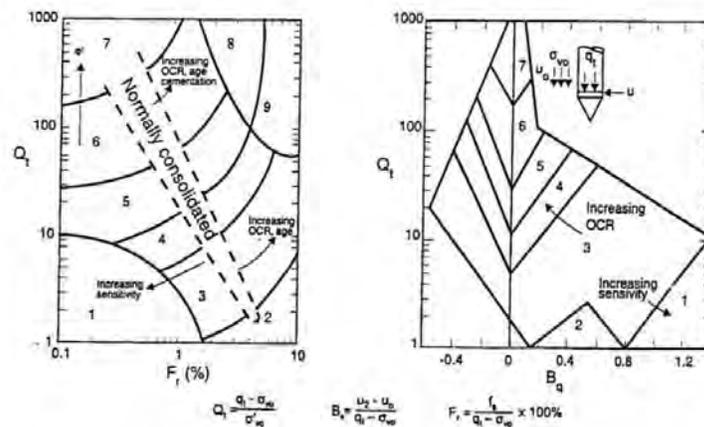


Figura 1. Clasificación de suelo utilizando el ensayo CPTu normalizadas (Robertson, 1990)

La propuesta previamente mencionada es una de las más aceptadas a nivel mundial; sin embargo, existen diferentes alternativas para realizar esta tarea haciendo uso de este ensayo. Eslami et al. (2004) compararon diferentes alternativas para realizar esta tarea propuestas por varios autores reconocidos y finalmente concluyeron que la mayoría de los métodos fueron desarrollados para determinadas ubicaciones, lo que significa que su aplicabilidad es muy limitada; no obstante, los métodos propuestos por Robertson (1990) y Eslami-Fellenius (1997), presentan resultados muy acertados y coherentes; considera que ambos procedimientos resultan ser igual de efectivos con la única diferencia que el segundo no requiere introducir los esfuerzos totales y efectivos del suelo.

Obtención de parámetros mecánicos a través de correlaciones con los resultados del ensayo CPT y CPTu.

Existen diferentes correlaciones propuestas por diferentes autores para la obtención de los parámetros geomecánicos de los suelos, tanto de grano grueso como fino. Enfocándose específicamente en arenas (suelo objeto de estudio de la presente investigación), Robertson y Campanella (1983) propusieron una fórmula para obtener el ángulo de fricción máximo en arenas no cementadas cuarzosas, moderadamente compresibles, la cual se basa en los resultados de la resistencia de punta y el esfuerzo vertical efectivo. De manera análoga, Kulhawy y Mayne (1990) sugirieron una relación para obtener este parámetro, basado en la resistencia al corte normalizado Q_{tn} , concluyendo que es aplicable principalmente para arenas redondeadas limpias a base de cuarzo. En base a lo expuesto por este último autor, Robertson (2010) formuló una nueva relación que considera la importancia de las características de las partículas y la mineralogía de estas a través de la inclusión de los parámetros Φ_{cv} (ángulo de fricción a volumen constante) y $Q_{tn,cs}$ (Resistencia normalizada equivalente de arena limpia).

Estimación del peso específico a partir de resultados con el ensayo CPT y DMT

Robertson y Cabal (2010) propusieron diferentes métodos para obtener el peso específico de los materiales a partir de los parámetros obtenidos con el ensayo CPT. En primera instancia, sugirieron utilizar el comportamiento del tipo de suelo (*soil behavior type*, SBT) para obtener este parámetro; después, con el desarrollo de las nuevas tecnologías, sugirieron otra forma de estimación del peso específico en arenas a partir de los resultados de la velocidad de onda de corte V_s y resultados obtenidos con el ensayo DMT. Finalmente, este trabajo de investigación sugiere utilizar un método de obtención del mencionado parámetro a partir de resultados directos obtenidos del ensayo CPT (q_t y f_s), relación con la cual experimentaron en diferentes muestras obteniendo resultados óptimos y con una confiabilidad alta.

Correlaciones con el ensayo de penetración estándar SPT

Robertson y Campanella (1983) propusieron formulaciones basadas en los resultados obtenidos de los ensayos de penetración estándar (SPT). Su investigación condujo a poder correlacionar la relación de $(q_c/p_a)/N_{60}$ con el tamaño de grano D_{50} del suelo estudiado (Ver figura 2).

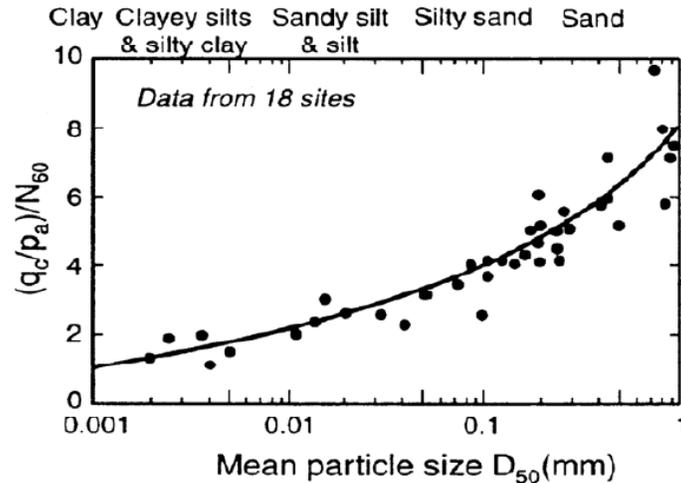


Figura 2. Correlación propuesta entre ensayo SPT y CPT (Robertson y Campanella, 1983)

De manera similar, Jefferies y Davies (1993) sugirieron relacionar el primer parámetro mencionado con el índice del tipo de suelo, I_c , para valores de éste menores a 4.06. En este estudio los autores concluyeron que esta aproximación puede resultar, en algunos casos, más precisa que el mismo valor de N_{60} obtenido del ensayo SPT.

2.4 Ensayo penetrómetro dinámico de cono (DCP)

La prueba del Penetrómetro Dinámico de Cono: Una revisión de sus correlaciones y aplicaciones

Hamid (2015) presenta una recopilación de las correlaciones que existen entre el método DCP con los parámetros del suelo, además de su aplicación en el campo. En dicho artículo presenta al método DCP como una alternativa para determinar las propiedades del suelo. Indica que este ensayo es aplicable principalmente en el diseño de pavimentos, construcción de carreteras y terraplenes. Además, menciona que se han desarrollado diversas correlaciones para obtener los parámetros geotécnicos del suelo, entre estas destacan la que existen entre la prueba DCP y el CBR (California Bearing Ratio) in situ, la densidad relativa (D_r), el módulo resiliente (M), el módulo de elasticidad (E), el módulo de corte (G), el módulo de reacción de sub-rasante (K_s) y el ángulo de fricción del suelo (ϕ).

El artículo concluye que el ensayo DCP es simple de operar y puede ser llevado a cabo en espacios muy reducidos sin necesidad de maquinaria pesada. Además de que se puede utilizar en suelo arenoso donde es difícil obtener la muestra, especialmente cuando se tiene arena suelta o saturada.

Aplicación del Penetrómetro Dinámico de Cono (DCP) para la determinación de los parámetros de ingeniería en suelos arenosos

Mohammadi et al. (2008) emplearon un ensayo DCP simple de peso ligero para la evaluación de las propiedades geotécnicas en suelos arenosos. Para corroborar la validación de los resultados, se utilizaron el ensayo de Corte Directo y la Prueba de Carga de Placa (PLT) como referencia. La muestra de suelo correspondía a un suelo arenoso mal gradado (SP). Como resultado del experimento se obtuvieron relaciones entre el Índice de Penetración DCP (DPI), la densidad relativa (D_r), el módulo de elasticidad (E), módulo de corte (G), módulo de reacción de sub-rasante (K_s) y el ángulo de fricción del suelo (ϕ), todos ellos con un alto coeficiente de determinación (R^2).

El artículo concluye que el DCP es un dispositivo ligero que se puede utilizar hasta una profundidad máxima de 2 m y puede ser fácilmente empleado en terrenos con difícil acceso. Los resultados de las pruebas con el dispositivo DCP pueden utilizarse para evaluar de manera rápida la variabilidad de las condiciones del terreno. En base a los resultados obtenidos en dicha investigación, se pudieron establecer correlaciones entre el DPI y parámetros en suelos arenosos.

Validación del método de DCP aplicado en campo en relación al ensayo CBR en laboratorio

Bermúdez y Vásquez (2016) realizaron 20 pruebas mediante el método DCP a muestras de suelo que correspondían principalmente a grava arenosa y arena limosa, con el objetivo de corroborar la correlación entre el método DCP y el CBR (California Bearing Ratio) planteada por la Norma ASTM D 6951, en donde se indica la validación de la prueba DCP para obtener un CBR in situ comparable con un CBR obtenido en laboratorio. Además, para obtener las mismas condiciones en laboratorio y en campo, determinaron las condiciones in situ de densidad y contenido de humedad con el propósito de reproducirlas en laboratorio para obtener el CBR mediante el método de compactación Proctor Modificado.

De acuerdo a los resultados obtenidos en su investigación, se concluye que la ecuación planteada por la Norma ASTM D 6951 es válida y puede ser aplicada a la mayoría de suelos en estudio. Solo en aquellos suelos que presentaron fragmentos rocosos no aplicaba la relación.

2.5 Refracción de Microtremores (ReMi)

Correlación entre la velocidad de ondas de corte (V_s) y la resistencia a la penetración estándar (N_{spt})

Según menciona Itziar Pérez (2012) en su tesis doctoral, la velocidad de onda de corte (V_s) depende de la profundidad, debido a que este es el principal factor que controla la rigidez de los suelos. Al incrementar la profundidad, aumenta la tensión confinante y los sedimentos tienden a compactarse y consolidarse. Por lo tanto, comúnmente la rigidez del terreno aumenta con la profundidad y por ende también aumenta el número de golpes de los ensayos SPT y los valores de V_s .

Según Akin et al. (2011), las ecuaciones de correlación que incluyen la influencia de la profundidad son las siguientes:

$$\text{Todos los suelos: } V_s = 121.75 * N^{0.101} * Z^{0.216}$$

$$\text{Arenas: } V_s = 52.04 * N^{0.359} * Z^{0.177}$$

Correlación entre la velocidad de ondas de corte (V_s) y el módulo de rigidez al esfuerzo cortante (G)

Según Salvador Lazcano (2007) en su investigación sobre caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie, la relación entre V_s y el módulo de cortante (G) se determina mediante la siguiente ecuación:

$$G = \rho * V_s^2$$

Donde: ρ : densidad; V_s : velocidad de onda de corte

El módulo de cortante que se obtiene con la V_s , obtenida por pruebas geofísicas, es un valor máximo (G_0), debido a que las deformaciones en estas pruebas son muy pequeñas.

CAPÍTULO 3. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT)

El Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT) consiste de una paleta plana de acero que se hinca al terreno mediante penetración estática o dinámica (dependiendo de las características del terreno y/o equipo de hincamiento), y está prevista de una delgada membrana circular expandible de acero montada en una de sus caras.

Este ensayo es apropiado en suelos extremadamente blandos, duros y rocas blandas, resultando adecuado para arcillas, limos y arenas; cuyas partículas son pequeñas en comparación con el diámetro de la membrana de 60mm. No es recomendable para rocas y gravas.

3.1.1 Equipo y procedimiento

El equipo de DMT consta de los siguientes elementos:

Paleta Dilatómétrica de acero inoxidable, manguera o conector electro-neumático, una unidad de control en superficie (equipada con dos manómetros, una señal audiovisual de indicación para registrar las presiones, una válvula de regulación de presión de gas proporcionada por un tanque, dos válvulas de descarga, un galvanómetro) y un sistema de empuje o hincamiento con varillaje. La figura 3 muestra los elementos previamente señalados.

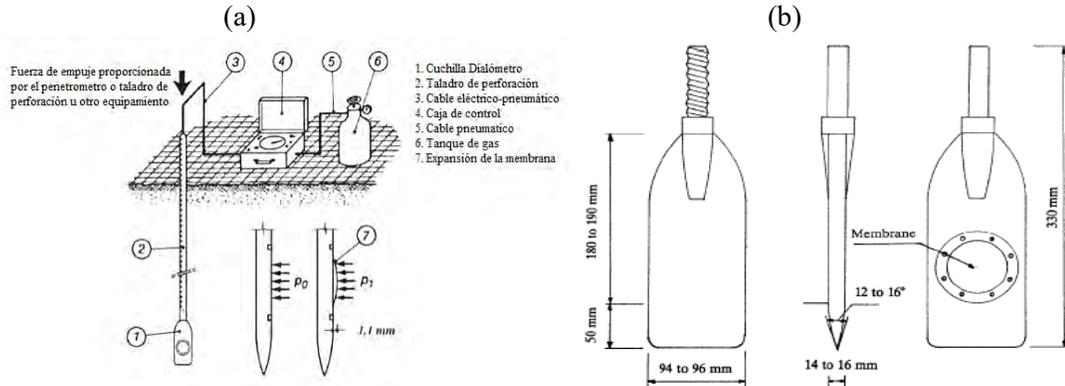


Figura 3. Dilatómetro plano de Marchetti: (a) disposición de equipo DMT (FineSoftware, s/f), (b) dimensiones de paleta de acero inoxidable (US DOT, 1992).

La paleta es introducida al terreno a una velocidad de 10 o 30 mm/seg, ya sea por penetración estática como en el ensayo de penetración de cono (CPT) o mediante penetración dinámica como en el ensayo de penetración estándar (SPT); sin embargo, se debe tomar en cuenta que la penetración dinámica altera y disminuye las precisiones de las correlaciones, afectando de esta manera los resultados.

Una vez que la paleta ha alcanzado la profundidad deseada, se suspende la penetración y el operador infla la membrana desde la unidad de control con el fin de registrar en un lapso de 30 segundos las siguientes lecturas:

- Presión A: Presión necesaria para empezar a desplazar la membrana (“presión de despegue”).
- Presión B: Presión requerida para empujar el centro de la membrana una distancia de 1.1mm contra el suelo.
- Presión C (Opcional): Presión tomada al desinflar lentamente la membrana justo después de alcanzar la presión B y regresar la paleta a su posición original (“presión de cierre”). Esta medida es fundamental en arenas, ya que esta lectura es aproximadamente igual a la presión de poros hidrostática (u_0).

Tomadas las lecturas, se continúa la hincada de paleta hasta alcanzar la siguiente profundidad de ensayo en incrementos típicos de avance de 20 cm. Cabe resaltar que estas lecturas deben ser corregidas considerando los efectos de la rigidez de la membrana (Marchetti & Crapps, 1981). Estas correcciones se ven reflejadas mediante las siguientes medidas:

- ΔA : Presión externa necesaria para garantizar que exista perfecto contacto entre la membrana y el sensor, una vez que la membrana se encuentra al aire libre.
- ΔB : Presión interna necesaria para garantizar que el centro de la membrana se desplace 1.1mm con respecto al sensor, una vez que la membrana se encuentra al aire libre.

Las siguientes ecuaciones muestran las presiones corregidas del ensayo DMT, las cuales son utilizados para las correlaciones que se describirán posteriormente:

$$P_0 = 1.05(A - Z_m + \Delta A) - 0.05(B - Z_m - \Delta B)$$

$$P_1 = (B - Z_m - \Delta B)$$

Donde:

P_0 = Presión corregida asociada a la Presión A en KPa.

P_1 = Presión corregida asociada la Presión B en KPa.

Z_m = Lectura de la celda de presión cuando el equipo de encuentra a presión atmosférica en KPa.

3.1.2 Parámetros intermedios

Los parámetros intermedios que son utilizados en las distintas correlaciones empíricas dependen de las presiones corregidas P_0 y P_1 . Estos parámetros son: índice del material (I_D), índice de esfuerzo horizontal (K_D) y el módulo del dilatómetro (E_D).

Índice del material (I_D)

Es un indicativo del tipo de suelo, tomándose en cuenta que la clasificación al tomar este parámetro no considera los resultados granulométricos; sino, el comportamiento mecánico del medio, siendo éste el más relevante (Marchetti, 1980). El presente parámetro puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} = \frac{\Delta P}{P_0 - u_0}$$

Donde:

u_0 = Presión de poros hidrostática en KPa. En arenas, es estimado como: $P_2 = u_0 = C - Z_m + \Delta A$ (Campanella et. al 1985).

El tipo de suelo según el rango de valores de índice del material se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 1. Clasificación del suelo a partir de I_D . (Marchetti, 1980).

Turba / Arcillas sensibles	$I_D < 0.1$
Arcilla	$0.1 < I_D < 0.35$
Arcilla limosa	$0.35 < I_D < 0.60$
Limo arcilloso	$0.60 < I_D < 0.90$
Limo	$0.90 < I_D < 1.20$
Limo arenoso	$1.20 < I_D < 1.80$

Arena limosa	$1.80 < I_D < 3.30$
Arena	$I_D > 3.30$

Índice de esfuerzo horizontal (K_D)

Este índice es interpretado como el coeficiente de empuje lateral en reposo amplificado por la penetración de la paleta. La variación de K_D con la profundidad posee una forma similar al perfil OCR (Razón sobreconsolidación del suelo), por lo tanto, su interpretación se basa en la historia-deformación de un depósito. Un valor de $K_D \approx 2$ equivale a un suelo normalmente consolidado ($OCR=1$); mientras que, un valor de $K_D > 2$, indica preconsolidación (Marchetti, 1980). El presente parámetro puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$K_D = \frac{P_o - u_o}{\sigma'_{v0}}$$

Donde:

σ'_{v0} = Esfuerzo efectivo vertical.

Módulo del dilatómetro (E_D)

Este parámetro es obtenido por medio de la teoría de elasticidad, la geometría de la membrana y el desplazamiento de 1.1mm. (Marchetti, 1980). Cabe resaltar que este parámetro no debe considerarse como un módulo de deformación o módulo de Young; sino más bien, en combinación con I_D y K_D . El presente parámetro puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$E_D = \frac{E}{1 - \nu^2} = 34.7 (P_1 - P_0)$$

Donde:

ν = Razón de Poisson.

E= Módulo de Young.

3.1.3 Parámetros obtenidos para arenas y aplicaciones ingenieriles

Módulo edométrico vertical drenado (M) y su aplicación en cálculo de asentamientos

Dado que por medio del ensayo DMT se puede obtener información relacionada a la rigidez del suelo y se considera efectos de historia tensional del suelo, el módulo de compresión unidimensional (M) es adecuadamente estimado.

En 1980, Marchetti estableció la siguiente expresión para el cálculo de M :

$$M = E_D R_M(K_D, I_D)$$

Donde:

R_M = factor de corrección aplicado a E_D en función del índice de empuje horizontal (K_D) y el índice del material (I_D).

Por medio de la obtención de M , es posible realizar una de las aplicaciones más útiles del DMT, el asentamiento de cimentaciones superficiales (Schnaid, 2009), mediante la siguiente expresión:

$$S_{1-DMT} = \sum \frac{\Delta\sigma_{vi}}{M_{DMTi}} \Delta z$$

Donde:

$\Delta\sigma_v$ = variación del incremento de carga de acuerdo a la teoría de Boussinesq.

Δz = Espesor de estrato.

Cabe resaltar que el asentamiento calculado mediante la expresión anterior es representado bajo condiciones de servicio (FS entre 2.5 y 3.5). Investigaciones previas han logrado comprobar la validez de este método al comparar los asentamientos calculados con DMT con asentamientos medidos (Schnaid, 2009).

Asimismo, investigaciones recientes realizadas en Chile (Cáceres et al., 2018), han demostrado que los asentamientos estimados mediante el ensayo DMT resultan ser el doble que los obtenidos mediante el ensayo CPT, esto debido principalmente a dos aspectos. El primero hace referencia a que el módulo edométrico (M) obtenido con el DMT considera efectos de historia tensional del suelo, estando mucho más relacionado con el módulo del suelo, en comparación con el módulo obtenido con el ensayo CPT, el cual se basa en la resistencia a la penetración (valor de falla del suelo). El segundo aspecto hace referencia a que la penetración del suelo por medio de la paleta (cuña) en el caso del DMT, distorsiona menos el suelo que con un cono utilizado en el ensayo de CPT. La figura 4 muestra lo recientemente mencionado.

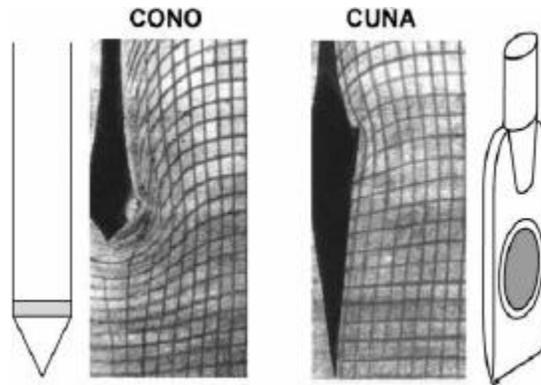


Figura 4. Diferencia de distorsión del suelo por penetración de cono o cuña (Baligh & Scott, 1975)

Peso específico del suelo (γ_s)

En 1981, Marchetti & Crapps desarrollaron un ábaco para el cálculo del peso específico del suelo γ , por ende, la obtención de esfuerzos efectivos verticales. La obtención del peso específico del suelo se basó en los parámetros intermedios I_D y E_D descritos anteriormente. La figura 5, muestra el ábaco mencionado.

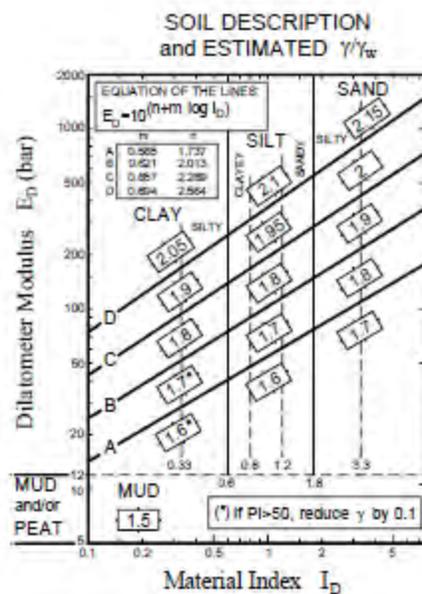


Figura 5. Ábaco para determinación de peso específico del suelo (Marchetti & Crapps, 1981)

Ángulo de fricción interna (ϕ)

Existen dos métodos para determinar el ángulo de fricción interna mediante el ensayo DMT (Marchetti, 1997), los cuales serán explicados en los siguientes párrafos:

- 1) A partir de los parámetros K_o y q_c .

Este método consiste en determinar ϕ en base a los parámetros K_o y q_c . En 1986, Baldi propuso la siguiente expresión para el cálculo de K_o :

$$K_o = 0.376 + 0.095 K_D - 0.0017 \frac{q_c}{\sigma'_{vo}}$$

Actualmente, se recomienda modificar el último coeficiente de la ecuación, optando por un valor de 0.002 para depósitos arenosos recientes y 0.005 para depósitos arenosos antiguos (Marchetti, 2015). Por otro lado, como observamos, la desventaja de este método es que es necesaria la realización del ensayo CPT para la obtención del parámetro q_c .

Con los parámetros K_o , K_D y q_c , es posible obtener ϕ mediante el siguiente ábaco simplificado (Marchetti, 1985).

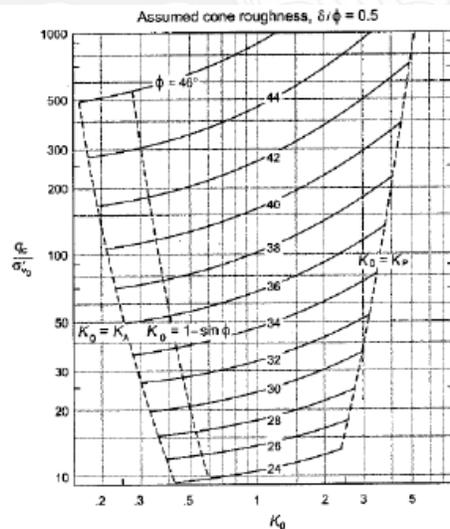


Figura 6. Cálculo de ϕ mediante K_o y q_c (Marchetti, 1985)

- 2) A partir del parámetro K_D :

En 1997, Marchetti propuso una expresión que sólo era dependiente del parámetro K_D . Cabe resaltar que esta expresión es conservadora y sobreestima el valor de ϕ entre 2 a 3°, debido a que se asume un valor de cohesión igual a cero y por tanto un aporte nulo de contribución de resistencia.

$$\phi = 28^\circ + 14.6 \log K_D - 2.1 \log^2 K_D$$

Investigaciones recientes, han validado la efectividad de la obtención del ángulo de fricción interna empleando la expresión propuesta por Marchetti, mediante comparaciones con valores obtenidos con pruebas triaxiales y pruebas de presión con presurómetro autobarrenante (Mayne, 2015), según se muestra en la figura 7.

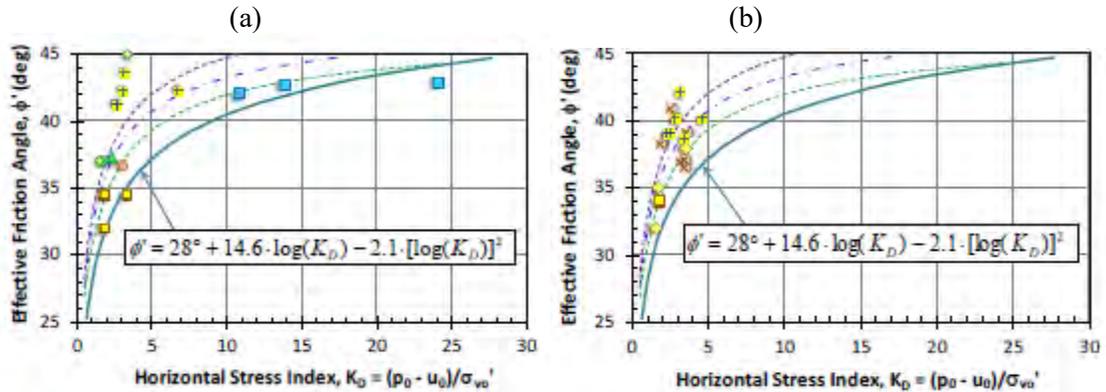


Figura 7. Comparación de resultados de ϕ : a) con ensayos triaxiales, b) con pruebas de presión (Mayne, 2015)

Evaluación del potencial de licuación

La evaluación del potencial de licuación es una de las aplicaciones ingenieriles que pueden ser evaluadas mediante correlaciones basadas en el parámetro K_D o en la velocidad de ondas de corte (V_s) obtenidas mediante el agregado del módulo sísmico al ensayo DMT.

Para sismos de magnitud 7.5, la expresión para obtener la Relación de resistencia cíclica CRR de una arena limpia, propuesta a partir de K_D por Mónaco et al. (2005), es la siguiente:

$$CRR_{7.5} = 0.0107K_D^3 - 0.0741K_D^2 + 0.2169K_D - 0.1306$$

Por otro lado, la obtención de CRR mediante V_s , viene dada por la expresión propuesta por Andrus y Stokoe (2000):

$$CRR_{7.5} = \left[0.022 \left(\frac{K_{a1} V_{S1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{S1}^* - K_{a1} V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right) \right] K_{a2}$$

Donde:

V_{s1} = velocidad de ondas de corte estandarizada para una sobrecarga de 1kg/cm² (Presión atmosférica P_a de 100 KPa)

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.25}$$

V_{s1}^* = valor máximo de $V_{s1} \approx 200$ m/s para suelos con finos de 20%

K_{a1} = Factor de corrección de V_{s1} , igual a 1 para suelos no cementados del Holoceno.

K_{a2} = Factor de corrección de CRR, igual a 1 para suelos no cementados del Holoceno.

Cabe resaltar que generalmente el valor de CRR obtenido mediante el parámetro K_D es mayor que el obtenido por V_s , dado que esta última medición no es tan sensible a la historia de tensiones y está relacionada a deformaciones muy pequeñas, no reflejando el comportamiento de las grandes deformaciones que se producen en un caso de licuación. (Mónaco y Marchetti, 2007).

3.2 Ensayo Presiométrico

El ensayo presiométrico consiste en introducir una sonda cilíndrica en una cavidad del terreno evaluado y luego expandirla en la dirección radial mientras se mide el cambio de volumen y la presión de la sonda, esto con el objetivo de poder graficar una curva que relacione la presión sometida al suelo y la deformación de este.

En la actualidad, existen distintos tipos del ensayo presiométrico, los cuales se diferencian en la metodología con la que introducen la sonda cilíndrica en el terreno (Sau Valenzuela, 2011). Estos tipos de presiómetros son:

- PBP: En este tipo de ensayo la cavidad en donde se va a introducir la sonda se ha realizado previamente teniendo el mayor cuidado de no alterar las características del suelo en estudio.
- SBP: Esta metodología consiste en que el mismo equipo del ensayo realiza la perforación produciendo una mínima alteración del terreno, por esta razón este tipo de sondas son llamadas autoperforante.
- PIP: En esta metodología la sonda cilíndrica es hincada a presión al terreno.

La Tabla 2 muestra la calidad de resultados que podemos obtener de cada tipo de ensayo mencionado anteriormente, estos resultados fueron obtenidos de ensayos presiométricos en suelos de Madrid para la Jornada Técnica sobre el ensayo Presiométrico en el proyecto geotécnico.

Tabla 2. Calidad de los resultados en función del tipo de suelo y de presiómetro (Pérez de Ágreda, 2009)

	Arcilla				Arena				Roca blanda-Suelo duro	
	Blanda		Dura		Floja		Densa			
	PBP	SBP	PBP	SBP	PBP	SBP	PBP	SBP	PBP	SBP
P_{0h}	M	B	R	B	M	B	R	R	R	B
G_1	M	B	R	B	M	B	R	B	B	B
G_R	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B
C_u	B	B	B	B	I	I	I	I	I	I
ϕ	I	I	I	R	R	R	R	B	I	I

B: Bueno, R:Regular, M:Malo; I: No procede

3.2.1 Equipo y procedimiento

El ensayo presiométrico consta de los siguientes elementos (Sau Valenzuela, 2011):

Unidad de control y lectura (CPV) que permanecen en la superficie, el aparato medidor que sería la sonda presiométrica y tubulares que unen la CPV y la sonda presiométrica.

El procedimiento, según la normativa ASTM, consiste en colocar la sonda cilíndrica en la cavidad de prueba y expandirla en la dirección radial mientras se miden los cambios de volumen y la presión de sonda. Esta sonda es inflada por incrementos de presión constante o por incrementos de volumen constante hasta que el rendimiento del suelo se vuelve desproporcionalmente grande (Ver figura 8). De esta lectura se obtiene una presión límite para el suelo, con la cual se calcula posteriormente el módulo presiométrico con el cual se puede hallar diferentes parámetros.

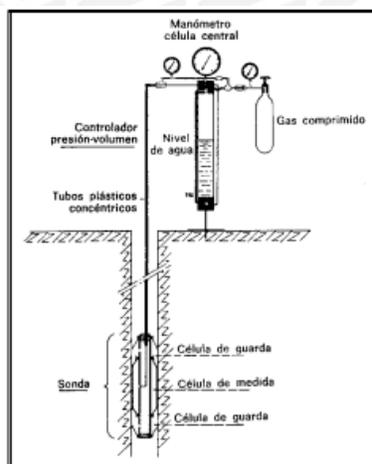


Figura 8. Esquema equipo presiométrico Ménard (Devincenzi y Norberto, 2088)

3.2.2 Ensayo presiométrico tipo PBP

En este subcapítulo se describirá el procedimiento para obtener parámetros en suelos arenosos a partir del ensayo presiométrico PBP.

Curva presiométrica

La figura 9 muestra una curva presión vs deformación típica obtenida al aplicar un ensayo presiométrico PBP.

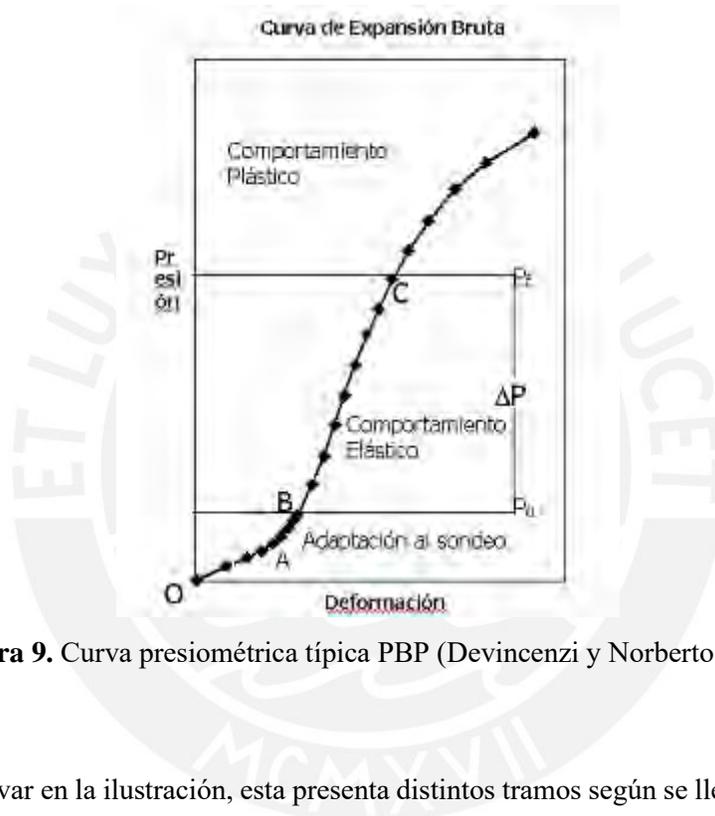


Figura 9. Curva presiométrica típica PBP (Devincenzi y Norberto, 2008)

Como se puede observar en la ilustración, esta presenta distintos tramos según se lleva a cabo el ensayo. El tramo O-A corresponde a la expansión de la membrana hasta que entra en contacto con las paredes del sondeo. El tramo A-B corresponde a la expansión de la membrana en la zona alterada del sondeo. La tercera parte de la curva, el tramo lineal B-C, representa el comportamiento elástico del suelo. A partir del punto C, también conocido como presión de fluencia P_f , comienza la fase plástica del ensayo; esta fase está limitada teóricamente por una asíntota paralela al eje de las deformaciones (Sau Valenzuela, 2011).

De esta curva podemos obtener los siguientes parámetros para poder obtener diferentes parámetros geotécnicos en base a correlaciones.

- Presión límite (PL): Según J.L. Briaud (1992), el valor PL puede ser estimado extrapolando la curva del ensayo al infinito en una representación gráfica $P: Ln(\Delta V/V)$, tal como se observa la figura 10.

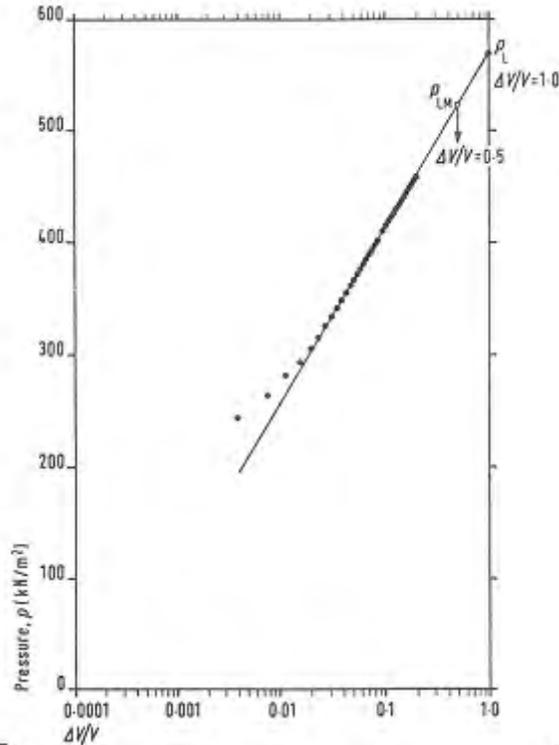


Figura 10. Extrapolación de PL a partir de la curva P: $\log_e \Delta V/V$ (Mair y Wood, 1987)

- Módulo presiométrico (Ep): Este valor se obtiene directamente de la curva presiométrica como la pendiente del tramo lineal correspondiente a la fase pseudo elástica en dicha curva (Perez de Ágreda, 2009). Este módulo se obtiene de la siguiente expresión.

$$Ep = (1 + \nu)rm \frac{\Delta p}{\Delta r}$$

Donde: Δp es el incremento de presión considerado entre O y A, Δr variación de radio correspondiente entre los puntos O y A, ν es el coeficiente de Poisson y rm es el radio medio.

- El módulo de deformación tangencial presiométrico (Gp): Este módulo se obtiene directamente de la fase pseudo-elástica de la curva presiométrica.

$$Gp = 0.5rm \frac{\Delta p}{\Delta r}$$

Estimación de la presión de empuje al reposo

De la curva presiométrica podemos obtener la presión de empuje (P_{oh}) que corresponde a la presión suministrada por la sonda durante el ensayo en donde se recuperan las condiciones iniciales del terreno; esta presión sería la correspondiente del punto A de la figura 9. Al ser este punto en donde la membrana de la sonda ya interacciona con las paredes de la cavidad, la presión de empuje correspondería a la presión que relacionada con el punto de máxima curvatura de la curva presiométrica. No obstante, este punto será identificado de una manera sencilla si el procedimiento de la perforación de la cavidad ha sido adecuado, por ello el método más utilizado para obtener esta presión de empuje es a través de la comparación de las curvas presiométrica y de fluencia (Ver figura 11).

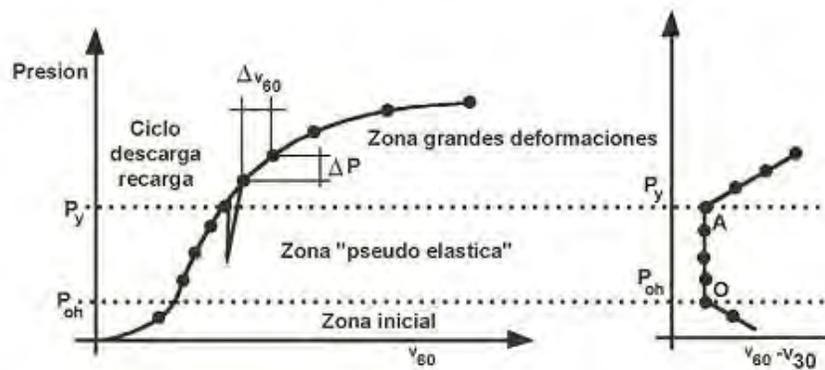


Figura 11. Curva presiométrica teórica corregida y curva de fluencia ensayo PBP (Cano, 2009)

Estimación de la resistencia al corte no drenado

En el capítulo 2 se mencionó un método para hallar la resistencia al corte no drenado (S_u) mediante un procedimiento semiempírico. Este método tiene la siguiente expresión:

$$PL - P_{oh} = Su \left[1 + \ln\left(\frac{G}{Su}\right) \right]$$

Donde: PL es la presión límite, P_{oh} es la presión de empuje al reposo y G el módulo de deformación tangencial.

Estimación del ángulo de rozamiento

De manera análoga al parámetro de resistencia al corte no drenado, se mencionó en el capítulo anterior una expresión teórica para estimar el ángulo de rozamiento. Esta expresión es la siguiente:

$$\log \frac{\Delta Rc}{Rc} + \frac{c}{2} = \frac{k(1 - \text{sen}\phi) + 1 + \text{sen}\phi}{2\text{sen}\phi} \log(p - u_o) + cte$$

Donde: Rc es el radio inicial de la cavidad, ΔR es la variación de radio, C es la ordenada en origen de la curva de deformación volumétrica frente a la deformación tangencial, p es la presión total, u_o es la presión intersticial y ϕ es el ángulo de rozamiento.

$$K = \tan^2 \left| 45 + \frac{\phi_{cv}}{2} \right|$$

Robertson y Hughes (1986) propusieron ángulos de rozamiento a volumen constante, los cuales son mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 3. Ángulo de rozamiento a volumen constante (Robertson y Hughes, 1986)

Tipo de suelo	ϕ_{cv} (°)
Grava-Arena bien graduada	40
Arena gruesa uniforme	37
Arena media bien graduada	37
Arena uniforme a media	34
Arena fina bien graduada	34
Arena fina uniforme	30

El parámetro C vale 0 para arenas medias y pocas densas, y, en otros materiales en los que $c \neq 0$, la influencia de este es muy pequeña siempre que las deformaciones de la cavidad de ensayo superen el 40%, dado que es necesario que se lleguen a alcanzar valores de presión límite del suelo (Perez de Ágreda, 2009).

Los resultados del ensayo se representan en un gráfico ($P-u_o$) en función de $\log \left(\frac{\Delta Rc}{Rc} \right)$. La pendiente “s” de la recta corresponde a la zona de grandes deformaciones en función de ϕ ; el ajuste de este valor permite la obtención de ϕ (Perez de Ágreda, 2009). La expresión utilizada es la siguiente:

$$\sin \phi = \frac{s}{1 + (s - 1) \sin \phi_{cv}}$$

3.3 Ensayo de penetración de cono (CPT y CPTu)

El ensayo de piezocono o penetración estática se ha venido popularizando debido a su rapidez, economía y la facilidad con la que permite al usuario obtener la estratigrafía y parametrización mecánica de los suelos de forma continua (Mayne, Barry, & DeJong, 2001). El ensayo consiste en hincar una sonda cilíndrica con punta cónica, instrumentada con sensores de fuerza y presión, a presión, a una velocidad de 2cm/s para obtener lecturas de parámetros que serán descritos más adelante. Es aplicable para todo tipo de suelos, menos suelos densos, gravosos o rocas, siendo recomendable para arenas (tipo de suelo objeto de estudio en la presente investigación). Se desarrollará, a continuación, una descripción del ensayo, los parámetros que se obtienen de este y finalmente la forma de obtención de algunos parámetros ingenieriles para arenas. Cabe mencionar que el enfoque está dirigido al ensayo CPTu, el cual se diferencia del CPT porque este último tiene la capacidad de medir la presión de poros del suelo estudiado.

3.3.1 Equipo y procedimiento

Los elementos que componen este ensayo in-situ son los siguiente: (1) Cono, (2) varillaje, (3) sistema de hinca piezocono y (4) equipo de toma de datos. A continuación, se describe brevemente cada uno de ellos.

- **Cono**

La sonda CPT tiene una punta cónica de 60° y 10 cm^2 de área en la base y el fuste donde se mide la fricción es de 150 cm^2 de área. Esta sonda tiene un diámetro exterior de 35,7 mm y entre la punta y el fuste, donde se mide la fricción; tiene un sensor que mide las presiones intersticiales que se inducen a causa de la penetración de la punta (ASTM-D5778-07). Este dispositivo permite medir los parámetros q_c (resistencia por punta), f_s (resistencia por fricción) y u (presiones intersticiales) gracias a los sensores que posee. A pesar de esto, existen algunas variantes de este elemento, que se diferencian en la ubicación del dispositivo medidor de las presiones intersticiales. Se muestran a continuación, dos imágenes mostrando las variantes del cono utilizado para este ensayo, donde se aprecia la variación en la ubicación del sensor para medir “ u ”, la no existencia de éste (cono del CPT) y un esquema general del cono (Ver figura 12).

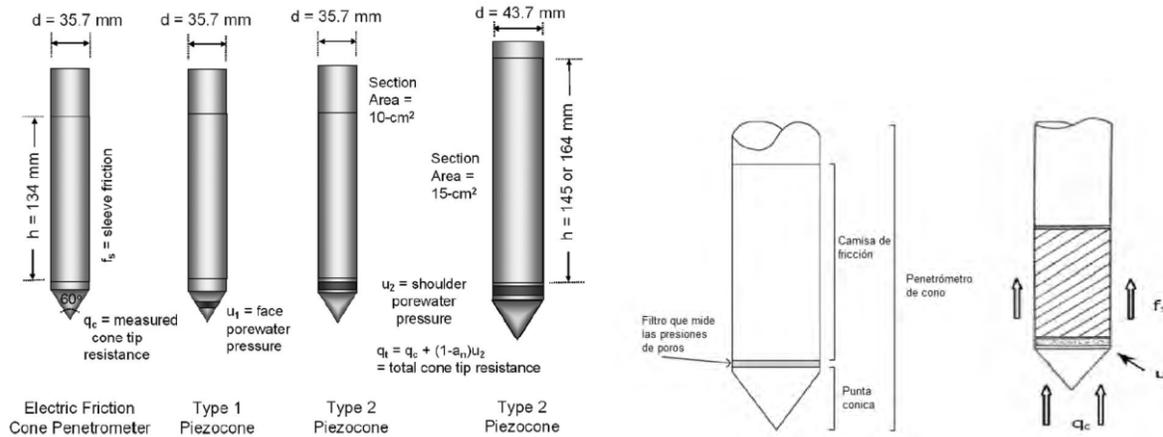


Figura 12. Diferentes tipos de cono y esquema general (Díaz, 2011).

- **Varillaje**

Este elemento cumple con la función de hincar el piezocono (tipo 1) y encamisar la excavación cuando se exploran a profundidades considerables (tipo 2) para así evitar que la fricción generada no permita la penetración del piezocono. Se muestra una imagen donde se aprecian los dos tipos de varillaje (Ver figura 13).



Figura 13. Tipos de varillaje para ensayo CPTu (Díaz, 2011).

- **Sistema de hincado piezocono**

Se dispone de un sistema hidráulico encima de un vehículo, el cual puede poseer un sistema de anclajes al terreno (existen algunas variaciones) y con el cual se logra una reacción suficiente que permita hincar el dispositivo en el terreno.

- **Equipo de toma de datos**

Sistema que permite la transferencia de los datos obtenidos en tiempo real hasta un computador, donde se procesan e interpretan estos últimos.

La norma en que se presenta el correcto procedimiento para realizar el ensayo es la ASTM D5778 – 07. En base a esta, se listan los pasos a seguir.

- Instalación y anclaje del vehículo en el terreno adecuadamente, de manera que proporcione la reacción necesaria para permitir la penetración del piezocono.
- Colocar líquido lubricante (glicerina, aceite de silicona o grasa) dentro del piezocono y la punta, saturando de grasa el primero, para que se puedan tomar las medidas adecuadas de presión de poros y los otros parámetros.
- Se procede con la hincada del piezocono a una velocidad de 2cm/s. A la par que sucede esto, se van tomando los datos en tiempo real (Ver figura 14) y se debe verificar que no ocurra inclinación en la punta ni el varillaje para evitar la ruptura del equipo; esto se logra gracias al inclinómetro que está incluido en el sistema. En caso se dificulte la penetración del equipo se debe encamisar este con el varillaje correspondiente.

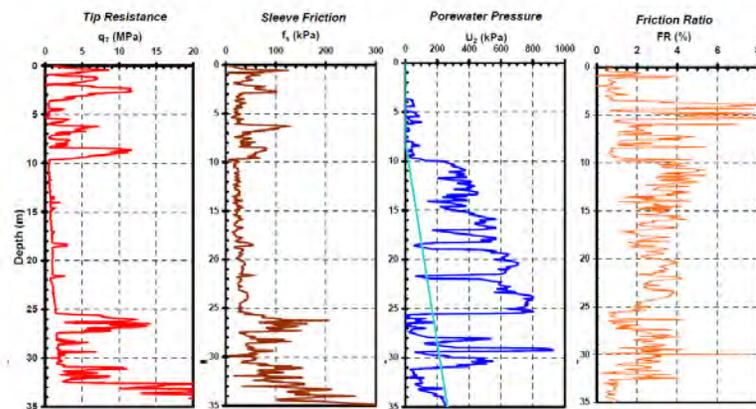


Figura 14. Obtención de parámetros en tiempo real con ensayo CPTu (Mayne et al. 2001).

Se muestra finalmente un esquema general del sistema (Ver figura 15).

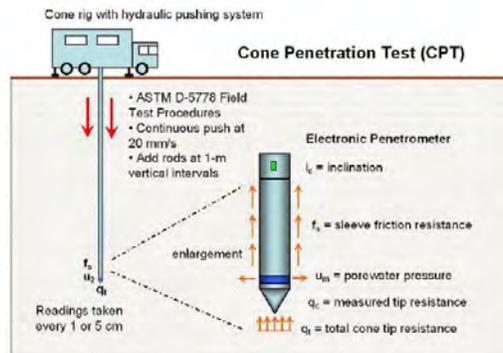


Figura 15. Esquema general del ensayo CPTu (Mayne 2007).

3.3.2 Parámetros intermedios

Se presentan los cálculos de parámetros iniciales de los cuales se tomarán como base para la obtención de los parámetros ingenieriles finales.

Resistencia del cono q_c :

$$q_c = Q_c/A_c$$

Donde:

q_c = Resistencia del cono (Mpa, ton/ft², kg_f/cm², unidades de esfuerzo pertinentes).

Q_c = Fuerza aplicada sobre el cono (kN, ton, kg_f).

A_c = Área de la base del cono, igual a 10cm².

Resistencia del cono corregida q_t :

Se realiza esta corrección debido a la presencia de presiones de poros actuantes en los lados opuestos de la punta y el anillo de unión entre ésta y el resto del cono (Campanella et al, 1986). Se muestra la fórmula utilizada para calcular esta corrección. Cabe mencionar que esto se realiza con el dato u_2 (Ver figura 14).

$$q_t = q_c + u_2(1 - a_n)$$

Donde:

q_t = Resistencia del cono corregida (Mpa, ton/ft², kg_f/cm², unidades de esfuerzo pertinentes).

u_2 = Presiones de poro generadas inmediatamente después de la punta del cono (tsf, kg_f/cm²).

Resistencia por fricción corregida f_t :

Corrección también realizada por la presión de poro actuante en los lados opuestos de la punta.

$$f_t = f_s + b_n u_2$$

Donde:

f_t = Resistencia por fricción corregida (Mpa, ton/ft², kg_f/cm², unidades de esfuerzo pertinentes).

b_n = Constante según la calibración del equipo, puede considerarse igual a 0.0005.

Resistencia a la fricción en el fuste f_s :

$$f_s = Q_s/A_s$$

Donde:

f_s = Resistencia a la fricción en el fuste (kPa, ton/ft², kg_f/cm², unidades de esfuerzo pertinentes).

Q_s = Fuerza en el fuste de fricción (kN, ton, kg_f).

A_s = Área del fuste, es constante en el sistema.

Relación de fricción, R_f :

$$R_f = \left(\frac{f_s}{q_c} \right) * 100$$

Donde:

R_f = Relación de fricción %

Presión de poros hidrostática

Para el cálculo de presión de poros se necesita conocer la presión de poros de equilibrio, la cual se mide a través de ensayos de disipación en CPTu o estimarla con las siguientes ecuaciones.

$$u_0 = \text{Estimado de la presión de poros de equilibrio} = h_w \gamma_w$$

Para suelos saturados por debajo del nivel freático.

$$u_0 = (z - z_w) \gamma_w$$

Donde:

h_w = Altura del agua evaluada de las condiciones del terreno (unidades de longitud)

γ_w = Peso unitario del agua (9.8 kN/m³ o 62.4 lbs/ft³)

z = Profundidad de interés (unidades de longitud).

z_w = Profundidad hasta el nivel freático

Finalmente, se deben normalizar todos los parámetros obtenidos en las fórmulas anteriores respecto a esfuerzos totales y efectivos. Esto se hace basándose en lo propuesto por Wroth (1988) a través de las siguientes ecuaciones.

$$Qt = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}}$$

$$Fr = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}}$$

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{vo}}$$

Donde:

Q_t = Resistencia del cono normalizada

F_r = Relación de fricción normalizada

B_q = Relación de presión de poros

Δu = Exceso de presión de poros ($u_2 - u_0$)

σ_{vo} = Esfuerzo vertical total

σ_{vo} = Esfuerzo vertical efectivo

u_0 = Estimación de la presión de poros de equilibrio

Índice de comportamiento I_c :

Propuesto por Robertson (2009), este parámetro relaciona los parámetros normalizados.

$$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5}$$

3.3.3 Parámetros obtenidos para arenas y aplicaciones ingenieriles

Peso específico del suelo:

A partir de lo expuesto por Robertson y Cabal (2010), se sugiere utilizar la siguiente relación para obtener el peso específico del suelo.

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0.27(\log R_f) + 0.36 \left[\log \left(\frac{q_t}{p_a} \right) \right] + 1.236$$

Donde:

R_f = Radio de fricción = $(f_s/q_t)100\%$

γ_w = Peso específico del agua, con las mismas unidades que γ

p_a = Presión atmosférica en las mismas unidades que q_t

Esta relación es válida para suelos con un valor de gravedad específica, incluyendo arenas, que se encuentra dentro del rango de 2.6 a 2.7. En caso de arenas que no cumplan con esa condición, se sugiere utilizar esta fórmula, la cual corrige esta varianza.

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = \left(0.27(\log R_f) + 0.36 \left[\log \left(\frac{q_t}{p_a} \right) \right] + 1.236 \right) G_s / 2.65$$

Densidad relativa

Kulhawy y Mayne (1991) propusieron una relación para poder hallar la densidad relativa en arenas limpias cuarzosas dependiendo si estas son normalmente consolidadas o sobreconsolidadas. Estas relaciones se presentan a continuación.

$$D_r = 100 \sqrt{\frac{q_{t1}}{300}}, \text{ para arenas normalmente consolidadas}$$

$$D_r = 100 \sqrt{\frac{q_{t1}}{300 \cdot OCR^{0.2}}}, \text{ para arenas sobre consolidadas}$$

Donde:

$$q_{t1} = q_c / \sigma_{vo}'^{0.5}, \text{ para valores menores a 300}$$

$$q_{t1} = \left(\frac{q_t}{p_a} \right) / (\sigma_{vo}' / p_a)^{0.5}, \text{ donde } p_a = 1 \text{ bar} \approx 1 \text{ tsf} \approx 100 \text{ kPa}$$

A partir de las relaciones presentadas líneas arriba, se construyó gráficamente la relación que existe entre el parámetro q_{t1} y la Densidad relativa (%) para arenas normalmente consolidadas (NC) y sobre consolidadas (OC) (Ver figura 16).

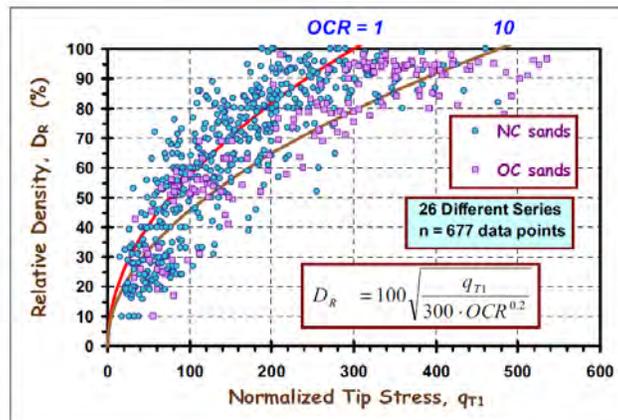


Figura 16. Relación entre la Densidad Relativa y el parámetro q_{t1} para arenas sobreconsolidadas y normalmente consolidadas. (Kulhawy y Mayne, 1991).

Ángulo de fricción del suelo

Existen diferentes propuestas para relacionar los resultados obtenidos en los ensayos CPTu y el ángulo de rozamiento en arenas. A continuación, se presentan algunas relaciones.

- Para arenas en base de cuarzo, no cementadas, moderadamente compresibles y sin envejecer (Robertson y Campanella, 1983).

$$\tan\phi' = \frac{1}{2.68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma_{vo}'} \right) + 0.29 \right]$$

- Relación alternativa para arenas redondeadas, limpias a base de cuarzo.

$$\phi' = 17.6 + 11 \log (Q_{tn})$$

Velocidad de onda de corte

Este parámetro es susceptible a la edad de los suelos y su cementación, siendo los más antiguos los que poseen un valor mayor de V_s a los más jóvenes. Mayne (2006) propuso la siguiente relación para correlacionar este parámetro con los resultados obtenidos en el ensayo piezocono.

$$V_s = 118.8 * \log f_s + 18.5$$

Cabe mencionar que existe una variante del ensayo CPTu, llamado Piezocono Sísmico (SCPTu), con el cual se puede medir este parámetro directamente y de forma más exacta. Esta variante se menciona únicamente como una alternativa; sin embargo, no se pretende ahondar en el tema.

Dilatancia del suelo

La importancia de conocer el comportamiento del suelo ante cargas que intentan deformarlo es muy importante. Esta importancia radica en predecir este comportamiento para asegurar si se produciría licuefacción o no. Robertson (2016) propuso una actualización de la clasificación propuesta para determinar este parámetro en base a los parámetros Fr (%) y Q_{tn} obtenidos a través del ensayo de piezocono. Se observa en la figura 17 una comparación entre la gráfica propuesta por el autor en el año 1990 (líneas discontinuas) y la actualización previamente mencionada con líneas continuas. Los suelos que se ubiquen (según sus parámetros) por encima de la curva CD son calificados como dilatativos; de manera análoga, los que estén ubicados por debajo de dicha curva son clasificados como contractivo y presentan una tendencia a producir licuefacción.

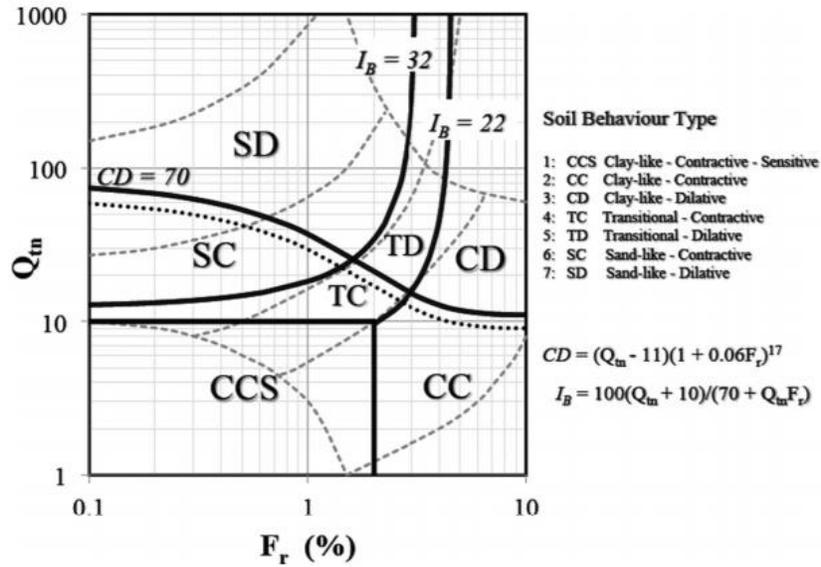


Figura 17. Actualización del gráfico propuesto para determinar la dilatancia o contractividad de un suelo (Robertson, 2016).

Correlación con el Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Debido a que la utilización del ensayo SPT se ha generalizado y es clasificado como un estándar en nuestro medio, se decidió referenciar algunas correlaciones que existen entre el ensayo de Piezocono y este, con el objetivo de establecer una relación y poder utilizar los resultados del primero para diseños en edificaciones. Robertson y Campanella (1983) presentaron en su estudio en base a 18 sitios, una relación entre estos dos ensayos, la cual se presenta a continuación (Ver figura 18); esta se da en base al parámetro D_{50} (mm) obtenido de la granulometría del suelo y los parámetros q_c y p_a del ensayo piezocono.

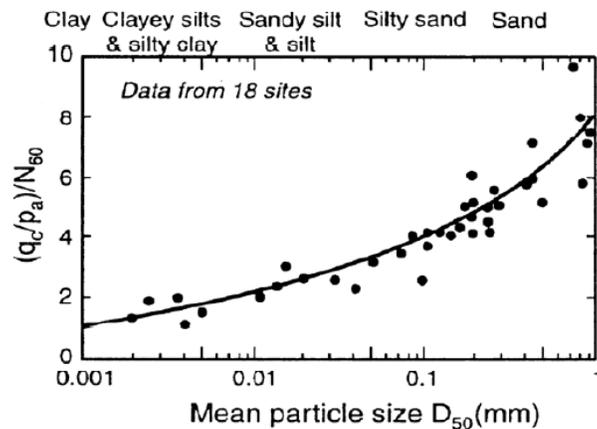


Figura 18. Correlación propuesta entre el ensayo SPT y CPT (Robertson y Campanella, 1983).

Sin embargo, Jefferies y Davies (1993) propusieron una relación directa entre estos parámetros, incluyendo el comportamiento del tipo de suelo Ic. Se presenta a continuación esta relación, la cual es válida para valores de Ic menores a 4.06

$$\frac{(qt/pa)}{N_{60}} = 8.5\left(1 - \frac{Ic}{4.6}\right)$$

3.4 Ensayo penetrómetro dinámico de cono (DCP)

El Penetrómetro Dinámico de Cono (DCP) es un tipo de penetrómetro dinámico ligero. De acuerdo a Hamid (2015), este dispositivo es utilizado para evaluar las propiedades principalmente en suelos arenosos, especialmente en pavimentos y en zonas donde es difícil obtener la muestra. Además, se distingue por la simplicidad en su operación y por ser de bajo costo.

3.4.1 Equipo y procedimiento

Este sistema consta de un martillo de 8 kg, una varilla de acero de 16 mm de diámetro que cuenta con un cono de acero en su extremo inferior con un ángulo de 60° y 20 mm de diámetro. Además, posee una regleta de medición sujeta al dispositivo por dos soportes. El ensayo consiste en introducir el cono en el suelo golpeándolo con el martillo que cae desde una altura de 575 mm. Se mide la penetración del cono después de cada golpe. Este instrumento se usa típicamente hasta una profundidad de 1 m. La profundidad de penetración se puede extender hasta un máximo de 2 m, pues el dispositivo cuenta con extensiones de la varilla (Ver figura 19).

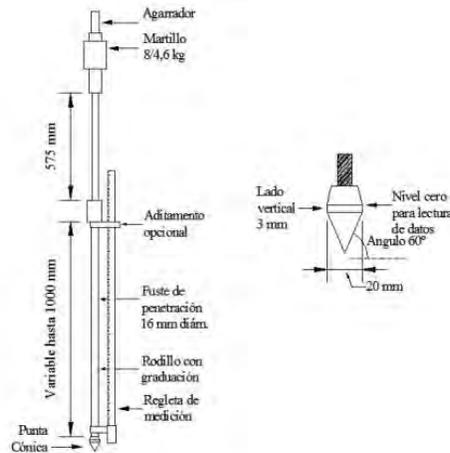


Figura 19. Esquema del DCP estándar (ASTM D-6951-03)

3.4.2 Parámetros intermedios

El parámetro obtenido del método DCP que se utiliza para determinar los parámetros geotécnicos en suelos arenosos se denomina Índice de Penetración de DCP (*DPI*) y es la relación entre la profundidad de penetración y el número de golpes (en milímetros por golpe) a una profundidad lineal dada. EL *DPI* se puede calcular según la siguiente ecuación:

$$DPI = \frac{P_{i+1} - P_i}{B_{i+1} - B_i}$$

Donde:

DPI: Índice de Penetración de DCP (mm/golpe)

P: Profundidad de penetración *i* o *i+1*

B: Número de golpes a la profundidad de penetración *i* o *i+1*

De acuerdo a Mohammadi et al. (2008), los resultados obtenidos del DCP deben interpretarse siguiendo un procedimiento estándar, generando un valor representativo obtenido de promediar el DPI en toda la profundidad de penetración, para ello existen dos métodos:

- Promedio Aritmético

$$DPI_{\text{prom}} = \frac{\sum_i^N (DPI)_i}{N}$$

Donde:

N = Número total de DPI registrados a lo largo de una profundidad de penetración dada.

- Promedio Ponderado

$$DPI_{\text{prom}} = \frac{1}{H} \sum_i^N [(DPI)_i \cdot (Z)_i]$$

Donde:

Z = Distancia de penetración por golpe.

H = Profundidad total de penetración de interés.

3.4.3 Parámetros obtenidos para arenas y aplicaciones ingenieriles

Densidad relativa D_r (%)

La densidad relativa es un parámetro útil para describir la consistencia de las arenas. Mohammadi et al. (2008) propuso la correlación entre el DPI promedio y D_r con un coeficiente de determinación de 0.98.

$$D_r(\%) = \frac{189.93}{(DPI)^{0.53}}$$

Módulo de elasticidad (E)

Mohammadi et al. (2008) en su investigación indica que el DCP puede predecir de manera confiable los módulos de elasticidad obtenidos a partir del ensayo de Prueba de Carga de Placa (PLT) mediante el método DCP, por ello propone las siguientes correlaciones entre el DPI promedio y E_{PLT} :

$$E_{PLT(i)}(\text{MPa}) = \frac{55.033}{(DPI)^{0.54}}$$

$$E_{PLT(R^2)}(\text{MPa}) = \frac{53.73}{(DPI)^{0.74}}$$

Donde:

$E_{PLT(i)}$ = Módulo de elasticidad inicial mediante ensayo PLT

$E_{PLT(R^2)}$ = Módulo de elasticidad de recarga mediante ensayo PLT

Asimismo, presenta la correlación entre $E_{PLT(i)}$ y $E_{PLT(R^2)}$ con un coeficiente de determinación de 0.94.

$$E_{PLT(R^2)}(\text{MPa}) = 0.16(E_{PLT(i)})^{1.49}$$

Finalmente, el autor propuso una manera gráfica de obtener este parámetro a través del ensayo PLT, la cual se muestra a continuación (Ver figura 20).

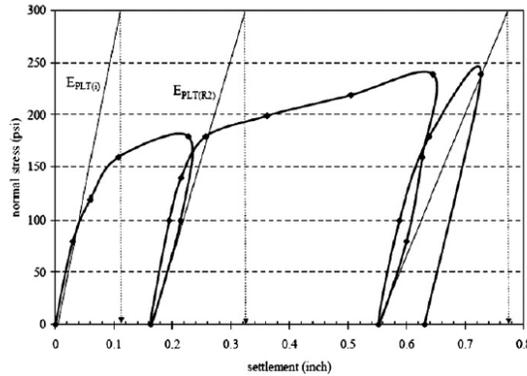


Figura 20. Módulo de elasticidad obtenido de ensayo PLT (Mohammadi et al., 2008)

Módulo de corte (G)

Existen varios métodos para determinar el módulo de corte en suelos arenosos como el *PLT*; sin embargo, estos ensayos resultan costosos. Mohammadi et al. (2008) presentó la mejor correlación entre el *DPI* promedio y el módulo de corte obtenido mediante *PLT* con un coeficiente de determinación de 0.93.

$$G_{PLT}(\text{MPa}) = \frac{75.74}{(\text{DPI})^{0.99}}$$

Módulo de reacción de sub-rasante (K_s)

Mohammadi et al. (2008) presentó la correlación entre *DPI* promedio y *K_s* con un coeficiente de determinación de 0.95.

$$K_s \left(\frac{\text{MN}}{\text{m}^3} \right) = \frac{898.36}{(\text{DPI})^{0.9}}$$

Ángulo de fricción (φ)

Mohammadi et al. (2008) propuso la relación entre la densidad relativa y el ángulo de fricción, en donde se muestra que un aumento en la densidad relativa resulta en un aumento del ángulo de fricción.

$$\phi \text{ (deg)} = 26.31 + 0.21(D_r)$$

A partir de ahí se obtiene la correlación entre el *DPI* promedio y el ángulo de fricción representado en la siguiente ecuación:

$$\phi \text{ (deg)} = \frac{52.16}{(\text{DPI})^{0.13}}$$

A continuación, se muestra los parámetros geotécnicos para suelos arenosos de acuerdo a la investigación de Mohammadi et al. (2008).

Tabla 4. Parámetros geotécnicos (Mohammadi et al, 2008)

Parameters	Equations	Type correlation	Determination coefficient (R^2)
D_r -DPI	$D_r(\%) = 189.93/(DPI)^{0.53}$	Exponential	0.98
$E_{PLT(i)}$ -DPI	$E_{PLT(i)} \text{ (MPa)} = 55.033/(DPI)^{0.54}$	Exponential	0.83
$E_{PLT(R^2)}$ -DPI	$E_{PLT(R^2)} \text{ (MPa)} = 53.73/(DPI)^{0.74}$	Exponential	0.94
$E_{PLT(i)}$ - $E_{PLT(R^2)}$	$E_{PLT(R^2)} \text{ (MPa)} = 0.16(E_{PLT(i)})^{1.49}$	Power	0.94
G_{PLT} -DPI	$G_{PLT} \text{ (MPa)} = 75.74/(DPI)^{0.99}$	Exponential	0.93
K_s -DPI	$K_s \text{ (MN/m}^3) = 898.36/(DPI)^{0.9}$	Exponential	0.95
ϕ' - D_r	$\phi' = 26.31 + 0.21(D_r)$	Linear	0.90
ϕ' -DPI	$\phi' \text{ (Deg)} = 52.16/(DPI)^{0.13}$	Exponential	0.90

CBR in situ

De acuerdo a Bermúdez y Vásquez (2016), la ventaja de obtener un CBR in situ radica en que los resultados son obtenidos en menor tiempo y son menos costosos que el CBR en laboratorio.

La correlación entre el *DPI* promedio y el *CBR* in situ fue planteada por la Norma ASTM D 6951. Bermúdez y Vásquez (2016) corroboraron la validación de dicha correlación en suelos arenosos comparando los resultados obtenidos del CBR mediante el método DCP y el CBR obtenido en laboratorio.

La ecuación planteada por la Norma ASTM D 6951 es una expresión empírica planteada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU., dicha correlación se muestra a continuación:

$$CBR = \frac{292}{(DPI)^{1.12}}$$

3.5 Refracción de Microtremores (ReMi)

Según Itziar Pérez (2012), el método ReMi fue propuesto por Louie (2001) para la caracterización y evaluación de terrenos para la ingeniería civil. Este método permite obtener la curva de dispersión de las ondas Rayleigh a partir del registro del ruido ambiental mediante una combinación de las técnicas SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) y MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) (Park et al., 1999). El ruido sísmico ambiental (microtremores) se basa en las vibraciones producidas por los fenómenos atmosféricos y por la actividad humana y se dispersa a través del terreno en forma de ondas elásticas, principalmente del tipo Rayleigh (Taga, 1993; Bard, 1999).

Para estimar la variación de velocidad de las ondas S con la profundidad, la técnica ReMi acoge el análisis de datos multicanal del MASW con el análisis espectral de las ondas superficiales del SASW.

3.5.1 Equipo y procedimiento

El método ReMi consiste en la obtención de ruido sísmico ambiental a lo largo de una línea de geófonos separados entre sí por distancias parecidas. La línea de geófonos se distribuye referenciando el punto del que se quiere obtener el perfil de distribución de velocidades sísmicas, ya que el resultado del ensayo es una media de las velocidades medidas a lo largo de toda la implantación. Los geófonos registran la vibración ambiental (microtremores) y vibración superficial inducida (impactos, movimiento de personas, flujo vehicular, etc.). Además, en el método ReMi se analizan las ondas con una técnica que permite separar las ondas Rayleigh de otras ondas elásticas.

Según menciona Itziar Pérez (2012), la profundidad de caracterización del estrato depende del rango de frecuencias registrado y la longitud del tendido sísmico. La profundidad de estudio será mayor si la separación entre geófonos y la longitud de la línea son mayores, pero esto reducirá la resolución de los estratos más superficiales. Por otro lado, en las bajas frecuencias que corresponden a las fases más largas y que alcanzan una mayor profundidad, el ruido ambiental suele ser más importante, por lo que si se desea caracterizar los estratos más superficiales se deben incrementar las altas frecuencias (>60 Hz).

Según Salvador Lazcano (2007), Luego de obtener el registro en campo, se debe producir el espectro de velocidad de frecuencia contra tardanza (inverso de la velocidad), conocido como espectro p-f, como se muestra en la figura 21.

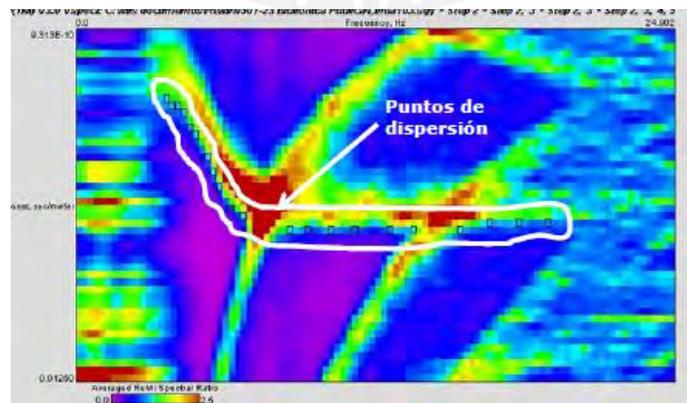


Figura 21. Espectro de velocidad (frecuencia vs tardanza) (*Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie, 2007*).

Una vez producido el espectro p-f, se genera la gráfica de períodos contra velocidad de fase de onda Rayleigh, como se ilustra en la figura 22. La velocidad de fase (V_F) es la distancia que viaja una onda en un ciclo ($V_F=\lambda/T$).

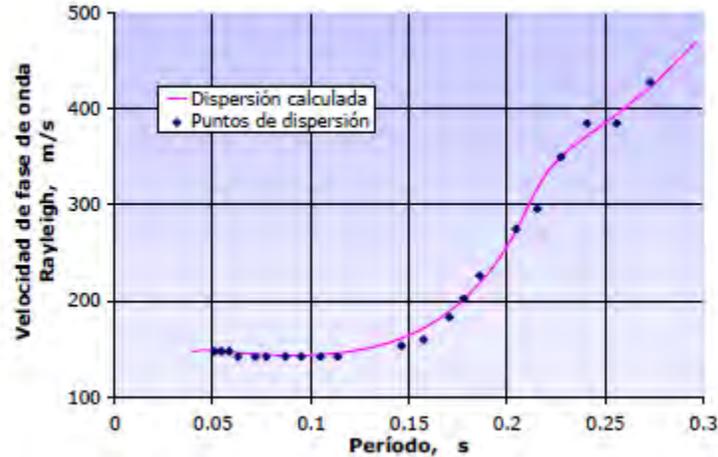


Figura 22. Gráfica periodo vs velocidad de fase de ondas Rayleigh con curva de dispersión (*Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie, 2007*).

Finalmente, se traza la curva de dispersión a través de un modelo interactivo con la gráfica período-velocidad de fase de onda Rayleigh y se determinan los espesores de los estratos y las velocidades de onda de corte (figura 23).

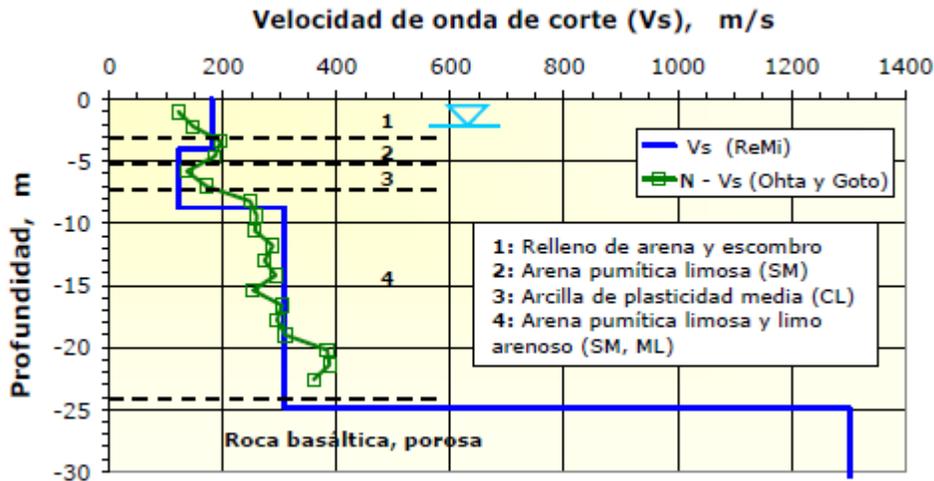


Figura 23. Perfil de velocidad de ondas de corte (V_s) contra profundidad (*Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie, 2007*).

3.5.2 Aplicabilidad a proyectos del medio local

Se buscaron los análisis más beneficiosos que se pueden obtener con el método ReMi y que se puedan aplicar a un suelo arenoso, que es el tipo de suelo que se requiere estudiar.

Caracterización sísmica de depósitos de suelos

La técnica de refracción de microtremores (ReMi) permite determinar, mediante la velocidad de onda de corte, inclusive en ambientes ruidosos como son las ciudades, los posibles tipos de materiales que conforman un perfil estratigráfico.

Según el NEHRP (1993), para clasificar los tipos de suelo hay que determinar la velocidad promedio de onda de corte en los 30 m superficiales (V_{s30}) y con esta información se tienen las siguientes descripciones del terreno en la tabla 5 relacionado a su comportamiento ante sismos.

Tabla 5. Caracterización sísmica de suelos (NEHRP 1993)

Tipo	V_{s30} (m/s)	Descripción
A	> 1,500	Roca dura
B	760 - 1,500	Roca
C	360 - 760	Suelo muy denso y roca blanda
D	180 - 360	Suelo rígido
E	< 180	Suelo blando
F	Suelos especiales (licuables, colapsables, arcillas de muy alta plasticidad, suelos orgánicos de más de 3 m de espesor)	

El periodo fundamental del suelo (T_s) se calcula de manera aproximada a partir de la siguiente ecuación:

$$T_s = \frac{4H}{V_{s\text{prom}}}$$

Donde: H: espesor del depósito de suelos; $V_{s\text{prom}}$: velocidad promedio de onda de corte desde la superficie hasta la roca basal.

Para determinar la velocidad promedio de onda de corte se calculó a partir de la siguiente ecuación:

$$V_{s\text{prom}} = H / \sum \left(\frac{h_i}{V_{si}} \right)$$

Donde: H: espesor del depósito de suelos (o 30 m para la clasificación NEHRP); h_i : espesor de los diferentes estratos de suelo; V_{si} : velocidad de onda de corte de cada estrato.

Es importante la estimación del periodo fundamental de vibración del suelo, ya que se debe evitar que este último y la edificación a construirse presenten periodos semejantes, para que no entren en resonancia y evitar la amplificación de la acción sísmica.

Evaluación de asentamientos de zapatas en arenas

Según Salvador Lazcano (2007), A partir de la velocidad de onda de corte y la densidad de un depósito de suelo, se puede determinar el módulo de rigidez al cortante máximo o inicial (G_0). Conocido este valor, se puede obtener el módulo de elasticidad ante pequeñas deformaciones o máximo (E_0) con la siguiente ecuación:

$$E_0 = 2G_0(1 + \mu) \approx 2.7\rho V_s^2$$

La relación de Poisson (μ) varía entre 0.25 a 0.49, por lo que es prudente tomar un valor de 0.35.

Por otro lado, como se observa en la figura 24, para deformaciones angulares (γ) del orden de $10^{-4}\%$, los valores de G_0 y E_0 son máximos. No obstante, en cimentaciones bien diseñadas la deformación angular es de alrededor de $10^{-1}\%$, por lo que los parámetros elásticos máximos (G_0 y E_0) se deben reducir para poder estimar los asentamientos en suelos.

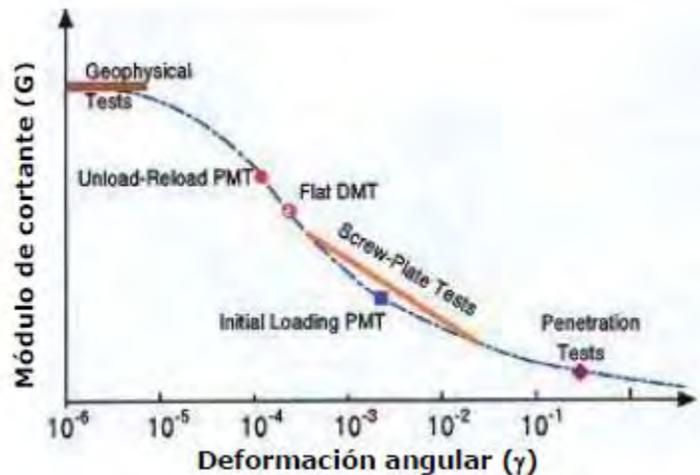


Figura 24. Reducción de módulo de cortante (G) contra deformación angular (γ) (Mayne, 2001).

Según menciona Salvador Lazcano (2007), se debe usar el módulo de cortante que corresponde a una deformación angular de 0.1% ($G_{0.1\%}$) para determinar el asentamiento de zapatas y losas de cimentación en arenas. Fahey y Carter (1993) y Mayne (2001) plantean un valor de $G_{0.1\%}$ del 20% del G_0 . De esta manera, se obtiene el módulo de elasticidad para determinar el asentamiento en suelos arenosos ($E_{0.1\%}$).

$$E_{0.1\%} \approx 0.54\rho V_s^2$$

Se aplica el método de Schmertmann (1970) y Schmertmann et al. (1978) para determinar el asentamiento, este método consiste en dividir el suelo bajo la cimentación en capas, y el asentamiento (S) se calcula mediante la suma de las deformaciones en cada capa. Se tienen las siguientes consideraciones para evaluar la deformación en las capas: la presión efectiva (Δq), el factor de influencia por deformación (I_z), el módulo de elasticidad del suelo (E_s) y el espesor de cada capa (Δz). Finalmente, el asentamiento se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$S = \Delta q \sum (I_z/E_s)/\Delta z$$



CAPÍTULO 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones y recomendaciones generales

- Del presente trabajo de investigación se puede concluir que existen diversos métodos para obtener parámetros geotécnicos en suelos arenosos. En algunos casos, estos parámetros se determinan mediante correlaciones con parámetros obtenidos directamente de los ensayos. En otros casos, los parámetros son obtenidos directamente del ensayo.
- Cada método responde a determinados parámetros geotécnicos, su aplicación dependerá de los requerimientos de cada proyecto. Si un proyecto requiere un parámetro que puede ser obtenido mediante distintos métodos, algunas variables que definan la aplicación de uno de ellos pueden ser económicos o la rapidez en la obtención de resultados.
- En base a la tendencia actual y la estandarización en la utilización del ensayo SPT, se afirma que este ensayo resulta ser bastante impreciso principalmente debido a la alta variabilidad que presenta en la toma de resultados. Esto se debe a factores como la experiencia del operador, las condiciones del dispositivo, las correcciones que se utilizan y sobre todo la no continuidad que ofrece en la toma de datos. Debido a esta limitación, se concluye que este puede ser reemplazado por alguno de los métodos propuestos previamente, como por ejemplo el ensayo CPTu, el cual actualmente se encuentra bastante implementado a nivel nacional y existen bastantes empresas que se encargan de la realización de este.
- Debido a la limitación que genera la ausencia de empresas que actualmente ofrezcan el servicio de los ensayos DMT, DCP, PMT y ReMi a nivel nacional, se recomienda poder fomentar la utilización de estos para proyectos de construcción, ya que como se mencionó, estos presentan bastantes beneficios en relación con el ya mencionado ensayo SPT, actualmente utilizado en la mayoría de los casos.
- Es posible obtener el ángulo de fricción en laboratorio utilizando muestras inalteradas de arenas gracias a tecnologías de congelación unidimensional o pistones muestreadores especiales; sin embargo, el uso de éstas es inviable en proyectos de edificación debido al alto costo que representan. Estas técnicas son comúnmente utilizadas en investigaciones para corroborar o

descartar las metodologías y correlaciones propuestas por los distintos autores según los resultados de los ensayos mediante métodos in-situ.

- La obtención de parámetros ingenieriles en arenas mediante métodos in-situ por medio de correlaciones, nos ayudan a entender el comportamiento y la respuesta de ésta; sin embargo, deben ser tomados según el criterio y experiencia del profesional encargado, ya que en ningún caso es posible obtener valores exactos; sino más bien, valores que permiten tener una idea de lo que rige en sí.

4.2. Conclusiones y recomendaciones por método

Ensayo presiométrico

- Del ensayo presiométrico se pueden obtener parámetros de resistencia y deformabilidad gráficamente o con relaciones empíricas; sin embargo, este ensayo no nos brinda algunos parámetros geotécnicos; por ejemplo, la densidad de los suelos, la presión de poros, permeabilidad, etc. Por esta razón, el ensayo presiométrico es una buena alternativa para obtener distintos parámetros ingenieriles, pero este debe estar complementado por ensayos de laboratorio y de otros ensayos in-situ.
- En el ensayo presiométrico la calidad de los parámetros deducibles depende de la correcta ejecución de las cavidades en donde se va a ingresar la sonda, ya que la mayoría de los parámetros descritos en capítulo anterior son obtenidos de la curva presiométrica la cual depende directamente del proceso de perforación e inserción de la sonda. Por lo tanto, se recomienda hacer un estudio preliminar del tipo de terreno a ensayar para poder aplicar el ensayo más conveniente para el terreno.
- En técnicas de exploración de campo según la Norma Peruana E.050 no se menciona el ensayo presiométrico, lo que genera que no exista empresas que realicen este tipo de ensayo; por lo tanto, para poder realizar este ensayo será necesario traer el equipo de otros países, además de personal especializado para la ejecución del ensayo. Por esta razón la ejecución de este ensayo en el Perú es inviable debido al gran costo para realizar el ensayo.

Dilatómetro plano de Marchetti

- Los parámetros obtenidos para arenas mediante el DMT pueden ser utilizados en expresiones que brindan información de problemas ingenieriles relacionados a arenas, tales como el asentamiento y la licuación.
- El cálculo de asentamientos mediante DMT resulta ser más preciso que el obtenido mediante el CPT; dado que, el primero considera efectos de la historia tensional del suelo en lugar de un valor de falla del suelo; además, la penetración del suelo en el ensayo DMT mediante una cuña, ocasiona que el suelo se distorsione menos que la penetración ocasionada por un cono.
- Es posible obtener parámetros resistentes de arenas mediante las metodologías presentadas; sin embargo, estos valores no deben tomarse como un valor exacto y absoluto, dado que se suele sobreestimar el valor de estos de una forma conservadora.
- La incorporación del módulo sísmico en el ensayo DMT permite obtener los valores de velocidad de ondas de corte, siendo estos datos importantes al momento de realizar análisis de deformaciones en suelos y la evaluación del potencial de licuación, según la metodología propuesta por Andrus y Stokoe.

Ensayo piezocono (CPTu)

- Se concluye que el ensayo CPT y su variante CPTu presenta una amplia gama de características y beneficios para su aplicabilidad en arenas, lo cual hace que sea una opción viable para la aplicación en proyectos de construcción. Esto se debe a que actualmente este método se ha implementado de buena manera a nivel nacional y al existir una amplia gama de empresas que ofrecen este servicio, el interesado en utilizar el método podría escoger entre las distintas posibilidades y obtener una buena relación costo/beneficio.
- Se presenta una aproximación bastante aproximada entre la obtención del perfil estratigráfico y clasificación del suelo haciendo uso del ensayo CPT y un perfil obtenido mediante la obtención de muestras, ya que se ha demostrado en distintos estudios que esta interpretación obtenida por el primer método es en algunos casos mejor que la generada con el segundo método, ya que una de las ventajas del Piezocono es que ofrece la posibilidad de tomar mediciones continuas a lo largo del perfil de terreno, representan de una buena manera el comportamiento del terreno al no alterarlo y se puede llegar hasta profundidades considerablemente grandes.
- A través del desarrollo de este ensayo en la presente investigación, se ha demostrado que nos permite obtener distintos parámetros característicos en suelos arenosos, tales como la densidad relativa, el ángulo de fricción del suelo, entre otros. El buen conocimiento de estos parámetros nos

permite desarrollar y caracterizar de manera correcta el comportamiento del suelo ante cualquier situación y el ensayo de Piezocono, por lo tanto, resulta ser una buena opción, debido al actual desarrollo en investigaciones basadas en este ensayo y las buenas bases teóricas que presenta.

- Con respecto a la comparación entre este ensayo y el SPT, se concluye que, aparte de poder correlacionar de manera óptima estos dos, en algunos casos los resultados obtenidos del parámetro N_{60} con resultados de CPT_u son más confiables que los obtenidos con el mismo SPT, ya que como se mencionó, el primero no depende de la experiencia del operador y proporciona medidas continuas a lo largo del terreno investigado.
- Un importante beneficio que ofrece este ensayo es poder determinar el comportamiento dilatativo o contractivo de un suelo. Esta importancia radica en el fenómeno de licuefacción que se produce mayormente en el segundo tipo de suelo mencionado, ya que este ha sido causante de muchas fallas en estructuras en general.
- Mencionando las limitaciones de este ensayo, se concluye que no es aplicable en suelos muy densos o gravosos debido a las características del equipo utilizado además de no ofrecer la posibilidad de obtener muestras del terreno. Por esta razón, es recomendable complementar este ensayo con otros que permitan la obtención de muestras para poder, de alguna forma, corroborar la veracidad de los resultados obtenidos.

Ensayo Penetrómetro Dinámico de Cono (DCP)

- El ensayo DCP se utiliza generalmente en obras de infraestructura vial, debido a que es aplicable hasta una profundidad máxima de 2 m. Este método presenta simplicidad en su ejecución y registro de datos. Además, se puede utilizar en zonas de difícil acceso. Debido a su mecanismo rústico y su baja capacidad de penetración, este instrumento se emplea principalmente en el control de compactación y espesores de capas de base, sub-base y sub-rasante.
- Los parámetros geotécnicos obtenidos de las diversas correlaciones con el DPI promedio del método DCP muestran un alto grado de determinación para suelos arenosos. Estos resultados pueden ser usados para evaluar de manera rápida las condiciones del suelo.
- Se puede determinar un CBR in situ de manera rápida similar al CBR obtenido en el laboratorio en suelos arenosos mediante la ecuación planteada en la Norma ASTM D 6951, en donde se correlaciona el DPI promedio y el CBR in situ.

Refracción de Microtremores (ReMi)

- La velocidad de ondas Rayleigh es un valor ligeramente inferior (7% aproximadamente) a la velocidad de onda de corte (V_s), por lo que estas velocidades se consideran equivalentes, esta suposición ha dado resultados confiables en su aplicación
- El método ReMi, a diferencia de otros métodos de onda de superficie, no se ve afectado por el ruido de las ciudades, por el contrario, se beneficia, lo que lo hace ideal para aplicarse en zonas urbanas permitiendo determinar de manera rápida y confiable la velocidad de ondas de corte (V_s).
- La obtención de la velocidad de ondas de corte (V_s) es importante, ya que nos permite determinar el módulo de rigidez al cortante (G), inferir la densidad en campo y entre otros valores. Además, con las propiedades antes mencionadas, es posible realizar el diseño de las cimentaciones de una estructura, ya que permite estimar el asentamiento.



CAPÍTULO 5. BIBLIOGRAFÍA

Larkela, A., Mengelt, M., & Stapelfeldt, T. (2013). "Determination of distribution of modulus of subgrade reaction". *In Proc., 18th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, French Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (CFMS), Paris, France* (pp. 1313-1315).

Pérez, A. (2014). "Módulo de elasticidad". Castellón, España: Mecapedia. Recuperado de http://www.mecapedia.uji.es/modulo_de_elasticidad.htm

Vicente, M. A. (s.f.). "Asentamientos en suelos". Ingeniero de caminos. Recuperado de <https://ingeniero-de-caminos.com/aviso-legal/>

Zegarra, J. y Zavala, G. (2011). "Resistencia al corte de los suelos". Lima: PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniera.

Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT):

ASTM D6635-01 (2015). "Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer". Pensilvania: *American Society for Testing and Materials (ASTM)*.

Bertoli, D. (2017). "Modelado Numérico del Ensayo Dilatómetro de Marchetti". Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Chile. Recuperado de: <https://repositorio.usm.cl/>

Cáceres M., Oróstegui P., Moffat R., Villalobos F. (2018), "Estimación de asentamientos de edificios en suelos areno-limosos saturados de Concepción mediante ensayos CPTU y DMT". *Congreso de sociedad chilena de geotecnia 2018 SOCHIGE X*, Valparaíso, Chile.

Devincenzi, M. & Frank, N. (2004). "Ensayos Geotécnicos In situ. Su ejecución e interpretación". IGEO TEST, S.L., Girona, España.

Marchetti, S. (1997). "The Flat Dilatometer: Design Applications". *Third Geotechnical Engineering Conference*, Cairo University, Keynote lecture, 421-448.

Marchetti S. & Marchetti D. (2012). "El Dilatómetro Sísmico SDMT para ensayos de suelos in situ". *Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica 2012 CAMSIG XXI*, Rosario, Santa Fe, Argentina.

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

Mayne, P. (2015) "Peak Friction Angle of Undisturbed Sands using DMT". *Third International Conference On the Flat Dilatometer*, Rome, Italy.

Penetrómetro Dinámico de Cono (DCP):

ASTM D6951 / D6951M. (2018). "Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications". Pensilvania: *American Society for Testing and Materials (ASTM)*.

Bermúdez, J. D., & Vásquez, O. A. (2016). "Validación del Método de DCP aplicado en campo en relación al ensayo CBR en laboratorio". *14th LACCEI International Multi-Conference for Engineering, Education, and Technology "Engineering Innovations for Global Sustainability"*. San José, Costa Rica.

Hamid, A. M. (2015). "The dynamic cone penetration test: a review of its correlations and applications". *In International Conference on Advances in Civil and Environmental Engineering*. Pulau Pinang, Malaysia.

Mohammadi, S. D., Nikoudel, M. R., Rahimi, H., & Khamehchiyan, M. (2008). "Application of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP) for determination of the engineering parameters of sandy soils". *Engineering Geology*, 101(3-4), 195-203.

Ensayo Presiométrico (PMT):

ASTM D4719 (2020). "Standard Test Methods for Prebored Pressuremeter Testing in Soils". Pensilvania: *American Society for Testing and Materials (ASTM)*.

Cano, H. (2007) "Técnicas in situ para la caracterización del comportamiento elástico no lineal de suelos duros".

Devincenzi, M. J. & Marchetti, S. (2002). "El ensayo dilatométrico de Marchetti. Aplicaciones recientes en España". *Ingeopres N°100 EXTRAORDINARIO*. Pp 64-73. ISSN: 11364785.

Devincenzi, M. J. & Norberto, F. (2008). "Ensayos Geotecnicos In Situ. Su ejecución e interpretación". *Igeostest S.L. Ensayos geotécnicos y Mediambientales*.

Devincenzi, M. J. & Pérez, N. (2009). "Ensayos presiométricos. Tipología y ejecución". *Jornada Técnica Aula Paymacotas: El ensayo presiométrico en el proyecto geotécnico*, Barcelona (España). Pp 75-96.

Mair, R. J., & Wood, D. M. (2013). "Pressuremeter testing: methods and interpretation". Elsevier.

Muñoz Toledo, M. A. (2014). "Obtención de parámetros geotécnicos a través de ensayos de presiometría". Doctoral dissertation, Universidad Central "Marta Abreu" de las Villas.

Pérez de Ágreda (2009), E. A. P. *Jornada Técnica del Ensayo Presiométrico en el Proyecto Geotécnico*.

Robertson, P.K.; Sully, J.P. & Woeller, D.J. et. al. (1992). "Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests". *Canadian Geotechnical Journal* Volume 29, N° 4, Pp 539-550.

Sau Valenzuela, N. (2011). "Estudio numérico de excavaciones apantalladas en Hospitalet de Llobregat".

Refracción de Microtremores (ReMi):

Bard, P.Y., 1999. "A Tool for Site Effect Estimation". The Effects of Surface Geology on Seismic Motion, (Eds. Irikura, K., Kudo, K. Okada, H. Satasini, T.), Balkema, Rotterdam, 3: 1251-1279.

Fahey M. y Carter J.P. (1993). "A finite element study of the pressurometer in sand using non-linear elastic plastic model", *Canadian Geotech. Jour.*, 30: 348-362.

Lazcano Días del Castillo, S. (2007). "Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie". Trabajo de ingreso a la Academia de Ingeniería de México.

Louie, J.N., (2001). "Faster, better: Shear-wave velocity to 100 meters depth from refraction microtremor arrays." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 91(2), 347-364.

Mayne P.W. (2001). "Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced insitu tests", Proc. Int. Conf. on In-Situ Measurements of Soil Properties and Case Histories, Bali, Indonesia, 27-48.

Park, C.B., Miller, R.D., Xia, J., (1999). "Multi-channel analysis of surface waves." *Geophysics*, 64: 800-808.

Pérez Santiesteban, I. (2012). "Caracterización geotécnica de los suelos de Madrid mediante la técnica REMI (Refraction Microtremor)" (Tesis Doctoral). Universidad Complutense de Madrid.

Schmertmann J.H. (1970). "Static cone to compute static settlements over sand", Jour. Soil Mech., ASCE, 96 (SM3): 1011-1043.

Schmertmann J.H., Hartman J.P. y Brown P.R. (1978). "Improved strain influence factor diagrams", Jour. Geotech, Engr., ASCE, 104 (8): 1131-1135.

Taga, N., 1993. "Earthquake motion and ground conditions". The Architectural Institute of Japan, Tokyo, 315-325.

Ensayo de Penetración de Cono (CPT):

ASTM-D5778-07. (2007). "Standard test method for performing electronic friction cone and peizocone penetration testing of soils". *ASTM International*.

Campanella, R.G, P.K Robertson, y D Gillespie. (1986). "Factors affecting the pore wáter pressure and its measurement around penetrating cone". *Canadian Geotechnical Conference*. Ottawa, 291-299.

Díaz, Gonzalo. (2011) . Tesis de grado: "Caracterización de un Sitio Mediante Ensayo CPTu". Asesor: Jorge Alberto Rodríguez. Pontificia Universidad Javeriana de Bogotá, Facultad de Ingeniería, Maestría en Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia.

Eslami, A. & Fellenius, B. H., (1997). "Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories". *Canadian Geotechnical Journal*, 34(6), 880-898.

Eslami, A. & Fellenius, B. H., (2004). "CPT and CPTu data for soil profile interpretation: Review of Methods and a Proposed New Approach". *Irian Journal of Science & Technology*, Transaction B, Vol. 228, No. B1.

Jefferies, M G, y M P Davies. (1983). "Estimation of SPT N values from the CPT". *ASTM*, 1983.

Kulhawy y Mayne. (1990). "Manual on estimating soil properties for foundation design". *Electric Power Research Institute*.

Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. (1991). "Relative density, SPT, and CPT interrelationships. Calibration Chamber Testing". (Proceedings, ISOCCT, Potsdam), Elsevier, New York, 197-211.

Mayne, Paul W., Christopher, Barry R. y De Jong, Jason. (2001). “Manual on subsurface investigations / National Highway Institute, Federal Highway Administration”. Washington. – 305 p.

Mayne, Paul W. (2006). “Interpretation of the electric cone penetration test (CPT) and its derivatives. Site characterization by seismic piezocone”. Atlanta: *ASCE Geotronics*.

Mayne, P.W. (2007). “Cone Penetration Testing State-of-Practice”. NCHRP Project 20-05.

Robertson, P. K. & Campanella, R. G., (1983). “Interpretation of cone penetrometer tests, Part I sand”. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), 718-733.

Robertson, P.K., Campanella, R. G., Gillespie, D. & Grieg, J., (1986). “Use of piezometer cone data”. *Proceedings of American Society of Civil Engineers, ASCE, In-Situ 86 Speciality Conference*, (1263-1280). Edited by S. Clemence, Blacksburg, June 23-25, Geotechnical Special Publication GSP No. 6.

Robertson, P. K., (1990). “Soil classification using the cone penetration test”. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 151-158.

Robertson, P.K. (2009). “Interpretation of cone penetration test- a unified approach”. *Canadian Geotechnical Journal*: 1337-1355.

Robertson, P.K. (2010). “Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering. ASCE*, 136 (6): 842-853.

Robertson, Peter K, y K L Cabal. (2010). “Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering”. Gregg Drilling & testing, Inc.

Robertson, P K. (2016). “Cone Penetration Test (CPT) Based Soil Behavior Type Classification System- An Update”. *Canadian Geotechnical Journal*.

Wroth, C. (1988). “Penetration testing, a more rigorous approach to interpretation”. Proceeding of the international symposium on penetration testing.